ISBN: 978-602-60286-0-0

PROSIDING

# KoNTekS 10

## Konferensi Nasional Teknik Sipil 10

*Menuju Masyarakat Industri Konstruksi*
*Berdaya Saing Tinggi*
*dan Pembangunan Infrastruktur Berkelanjutan*

**Editor :**
**Harijanto Setiawan**
**Ferianto Raharjo**
**Siswadi**

**Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik**
**Universitas Atma Jaya Yogyakarta**

PROSIDING

# KoNTekS 10

## Konferensi Nasional Teknik Sipil 10

*Menuju Masyarakat Industri Konstruksi*
*Berdaya Saing Tinggi*
*dan Pembangunan Infrastruktur Berkelanjutan*

ISBN : 978-602-60286-0-0

**Editor :**
Harijanto Setiawan
Ferianto Raharjo
Siswadi

**Desain sampul dan Tata letak**
GKM Print

**Penerbit**
Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik
Universitas Atma Jaya Yogyakarta

**Redaksi :**

Jl. Babarsari No. 44
Yogyakarta 55281
Telp : 0274 - 487711 ext: 2162
email : tsipil@mail.uajy.ac.id

Cetakan pertama, Oktober 2016

Hak cipta dilindungi undang - undang
Dilarang memperbanyak karya tulis ini dalam bentuk dan dengan cara
apapun tanpa ijin

## SAMBUTAN KETUA PANITIA

Puji dan syukur kami panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Kasih karena berkat dan rahmat dan kasihNya yang melimpah maka Konferensi Nasional Teknik Sipil (KoNTekS) pada tahun 2016 ini dapat terselenggara di Universitas Atma Jaya Yogyakarta. KoNTeks di tahun 2016 ini telah mencapai penyelenggaraan yang ke sepuluh. Selama sepuluh tahun ini KoNTekS telah mengalami perubahan dan perkembangan yang luar biasa, dimulai dari penyelenggaraan pertama oleh Universitas Atma Jaya Yogyakarta hingga akhirnya menjadi agenda bersama dari tujuh perguruan tinggi di Indonesia, yaitu Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Universitas Pelita Harapan, Universitas Udayana, Universitas Trisakti, Universitas Sebelas Maret, Institut Teknologi Nasional dan Universitas Tarumanagara. Bahkan sejak tahun 2011, KoNTekS selalu diselenggarakan bersama dengan Rapat Koordinasi Badan Musyawarah Pendidikan Tinggi Teknik Sipil Seluruh Indonesia (BMPTTSSI).

KoNTekS 10 yang diselenggarakan di kampus Universitas Atma Jaya Yogyakarta pada tanggal 26-27 Oktober 2016 mengambil tema 'Menuju Masyarakat Industri Konstruksi Berdaya Saing Tinggi dan Pembangunan Infrastuktur Berkelanjutan'. Tema ini dipilih seiring dengan munculnya berbagai tantangan yang dihadapi industri konstruksi Indonesia, antara lain: berkembangnya pembangunan infrastruktur di Indonesia yang membawa dampak gangguan ke berbagai aspek seperti fungsional, geografis, sosial ekonomi dan lingkungan. Selain itu industri konstruksi Indonesia juga menghadapi tantangan lain yaitu berlakunya era perdagangan global, terlebih sejak diberlakukannya kesepatakan Masyarakat Ekonomi ASEAN.

Secara khusus dalam KoNTeks 10 ini akan diadakan diskusi panel tentang Pendidikan Tinggi Teknik Sipil yang menampilkan narasumber dari kalangan perguruan tinggi swasta dan organisasi profesi. Diharapkan forum ini dapat memberikan masukan yang bermanfaat bagi pengembangan Pendidikan Tinggi Teknik Sipil di Indonesia.

Pada kesempatan ini perkenankan kami mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada semua pihak yang telah mendukung penyelenggaraan KoNTekS 10. Secara khusus ucapan terima kasih kami ucapkan kepada:

1. Dekan Fakultas Teknik Universitas Atma Jaya Yogyakarta
2. Segenap Ketua Program Studi / Ketua Jurusan dari semua perguruan tinggi penyelenggara
3. Segenap pengurus BMPTTSSI, PII, ASTISI dan HAKI
4. Segenap Komite Ilmiah
5. Segenap Panitia Penyelenggara
6. Segenap Sponsor
7. Semua pihak yang tidak dapat saya sebutkan satu persatu

Akhir kata kami mengucapkan selamat berkonferensi kepada segenap pembicara, pemakalah dan peserta KoNTekS 10. Semoga konferensi ini memberi hasil yang bermanfaat bagi perkembangan industri konstruksi dan pendidikan Teknik Sipil di Indonesia. Apabila selama penyelenggaraan konferensi ini terdapat hal-hal yang kurang berkenan, kami mohon maaf yang sebesar-besarnya.

Yogyakarta, 26 Oktober 2016

Harijanto Setiawan, Ph.D.

**SAMBUTAN**
**KETUA PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL**
**FAKULTAS TEKNIK – UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA**

Segala puji syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa karena atas segala kasih karunia-Nya maka Konferensi Nasional Teknik Sipil (KoNTekS) telah diselenggarakan selama sepuluh tahun. KoNTekS 10 tahun ini diselenggarakan di Universitas Atma Jaya Yogyakarta dengan tema Menuju Masyarakat Industri Konstruksi Berdaya Saing Tinggi dan Pembangunan Infrastruktur Berkelanjutan. KoNTekS 10 ini dilaksanakan sebagai hasil kerja sama dari tujuh perguruan tinggi yaitu: Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Universitas Pelita Harapan, Universitas Udayana, Universitas Trisakti, Universitas Sebelas Maret, Institut Teknologi Nasional, dan Universitas Tarumanagara. Pada KoNTekS ini sejumlah makalah terpilih akan dimuat dalam Jurnal Teknik Sipil - Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Jurnal Ilmiah Teknik Sipil - Universitas Udayana dan Jurnal Media Komunikasi Teknik Sipil - BMPTTSSI dan PII.

Konferensi Nasional Teknik Sipil (KoNTekS) merupakan acara ilmiah teknik sipil berkala yang digagas oleh Program Studi Teknik Sipil Universitas Atma Jaya Yogyakarta dan telah dilaksanakan setiap tahunnya sejak tahun 2007. Sejak tahun 2009, Universitas Atma Jaya Yogyakarta memberikan kesempatan bagi perguruan tinggi lain untuk bermitra menjadi tuan rumah penyelenggara KoNTekS. Melalui konferensi ini para peserta dapat berkumpul dan saling bertukar informasi hasil-hasil penelitian yang telah dilakukan. Materi yang disampaikan oleh para pembicara diharapkan dapat memberikan kontribusi bagi perkembangan ilmu pengetahuan khususnya di bidang teknik sipil.

Ucapan terima kasih dan penghargaan kami sampaikan kepada segenap panitia pelaksana yang telah bekerja keras, para perguruan tinggi mitra penyelenggara KoNTekS, para pembicara, anggota komite ilmiah, pihak sponsor dan semua pihak yang telah bekerja dan memberikan kontribusinya bagi penyelenggaraan KoNTekS 10 ini. Kami ucapkan selamat mengikuti konferensi dan sampai bertemu lagi pada KoNTekS 11 di tahun mendatang.

Yogyakarta, 26 Oktober 2016

Johanes Januar Sudjati
Ketua Program Studi Teknik Sipil UAJY

# BADAN MUSYAWARAH
## PENDIDIKAN TINGGI TEKNIK SIPIL SELURUH INDONESIA
## (BMPTTSSI)
**Sekretariat: Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Udayana**
**Alamat: Jl. Kampus Universitas Udayana, Bukit Jimbaran, Badung - Denpasar 80361**
Telp./Fax: 0361-703385 ; website: http://www.bmpttssi.org/index.php ; e-mail : bmpttssi_pusat@yahoo.com


SAMBUTAN SEKJEN BMPTTSSI
DALAM RANGKA KONFERENSI NASIONAL TEKNIK SIPIL (KoNTeKS) ke 10

As. Wbr.
Salam Sejahtera.
Om Swastyastu.

Ysh. Para pemakalah, peserta dan partisipan dalam (KoNTekS) ke 10.

Dengan Hormat

Saya selaku Sekjen Badan Musyawarah Pendidikan Tinggi Teknik Sipil Seluruh Indonesia (BMPTTSSI) sangat mengapresiasi terlaksananya kegiatan KoNTeKS setiap tahunnya. Dimana sejak awal dilaksanakannya pihak inisiator yaitu Universitas Atma Jaya Yogyakarta telah memberi kontribusi yang signifikan dalam melaksanakan kegiatan ini. Sejak awal kegiatan ini sudah merupakan agenda rutin kerjasama antara Konsorsium Penyelenggara KoNTekS, BMPTTSSI dan Asosiasi Sarjana Teknik dan Insinyur Sipil Indonesia (ASTISI).

Berkat kerjasama dalam meningkatkan koordinasi di bidang keteknik sipilan, mulai KoNTekS ke 10 ini, dilaksanakan seleksi naskah untuk kemudian disalurkan pada jurnal nasional. Hal ini merupakan suatu langkah penting dalam rangka meningkatkan kualitas jurnal dan untuk suatu saat bisa menjadi jurnal terakreditasi. Mekanisme seleksi naskah dan format penulisan perlu terus dikaji .

Dimasa yang akan datang baik sekali kalau dalam rangkaian penyelenggaraan KonTekS, dilaksanakan juga pelatihan-pelatihan sesuai potensi dan kebutuhan para anggota. Hal ini perlu persiapan yang baik dengan mengoptimalkan kerjasama dan peran para Pengurus BMPTTSSI ASTISI dan Konsorsium Penyelenggara KoNTekS.

Demikian sambutan saya, semoga dimasa yang akan datang kegiatan ini semakin semarak dan koordinasi di bidang teknik sipil semakin tertata. Saya ucapkan terimaksih kepada Panitia KoNTekS 10, *keynote speakers*, pemakalah, peserta, dan para donatur yang sudah memberikan sumbangsihnya.

Terimakasih.

Yogyakarta, 26 Oktober 2016

Sekretaris Jenderal BMPTTSSI 2015-2019




(Prof. Ir. I Nyoman Arya Thanaya, ME, PhD.)

# DAFTAR ISI

halaman

HALAMAN JUDUL ..... i
SAMBUTAN KETUA PANITIA ..... iii
SAMBUTAN SEKJEN BMPTTSSI ..... v
SAMBUTAN KETUA PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FT UAJY ..... vii
DAFTAR ISI ..... ix

**Topik: MATERIAL**

014
**PERILAKU TANAH EKSPANSIF YANG DISTABILISASI DENGAN ABU AMPAS TEBU-LIMBAH KARBIT DAN INKLUSI SERAT POLYESTER** ..... 1
*John Tri Hatmoko dan Hendra Suryadharma*

015
**PENGARUH ASPAL MODIFIKASI DENGAN PENAMBAHAN ABU CANGKANG SAWIT TERHADAP KINERJA CAMPURAN PERKERASAN ASPHALT** ..... 9
*Elsa Eka Putri, Romi Putra, Frenzy Alvila Rusdi dan Herik Pernanda*

050
**SIFAT MEKANIK DAN DURABILITAS BETON DENGAN MEMAKAI LIMBAH *FLY ASH* HASIL REKAYASA SEBAGAI *CEMENTITIOUS*** ..... 17
*Erwin Rommel, Yusuf Wahyudi dan Dini Kurniawati*

080
**PEMANFAATAN SERBUK KACA DALAM PEMBUATAN BATAKO** ..... 25
*Nursyamsi dan Ivan Indrawan*

084
**PROGRAM PENGOLAHAN SMOOTHING DATA HASIL UJI LABORATORIUM MATERIAL DAN ELEMEN STRUKTUR** ..... 31
*Kevin Gunawan, Bryan Robby, Hardi Wibowo dan Han Ay Lie*

096
**PENGARUH KOMPOSISI SERAT *POLYPROPYLENE* TERHADAP SIFAT MEKANIK BETON** ..... 41
*Ade Lisantono dan Mikhael Frederikus Kung*

128
**PENGARUH CURING AIR LAUT TERHADAP SERAPAN DAN PERMEABILITAS BETON MUTU TINGGI DENGAN BAHAN TAMBAH ABU SEKAM PADI** ..... 47
*Galuh Chrismaningwang, Achmad Basuki, Kusno Sambowo dan Achsan Nurcholis*

143
**PENGARUH DURASI DAN SUHU PEMBAKARAN TERHADAP KUAT TEKAN BETON CAMPURAN CANGKANG KERANG (Dengan Menggunakan Beton K-250 Pada FAS 0,42)** ..... 53
*Wahyuni dan Keumala Citra Sarina Zein*

163
**DINDING *POLYSTYRENE* DENGAN PERKUATAN KAWAT LOKET MENGGUNAKAN TEKANAN KEMPA 2 MPa** ..... 61
*Ade Okvianti Irlan*

202
**PENENTUAN NILAI STABILITAS MARSHALL DENGAN MENGGUNAKAN ARTIFICIAL NEURAL NETWORK** ..... 71
*Rendi Pratama Siregar, Zulkarnain A. Muis dan Irwan Suranta Sembiring*

208
**PERENCANAAN CAMPURAN *FUNCTIONALLY GRADED CONCRETE* (FGC) UNTUK MEMBENTUK BETON GRADASI** ..... 81
*Choeririzky Sholikhah, Dita Ratnafuri, Han Ay Lie, Purwanto dan Arif Hidayat*

224
**PENGARUH PENGGUNAAN PASIR SILIKA SEBAGAI BAGIAN BAHAN AGREGAT HALUS DALAM CAMPURAN AC-WC TERHADAP KARAKTERISTIK MARSHALL** ..... 91
*Harmiyati*

238
**GERABAH SEBAGAI AGREGAT KASAR PADA BETON** ..... 101
*Kane Ligawan dan Angelina Eva Lianasari*

249
**EFISIENSI PENAMPANG BALOK BETON DENGAN SANDWICH MUTU MATERIAL** ..... 111
*Bernardinus Herbudiman dan Yongki Aldino*

256
**PENGARUH PENGGUNAAN ABU TERBANG TERHADAP SIFAT MEKANIS *REACTIVE POWDER CONCRETE*** ..... 119
**Widodo Kushartomo dan Kelvin Tandio**

262
**SIFAT MEKANIS BETON AKIBAT PENGARUH STEEL SLAG SEBAGAI BAHAN *SUBTITUSI AGREGAT HALUS*** ..... 127
*Alex Kurniawandy, Ermiyati dan Rizki Wirma*

291
**PERILAKU BETON GEOPOLIMER BERDASARKAN KEHALUSAN FLY ASH** ..... 137
*Firdaus dan Ishak Yunus*

**Topik: STRUKTUR**

018
**PERENCANAAN DAN PELAKSANAAN JEMBATAN PELENGKUNG BETON BERTULANG TYPE *LANGER* SAMOTA** ..... 143
*Sutarja, I Nyoman*

019
**PERFORMANCE EVALUATION OF SEMI RIGID STEEL COLUMN BASE CONNECTIONS ON CONCRETE FRAMES USING PUSHOVER ANALYSIS** ..... 149
*Andy Prabowo*

023
**STUDI PENGGUNAAN WIREMESH DAN SCC SEBAGAI MATERIAL RETROFIT TERHADAP KEKUATAN GESER BALOK BETON BERTULANG** ..... 159
*A. Arwin Amiruddin, Herman Parung dan Riswal K*

056
**ANALISA KONSTRUKSI RUMAH TRADISIONAL TORAJA (TONGKONAN)** ..... 167
*Reni Oktaviani Tarru dan Yusri Limbongallo*

068
**GAYA UPLIFT DALAM PERENCANAAN UNDERGROUND RESERVOIR** ..... 185
*Johannes Tarigan, Simon Dertha dan Philip Amsal Apriano Ginting*

078
**BALOK BETON KOMPOSIT CAMPURAN MORTAR DAN PARTIKEL KAYU DALAM POLA RESPON MEKANIK LENTUR DAN GESER** ..... 195
*Shyama Maricar, Nirmalawati dan Agus Rivani*

079
**ANALISIS PERILAKU GESER BALOK KASTELLA KOMPOSIT MORTAR** ..... 201
*Andina Prima Putri, Iman Satyarno dan Suprapto Siswosukarto*

095
**STUDI NUMERIK SAMBUNGAN DENGAN BAUT-GUSSET PLATE PADA STRUKTUR GABLE FRAME TIGA SENDI** ..... 207
*Pinta Astuti, Martyana Dwi Cahyati dan Hakas Prayuda*

108
**KEKUATAN BALOK LENTUR TERSUSUN DENGAN KAYU LOKAL** ..... 213
*Parang Sabdono, Sukamta, Davied Hamonangan dan Faldy*

109
**PERBAIKAN ELEMEN STRUKTUR BALOK BETON BERTULANG AKIBAT KEBAKARAN DENGAN METODE INJEKSI DAN GRAVITASI *GROUT*** ..... 219
*Hazairin, Bernardinus Herbudiman dan Egi Nuamsyah Kosasih*

134
**FAKTOR-FAKTOR YANG MEMPENGARUHI *BOND STRENGTH* STRUKTUR BETON DENGAN SELUBUNG PIPA PADA SISTEM STRUKTUR PRACETAK** ..... 229
*Ninik Catur E.Y*

138
**KAPASITAS DAN DAKTILITAS AKSIAL KOLOM PENAMPANG PIPIH DENGAN TULANGAN TRANSVERSAL DARI *GALVANIZED WELDED WIRE FABRIC (G-WWF)*** ..... 237
*I Ketut Sudarsana, I GN Oka Saputra dan Putu Ayu Rapita Astri*

148
**EVALUASI DAKTILITAS KURVATUR PILAR JEMBATAN BETON BERTULANG** ..... 245
*Bambang Hadibroto dan Ade Faisal*

150
**GRUP TULANGAN DIAGONAL SEBAGAI PERKUATAN DINDING PANEL BETON RINGAN MENGURANGI KEGAGALAN GESER** ..... 255
*Yenny Nurchasanah, Muhammad Ujianto dan Gagah*

178
**OPTIMALISASI PEMASANGAN PENGHUBUNG GESER BAUT PADA BALOK BAMBU SUSUN** ..... 263
*Noverma*

182
**PERKUATAN LENTUR BALOK BETON BERTULANG DENGAN *FIBER GLASS* TIPE *WOVEN ROVING*** ..... 271
*Johanes Januar Sudjati dan Paulinus Perjuangan Zebua*

206
**PENGARUH PERUBAHAN BEBAN GEMPA TERHADAP KINERJA MODEL GEDUNG PERKANTORAN LIMA LANTAI PADA KONDISI TANAH SEDANG DI WILAYAH CILACAP** ..... 277
*Gathot Heri Sudibyo, Yanuar Haryanto dan Eva Wahyu Indriyati*

221
**STUDI GAYA LEDAK ELSTERNAL PADA STRUKTUR BANGUNAN** ..... 285
*Jack Widjajakusuma dan Eric Christopher*

240
**ANALISIS KINERJA STRUKTUR BETON BERTULANG DENGAN KOLOM MODIFIKASI YANG DIPERKUAT LAPIS CFRP** ..... 293
*Ida Bagus Rai Widiarsa dan Ida Bagus Dharma Giri*

241
**ANALISIS PERKUATAN BALOK BAJA DENGAN MEMPERHITUNGKAN EFEK REDISTRIBUSI MOMEN** ..... 299
*Wiryanto Dewobroto dan Petrus Ricky*

243
**PENGARUH STEEL FIBER TERHADAP KUAT GESER REACTIVE POWDER CONCRETE** ..... 305
*Daniel Christianto, Widodo Kushartomo dan Wiratman Wangsadinata*

257
**KINERJA STRUKTUR GEDUNG BERATURAN SISTEM GANDA BERDASARKAN PERENCANAAN BERBASIS PERPINDAHAN LANGSUNG** ..... 315
*Raja Parulian Purba, Zulfikar Djauhari dan Reni Suryanita*

290
**KAJIAN PENGARUH PERILAKU TEGANGAN REGANGAN TEKAN BETON YANG DIPERKUAT SERAT SINTETIS TERHADAP PERILAKU MOMEN KURVATUR** ..... 325
*Rosidawani, Iswandi Imran, Saptahari Sugiri dan Ivindra Pane*

294
**APLIKASI *INCREMENTAL DYNAMIC ANALYSIS* UNTUK PENILAIAN KERENTANAN DAN RESIKO SEISMIK JEMBATAN** ..... 333
*Niam A. Wibowo, Dean H. Wardana, Mutiara Puspahati C, Senot Sangadji, Edy Purwanto dan S. A. Kristiawan*

295
**FUNGSI *FRAGILITY* (KERAPUHAN) SEBAGAI ALAT EVALUASI KINERJA SEISMIK STRUKTUR TIPIKAL JEMBATAN JALAN RAYA BETON** ..... 341
*Enjels N. Tropormera, Agus Trisyanto, Mutiara Puspahati C, Senot Sangadji, Agus Supriyadi dan Supardi*

297
**PENYEDERHANAAN PERHITUNGAN GAYA GESER DASAR SEISMIK (V) SNI GEMPA 2012 UNTUK TIPIKAL BANGUNAN GEDUNG SEKOLAH DI JAWA TENGAH** ..... 349
*Himawan Indarto dan Hanggoro Tri Cahyo Andiyarto*

298
**PREDIKSI RESPONS STRUKTUR BANGUNAN BERDASARKAN SPEKTRA GEMPA INDONESIA MENGGUNAKAN JARINGAN SARAF TIRUAN** ..... 359
*Reni Suryanita, Hendra Jingga, Harnedi Maizir dan Enno Yuniarto*

## Topik: TRANSPORTASI

012
**THE RELATIONSHIP AMONG LAND USE PATTERN, SOCIO ECONOMIC FACTORS AND TRAVEL BEHAVIOURS** ..... 369
*Dewa Made Priyantha Wedagama*

013
**KAJIAN KELAYAKAN FINANSIAL PENGEMBANGAN ANGKUTAN WISATA DI KOTA DENPASAR** ..... 377
*Putu Alit Suthanaya, Dyah Ayu Lestari*

022
**ESTIMASI MATRIK ASAL TUJUAN PERJALANAN DI KOTA SURAKARTA DENGAN MODEL GRAVITY** ..... 385
*Syafi'i, Slamet Jauhari Legowo dan Lydia Novitriana Nur Hidayati*

031
**IDENTIFIKASI KADAR EMISI GAS BUANG $CO_2$ AKTIVITAS TRANSPORTASI PADA JALAN LINGKUNGAN DI WILAYAH BANDUNG TIMUR** ..... 395
*Atmy Verani R Sihombing*

034
**AKURASI INFORMASI WAKTU PERJALANAN BERDASARKAN PERSEPSI PENGGUNA JALAN (Studi Kasus : Ring Road Utara Surakarta)** ..... 405
*Amirotul MH Mahmudah, Dewi Handayani dan Arief Rahman Hakim*

058
**STUDI KOMPARASI PENGGUNAAN *LIGHT WEIGHT DEFLECTOMETER* (LWD) PUSJATAN DAN *FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER* (FWD) PADA LAPIS PONDASI JALAN** ..... 413
*Siegfried dan Afrizal Naumar*

061
**PERHITUNGAN KEBUTUHAN TEBAL *OVERLAY* ASPAL MENGGUNAKAN PROGRAM EVERSERIES 5.0 DAN METODE BINA MARGA Pd.T-05-2005-B** ..... 419
*Ria Askarina dan Angga Marditama Sultan Sufanir*

066
**KELAYAKAN FINANSIAL PEMBANGUNAN GEDUNG PARKIR SEPEDA MOTOR UNIVERSITAS SEBELAS MARET SURAKARTA** ..... 427
**Dewi Handayani, Raden Ajeng Dinasty Purnomoasri dan Slamet Jauhari Legowo**

067
**PROBABILITAS PENGGUNA KERETA API CEPAT JAKARTA BANDUNG MENGGUNAKAN MODEL LOGIT BINER** ..... 435
*Kartika Seinari Manggala dan Dwi Prasetyanto Sudiatmono*

070
**WORLDWIDE SLAB TRACK DEVELOPMENT AS CONSIDERATION FOR INDONESIAN SLAB TRACK DESIGN CONCEPT** ..... 441
*Dian Setiawan M*

074
**PENGARUH KONDISI JALAN DESA TERHADAP PEREKONOMIAN WILAYAH** ..... 451
*Dwi Ardianta Kurniawan*

081
**PEMILIHAN MODA TRANSPORTASI KE KAMPUS OLEH MAHASISWA UNIVERSITAS GADJAH MADA** ..... 457
*Ibnu Fauzi dan Imam Basuki*

085
**EVALUASI KINERJA LALU LINTAS JALAN RAYA MAGETAN – MAOSPATI AKIBAT PEMBANGUNAN PABRIK GARMEN SUKOMORO** ..... 467
*Rosyid Kholilur Rohman dan Setiyo Daru Cahyono*

087
**KLASIFIKASI KERUSAKAN JALAN RAYA MENGGUNAKAN *LEARNING VECTOR QUANTIZATION*** ..... 475
*Setiyo Daru Cahyono dan Pradityo Utomo*

097
**ANALISIS PENGARUH PENYEMPITAN JALAN (*BOTTLENECK*) TERHADAP TINGKAT PELAYANAN JALAN DENGAN PENDEKATAN SIMULASI MIKRO** ..... 483
*Tri Sudibyo dan Meiske Widyarti*

124
**METODE REDISTRIBUSI PADA SISTEM PENGGUNAAN SEPEDA LISTRIK BERSAMA DI LINGKUNGAN KAMPUS UNIVERSITAS SEBELAS MARET** ..... 491
*Lydia Novitriana Nur Hidayati, Djumari dan Fajar Sri Handayani*

162
**ANALISIS TINGKAT PELAYANAN DAN TINGKAT KEPUASAN TRANSJAKARTA** ..... 499
*Najid*

175
**EVALUASI KINERJA PELAYANAN SHUTTLE BUS INTRANS BINTARO, TANGERANG SELATAN** ..... 507
*Ferdinand Fassa*

177
**AKSES PENUMPANG KRL MENUJU KAMPUS UNIVERSITAS PANCASILA JAKARTA** ..... 517
*A.R. Indra Tjahjani, Firman Ariesandy, Deffi Putri Arum P, Ilham Haji Nugroho, Mohamad Yudha P, Try G. Daeli dan IndraAdhyapratama*

186
**ANALISIS SISTEM MANAJEMEN KESELAMATAN *(SAFETY MANAGEMET SYSTEM)* DI BANDAR UDARA INTERNASIONAL SULTAN HASANUDDIN MAKASSAR** ..... 523
*Sudirman Hi. Umar dan Imam Basuki*

211
**STUDI PENGELOLAAN SAMPAH KOTA SEMARANG (STUDI KASUS DI TIGA KECAMATAN)** .... 533
*Petra Aprilian Bustani, Edward Dion Palma, Djoko Suwarno dan Rudatin Ruktiningsih*

230
**THE IMPACT OF MOTORCYCLE DOMINATED MIXED TRAFFIC ON SATURATION FLOW RATE AT SIGNALISED JUNCTIONS** ..... 541
*D.M Priyantha Wedagama, I.W Suweda dan I.N Widana Negara*

283
**ANALISIS KEBUTUHAN RUANG PARKIR DI KAWASAN PASAR KLANDASAN BALIKPAPAN, KALIMANTAN TIMUR** ..... 547
*Indra Pramana Putra dan P. Eliza Purnamasari*

299
**CAR PARKING EVALUATION : TUGU YOGYAKARTA RAILWAY STATION** ..... 557
*Okkie Putriani dan P. Eliza Purnamasari*

300
**EVALUASI KINERJA ANGKUTAN PENUMPANG JALUR 1 DAN 2 DI KOTA KUPANG NUSA TENGGARA TIMUR** ..... 567
*JF. Soandrijanie Linggo dan Frederika Putri Manu*

301
**EVALUASI KERUSAKAN RUAS JALAN PULAU INDAH, KELAPA LIMA, KUPANG DENGAN MENGGUNAKAN METODE *PAVEMENT CONDITION INDEX*** ..... 577
*JF. Soandrijanie Linggo dan Lusianti Ayubiana Dala*

**Topik: GEOTEKNIK**

016
**PENGUJIAN KUAT TEKAN BEBAS PADA STABILISASI TANAH LEMPUNG DENGAN CAMPURAN KAPUR** ..... 587
*Yetty Saragi, Patar Pasaribu, Johan Simanjuntak*

020
**KARAKTERISTIK TANAH ALUVIAL PASANG-SURUT DI MANDOMAI KALIMANTAN TENGAH** ..... 597
*I Ketut Suwantara, Putu Ratna Suryantini*

040
**KAJIAN EFEKTIFITAS PENGGUNAAN SEMEN DAN LIMBAH KARBIT TERHADAP STABILITAS TANAH LEMPUNG DENGAN PENGUJIAN KUAT TEKAN BEBAS (*UNCONFINED COMPRESSION TEST*)** ..... 607
*Ika Puji Hastuty, Roesyanto dan Faraditha Yesika*

086
**PENENTUAN LEBAR MAKSIMAL PADA PENAMBANGAN BATUAN KAPUR BAWAH PERMUKAAN DI KABUPATEN PAMEKASAN** ..... 615
*Faisal Estu Yulianto dan Supriadi*

098
**PENGGUNAAN SIRTU SEBAGAI BAHAN STABILISASI TANAH LEMPUNG** ..... 621
*Henrianto Masiku, Marthen L. Paembonan, Parea R R, Efriansi Tangketasik*

110
**PENGARUH UKURAN BUTIR TANAH DAN KONDISI PEMADATAN TERHADAP NILAI CBR PADA PENGUJIAN DI LABORATORIUM** ..... 629
*Aniek Prihatiningsih, Gregorius Sandjaja Sentosa dan Djunaidi Kosasih*

120
**KESTABILAN LERENG TERHADAP VARIASI PENEMPATAN DAN PANJANG PERKUATAN SHEET PILE PADA RUAS JALAN BANDA ACEH – CALANG** ..... 637
*Banta Chairullah, Halida Yunita dan Sigit Haryadi*

156
**PERILAKU CAMPURAN PASIR DAN TANAH RESIDUAL TROPIS YANG DIPADATKAN AKIBAT PEMBEBANAN AKSIAL TEKAN** ..... 643
*Christy Anandha Putri dan Erza Rismantojo*

168
**KARAKTERISTIK KUAT TEKAN TANAH FERRO LATERIT DENGAN PEMERAMAN SEBAGAI LAPISAN PONDASI JALAN** ..... 653
*Zubair Saing, Lawalenna Samang, Tri Harianto dan Johannes Patanduk*

192
**PEMODELAN PONDASI DANGKAL PADA TANAH LUNAK DENGAN PERKUATAN CERUCUK KAYU DAN BAN BEKAS** ..... 659
**Sumiyati Gunawan, Vienti Hadsari, Mulyono Alibasah**

200
**PENGUJIAN MUTU MATERIAL TIMBUNAN BIASA DAERAH GUNUNG SARIAK SEBAGAI TANAH DASAR JALAN** ..... 667
*Rina Yuliet, Abdul Hakam dan Febi Adriani*

237
**ANALISIS TEKANAN AIR PORI MENGGUNAKAN METODE ELEMEN HINGGA DENGAN PEMODELAN MOHR-COULOMB PADA PLAXIS** ..... 675
**Undayani Cita Sari, Sri Prabandiyani Retno Wardani**, **Suharyanto dan Windu Partono**

247
**A REVIEW OF RESILIENT MODULUS CHARACTERISTICS OF STABILIZED SUBGRADE SOILS** ..... 685
*Dian Hastari Agustina*

270
**SIMULASI DAMPAK ALIRAN LUMPUR AKIBAT KEGAGALAN TANGGUL PADA SISI BARAT-SELATAN TANGGUL PENAHAN LUMPUR SIDOARJO** ..... 691
*Fransisca dan Budijanto Widjaja*

# PERILAKU TANAH EKSPANSIF YANG DISTABILISASI DENGAN ABU AMPAS TEBU- LIMBAH KARBIT DAN INKLUSI SERAT POLYESTER

**John Tri Hatmoko[1], Hendra Suryadharma[2]**

*[1]Program Studi Teknik Sipil, Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Jl. Babarsari No. 44 Yogyakarta*
*Email: john@mail.uajy.ac.id*
*[2] Program Studi Teknik Sipil, Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Jl. Babarsari No. 44 Yogyakarta*
*Email: surya@mail.uajy.ac.id*

## ABSTRAK

Abu ampas tebu adalah bahan limbah sisa pembakaran tebu yang bersifat kohesif, dengan ukuran butiran lebih kecil dari tanah normal. Sementara itu, libah karbit adalah limbah sisa pembakaran *acetylene* yang dijumpai di banyak tempat. Sedangkan tanah ekspansif di jumpai dibanyak tempat di Indonesia terutama di daerah-daerah tandus. Tanah ini mempunyai kelemahan terutama pada ketahanan volumenya. Tujuan penelitian ini adalah untuk mengkaji pengaruh dari individu atau gabungan serat polyester yang dicampur secara acak didalam tanah yang distabilisasi dengan abu ampas tebu dan limbah karbit. Abu ampas tebu diambil dari pabrik gula Madukismo, Bantul, DIY dan dicampur dengan tanah ekspansif dengan proporsi yang bebeda. Sifat-sifat geoteknik sampel tanah yang distabilisasi dengan abu ampas tebu, dan sampel tanah yang distabilisasi dengan abu ampas tebu plus 1% serat polyester yang dicampur secara acak diuji kepadatan dan kuat gesernya. Serangkaian pengujian kepadatan, dan geser langsung di berlakukan pada tanah yang distabilisasi dengan abu ampas tebu + 3% dan 6% limbah karbit, dan tanah yang distabilisasi dengan abu ampas tebu + limbah karbit dan inklusi 1% serat dengan waktu pemeraman 7 hari. Hasil penelitian menunjukkan bahwa penambahan limbah karbit tidak banyak meningkatkan MDD (*Moisture Dry Density*) tanah yang distabilisasi dengan abu ampas tebu. Parameter geser tanah tidak secara konsisten terpengaruh oleh inklusi serat. Namun demikian, pola peningkatan kuat geser tanah oleh penambahan serat polyester terlihat konsisten. Oleh penambahan serat, daktilitas tanah meningkat.

Kata kunci: abu ampas tebu, limbah karbit, serat polyester, kepadatan, geser langsung

## 1. PENDAHULUAN

Abu ampas tebu adalah limbah halus yang dihasilkan oleh proses pembakaran tebu di pabrik gula. Produksi abu ampas tebu selalu tumbuh tergantung pada produksi gula. Abu ampas tebu tersebut memiliki berat jenis relative kecil, lebih kecil dari berat jenis tanah normal. Jika dibakar ulang, abu ampas tebu berperilaku seperti bahan posolanik (Wibowo, dan Hatmoko, 2003), oleh sebab itu sifat-sifat teknisnya dapat diperbaiki dengan menambah limbah karbit. Beberapa studi eksperimental tentang stabilisasi bahan dengan abu ampas tebu telah dilakukan, sebagai contoh pemanfaatan abu ampas tebu sebagai bahan tambah beton mutu tinggi sudah dilakukan oleh Wibowo dan Hatmoko (2001). Hasil penelitian tersebut menunjukkan bahwa penambahan abu ampas tebu meningkatkan kuat desak silinder beton dengan cukup signifikans. Alat pembakar abu ampas tebu untuk memperoleh abu ampas tebu terbaik sebagai bahan tambah sudah dilakukan oleh Wibowo dan Hatmoko (2003). Uji kuat tekan bebas pada tanah ekspansif yang distabilisasi dengan abu ampas tebu pernah dilakukan oleh Hatmoko (2003) yang hasilnya menunjukkan bahwa oleh penambahan abu ampas tebu tidak ada peningkatan kuat tekan bebas yang berarti.

Sedangkan limbah karbit adalah limbah berbahaya yang merupakan hasil dari pembakaran acetilyne ($C_2H_2$), dan limbah tersebut mengandung kapur aktif (CaO) dengan kadar yang cukup tinggi. Oleh sebab itu limbah karbit dapat digunakan sebagai bahan tambah untuk meningkatkan sifat-sifat geoteknik tanah ekspansif. Oleh penambahan limbah karbit tersebut, indeks plastis, potensi dan tekanan pengembangan tanah ekspansif menurun sedangkan kekakuan dan kuat geser tanah meningkat. Beberapa penelitian dengan menggunakan limbah karbit atau kombinasi antara limbah karbit dengan bahan posolanik lainnya sudah banyak dilakukan (Diana, 2012, 2013; Horpibulsuk, 2012, 2013). Penelitian sejenis selalu berkembang dan banyak kemajuan. Namun demikian, penelitian mengenai pengaruh inklusi serat polyester pada tanah yang distabilisasi dengan limbah karbit dan abu ampas tebu belum pernah dijumpai di dalam literature. Sehingga penelitian ini dilakukan untuk mengkaji pengaruh serat secara individu maupun pengaruh inklusi serat pada tanah yang distabialisasi dengan limbah karbit dan abu ampas tebu. Abu ampas tebu diambil dari P.G. Madukismo Yogyakarta, dan dicampur dengan tanah lempung dengan proporsi yang berbeda. Sifat-sifat geoteknik dari sampel tanah – abu ampas tebu, dansampel tanah – abu ampas tebu dengan 0,8% sampai 1% serat yang di campur secara acak juga diteliti. Serangkaian pengujian pemadatan standard dan

geser langsung pada tanah-abu ampas tebu dan 4% limbah karbit, dan tanah-abu ampas tebu -4% limbah karbit + 1% serat juga dillakukan.

## 2. STUDI PUSTAKA

Stabilisasi kimia dengan menggunakann limbah karbit terbukti sebagai suatu cara untuk meningkatkan sifat mekanika tanah. Studi tentanng penambahan limbah karbit pada tanah ekspansif sudah dilakukan oleh Hatmoko dan Lulie (2005). Hasil penelitian tersebut menunjukkan bahwa parameter geser tanah tidak ada peningkatan yang cukup berarti. Penelitian tentang pengaruh kombinasi antara limbah karbit dan inklusi serat yang dicampur secara acak pada tanah lempung kepasiran yang diuji didalam triaksial tekan dilakukan dengan hasil studi menunjukkan bahwa tidak ada peningkatan kuat geser yang cukup berarti (Kampala dan Horpibulsuk, 2013). Penelitian tentang sifat-sifat teknis dari pemanfaatan limbah karbit untuk stabilisasi tanah lempung kelanauan sudah dilakuan dengan hasil bahwa kandungan limbah karbit yang diperlukan untuk stabilisasi ditentukan oleh titik tetap. Titik tetap (*fixaxtion point*) adalah sebuah kondisi yang menunjukkan kapasitas lempung dalam menyerap ion kalsium ($Ca^{+2}$) dan bereaksi dengan kapur padam. Reaksi posolanik memerlukan kadar air yang cukup mengingat bahwa kadar air dibawah OMC tidak cukup untuk terjadinya reaksi posolanik yang sempurna. Hasil penelitian ini menunjukkan bahwa kuat geser tanah yang distabilisasi dengan limbah karbit lebih besar disbanding dengan tanah yang distabilisasi dengan kapur pada kondisi dan prosentase yang sama (Jaturapitakkul dan Roongreung, 2013).

OLeh sebab pengaruh individu dari limbah karbit tidak cukup berhasil untuk meningkatkan kuat geser dan kekakuan tanah, maka penggunaan kombinasi antara limbah karbit dan bahan posolanik untuk stabilisasi tanah dengan intensive dilakukan. Jaturapitakkul dan Roongreung (2013) menggunakan limbah karbit dan abu sekam padi didalam penelitiannya. Pada penelitian tersebut menunjukkan bahwa pada 50% limbah karbit dan 50% abu sekam padi kuat tekan bebas tanah sebesar 15,6 MPa pada masa pemeraman 28 hari; dan 19,1 MPa pada waktu pemeraman 180 hari. Berdasarkan beberapa penelitian menunjukkan bahwa kombinasi antara limbah karbit dengan abu sekam padi berpotensi digunakan pada beton mutu tinggi (Makarat dkk. 2010). Beton dengan bahan tambah limbah karbit dan abu terbang memiliki *setting time* awal dan akhir lebih panjang disbanding dengan beton normal. Penelitian tentang kemungkinan penggunaan kombinasi limbah karbit dengan abu terbang untuk meningkatkan kuat geser lempung kelanauan telah dilakukan oleh Horpibulsuk, dkk. (2013). Struktur mikro mineral dilakukan dengan SEM sedangkan kuat geser dilakukan uji kuat tekan bebas. Hasil penelitian menunjukkan bahwa penambahan limbah karbit menurunkan berat jenis, indeks plastis, MDD dan OMC tanah. Penggunaan limbah karbit dan abu sekam padi sebagai bahan tambah untuk meningkatkan kuat tekan bebas tanah lempung sudah dilakukann oleh Diana (2012, 2013) dengan rasio limbah karbit: abu sekam padi : 30:70, 50:50, dan 70:30 dengan parameter uji kuat tarik belah. Hasil menunjukkan bahwa pada komposisi limbah karbit (50%) dan 50% abu sekam padi meningkatkan kuat tarik belah 84%.

## 3. BAHAN DAN METODE

### Bahan

Abu ampas tebu diambil dari Pabrik Gula Madukismo Yogyakarta. Abu tersebut keudian dibakar ulang dan dihaluskan. Sedangkan tanah diambil dari Wates Daerah Istimewa Yogyakarta yang ada indikasi bahwa tanah di lokasi pengambilan sampel adalah tanah ekspansif. Serat polyester diambil dari limbah kain bekas dengan diameter rerata 0,090 mm dan berat jenis 1,5. Komposisi kimia abu ampas tebu dibandingkan dengan abu terbang Bukitasam dan abu terbang Australia dapat dilihat pada Tabel 1.

Tabel 1. Komposisi kimia abu ampas tebu Madukismo

| Komposisi Kimia | % berat | | |
|---|---|---|---|
| | Abu ampas Tebu Madukismo @ | Abuter Bukitasan© | Abuter Australia© |
| Silica ($SiO_2$) | 49.30 | 56.20 | 62.45 |
| Alumina ($Al_2O_3$) | 7.20 | 29.42 | 31.75 |
| Iron ($Fe_2O_3$) | 11.31 | 4.32 | 1.48 |
| Calsium (CaO) | 1.56 | 1.36 | 0.37 |
| Magnesium (MgO) | ---- | 0.61 | 0.34 |
| Titanum ($TiO_2$) | ---- | 0.93 | 1.85 |
| Sodium($Na_2O$) | ---- | 0.36 | 0.35 |
| Potasium ($K_2O$) | ---- | 0.43 | 0.07 |
| HD | 18.50 | 5.47 | 0.96 |

@ : penelitian © : referensi

ISBN: 978-602-60286-0-0

### Metode pencampuran tanah dan abu ampas tebu

Berikut adalah persiapan pencampuran abu ampas tebu dan tanah untuk semua sampel. Pertama, proporsi tanah dan abu ampas tebu disiapkan ditimbang dan dicampur pada keadaan kering. Jika tidak dicampur dengan limbah karbit dan serat polyester, abu ampas tebu dan tanah yang sudah dicampur ditambahkanair sampai dengan kadar air optimumnya. Jika limbah karbit diperlukan untuk stabilisasi, maka tanah yang sudah dicampur dengan abu ampas tebu ditambah dengan limbah karbit dalam keadaan kering kemudian ditambahkan air. Hal tersebut dilakukan dengan pertimbangan bahwa serat akan lebih mudah dan efisien dicampur dengan tanah dalam keadaan basah dibanding jika tanah dalam keadaan kering. Sehingga, jika serat digunakan untuk penulangan, maka tanah + abu ampas tebu + limbah karbit dibasahi terlebih dahulu baru serat dicampur.

### Tanah dan abu ampas tebu

Proporsi campuran tanah lempung da abu ampas tebu dapat dilihat pada Tabel 2. Singkatan yang ada didalam table: T = abu ampas tebu, L = tanah lempung. Pada tanah yang sudah dicampur dengan abu ampas tebu tersebut, kemudian ditambahkan 4% limbah karbit dan 1% serat polyester. Uji pemadatan standard kemudian diberlakukan pada tanah + abu ampas tebu yang kemudian diikuti dengan uji geser langsung.

Tabel 2. Proporsi tanah-abu ampas tebu

| Simbol | Catatan |
|---|---|
| L | 100% lempung |
| $L_3T_1$ | 75% lempung-25% abu ampas tebu |
| $L_1T_1$ | 50% lempung-50% abu ampas tebu |
| $L_1T_3$ | 25% lempung-75% abu ampas tebu |
| T | 100% abu ampas tebu |

### Serat- Tanah dan Abu ampas tebu

Pengaruh serat polyester pada sifat-sifat geoteknik tanah yang dicampur dengan abu ampas trbu, dengan proporsi serat 1% diuji kepadatannya dan kemudian diuji geser langsung. Pengujian dilakukan dengan standard sebagai berikut : pengujian pemadatan standarad (ASTM D 698); dan uji geser langsung mengynakan standar ( ASTM D 3080).

## 4. HASIL DAN DISKUSI

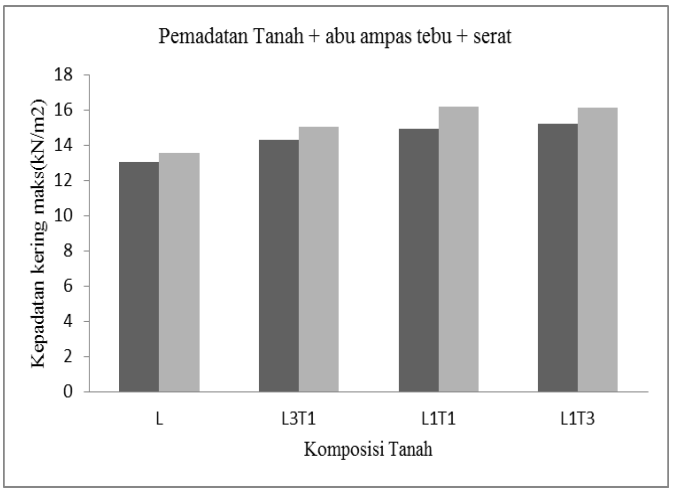
### Uji Pemadatan Standar

Tabel 3 menunjukkan hasil pengujian pemadatan standar untuk tanah + abu ampas tebu dengan dan tanpa serat polyester. Kepadatan kerung maksimum (MDD) dan kadar air optimum (OMC) tanah + abu ampas tebu tidak secara signifikans dipengaruhi oleh serat polyester. Hasil tersebut juga dapat dilihat pada Gambar 1. Dari hasil pengujian menunjukkan bahwa kenaikan MDD kurang dari 10%. Sebagai contoh pada tanah : $L_3T_1$ 14,32% tanpa serat menjadi 15,05% ; hanya mengalami kenaikan 5%.

Tabel 3. Hasil pemadatan tanah + abu ampas tebu tanpa dan dengan serat

| Sampel | OMC(%) | | MDD ($kN/m^3$) | |
|---|---|---|---|---|
| | Tanpa serat | Dengan serat | Tanpa serat | Dengan serat |
| L | 32.4 | 34.50 | 13.06 | 13.56 |
| $L_3T_1$ | 24.80 | 25.90 | 14.32 | 15.05 |
| $L_1T_1$ | 23.50 | 24.80 | 14.95 | 16.21 |
| $L_1T_3$ | 22.60 | 24.20 | 15.22 | 16.14 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

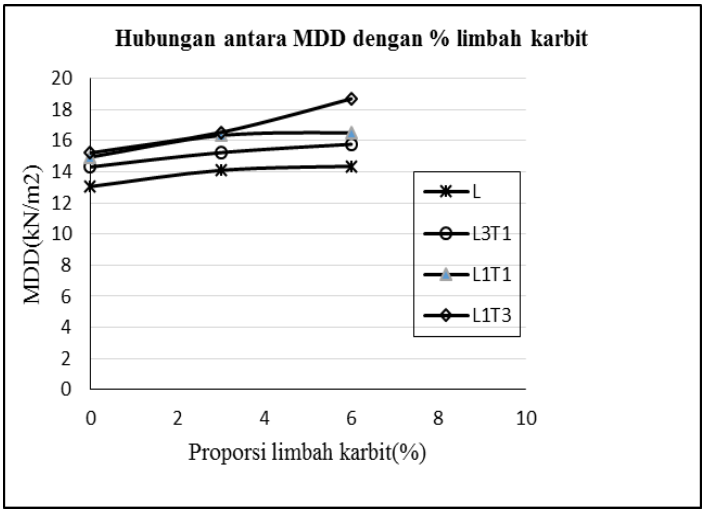



Gambar 1. Hasil pemadatan tanah + abu ampas tebu tanpa dan dengan serat

Tabel 4 dan Gambar 2 menunjukkan hasil pengujian pemadatan standar tanah + abu ampas tebu + limbah karbit dengan waktu pemeraman 7 hari. Dari gambar dan table tersebut terlihat bahwa tidak ada peningkatan OMC dan MDD yang cukup berarti. Peningkatan kepadatan kering maksimum (MDD) sekitar 8% untuk kadar limbah karbit 3%, dan sekitar 10% untuk kadar limbah karbit 6%. Tidak meningkatnya MDD tersebut disebabkan belum maksimalnya reaksi posolanik yang terjadi. Dalam jangka waktu pemeraman 7 hari tersebut bari terjadi reaksi pertukaran ion yang meningkatkan stabilitas volume tanah, dan belum meningkatkan kekakuan dan stabilitas tanah terhadap tegangan. Jika misalnya waktu pemeraman ditingkatkan menjadi 14 hari diharapkan akan terjadi peningkatan MDD yang lebih besar.

Tabel 4. Hasil pengujian pemadatan tanah + abu ampas tebu + limbah karbit

| Sampel | OMC(%) | | | MDD (kN/m$^3$) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Tanpa Limbah karbit | 3% limbah karbit | 6% limbah karbit | Tanpa limbah karbit | 3% limbah karbit | 6% limbah karbit |
| L | 32,4 | 32,6 | 32,32 | 13,06 | 14,10 | 14,36 |
| $L_3T_1$ | 24,80 | 24,90 | 24,78 | 14,32 | 15,24 | 15,78 |
| $L_1T_1$ | 23,50 | 23,35 | 23,50 | 14,95 | 16,34 | 16,52 |
| $L_1T_3$ | 22,60 | 22,56 | 22,48 | 15,22 | 16,54 | 18,7 |




Gambar 2. Hubungan antara MDD dan Kadar limbah karbit

ISBN: 978-602-60286-0-0

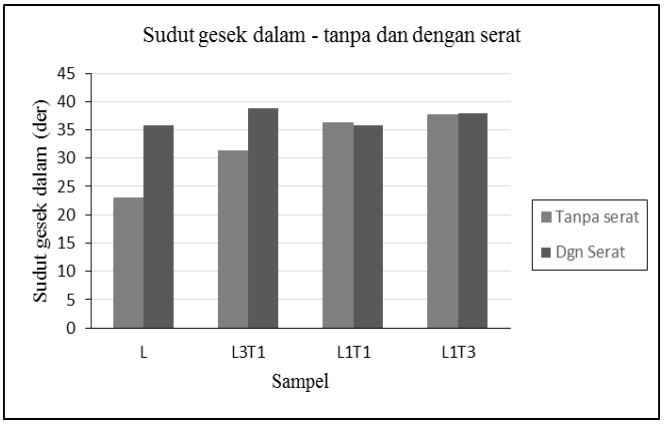
## Geser Langsung

Oleh karena proporsi limbah karbit yang dicampur kedalam tanah tidak banyak berpengaruh pada kepadatan kering maksimum (MDD) dan kadar air optimu (OMC), maka disiapkan sampel untuk diuji di dalam alat uji geser langsung. Sampel dibuat sama dengan yang digunakan pada uji pemadatan standar, juga disiapkan sampel yang ditambah dengan serat polyester, sehingga pengaruh limbah karbit dapat dilihat dengan membandingkannya dengan uji pemadatan. Pengaruh yang mungkin ditimbulkan oleh kadar air dan berat volume dari tanah diabaikan. Uji geser langsung di lakukan pada sampel tanah dengan diameter 63 mm dan tebal 25,5 mm, sesuai dengan alat yang ada di laboratorium; laju deformasi 20 mm per menit. Untuk memperoleh hasil yang akurat, digunakan 3 (tiga) buah sampel untuk setiap variasi. Tegangan normal yang diberikan pada sampel bervariasi antara 23 kPa (2 kg beban) sampai 46 kPa (4 kg beban). Dari eksperimen ini terlihat bahwa penambahan serat berpengaruh pada deformasi geser dan perubahan volume.

$L_1T_1$ tanpa serat polyester mencapai keruntuhan geser pada deformasi horizontal antara 1 mm sampai 2 mm. Hasil tersebut berbeda dengan penelitian sebelumnya dimana tanah yang mirip mencapai keruntuhan geser pada deformai horizontal 3 mm namun dengan tegangan normal yang jauh lebih tinggi. Hal tersebut menunjukkan bahwa penambahan serat polyester meningkatkan daktilitas tanah. Sampel tanah yang dipadatkan menunjukkan kecenderungan yang normal yang ditunjukkan oleh adanya pengembangan. Namun dengan tegangan normal yang jauh lebih tinggi dibandingkan dengan sampel tanah tanpa serat. Deformasi vertical lebih kecil dari 0,25 mm dan menurun dengan berkurangnya tegangan normal. Deformasi vertikal pada umumnya lebih besar dari 0,50 mm pada tanah dengan serat pada semua tegangan, dan pada tegangan normal 23 kPa dan 46 kPa. Tegangan geser dan parameter geser tanah yang diperoleh pada uji geser langsung pada tanah yang distabilisasi dengan dan tanpa tulangan serat dapat dilihat pada Tabel 5 yang menunjukkana perubahan kohesi ( c ) dan sudut gesek dalam ( φ ).

Table 5. Hasil uji geser langsung untuk tanah dengan dan tanpa serat

| Sampel tanah | Tanpa serat | | Dgn 1% serat | |
|---|---|---|---|---|
| | c (kPa) | Φ ($^O$) | c (kPa) | Φ ($^O$) |
| L | 20.12 | 23 | 11.2 | 35.8 |
| $L_3T_1$ | 15.5 | 31.2 | 13.3 | 38.8 |
| $L_1T_1$ | 14.7 | 36.2 | 17.5 | 35.8 |
| $L_1T_3$ | 14.2 | 37.6 | 18.7 | 37.9 |



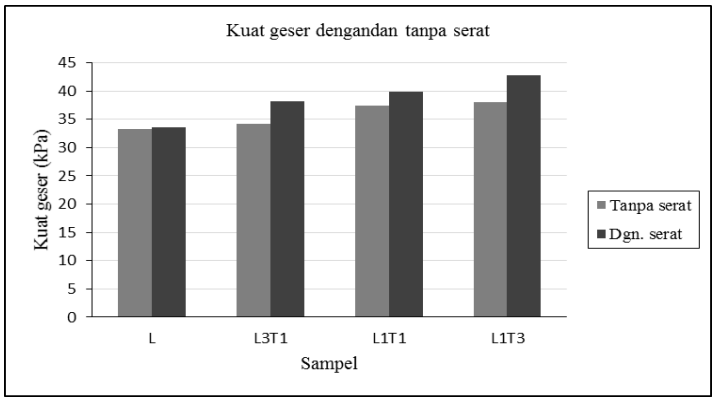

Gambar 2. Sudut gesek dalam –tanpa dan dengan serat

Oleh penulangan serat polyester (Tabel 5 dan Gambar 2), perilaku parameter geser tanah baik kohesi maupun sudut gesek dalam nampak tidak konsisten. Namun demikian, kuat geser mengalami peningkatan yang cukup konsisten oleh adanya tulangan serat. Hasil tersebut data dilihat pada Tabel 6 dan Gambat 3.

Table 6. Peningkatan kuat geser oleh serat polyester

| Sampel | Kuat geser (kPa), tegangan normal 31 kPa | | |
|---|---|---|---|
| | Tanpa serat | Dengan 1% serat | % peningkatan |
| L | 33,279 | 33,558 | 0,9 |
| $L_3T_1$ | 34,274 | 38,225 | 11,5 |
| $L_1T_1$ | 37,389 | 39.858 | 0,7 |
| $L_1T_3$ | 38,073 | 42,833 | 12,5 |

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 3. Kuat geser tanah dengan dan tanpa serat

Dari Tabel 6 dan Gambar 3 tersebut dapat dilihat bahwa oleh penambahan 1% serat polyester pada tanah yang distabilisasi dengan abu ampas tebu meningkatkan kuat geser dengan kisaran 0,7% sampa dengan 12,5%. Namun demikian, pola peningkatan tersebut tidak cukup konsisten.

## 5. KESIMPULAN

Serangkain percobaan sudah dilakukan untuk meneliti pengaruh individual dari serat polyester dan kombinasi antara serat dengan limbah karbit pada tanah yang distabilisasi dengan abu ampas tebu. Dari studi tersebut dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

[1]. Pada uji pemadatan, penulangan serat tidak meningkatkan kepadatan kering maksimum (MDD) tanah dengan signifikans.
[2]. Pada uji geser langsung, penambahan serat tidak secara konsisten meningkatkan parameter geser tanah baik kohesi maupun sudut gesek dalam.
[3]. Kuat geser tanah yang distabilisasi dengan abu ampas tebu dengan penulangan serat polyester secara konsiten meningkat.
[4]. Penambahan tulangan serat meningkatkan daktilitas tanah.

## UCAPAN TERIMA KASIH

Penulis mengucapkan banyak terima kasih kepada Direktorat Jenderal Penguatan Riset, Kementerian Riset dan Pendidikan Tinggi atas dukungan biaya lewat dana penelitian hibah bersaing untuk penelitian ini. Disamping itu, ucapan terima kasih juga disampaikan kepada Pabrik Gula Madukismo atas ijinnya untuk mengambil abu ampas tebu.

## DAFTAR PUSTAKA

Wibowo, F.X.N dan Hatmoko John.T(2003). “Pembuatan Alat Pemanas Abu Ampas Tebu Sebagai Pozolan” Laporan Studi Hibah Pekerti Direktorat Jenderal Pendidikan Tinggi Republik Indonesia

Wibowo, F.X.N., dan Hatmoko John T(2001) . “Pemanfatan Abu Ampas Tebu Sebagai Bahan Tambah Beton Mutu Tinggi” Laporan Studi, Domestic Collaborative Research Grant (DCRG), Direktorat Jenderal Pendidikan Tinggi Republik Indonesia

Hatmoko John T (2003). “Kuat tekan bebas tanah ekspansif yang distabilisasi dengan abu ampas tebu”. Laporan Studi Hibah Dosen Muda, Direktorat Jenderal Pendidikan Tinggi, Republik Indonesia

Diana, W, dkk (2012). “Kuat tekan bebas tanah lempung yang distabilissi dengan limbah karbit dan abu sekam padi”, Prosiding Konferensi Nasional Teknik Sipil ke 6, Universitas Trisakti , Jakarta 1- 2 Nopember 2012, hal. 33-37.

Diana, W, dkk (2013). “Kuat geser dan kuat tarik belah tanah lempung yang distabilisasi dengan limbah karbit dan abu sekam padi”, Prosiding Konferensi Nasional Teknik Sipil ke 7, Universitas Sebelas Maret , Surakarta 24 – 26 Oktober 2013, hal. 69 – 75.

Horpibulsuk (2012). ”Engineering properties of silty clay stabilized with calcium carbid residu”. Journal of materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 125, No.5, 470 -475.

Horpibulsuk, S., Phetchuay, C., Chinkulkijniwat, A., (2013). “Soil Stabilization by Calsium Carbide Residu and Fly Ash”. Journal of materials in Civil Engineering @ASCE, Vol.24 No.2., 184-193.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Hatmoko, John., T. & Lulie, Y. (2005). “UCS Tanah Lempung Ekspansif yang di stabilisasi dengan Abu Ampas Tebu dan Kapur”. Laporan Penelitian Universitas Atma Jaya Yogyakarta

Kampala, A., Horpibulsuk, S., (2013). ” Engineering Properties of Silty Clay Stabilized with Calcium Carbide Residue”. Journal of materials in Civil Engineering @ASCE, Vol.25 No.5., 632-644.

Jaturapitakkul, C., Roongreung, B., (2013).” Cementing Material from Calsium Carbide Residu-Rice Husk Ash”.Journal of materials in Civil Engineering @ASCE, Vol.15 No.5., 470-475.

Somna, K., Jaturapitakkul, C., Kajivichyanukul, P., (2011). “Microstructure of Calsium Carbide Residue-Ground Fly Ash Paste**”**., Journal of materials in Civil Engineering @ASCE, Vol.23 No.3., 298-30

Makarat,N., Jaturapitakkul, C., and Laosamathikul, T. (2010). ”Effect of Calcium Carbide Residue-Fly Ash Binder on Mechanical Properties of Concrete” Journal of materials in Civil Engineering, ASCE, Vol.22, No.11. 1164-1170.

Horpibulsuk, S., and Miura, N., (2001). “A new approach for studying of behavior of cement stabilized clay: Proceeding the 15th International Conference on soil mechanics and geotechnical engineering, vol. 3., Istanbul, Turkey, pp.1759-1762.

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PENGARUH ASPAL MODIFIKASI DENGAN PENAMBAHAN ABU CANGKANG SAWIT TERHADAP KINERJA CAMPURAN PERKERASAN ASPHALT

**Elsa Eka Putri[1] , Romi Putra[2], Frenzy Alvila Rusdi[2] dan Herik Pernanda[2]**

*[1,2]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Andalas Kampus Unand Limau Manis*
*[1]Email: elsaeka@ft.unand.ac.id; elsaeka@gmail.com*

## ABSTRAK

Perkerasan lentur adalah perkerasan dengan bahan pengikat aspal dan kualitasnya harus diperhatikan karena berfungsi sebagai pengikat agregat untuk membentuk perkerasan. Peningkatkan kualitas aspal menjadi topik yang penting untuk diteliti, terlebih lagi jika dengan menggunaaan bahan limbah untuk mengurangi dampak buruk limbah pada lingkungan. Limbah pabrik yang digunakan adalah Abu Cangkang Sawit (ACS). ACS merupakan sisa hasil pembakaran cangkang sawit yang merupakan limbah pabrik minyak sawit yang mengandung $SiO_2$ yang bersifat reaktif dan pozzolanik yang bisa bereaksi menjadi bahan yang keras dan kaku. Pada penelitian ini ACS digunakan sebagai bahan tambah pada aspal terhadap campuran Asphalt Concrete – Wearing Course (AC-WC), Hot Rolled Sheet (HRS) dan Split Mastic Asphalt (SMA). Penelitian ini dilakukan untuk mengetahui pengaruh ACS pada aspal sebagai bahan pengikat lapisan perkerasan. Penelitian untuk mencari proporsi optimum ACS dalam aspal untuk membentuk bahan pengikat baru telah dilakukan oleh Putri dan Taruko (2014) yang menyatakan bahwa proporsi optimum ACS terhadap aspal pen 60-70 adalah 5%. Pada penelitian ini penggunaan aspal yang ditambahkan dengan abu cangkang sawit (ACS) lebih sesuai untuk jenis perkerasan Hot Rolled Sheet (HRS) dibandingkan dengan jenis perkerasan AC-WC dan Split Mastic Asphalt karena memiliki stabilitas paling tinggi yaitu 918,37%.

Kata kunci: Abu Cangkang Sawit (ACS), AC-WC, HRS, SMA

## 1. PENDAHULUAN

### Latar Belakang

Penelitian tentang aspal selalu berkembang setiap tahunnya. Seiring dengan berkembangnya lalu lintas darat dan bertambahnya beban gandar yang melewati jalan maka mutu perkerasan harus ditingkatkan. Perkerasan jalan harus mampu mendukung beban lalu lintas yang melewatinya. Perkerasan dengan mutu aspal yang rendah akan cepat mengalami berbagai kerusakan jalan. Seperti retak, pengelupasan, stripping dan masih banyak yang lainnya. Beban lalu lintas yang melebihi standar juga mempercepat terjadinya kerusakan jalan karena tidak sesuai dengan daya dukung perkerasan yang direncanakan, mengakibatkan perkerasan yang digunakan tidak sanggup lagi memikul beban lalu lintas.

Maka, penelitian yang berhubungan dengan peningkatan mutu perkerasan menjadi sangat penting untuk diteliti dalam usaha meningkatkan kualitas aspal sebagai bahan pengikat agregat. Dengan bertambahnya kualitas aspal mengikat agregat juga akan meningkatkan kemampuan daya dukung beban lalu lintas. Peningkatan kualitas salah satunya adalah dengan meningkatkan kekakuan aspal.

Usaha untuk meningkatkan kekakuan aspal sangat penting terutama pada daerah beriklim tropis, karena sifat aspal yang viscoelastik, bersifat keras pada suhu rendah dan lunak pada suhu tinggi. Untuk meningkatkan kekakuan salah satunya adalah dengan memberikan bahan aditif pada aspal sehingga aspal itu menjadi lebih kaku. Tetapi penambahan aditif pada aspal juga harus hati-hati, karena dapat mengakibatkan aspal itu menjadi mudah retak pada suhu rendah.

Putri dan Taruko (2014) meneliti ACS yang ditambahkan kedalam aspal sehingga membentuk bahan pengikat baru. Pada penelitian itu menyimpulkan bahwa dengan penambahan ACS pada aspal akan meningkatkan titik lembeknya, menaikan nilai penetrasinya sehingga nilai kekakuannya meningkat. Kekakuan aspal tergantung pada temperatur dan waktu pembebanan. Aspal yang mempunyai titik lembek tinggi lebih disukai untuk daerah bersuhu panas. Titik lembek harus lebih tinggi dari pada suhu tertinggi suatu daerah untuk mengantisipasi supaya aspal tidak meleleh yang mengakibatkan bleeding dan terjadinya alur pada perkerasan. Pada penelitian tersebut diperoleh kadar optimum ACS dalam aspal adalah 5% yang menghasilkan penetrasi 66.15 mm dan titik lembek

51,75ºC. Abu Cangkang Sawit optimum yang ditambahkan ke dalam aspal untuk menghasilkan nilai kekakuan 5 MPa adalah 5% (Putri dan Taruko, 2014).

Abu Cangkang Sawit (ACS) adalah hasil pembakaran cangkang sawit yang digunakan sebagai bahan bakar pada proses pengolahan kelapa sawit. Ukuran dari cangkang kelapa sawit dapat dilihat pada Gambar 1, sedangkan cangkang yang telah dihaluskan terdapat pada Gambar 2.



Gambar 1. Cangkang kelapa sawit



Gambar 2: Abu Cangkang Sawit

Sumber: Putri (2012)

**Tabel 1.** Unsur kimia Abu Cangkang Sawit (ACS)

| Unsur kimia | Persentase (%) |
|---|---|
| Silikon Oksida (SiO2) | 58,02 |
| Aluminium Oksida (Al2O2) | 8,70 |
| Besi Oksida (Fe2O2) | 2,60 |
| Kalsium Oksida (CaO) | 12,65 |
| Magnesium Oksida (MgO) | 4,23 |

Sumber : Syukur (2011)

Seperti yang terlihat pada Tabel 1, cangkang kelapa sawit mengandung bahan pozzolana yaitu silica dan alumina, yang berguna untuk mempercepat proses pengerasan sehingga meningkatkan durabilitas perkerasan. Cangkang kelapa sawit yang sudah berbentuk abu ditambahkan kedalam aspal untuk membentuk bahan pengikat baru. Bahan pengikat baru ini diharapkan dapat meningkatkan kekuatan dan durabilitas perkerasan yang ditunjukan dari hasil pemeriksaan Marshall di laboratorium.

## Tujuan dan Manfaat Penelitian

Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui pengaruh penggunaan Aspal yang dimodifikasi dengan ACS pada campuran AC-WC, HRS, dan SMA terhadap nilai pengujian Marshall.

Manfaat dari penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Memanfaatkan bahan limbah sawit sebagai bahan tambah pada aspal untuk mengurangi pembuangan limbah pada lingkungan.
2. Meneliti Abu Cangkang Sawit (ACS) sebagai bahan tambah alternatif dalam meningkatkan kinerja aspal untuk mengikat bahan perkerasan.
3. Menentukan kadar aspal optimum untuk perkerasan AC-WC, HRS, dan SMA dengan 5%ACS aspal modifikasi yang menghasilkan stabilitas campuran perkerasan yang maksimum.

ISBN: 978-602-60286-0-0

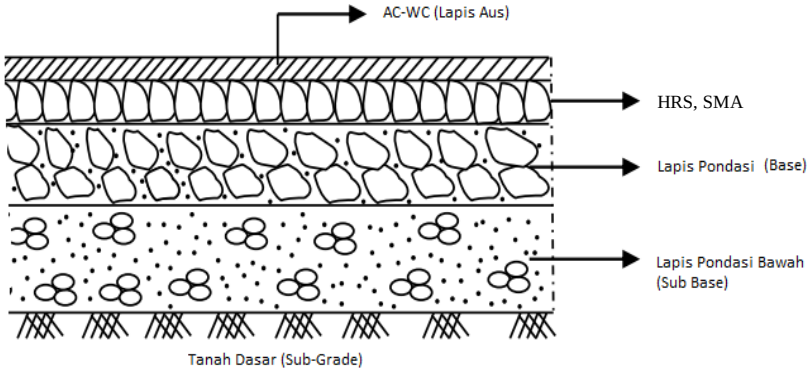
### Batasan Masalah

Yang menjadi batasan masalah penelitian ini adalah,

1. Penelitian dilakukan pada laboratorium Jalan Raya Jurusan Teknik Sipil Universitas Andalas.
2. Cangkang kelapa sawit yang dihaluskan menjadikan abu adalah limbah hasil dari pengolahan kelapa sawit PT. PPR (Perkebunan Pelalu Raya)
3. Spesifikasi campuran yang digunakan adalah Asphalt Concrete-Wearing Course (AC-WC), Hot Rolled Sheet (HRS) dan Split Mastic Aspal (SMA).
4. Pemeriksaan Marshall campuran perkerasan adalah dengan memvariasikan kadar aspal (aspal minyak+5%ACS) sebanyak 5 variasi 2% diatas dan 2% dibawah kadar aspal teoritis sehingga menghasilkan benda uji sebanyak 45 buah benda uji Marshall untuk ketiga jenis perkerasan.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

Pada penelitian ini jenis perkerasan yang dipakai adalah Asphalt Concrete-Wearing Course (AC-WC), Hot Rolled Sheet (HRS) dan Split Mastic Asphalt (SMA). Lapisan ini merupakan lapisan paling atas, AC-WC merupakan lapisan aus pada perkerasan jalan raya seperti yang terlihat pada Gambar 3. Sedangkan HRS dan SMA adalah merupakan lapisan struktural yang ikut menahan beban lalu lintas perkerasan.




Gambar 3. Lapisan Perkerasan Lentur

ACS yang dicampurkan dengan aspal pen 60/70 digunakan sebagai bahan pengikat untuk perkerasan AC-WC, HRS dan SMA kemudian melalui pengujian Marshall dapat diketahu kinerja dari perkerasan aspal tersebut dalam menahan beban lalu lintas. Seperti nilai Stabilitas, Kelelehan dan lain-lain.

ACS sebagai aditif pada aspal, telah ditentukan persentase optimumnya pada aspal pen 60/70 untuk membentuk bahan pengikat yang baru melalui penelitian Putri dan Taruko (2014), yang selanjutnya digunakan sebagai bahan pengikat untuk campuran perkerasan.

Persentase optimum penambahan abu cangkang sawit sebesar 5% diperoleh dengan menentukan nilai kekakuan (stiffness) aspal sebesar 5 MPa yang memiliki elastisitas yang diharapkan (Brown, 1980),

### Abu Cangkang Sawit (ACS) Sebagai Bahan Tambah/Aditif

Abu cangkang sawit (ACS) adalah limbah padat yang berasal dari pembakaran cangkang kelapa sawit yang dipergunakan sebagai bahan bakar untuk menghasilkan uap pada proses penggilingan minyak sawit. Abu hasil pembakaran ini biasanya dibuang dekat pabrik sebagai limbah padat yang tidak termanfaatkan, bahkan berpotensi menimbulkan gangguan terhadap lingkungan dan kesehatan. Maka dengan penggunaan ACS ini diharapkan dapat sebagai bahan alternatif untuk bahan tambah (aditif) pada aspal dalam membentuk bahan pengikat baru yang menghasilkan perkerasan jalan raya yang lebih kuat dan mudah didapatkan.

Abu cangkang kelapa sawit memiliki kandungan utama silikon oksida ($SiO_2$) yang memiliki sifat reaktif dan aktivitas pozzolanik bagus yang bisa beraksi menjadi bahan yang keras dan kaku. Hasil uji komposisi unsur kimia dari ACS yang telah dilakukan oleh Syukur (2011) dapat dilihat pada Tabel 1.

Menurut hasil penelitian Siregar (2011), Muhardi dkk (2004) diketahui bahwa abu kelapa sawit dari sisa pembakaran cangkang dan serabut buah kelapa sawit mengandung unsur kimia Silika (SiO2) sebanyak 31,45 % dan unsur Kapur (CaO) sebanyak 15,2 %.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 3. METODOLOGI PENELITIAN

Metode penelitian yang dilakukan adalah pengujian di laboratorium Jurusan Teknik Sipil Universitas Andalas dengan mengacu pada Standar Nasional Indonesia. Bahan-bahan yang digunakan terlebih dahulu diuji karakteristik dari masing-masing bahan baik agregat kasar, agregat halus, abu batu, aspal minyak pen 60/70 dan aspal minyak pen 60/70 yang telah ditambah ACS dimana metode pengujian, pengujian sifat bahan dilakukan di laboratorium seperti yang terdapat pada Tabel 3.

Berikutnya dibuat benda uji dengan lima variasi kadar aspal pen 60/70 + 5%ACS pada tiga jenis campuran perkerasan, AC-WC, HRS dan SMA untuk pengujian karakteristik marshall. Masing-masing variasi kadar aspal dibuat tiga benda uji sehingga total benda uji sebanyak 45 benda uji

Pembuatan benda uji dilakukan dengan mencampur agregat dan aspal pada suhu 160ºC sampai semua permukaan agregat ditutupi oleh aspal. Setelah itu dimasukkan kedalam cetakan untuk dipadatkan sebanyak 75 kali untuk masing-masing sisi.

Setelah diperoleh nilai kadar aspal optimum untuk masing-masing jenis perkerasan yang menggunakan Aspal modifikasi, maka berdasarkan hubungan antara masing-masing parameter Marshall dengan benda uji dapat diketahui kadar aspal optimum dalam campuran.

## 4. HASIL PEMERIKSAAN DAN ANALISA

### Pemeriksaan Agregat dan Aspal untuk persiapan benda uji

Sebelum dilakukan pencampuran material untuk pengujian Marshall, terlebih dahulu harus dilakukan pengujian agregat, aspal pen 60/70 dan aspal yang telah ditambahkan 5% ACS. Seperti yang ditampilkan pada Tabel 2,

Tabel 2 : Hasil pemeriksanaan Laboratorium untuk aspal pen 60/70 dan modifikasi

| Jenis Pemeriksaan | Standar | Hasil |
|---|---|---|
| Berat Jenis | SNI 1969:2008 / SNI 1970:2008 | Agregat kasar<br>- berat jenis =sebesar 2,582<br>- Penyerapan = 1,954%<br>Agregat halus<br>- berat jenis = 2,405<br>- penyerapan sebesar 5,330%. |
| Berat Volume | PB-0204-76/ SNI 03-1970-1990 | - penggoyangan = 1,336 kg/dm$^3$<br>- Berat isi lepas = 1,518 kg/dm$^3$<br>- penusukan = 1,474 kg/dm$^3$ |
| Kelekatan Agregat Terhadap Aspal | PB-0205-76 / SNI 03-2439-1991 | - 95%. |
| Keausan dengan Mesin Los Angeles | SNI 2417 : 2008 | - 22,31 %. |
| Kekuatan Agregat Terhadap Tumbukan (Aggregat Impact Value) | SNI 03-4426-1997 | - 8,474 % |
| Kehilangan Berat Aspal | SNI 06-2440-1991 | - aspal pen 60/70 : 0,2252 %,<br>- aspal + 5% ACS 0,1967 %,. |
| Titik Nyala dan Titik Bakar | PA.0303-76 / SNI 06-2433-1991 | - aspal Pen 60/70 : titik nyala 263 ºC titik bakar 316 ºC.<br>- aspal + 5% ACS : titik nyala 251 ºC, titik bakar 330 ºC. |
| Daktilitas | PA-0306-76 / SNI 06-2432-1991 | - aspal minyak : > 1000 mm<br>- aspal + 5% ACS : > 1000 mm |
| Berat Jenis | PA-0307-76 / SNI 06-2441-1991 | - aspal pen 60/70 : 1,026<br>- aspal + 5% ACS : 1,034 |
| Kelekatan Aspal Terhadap Agregat | PA 0312- 76/SNI 06-2439-1991 | - aspal pen 60/70 : 97%<br>- aspal + 5% ACS : 98%. |
| Titik Lembek Aspal | PA.0302-76/SNI 06-2434-1991 | - aspal pen 60/70 : suhu 49 ºC<br>- aspal + 5% ACS : suhu 50 ºC |

ISBN: 978-602-60286-0-0

Pengujian agregat meliputi pemeriksaan agregat kasar dan agregat halus, dan pemeriksaan aspal minyak adalah meliputi aspal minyak tanpa penambahan ACS dan aspal minyak setelah penambahan ACS. Pemeriksaan karakteristik agregat dan aspal bertujuan untuk mengetahui sifat-sifat fisik agregat dan aspal. Setelah itu dilakukan proses mix desain yang bertujuan untuk menetapkan komposisi agregat dan aspal. Kemudian, pembuatan benda uji dilakukan dengan campuran perkerasan AC-WC, HRS dan SMA pada masing-masing kadar aspal seperti terlihat pada Tabel 4. Selanjutnya dilakukan pengujian karakteristik campuran dengan menggunakan alat Marshall.

## Penentuan Kadar Aspal Teoritis

Kadar aspal teoritis ditentukan dengan Metoda Luas Permukaan. Metoda ini berdasarkan pada prinsip bahwa seluruh jumlah aspal akan digunakan untuk menyelubungi luas permukaan butir-butir agregat. Kadar Aspal teoritis yang diperoleh melalui perhitungan dengan metoda Luas Permukaan untuk masing-masing jenis perkerasan dapat dilihat pada Tabel 3.

**Tabel 3**. Kadar Aspal Teoritis

| Jenis Perkerasan | Kadar aspal teoritis |
|---|---|
| AC-WC | 8,11% |
| HRS | 8,40% |
| SMA | 8,97 % |

Dari nilai kadar aspal teoritis maka didapatkan komposisi dari masing-masing campuran, seperti pada Tabel 4. Tabel 4 adalah komposisi campuran perkerasan yang menggunakan aspal pen 60/70+5%ACS sebagai bahan pengikat untuk 3 jenis perkerasan yaitu AC-WC, HRS dan SMA.

**Tabel 4.** Komposisi Campuran Aspal +5%ACS

| **Asphalt Concrete – Wearing Course** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Parameter** | **Sampel 1** | **Sampel 2** | **Sampel 3** | **Sampel 4** | **Sampel 5** |
| kadar aspal (%) | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| berat total aspal (gr) | 75,6 | 88,2 | 100,8 | 113,4 | 126 |
| Berat ACS (gr) | 3,6 | 4,2 | 4,8 | 5,4 | 6,0 |
| berat aspal (gr) | 72,0 | 84,0 | 96,0 | 108,0 | 120,0 |
| **Hot Rolled Sheet (HRS)** | | | | | |
| **Parameter** | **Sampel 1** | **Sampel 2** | **Sampel 3** | **Sampel 4** | **Sampel 5** |
| kadar aspal (%) | 6,4 | 7,4 | 8,4 | 9,4 | 10,4 |
| berat total aspal (gr) | 77,2 | 89,2 | 101,2 | 113,2 | 125,2 |
| Berat ACS (gr) | 3,9 | 4,5 | 5,1 | 5,71 | 6,31 |
| berat aspal (gr) | 73,3 | 84,7 | 96,1 | 107,39 | 118,89 |
| **Split Mastic Asphalt** | | | | | |
| **Parameter** | **Sampel 1** | **Sampel 2** | **Sampel 3** | **Sampel 4** | **Sampel 5** |
| kadar aspal (%) | 6,4 | 7,4 | 8,4 | 9,4 | 10,4 |
| berat total aspal (gr) | 77,2 | 89,2 | 101,2 | 113,2 | 125,2 |
| Berat ACS (gr) | 3,9 | 4,5 | 5,1 | 5,71 | 6,31 |
| berat aspal (gr) | 73,3 | 84,7 | 96,1 | 107,39 | 118,89 |

Seperti yang terlihat pada Tabel 4, ada 5 variasi kadar aspal untuk masing-masing jenis perkerasan. Variasi ini dipilih berdasarkan kadar aspal teoritis yang diperoleh, dimana kadar aspalnya adalah 2 kadar aspal dibawah dan 2 kadar aspal diatas kadar aspal teoritis. Untuk setiap kadar aspal ada 3 buah benda uji. Maka total jumlah benda uji adalah 45 buah. Keseluruhan benda uji ini kemudian dilakukan pemeriksaan nilai Marshallnya, yaitu pengujian stabilitas, kelelehan, Marshall Quotient dan rongga udaranya.

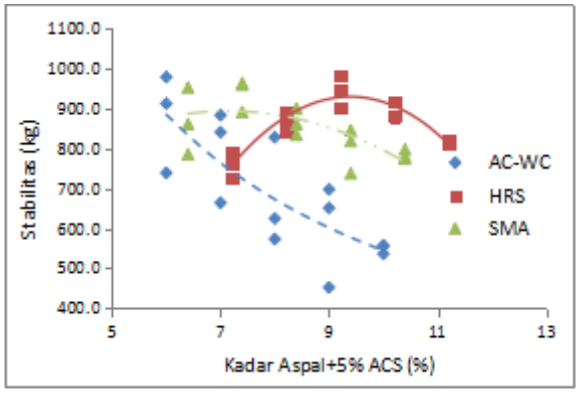
## Hasil Parameter Marshall

Gambar 4 sampai dengan Gambar 9 adalah hasil pemeriksaan Marshall di laboratorium untuk ketiga jenis perkerasan yaitu AC-WC, HRS dan SMA. Dan selanjutnya pengertian kadar aspal adalah bahan pengikat modifikasi dengan penambahan 5% Abu Cangkang Sawit. Setelah diperoleh semua data, maka dilakukan analisa sehingga mendapatkan nilai kadar aspal optimum.

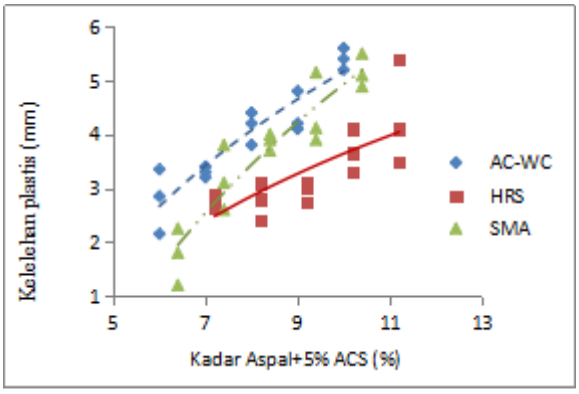
ISBN: 978-602-60286-0-0

## Hubungan kadar Aspal dengan Stabilitas dan Kelelehan

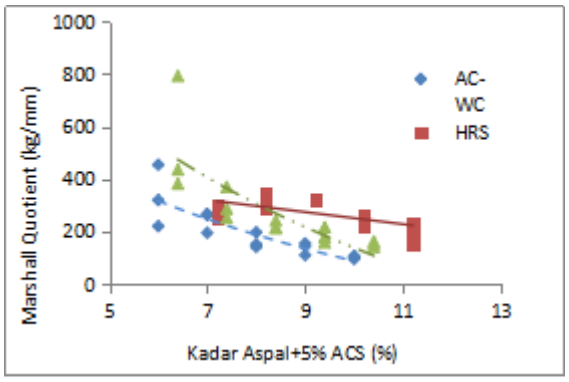
Gambar 4 menunjukkan nilai stabilitas dan Gambar 5 adalah nilai kelelehan plastisnya vs. kadar aspal untuk tiga jenis perkerasan yang digunakan dalam penelitian ini. Kecenderungan nilai stabilitas untuk jenis perkerasan HRS dan SMA sama, yaitu jika kadar aspalnya ditambah maka nilai stabilitasnya juga bertambah sampai pada suatu titik dimana stabilitas perkerasannya akan menurun jika kadar aspalnya terus ditambah. Kadar aspal optimum yang menghasilkan nilai stabilitas maksimum untuk perkerasan SMA adalah 7.95% dengan nilai stabilitas 891 kg dan 9.7% untuk jenis perkerasan HRS dengan nilai stabilitas 918,37kg. Sedangkan nilai stabilitas untuk perkerasan AC-WC terus menurun dengan bertambahnya kadar aspal pada perkerasan. Nilai stabilitas maximum diperoleh pada kadar aspal yang terendah yaitu 6%. Ini disebabkan karena lapisan AC-WC adalah merupakan lapisan aus seperti yang terlihat pada Gambar 1, sehingga semakin ditambah kadar aspalnya, nilai stabilitasnya semakin menurun. Gambar 5 memperlihatkan, dengan penambahan kadar aspal maka nilai kelelehan plastis semakin tinggi. Ini disebabkan karena dengan bertambahnya kadar aspal semakin banyak aspal menyelimuti batuan sehingga campuran menjadi semakin plastis dan menyebabkan nilai kelelehan menjadi tinggi. Nilai kelelehan maksimum terdapat pada kadar aspal maksimum, karena semakin besar kelelehan mengindikasikan bahwa campuran beraspal semakin lentur, dimana nilai kelelehan minimum adalah 3 mm.



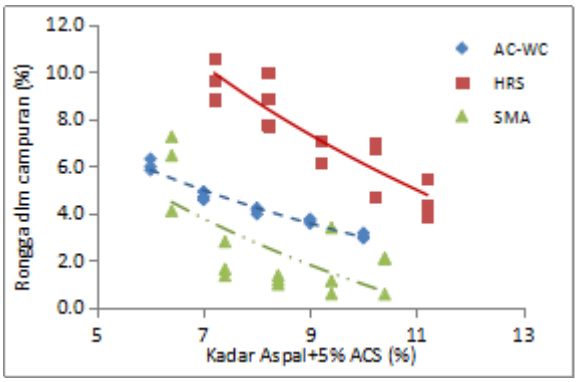

**Gambar 4.** Kadar Aspal vs Stabilitas




**Gambar 5.** Kadar Aspal vs kelelehan plastis




**Gambar 6.** Kadar Aspal vs MQ (*Marshall Quotient*)

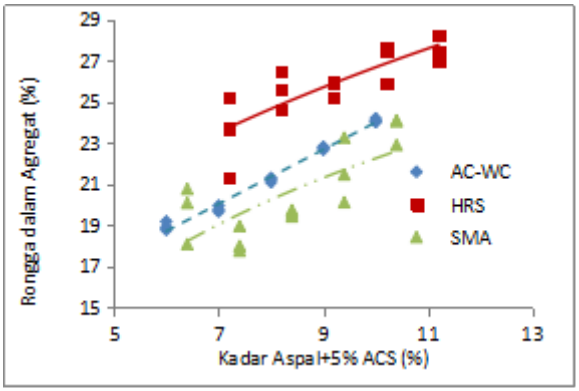



**Gambar 7.** Kadar Aspal vs Rongga Dalam Campuran (VIM), %

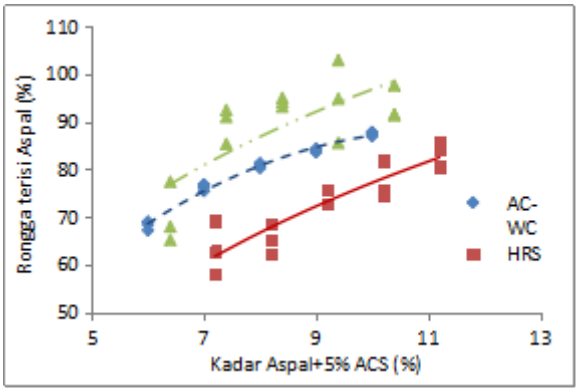
Gambar 6 merupakan nilai Marshall Quotient vs. kadar aspal. Dengan bertambahnya kadar aspal, maka MQnya semakin menurun. Begitu juga dengan kadar aspal vs. rongga udara dalam campuran (VIM) yang terlihat pada Gambar 7. Dengan bertambahnya kadar aspal maka rongga udara dalam campuran semakin kecil. Nilai Marshall Quotient (MQ) merupakan indikator kelenturan campuran yang potensial terhadap keretakan.

Nilai VIM untuk tiap campuran harus berada pada rentang 3,5% sampai 5%. Nilai VIM merupakan indikator dari durabilitas, VIM yang terlalu besar akan mengakibatkan perkerasan aspal berkurang kekedapan airnya, sehingga berakibat meningkatnya proses oksidasi aspal dan mempercepat penuaan aspal dan menurunkan sifat durabilitas aspal.

ISBN: 978-602-60286-0-0




**Gambar 8.** Kadar Aspal vs Rongga dalam Agregat (VMA)




**Gambar 9.** Kadar Aspal vs Rongga Terisi Aspal (VFA)

Gambar 8 adalah rongga dalam Agregat (VMA) vs. kadar aspal, sedangkan rongga terisi aspal vs.kadar aspal terdapat pada Gambar 9. Dari grafik pada Gambar 8, terlihat hubungan volume rongga yang terdapat diantara partikel agregat campuran beraspal yang telah dipadatkan. Semua variasi campuran memenuhi spesifikasi pada kadar aspal 6% - 10%. Semua pengujian diatas menunjukan semua nilai VMA dari variasi masuk ke dalam spesifikasi, dimana nilai VMA > 15%.

Volume rongga terisi aspal (VFA) dalam campuran perkerasan AC-WC, HRS dan SMA berada diatas 50% dari keseluruhan rongga udara yang terdapat diantara butiran agregat (Gambar 9). Volume VFA meningkat dengan meningkatnya kadar aspal. Dimana semakin banyak kadar aspal akan semakin kecil rongga di dalam campuran tersebut karena rongga tersebut di isi oleh aspal.

### Penentuan Proporsi Campuran Optimum

Nilai kadar aspal+5% ACS yang optimum ditentukan untuk ketiga jenis perkerasan. Masing-masing perkerasan ditentukan komposisi optimumnya, kemudian dipilih satu perkerasan yang paling sesuai menggunakan bahan pengikat yang dimodifikasi dengan penambahan 5% ACS ini.

Penentuan kadar aspal optimum adalah berdasarkan grafik hasil pengujian Marshall untuk ketiga campuran perkerasan (Gambar 4-9). Kadar aspal optimum ditentukan dengan cara mengambil nilai rata-rata dari setiap parameter pengujian Marshall dengan cara membuat grafik batang berdasarkan hasil minimum dan maksimum dari parameter Marshall (Bina Marga, 2010). Nilai parameter Marshall pada persentase tersebut adalah rata-rata yang masuk kedalam spesifikasi.

Untuk perkerasan AC-WC, kadar aspal optimum yang menghasilkan stabilitas maksimum adalah 6,5% dengan nilai stabilitas 882 kg. Kelelehannya adalah 3,3 mm, sedangkan Marshall Quotient adalah 295,36 kg/mm. Volume rongga udara dalam campuran perkerasan AC-WC ini adalah 6,05% dan rongga udara dalam agregat (VMA) adalah 18,1% dan rongga udara yang terisi aspal sebanyak 71,83%.

Pada perkerasan HRS, kadar aspal 9,7% menghasilkan stabilitas maksimum sebesar 918,37 kg, dengan kelelehan sebesar 3,25 mm. Sementara volume rongga udara dalam campuran dan rongga udara dalam agregat adalah 5,72% dan 25,34%. Sedangkan rongga udara yang terisi aspal adalah sebanyak 78,55%.

Untuk jenis perkerasan Split Mastic Asphalt (SMA) kadar aspal optimumnya sebesar 7,95% menghasilkan stabilitas maksimum 891 kg, dan kelelehan 3 mm. Rongga udara dalam campuran 3,2%, rongga udara dalam agregat 18,23% dan rongga udara yang terisi aspal adalah 86.43%. Marshall Quotient sebesar 282,18 kg/mm yang merupakan perhitungan dari Stabilitas dibagi kelelehan.

Campuran yang mempunyai nilai kelelehan tinggi dan stabilitas tinggi cenderung menghasilkan campuran beraspal panas yang bersifat plastis sehingga mudah berubah bentuk (deformasi plastis) akibat beban lalu lintas yang berat. Nilai stabilitas yang tinggi dan kelelehan yang tidak terlalu tinggi baik untuk perkerasan. Sehingga apabila ini digunakan dalam perkerasan jalan akan menghasilkan kekuatan yang tinggi yang dapat memikul beban lalu lintas yang berat sehingga tidak terjadi deformasi seperti gelombang, alur.

## 5. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil pengujian yang telah dilakukan dapat disimpulkan bahwa ketiga jenis perkerasan yang diuji mempunyai kualitas yang hampir sama yang dapat dilihat dari hasil pengujian stabilitas Marshallnya. Sehingga campuran aspal yang dimodifikasi dengan penambahan ACS dapat diusulkan sebagai campuran hot mix pada perkerasan lentur jalan raya.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Jika dilihat dari hasil stabilitas perkerasan, maka penggunaan aspal yang ditambahkan dengan abu cangkang sawit (ACS) lebih sesuai untuk jenis perkerasan Hot Rolled Sheet (HRS) dibandingkan dengan jenis perkerasan AC-WC dan Split Mastic Asphalt karena memiliki stabilitas paling tinggi yaitu 918,37%.

## DAFTAR KEPUSTAKAAN

Bina Marga. (2010). *Spesifikasi Umum 2010*: Departemen Pekerjaan Umum.

Brown, S. F. (1980). *An Introduction to Analytical Design of Bituminous Pavement* (2th Edition ed.): University of Nottingham.

Muhardi, Sitompul, IR & Rinaldi. 2004. "Pengaruh Penambahan Abu Sawit Terhadap Kuat Tekan Mortar". Seminar Hasil Penelitian Dosen, Program Studi S1 Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Riau

Putri, E. E. (2012),"A Rational Approach of the Design For Highway Formations", Ph.D Thesis, Universiti Malaysia Sabah.

Putri, E. E dan Taruko, P. (2014). "Kekakuan Aspal dengan Menggunakan Bahan Tambah Abu Cangkang Sawit". Proceeding Seminar Inovasi Teknologi dan Rekayasa Industri.

Siregar, P. (2011)." Pemanfaatan Abu Kerak Boiler Cangkang Kelapa Sawit". Universitas Sumatra Utara.

Syukur, M. 2011. "Pengaruh Abu Cangkang Kelapa Sawit sebagai Bahan Tambahan Batako". Universitas Sumatera Utara. Medan

ISBN: 978-602-60286-0-0

# SIFAT MEKANIK DAN DURABILITAS BETON DENGAN MEMAKAI LIMBAH *FLY ASH* HASIL REKAYASA SEBAGAI *CEMENTITIOUS*

**Erwin Rommel[1], Yusuf Wahyudi[2] dan Dini Kurniawati[3]**

*[1)]Jurusan Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Malang, Jalan Raya Tlogomas 246 Malang*
*Email : erwin67pro@yahoo.com*
*[2)] Jurusan Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Malang, Jalan Raya Tlogomas 246 Malang*
*[3)] Jurusan Teknik Mesin Universitas Muhammadiyah Malang, Jalan Raya Tlogomas 246 Malang*
*Email : kurni.dw@gmail.com*

## ABSTRAK

Mengurangi pemakaian semen pada beton akan mengurangi emisi karbon yang terjadi sehingga dapat menghasilkan beton ramah lingkungan. Pemakaian limbah *fly-ash* yang telah melalui proses *refluks* dengan *aktivator* NaOH 5M mampu memperbaiki komposisi dan sifat reaktifitas bahan sebagai *cementititous*. Penelitian ini akan mengamati sifat mekanik dan durabilitas beton yang menggunakan limbah *fly-ash* dari sisa pembakaran batubara pada PLTU Tanjung Jati-B Jepara. Pemakaian limbah *fly-ash* baik yang konvensional maupun yang telah di *refluks* pada campuran beton diberikan masing-masing sebanyak 10%, 20%, 30%, 40% dari berat semen. Pengujian dilakukan pada *workability*, kuat tekan, absorbsi dan permeabilitas beton pada umur 28 hari. Sebagai pembanding dilakukan juga pengujian beton tanpa *fly-ash* dengan mutu rencana 20 MPa. Hasil pengujian kuat tekan diperoleh bahwa penggunaan 20% *fly-ash* hasil *refluks* dapat meningkatkan kuat tekan maksimal masing-masing sebesar 39,6% ($f_c$=27,92MPa) dibandingkan beton tanpa *fly-ash* serta meningkatkan kuat tekan sebesar 7,6% (25,59 MPa) jika dibandingkan dengan beton yang memakai *fly-ash* konvensional. Penggunaan *fly ash* sebagai *cementitious* pada beton baik yang *refluks* maupun konvensional akan cenderung mengurangi nilai absorbsi pada beton, bahkan pada pemakaian bahan *fly-ash* diatas 20% nilai absorbsi berkurang hingga dua kali nya dibandingkan dengan beton tanpa *fly-ash*. Demikian juga pada nilai permeabilitas beton cenderung berkurang dengan pemakaian 20% *fly-ash* akan menurunkan nilai permeabilitas beton hingga 69,73% (nilai penetrasi 2,27 cm) dibandingkan dengan beton tanpa *fly-ash* (nilai penetrasi 7,5 cm).

Kata Kunci : beton, *fly ash*, kuat tekan, permeabilitas, absorbsi

## 1. PENDAHULUAN

Perkembangan ekonomi dunia yang semakin pesat saat ini membuat bangunan berbahan beton tumbuh di banyak tempat sehingga produksi beton pun meningkat jumlahnya secara signifikan. Produksi beton identik dengan merusak lingkungan semata mulai dari proses menggali batu kapur, proses pembakaran dan emisi karbon yang dihasilkan keudara. Produksi semen pun dinyatakan sebagai penyumbang 7% emisi karbon terbesar urutan kedua didunia setelah pembangkit listrik. Sehingga perlu dikembangkan inovasi beton yang ramah lingkungan sehingga pembangunan infrastruktur terus bisa dlakukan tanpa merusak lingkungan **(Hardjito, 2001).**

Salah satu bahan ikat alternatif yang dapat digunakan untuk mengurangi pamakaian semen portland adalah *fly ash*. Abu terbang atau *fly ash* adalah produk sisa pembakaran batu bara dari industri Pembangkit Listrik Tenaga Uap (PLTU) yang menggunakan batu bara sebagai bahan bakar, berupa butiran halus ringan, bundar, tidak *porous* serta bersifat *pozzolanik*. *Pozzolan* adalah bahan yang mengandung silika dan aluminium yang bereaksi secara kimia dengan *kalsium hidroksida* membentuk senyawa yang bersifat *cementitious.* Pembuatan beton dengan komposisi bahan pengganti sebagian semen yang makin besar akan memberikan pengurangan efek rumah kaca (pelepasan gas CO ke udara bebas makin berkurang) **(Nashir, 2009).**

Hasil penelitian terdahulu menunjukkan bahwa penambahan abu terbang sebagai pengganti semen pada komposisi 1:1:8 (semen:kapur:pasir) dapat meningkatkan kuat tekan dan serapan air pada mortar. Variasi penambahan abu terbang diberikan mulai 10%,20%,30% dan 40% dimana peningkatan kuat tekan terbesar terjadi pada penambahan abu terbang 30% dengan kuat tekan mencapai 100,72 kg/cm$^2$ pada umur 56 hari. Sedangkan nilai serapan air terendah diperoleh hingga 9,31% pada penambahan abu terbang 30%. **(Andoyo, 2008)**

Pemakaian fly-ash sebanyak 30%, 40% dan 50% pada campuran mortar 1:6 untuk plesteran dinding batu bata telah dilakukan dan mampu menghasilkan mortar dengan standar tipe-N atau kuat tekan diatas 35 kg/cm$^2$ pada umur 7

hari. Kuat tekan pada benda uji kubus (5x5x5) cm yang diperoleh pada umur 7 hari masing-masing untuk 30%, 40% dan 50% adalah 75,6 kg/cm$^2$, 54,9 kg/cm$^2$ dan 54,8 kg/cm$^2$. **(Maryoto, 2008)**

Penelitian dengan memakai abu batu bara sebagai pengganti sebagian semen dengan prosentase 0 sampai 30% dari volume perekat dan batu apung dengan abu sekam sebagai pengganti pasir dengan prosentase 0 sampai 55% pada pembuatan batako juga telah dilakukan. Penggunaan abu batu bara sebagai penganti keseluruhan justru akan menurunkan sifat mekanik batako yang meliputi ; kuat tekan, kuat patah, ketahanan *impact*, sedangkan serapan air batako relatif baik dan meningkat **(Saiful, 2010).**

Berdasarkan hasil pengujian penggunaan abu terbang dari PLTU Mpanau Palu sebagai bahan tambah pada campuran beton mulai 5%,10%,15%,20% dan 25% di peroleh kuat tekan beton pada umur 28 hari terus mengalami peningkatan dibandingkan dengan beton normal. Kekuatan tekan beton yang dihasilkan masing-masing untuk penambahan 5% abu terbang sebesar 33,9137 MPa, 10% (35,3291 MPa) ; 15% (36,1783 MPa), 20% (36,8011 MPa) serta 25% (37,2541 MPa) **(Suarnita,2011).**

Bahan *fly ash* hasil limbah PLTU Tanjung Jati B Jepara telah dilakukan perbaikan pada sifat fisik dan kimianya dengan memakai *aktivator* NaOH 5M pada temperature 100˚ C. Komposisi senyawa silika ($SiO_2$) bertambah hingga 37,69% dengan bentuk fase *amorf* seebsar 71,31% dimana bentuk *amorf* dari senyawa silika tersebut merupakan indikasi tingkat *reaktifitas* bahan *fly-ash* tersebut. Uji SEM memperlihatkan permukaan butiran yang tidak beraturan pada senyawa *amorf* akan memudahkan pengikatan kapur bebas oleh senyawa silika dari hasil reaksi hidrasi semen. Sehingga bahan *fly-ash* yang telah diteratmen tersebut menjadi lebih reaktif dan memiliki sifat mengikat yang lebih kuat dan dapat digunakan sebagai bahan pengganti semen pada pembuatan beton **(Erwin, Dini K, Ansori, 2014).**

Upaya memperbaiki sifat fisik dan kimia dari *fly ash* sebagai material pengganti sebagian semen serta pengaruh reaktifitas dari *fly ash* yang telah mengalami perbaikan dengan pensintesisan silika. Hasil pemeriksaan kimia menunjukkan bahwa terjadi penurunan persentase pada unsur Si dan Al akan tetapi mengalami peningkatan pada unsur Fe. Hal tersebut juga berpengaruh terhadap kandungan senyawa utama $SiO_2$ dan $Al_6Si_2O_{13}$ (Mullite) yang mendominasi *fly ash* sebesar 77 – 80 % mengalami penurunan setelah mengalami proses *treatment.* Hasil uji reaktifitas dengan menggunakan XRD didapatkan bahwa *fly ash* mengalami penurunan jumlah struktur *amorf* sebesar 3,47 % setelah mengalami proses *treatment,* Penurunan ini menyebabkan *fly ash* tidak lebih reaktif setelah melalui proses *treatment* dan tidak lebih baik digunakan sebagai bahan pengganti sebagian semen dalam beton secara keseluruhan.**(Erwin, Dini K, Armand, 2014)**.

Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui seberapa besar pengaruh pemakaian *fly ash* sebagai *cementitious* yang telah direkayasa dengan metode refluks pada beton terhadap sifat mekanik dan durabilitas beton atau tinjauan terhadap kuat tekan, absorbsi dan permeabilitas beton.

## 2. METODOLOGI

### Rancangan Penelitian

Dilakukan pengujian bahan *fly-ash* dari limbah industri PLTU Tanjung Jati-B Jepara. Pemeriksaan fisik meliputi; berat jenis, kehalusan, serta konsistensi dimana proses tersebut dilaksanakan di Laboratorium Beton Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Malang. Setelah itu dilakukan perbaikan bahan *fly-ash* melalui proses sintesis silika (metode *refluks*) dengan bahan *aktivator* larutan NaOH 5M pada suhu 100$^0$C selama 24 jam. Proses rekayasa ini dilakukan dengan memakai alat *refluks* skala lapangan. Variasi pemakaian *fly ash* sebagai *cementitious* masing-masing sebanyak 0%, 10%, 20%, 30%, 40% dari berat semen. Pada penelitian ini dibuat 30 benda uji balok berukuran (20x20x12) cm untuk uji permeabilitas beton dan 80 silinder beton diameter 15 cm tinggi 30 cm untuk pengujian tekan dan absorbsi beton. Jumlah benda uji setiap perlakuan seperti terlihat pada Tabel 1. Tahapan penelitian diberikan pada Lampiran-1.

### Lokasi Penelitian

Lokasi Penelitian dilakukan pada Laboratorium Teknologi Beton Universitas Muhammadiyah Malang untuk pengujian bahan semen, fly-ash, pasir, kerikil serta kuat tekan dan absorbsi beton. Sedangkan pengujian permeabilitas beton dilakukan di Laboratorium Litbang dan Jaminan Mutu PT. Semen Gresik

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 1. Bentuk dan jumlah benda uji

| Jumlah *fly ash* terhadap semen | Uji Tekan silinder (dia-15x30) cm | | Pengujian Permeabilitas balok (20x20x12) cm | | Pengujian Absorbsi silinder (dia-15x30) cm | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Konvensional | Treatment | Konvensional | Treatment | Konvensional | Treatment |
| 0% | 5 | 5 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| 10% | 5 | 5 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| 20% | 5 | 5 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| 30% | 5 | 5 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| 40% | 5 | 5 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| Total | 50 | | 30 | | 30 | |

## Bahan Penelitian

Bahan yang digunakan antara lain: *fly ash* tipe-F dari PLTU Tanjung Jati B Jepara, larutan NaOH 5M, semen, pasir, kerikil maks 20mm.

## Alat Penelitian

Alat utama yang digunakan pada penelitian antara lain ; alat refluks *fly ash* skala lapangan, *compressing test machine*, *vicat apparatus test, sieve shaker machine*, oven dan *permeability testing* berdasarkan standar DIN 1048.

## Perancangan Campuran

Rancangan campuran beton dilakukan dengan mengacu pada peraturan **SNI 03-847-2002**, *Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*. Campuran beton direncanakan untuk memperoleh kuat tekan rata-rata pada 28 hari sebesar 20 MPa. Sedangkan pemakaian *fly-ash* dilakukan dengan mereduksi jumlah semen yang dipakai untuk setiap variasi 0%,10%,15%,20% dan 25% bahan *fly-ash*. Langkah-langkah perencanaan pada campuran beton dapat dilihat pada Tabel.2 sedangkan kebutuhan bahan dapat dilihat pada Tabel-3 berikut ini.

Tabel 2. Perencanaan Campuran Beton

| Langkah | Uraian | Jumlah | satuan |
|---|---|---|---|
| 1 | Kuat tekan yang disyaratkan pada umur 28 hari | 20 | MPa |
| 2 | Deviasi standar (*s*) | 3.5 | MPa |
| 3 | Nilai tambah (*m*) | 5.74 | MPa |
| 4 | Kuat tekan rata-rata yang direncanakan | 25.74 | MPa |
| 5 | Jenis semen | Type I | - |
| 6 | Jenis agrerat kasar | Batu Pecah | - |
| | Jenis agregat halus | Alami | - |
| 7 | Faktor air semen | 0,6 | - |
| 8 | Faktor air semen maksimum | 0,68 | - |
| | → dipakai faktor air semen terendah | 0.6 | - |
| 9 | Nilai slump | 10 ± 2 | cm |
| 10 | Ukuran maksimum agregat kasar | 20 | mm |
| 11 | Kebutuhan air | 205 | liter |
| 12 | Kebutuhan semen portland | 342 | kg |
| 13 | Kebutuhan semen portland minimum | 275 | kg |
| 14 | → dipakai kebutuhan semen Portland | 342 | kg |
| 15 | Penyesuaian jumlah air atau faktor air semen | 0,6 | |
| 16 | Daerah gradasi agregat halus | daerah 2 | |
| 17 | Persen berat agregat halus terhadap campuran | 45 | % |
| 18 | Berat jenis agregat campuran | 2.55 | $kg/m^3$ |
| 19 | Berat jenis beton | 2310 | $kg/m^3$ |
| 20 | Kebutuhan agregat | 1763 | $kg/m^3$ |
| 21 | Kebutuhan agregat halus | 794 | $kg/m^3$ |
| 22 | Kebutuhan agregat kasar | 970 | $kg/m^3$ |

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 3. Volume per-$m^3$ campuran beton

| Variasi *Fly Ash* (%) | Kebutuhan bahan | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Air (liter) | Semen (kg) | Pasir (kg) | Kerikil (kg) | *Fly Ash* (kg) |
| 0% | 205 | 378 | 794 | 970 | 0 |
| 10% | 205 | 340 | 794 | 970 | 38 |
| 20% | 205 | 302 | 794 | 970 | 76 |
| 30% | 205 | 264 | 794 | 970 | 114 |
| 40% | 205 | 226 | 794 | 970 | 152 |

## 3. HASIL DAN PEMBAHASAN

### Semen dan *Fly-ash*

Bahan semen yang digunakan memenuhi persyaratan uji berdasarkan ASTM yang meliputi uji berat jenis, kehalusan, konsistensi, seperti terlihat pada Tabel 4. Sedangkan untuk bahan *fly ash* menghasilkan berat jenis yang lebih kecil dibandingkan semen. Berat jenis *fly ash* konvensional dan *fly ash hasil perbaikan* tidak berbeda jauh meskipun telah melalui proses sintesis pada *fly ash*, massa *fly ash* lebih ringan karena struktur penyusunnya. Kehalusan bahan fly-ash lebih besar bahkan melebihi 10% yang tertahan diatas saringan No.200 dimana butiran fly-ash walaupun rentan terhadap lingkungan yang memiliki kelembabam. Bahan semen memiliki konsistensi paling rendah dibandingkan *fly ash* konvensional dan *fly ash* hasil perbaikan. Hal ini menjelaskan bahwa sifat semen dan fly-ash yang berbeda dalam hal kemampuan menyerap air. Untuk menghasilkan reaksi pasta semen dibutuhan air yang lebih banyak pada bahan fly-ash dimana nilai konsistensi lebih tinggi dari bahan semen.

Tabel 4. Hasil pengujian semen dan *fly-ash*

| Jenis pemeriksaan | Standar Uji | Hasil pengujian | | | Syarat Uji |
|---|---|---|---|---|---|
| | | semen | *fly-ash* konvensional | *fly-ash* perbaikan | |
| Berat Jenis ($gr/cm^3$) | ASTM C 188144 | 3,16 | 2.625 | 2.60 | 3,15- 3,17 |
| Kehalusan (%) | ASTM C-134-66 | 4,9 | 10.1 | 12.84 | <10% tertahan saringan No.200 |
| Konsistensi (%) | ASTM C-187-71 | 27 | 28 | 36 | - |

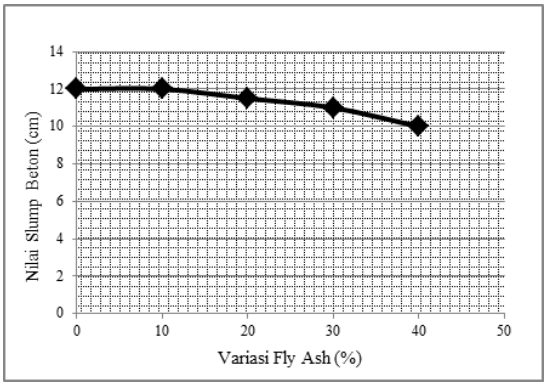
### Workability Beton

Pengaruh kemudahan dalam pelaksanaan pengecoran beton akibat pemakaian *cementitious fly-ash* dapat dilihat dari hasil pengujian nilai slump pada beton segar. Pemakaian bahan *fly-ash* tidak terlalu berpengaruh karena nilai slump masing-masing campuran beton dengan penambahan jumlah cementitious fly-ash pada beton masih berada dalam target rencana slump yakni berkisar 10 $\pm$ 2 cm. Walaupun penambahan bahan *fly-ash* memiliki kecendrungan turunnya nilai slump, karena bahan *fly-ash* lebih mudah menyerap air sehingga kebutuhan air untuk hidrasi semen menjadi berkurang dan adukan beton menjadi lebih kental atau tingkat workability menjadi berkurang. Hubungan nilai slump dengan penambahan jumlah *fly-ash* pada campuran beton terlihat pada Gambar-1.

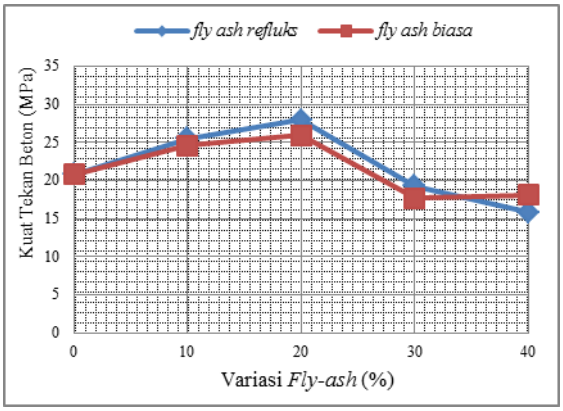
### Kuat Tekan Beton

Dari hasil pengujian kuat tekan beton (Gambar-2) terhadap variasi penggantian *fly ash treatment* sebagai *cementitious* diketahui bahwa pemakaian sebanyak 20% cementitious fly-ash treatmen akan mengahsilkan kuat tekan maksimum sebesar 27.92 MPa dari mutu beton rencana 20 MPa atau meningkat sebesar 39,6% jika dibandingkan dengan beton konvensional (beton tanpa *fly ash*). Sedangkan perbandingan pemakaian bahan *fly-ash* biasa dengan bahan *fly-ash treatmen* hanya dapat meningkatkan kuat tekan sebesar 7,6% dari kuat tekan beton dengan memakai *fly-ash* biasa sebesar 25,59 MPa. Peningkatan ini dikarenakan *fly ash* yang mengalami proses *treatment* memiliki kemampuan rekatan pasta semen yang lebih baik karena unsur *silica* yang lebih reaktif. Hal ini sesuai **(Erwin, Dini K, Ansyori, 2014)** bahwa *fly ash* yang didominasi oleh silica akan lebih reaktif jika berbentuk silica *amorf*, karena permukaan butiran (*surface contact area*) yang tidak rapat pada bentuk *amorf* memudahkan air masuk kedalam ikatan senyawa untuk mengikat kapur bebas sisa reaksi semen sehingga proses hidrasi semen dapat lebih sempurna dan memungkinkan *fly ash* sebagai *cementitious* pada saat pembuatan beton.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar-1. Nilai Uji Slump pada Campuran Beton




Gambar-2. Hubungan kuat tekan beton dengan pemakaian *fly-ash*

## Absorbsi Beton

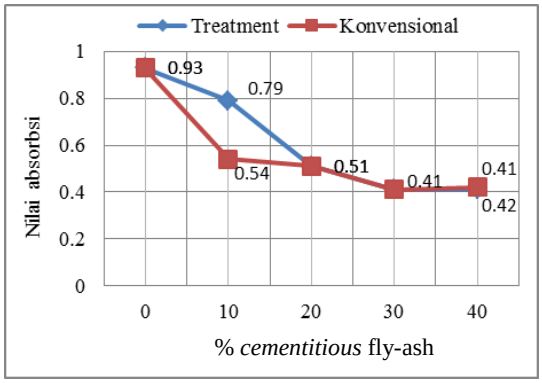
Keandalan beton terhadap lingkungan yang kedap air ditentukan oleh tingkat penyerapan air pada permukaan beton yang disebit absorbsi. Nilai absorbsi yang besar pada beton merupakan indikasi beton tersebut cenderung kurang awet atau memiliki durabilitas yang rendah karena beton dengan mudah menyerap air dan hal ini menyebabkan degradasi kekuatan beton. Sifat kedap air pada beton berkaitan dengan porositas dan absorbsi beton. Air dapat masuk kedalam beton tidak hanya melalui sifat *porous* atau rongga-rongga yang terbentuk pada beton tetapi juga melalui *diffusion* dan *absorbtion* yang semuanya tergantung pada struktur hidrasi semen. Dari hasil pengujian absorbsi terlihat bahwa penggunaan *fly ash* sebagai *cementitious*, baik yang telah melalui proses rekayasa maupun tidak dapat memperkecil nilai absorbsi beton jika dibandingkan dengan beton konvensional. Pada pemakaian *fly-ash* sebagai *cementitious* sebanyak diatas 20% (lihat Gambar-3) nilai absorbsi beton cenderung stabil dan berkurang rata-rata nilai absorbsi sebesar 45% dibandingkan dengan beton konvensional (tanpa *fly-ash*). Nilai absorbsi pada beton berkurang dari 0,93 menjadi rata-rata 0,45. Rendahnya nilai absorbsi pada beton yang memakai *fly-ash* sebagai *cementitious* karena memiliki pori-pori yang lebih kecil daripada semen itu sendiri serta sifat rekatan antara agregat yang semakin baik karena pengaruh unsur silika *amorf* yang lebih reaktif. Penyerapan terhadap air pada beton sangat tergantung pada pori-pori agregat pengisinya.

## Permeabilitas Beton

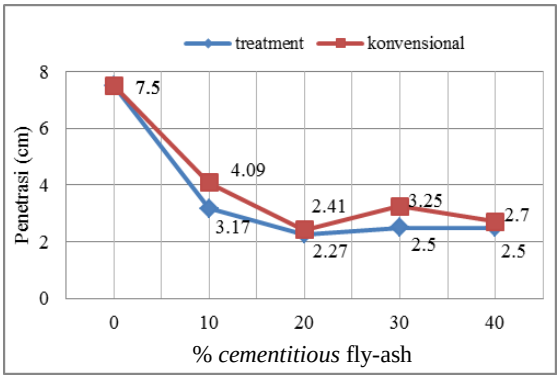
Permeabilitas beton juga dipengaruhi oleh distribusi ukuran butiran semen atau kehalusan dari butiran semen. menggunakan butiran semen yang lebih kasar mempunyai tingkat porositas yang lebih tinggi dibandingkan dengan menggunakan ukuran butiran semen yang lebih halus. Secara umum bisa dikatakan bahwa beton yang permeabilitas lebih rendah akan memiliki kuat tekan yang lebih baik dibandingkan dengan beton dengan permeabilitas yang tinggi. Dari hasil uji permeabilitas terlihat bahwa dengan pemakaian sebanyak 20% *fly ash* hasil rekayasa dapat mengurangi permeabilitas beton hingga nilai penetrasi mencapai 2,27 cm dari permukaan beton atau terjadi penurunan permebilitas sebesar 69,73 % dibandingkan dengan beton konvensional (beton tanpa *fly-ash*). Nilai permeabilitas relatif kecil karena *fly ash* sebagai *cementitious* mempunyai sifat rekatan antara butiran agregat yang lebih baik karena unsur silika *amorf* yang lebih reaktif serta dapat memperkecil pori-pori beton itu sendiri. Karena penyerapan terhadap air sangat tergantung pada pori-pori agregat pengisinya. Hal ini akan menyebabkan semakin tertutupnya rongga-rongga pada beton, sehingga beton akan semakin sulit ditembus air. Pengunaan *fly ash*

ISBN: 978-602-60286-0-0

konvensional juga akan menurunkan nilai permeabilitas beton tetapi nilai penetrasi yang terjadi masih lebih tinggi dibandingkan dengan memakai *fly-ash* yang telah melalui proses rekayasa. Batas nilai penetrasi permeabilitas beton untuk beton kedap air adalah bila air merembes ke dalam beton kurang dari 5 cm (syarat standar DIN 1045).




Gambar-3. Hubungan absorbsi beton dengan pemakaian *fly-ash*




Gambar-4. Hubungan permeabilitas beton dengan pemakaian *fly-ash*

## 4. KESIMPULAN

Pemakaian *fly-ash* pada campuran beton sebagai *cementitious* optimal pada jumlah 20% dengan kuat tekan yang dicapai sebesar 27,92 MPa dari rencana mutu beton 20 MPa atau terjadi kenaikan sebesar 39,6%. Sedangkan perbandingan bahan *fly-ash* yang telah melalui proses perbaikan (*fly-ash treatment*) dengan *fly-ash* biasa hanya terjadi peningkatan kuat tekan sebesar 7,6%.

Pemakaian bahan *fly ash* hasil proses sintesis dengan metode *refluks* dan *fly ash* konvensional sebagai *cementitious* dapat mengurangi nilai absorbsi beton hingga 45% dibandingkan dengan beton konvensional (beton tanpa *fly-ash*).

Pemakaian bahan *fly ash* hasil proses sintesis dengan metode *refluks* akan menghasilkan tingkat permeabilitas beton lebih baik dibandingkan beton dengan memakai *fly-ash* konvensional maupun beton konvensional (beton tanpa *fly-ash*). Tingkat permeabilitas yang diperoleh mencapai penetrasi 2,27 cm dan masih berada dibawah ambang batas beton kedap air yakni nilai penetrasi 5 cm.

## UCAPAN TERIMAKASIH

Penelitian ini dilaksanakan sebagai bagian dari Program Penelitian Hibah Bersaing KEMENRISTEK-DIKTI Tahun Anggaran 2014-2016.

## DAFTAR PUSTAKA

Andoyo, (2006). “Pengaruh Penggunaan Abu Terbang (Fly Ash)Terhadap Kuat Tekan Dan Serapan Air Pada Mortar”. skripsi, Politeknik Negeri Semarang

Badan Standardisasi Nasional, (2002). *SNI 03-6863-2002, Metode pengambilan contoh dan pengujian abu terbang atau pozolan alam sebagai mineral pencampur dalam beton semen portland.*

ISBN: 978-602-60286-0-0

Erwin, R., Dini K, Arman P.P. (2014), “Perbaikan Sifat Fisik Dan Reaktifitas Fly Ash Sebagai Cementitious Pada Beton”, Jurnal Media Teknik Sipil, Volume XII, Nomor 2, Agustus 2014, ISSN 1693-3095, hal 111-118.

Erwin, R., Dini K, Saiful A. (2014). “Rekayasa Material Fly-Ash dengan Metode Reflux sebagai Cementitious Unggul dan Ramah Lingkungan”. Konferensi Nasional Teknik Sipil (KonTeKS) ke-8, 16-17 Okt 2014, ITENAS Bandung.

Erwin, R., Yusuf W, Andi R.P. (2015). “Kuat Tekan Beton dengan Pemakaian Cementitious Fly-Ash yang Telah Melalui Proses Rekayasa Material”, proceeding seminar nasional ATPW 2015, ITS Surabaya

Erwin, R., Yusuf W, Rozy D. (2015). “Tinjauan Permeabilitas dan Absorbsi Beton dengan Menggunakan Bahan Fly-ash sebagai Cementitious”. Jurnal Media Teknik Sipil Vol XIII No-2 edisi Agustus 2015, ISSN 1693-3095, halaman 141-145

Hardjito., D. (2001). “Abu Terbang Solusi Pencemaran Semen”. Sinar Harapan, Kupang

Maryoto., A. (2008). “Pengaruh Penggunaan High Volume Fly AshPada Kuat Tekan Mortar”, Jurnal Teknik Sipil dan Perencanaan, Volume 10, Nomor 2, edisi Juli 2008, hal 103-118.

Media Komuikasi dan Informasi Pembangkit Listrik Tenaga Uap (2010). Majalah Tanjung jati, Edisi April 2010, PLTU Tanjung jati B, semarang..

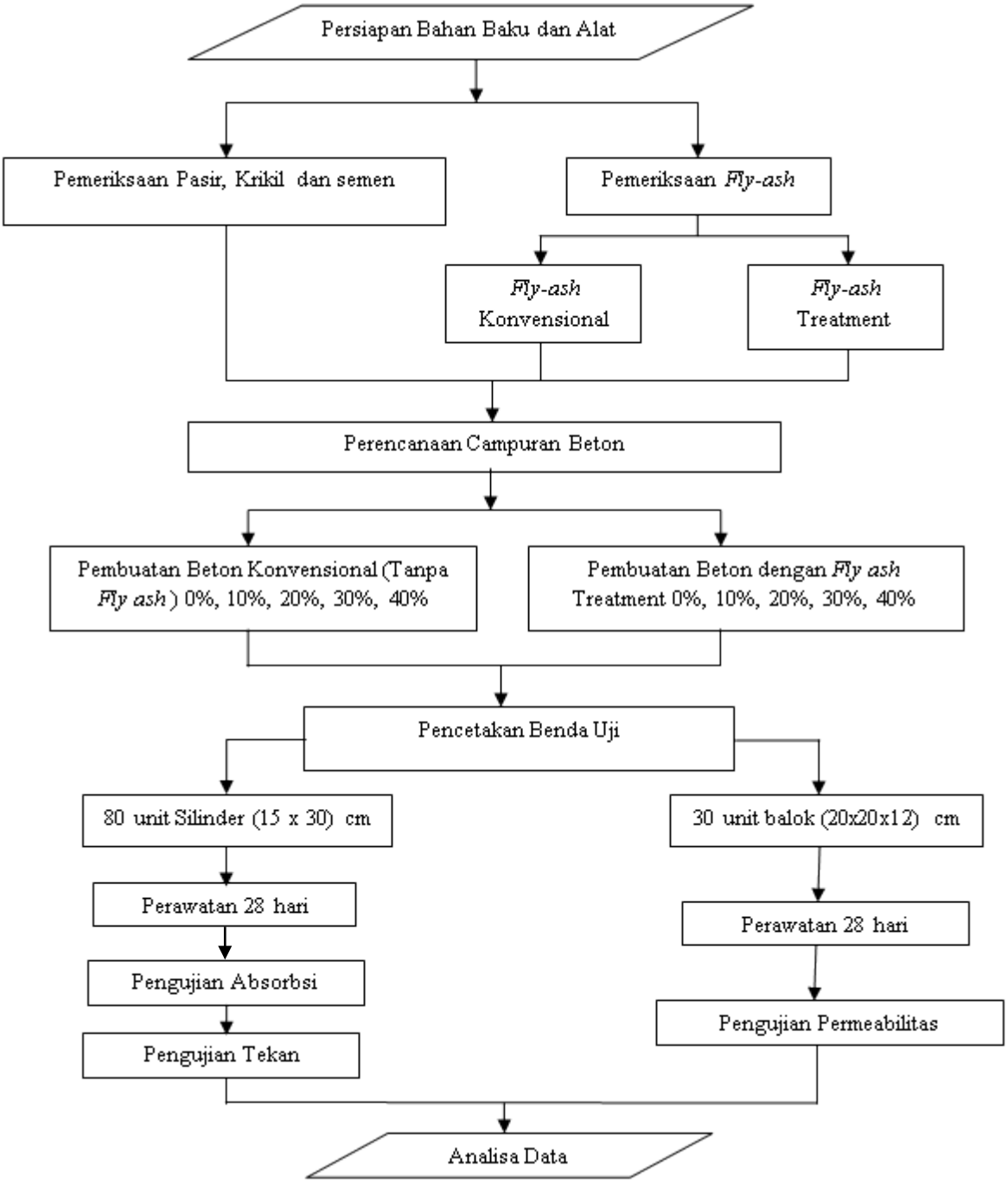
Nashir., M. (2009). “Pemanfaatan Material Silicafume dan Iron Slag dalam Pembuatan Beton Berkualitas dan Ramah Lingkungan”. Tugas Akhir Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Diponegoro, Semarang.

Suarnita., I.W. (2011), “Kuat tekan beton dengan aditif fly ash, ex. PLTU Mpanau Tavaeli”. Jurnal SMARTek, ISSN 1693-0460, Vol-9 No.1 edisi Pebruari 2011

Saiful., M. (2010). “Pemanfaatan limbah debu batubara, batu apung dan abu sekam padi sebagai bahan substitusi semen dan pasir dalam pembuatan batako”. Tesis Magister Fisika, FMIPA-USU Medan

ISBN: 978-602-60286-0-0

**LAMPIRAN-1 : TAHAPAN PENELITIAN**




ISBN: 978-602-60286-0-0

# PEMANFAATAN SERBUK KACA DALAM PEMBUATAN BATAKO

**Nursyamsi[1], Ivan Indrawan2**

*1Departemen Teknik Sipil, Universitas Sumatera Utara, Jl. Perpustakaan Kampus USU Medan*
*Email: nursyamsi@usu.ac.id*
*2 Departemen Teknik Sipil, Universitas Sumetera Utara, Jl. Perpustakaan Kampus USU Medan*
*Email: ivan.indrawant@usu.ac.id*

## ABSTRAK

Seiring dengan meningkatnya harga bahan bangunan diperlukan inovasi untuk mengurangi pemakaiannya, salah satunya penggunaan semen. Pada penelitian ini, penggunan semen direduksi dengan serbuk kaca. Landasan pemilihan serbuk kaca sebagai bahan subtitusi penggunaan semen adalah beberapa unsur kimia yang terkandung di dalam semen memiliki kesamaan terhadap serbuk kaca diantaranya SiO2, Al2O3, Fe2O3, dan CaO. Serbuk kaca yang dipakai ialah serbuk kaca lolos ayakan no.100 tertahan di ayakan no.200 dan serbuk kaca lolos ayakan no.200 dengan komposisi penggunaan serbuk kaca sebesar 0%, 10%, 15%, 20%, 25% dan 30% dari volume pemakaian semen. Benda uji akan mengalami perawatan selama 28 hari sebelum pengujian kuat tekan, daya serap air, dan kuat tarik. Variasi yang memberikan hasil optimum akan dicampur dengan *foaming agent* sebagai bahan untuk mereduksi berat benda uji. Selanjutnya akan dilakukan pengujian kuat tekan, daya serap air, dan kuat tekan pasangan dinding batako. Analisis data menggunakan acuan SNI 03-0349-1989 mengenai Bata Beton untuk Pasangan Dinding. Variasi 20% serbuk kaca lolos ayakan no.200 memberikan hasil optimum. Benda uji variasi serbuk kaca lolos ayakan no.200 20% dan *foaming agent* lebih tinggi dari kuat tekan benda uji yang menggunakan substitusi serbuk kaca 0% lolos ayakan no.200 dan *foaming agent*. Begitu pula dengan kuat tekan dinding batako yang menggunakan susunan batako dengan substitusi serbuk kaca 20% lolos ayakan no.200 dan *foaming agent* lebih tinggi dari kuat tekan benda uji yang menggunakan substitusi serbuk kaca 0% lolos ayakan no.200 dan *foaming agent.*

Kata kunci: serbuk kaca, batako, kuat tekan, daya serap, kuat tarik

## 1. PENDAHULUAN

Batako merupakan bahan konstruksi yang terbuat dari campuran antara semen, pasir dan air yang kemudian dimasukkan ke dalam cetakan sesuai standar. Batako digunakan sebagai alternatif pengganti batu bata untuk membuat dinding. Pada saat ini pembangunan di Indonesia sangat pesat berkembang, oleh karena itu kebutuhan akan bahan bangunan semakin meningkat. Masyarakat di Indonesia pada umumnya menggunakan bata merah sebagai bahan pembuat dinding. Akibat dari terus meningkatnya pembangunan yang terjadi maka kebutuhan bahan bangunan seperti bata merah menjadi meningkat, oleh karena itu dibutuhkan bahan alternatif pembuatan dinding untuk pengganti bata merah, bahan alternatif tersebut diantaranya adalah batako. Batako saat ini sudah banyak digunakan oleh masyarakat dikarenakan bahan pembuatannya yang mudah didapat, pembuatannya yang mudah karena tidak perlu proses pembakaran seperti bata merah. Batako memiliki ukuran yang lebih besar dari bata merah sehingga pembuatan dinding dengan bahan batako menjadi lebih cepat. Akibat proses pembuatan dinding yang cepat dengan bahan batako, membuat banyak masyarakat yang berpindah dari bahan bata merah sebagai bahan pembuatan dinding ke bahan batako, sehingga permintaan kebutuhan batako semakin meningkat dipasaran.

Batako merupakan bahan penyusun dinding yang bersifat non-struktural, tetapi batako juga memiliki standar kekuatan yang harus dipenuhi. Batako memiliki standar yang telah diatur untuk penggunaan dan pembuatan batako, baik secara langsung maupun tidak langsung yang tertuang dalam Standar Nasional Indonesia (SNI 03-0349-1989).

Dalam penelitian ini, serbuk kaca digunakan sebagai bahan subtitusi terhadap semen. Dilihat dari kesamaan komposisi kimia dari semen dan serbuk kaca, dapat diasumsikan bahwa serbuk kaca dapat digunakan sebagai bahan pengganti semen. Serbuk kaca kaca dipilih karena unsur yang terkandung didalam kaca tersebut mirip dengan unsur yang terkandung dalam kandungan semen yaitu mengandung silika (SiO2), Na2O, dan CaO sebesar lebih dari 60%. Seperti terdapat dalam Tabel Unsur Semen Portland (Mulyono, 2005). dan Tabel Unsur Serbuk Kaca (Lab. MIPA Kimia USU). Diharapkan dengan penambahan serbuk kaca dapat mengurangi penggunaan semen dan menghasilkan nilai yang lebih ekonomis.

**Tabel 1.1.** Unsur Semen Portland

| Unsur | Semen Portland |
|---|---|
| SiO2 | 20%-25% |
| Al2O3 | 7%-12% |
| Fe2O3 | 7%-12% |
| CaO | 60%-65% |

**Tabel 1.2.** Unsur Serbuk Kaca

| Unsur | Serbuk Kaca |
|---|---|
| SiO2 | 97,0080% |
| Al2O3 | 0,1273% |
| Fe2O3 | 0,0026% |
| CaO | 0,1084% |

Kaca merupakan bahan yang sangat sulit terurai, penguraian kaca membutuhkan waktu jutaan tahun lamanya. Pemanfaatan penggunaan serbuk kaca sebagai bahan tambah batako bertujuan selain untuk pengurangan bahan baku semen pada pembuatan batako juga bertujuan untuk mengurangi dampak kerusakan lingkungan yang diakibatkan oleh limbah kaca. Pemanfaatan kembali limbah kaca adalah salah satu cara pengurangan limbah kaca yang terdapat pada lingkungan. Limbah kaca didaur ulang kembali menjadi serbuk kaca kemudian digunakan sebagai bahan substitusi sebagian semen pada pembuatan batako. Tujuan penelitian yang ingin dicapai dalam penelitian ini adalah: Mengaplikasikan substitusi serbuk kaca pada pemakaian semen serta foaming agent sebagai bahan untuk mengurangi berat batako, mengetahui kuat tekan, daya serap, kuat tarik dan kuat tekan pasangan dinding.

## 2. METODE PENELITIAN

Metode yang digunakan dalam penelitian ini adalah metode penelitian secara eksperimen. Sedangkan faktor yang diteliti adalah komposisi penggunaan serbuk kaca pada batako, dengan tujuan untuk mengetahui pengaruh serbuk kaca sebagai substitusi dengan sebagian jumlah pemakaian semen pada daya serap air, kuat tekan dan kuat tarik. Rancangan penelitian pada batako akan dibuat benda uji dengan perbandingan campuran 1Pc : 7Ps, dimana campuran ini akan diberi serbuk kaca sebagai substitusi dengan mengurangi sebagian dari berat semen. Variasi perbandingan komposisi yang digunakan, yaitu 0%, 10%, 15%, 20%, 25% dan 30% serbuk kaca dari berat semen. Dengan 2 variasi ukuran butiran kaca, yakni : Butiran kaca dengan ϕ lolos ayakan no.200 dan butiran kaca dengan ϕ lolos ayakan no.100 dan tertahan di ayakan no.200. Variasi dengan hasil yang paling optimum akan ditambah dengan *foaming agent* dengan campuran 1:20 (terhadap berat air), untuk mereduksi berat dan mengetahui kuat tekan, daya serap dan kuat tekan pasangan dinding batako. Pembuatan benda uji dan prosedur pengujian kualitas sesuai dengan yang telah ditentukan dalam Standar Nasional Indonesia (SNI 03-0349-1989).

### Bahan yang digunakan

Bahan penyusun dari batako adalah semen portland, pasir, air dan serbuk kaca. Semen Portland yang digunakan adalah semen Portland tipe I dengan merek dagang Semen Padang dengan kemasan 1 zak 50 kg. Pasir yang dipergunakan dalam penelitian ini diambil dari quarry Sei Wampu, Binjai. Air yang digunakan sebagai bahan pencampur berasal dari air Laboratorium Bahan Rekayasa Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Sumatera Utara.

### Serbuk Kaca

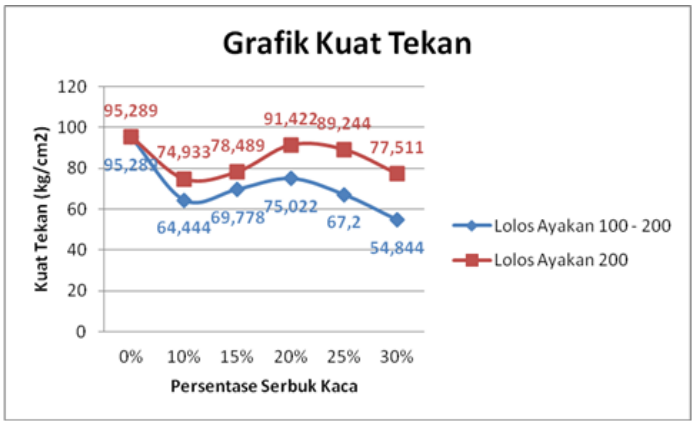
Penelitian ini menggunakan serbuk kaca yang dicampur pada batako, dimana serbuk kaca diperoleh dari limbah botol kaca minuman bekas yang dibersihkan dan kemudin dihancurkan dan dihaluskan. Hasil dari kaca yang telah dihaluskan kemudian diayak dengan menggunakan ayakan no.100 dan no.200.

## 3. HASIL PENELITIAN

### Pengujian Kuat Tekan Batako

Batako yang digunakan sebagai benda uji adalah batako yang telah berumur 28 hari perawatan dengan dua variasi penambahan serbuk kaca yaitu, serbuk kaca lolos ayakan no.100 tertahan ayakan no.200 dan serbuk kaca lolos ayakan no.200. Dimana benda uji merupakan kubus yang diambil ketika proses pengecoran batako dan diberi tekanan sampai diperoleh beban maksimum yang mampu ditahan oleh kubus batako tersebut. Hasil pengujian dapat dilihat pada Gambar 3.1.

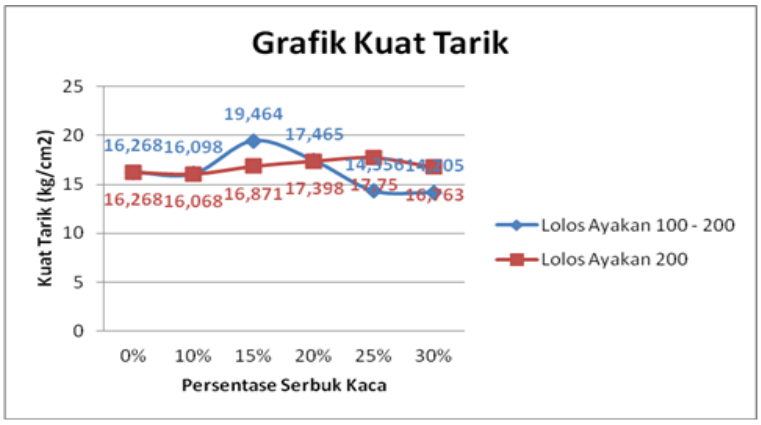
ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 3.1. Grafik Kuat Tekan

## Pengujian Kuat Tarik Batako

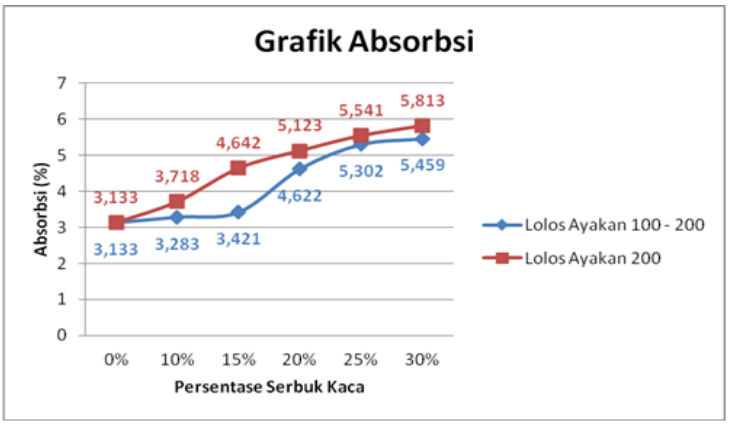
Pengujian untuk kuat tarik digunakan benda uji berbentuk briquette dimana spesimen diambil ketika proses pengecoran dan diberikan pembebanan maksimum sampai benda uji patah. Benda uji batako yang sudah berumur 28 hari dengan dua variasi penambahan serbuk kaca yaitu, serbuk kaca lolos ayakan no.100 tertahan ayakan no.200 dan serbuk kaca lolos ayakan no.200. Hasil pengujian dapat dilihat pada Gambar 3.2.




Gambar 3.2. Grafik Kuat Tarik

## Pengujian Absorbsi

Benda uji yang dipakai untuk pengujian absorbsi adalah benda uji dengan ukuran 10 x 20 x 40 cm sebagaimana ukuran batako pada umumnya. Benda uji yang telah berumur 28 hari kemudian di rendam selama 24 jam, kemudian ditimbang untuk mendapat berat saat basah. Selanjutnya batako di oven selama 24 jam untuk mendapat berat saat kering. Hasil pengujian dapat dilihat pada Gambar 3.3.




Gambar 3.3. Grafik Absorbsi

ISBN: 978-602-60286-0-0

## Pengujian Variasi Optimum (serbuk kaca variasi 20% lolos ayakan no.200)

Hasil pengujian daya serap, kuat tekan sampel batako, silinder dan pasangan dinding yang menggunakan bahan substitusi serbuk kaca lolos ayakan no.200 dengan komposisi 0% dan 20% sebagai bahan untuk mengurangi volume semen serta *foaming agent* sebagai bahan pereduksi beban sampel disajikan dalam bentuk tabel 3.1, table 3.2, dan 3.3 yang terlampir sebagai berikut:

**Tabel 3.1** Perbandingan Absorbsi Rata-rata Benda Uji Batako dengan Substitusi Serbuk Kaca Lolos Ayakan no.200 dan *Foaming Agent* Terhadap Syarat Mutu

| No. | Penambahan Serbuk Kaca | Rata-rata Berat Basah (Kg) | Rata-rata Berat Kering (Kg) | Penyerapan air Rata-rata (%) | | Mutu |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Benda Uji | SNI 03-0349-1989 | |
| 1 | 0% + *Foaming Agent* | 11.788 | 10.158 | 11.715 | 25 | 1 |
| 2 | 20% + *Foaming Agent* | 12.354 | 10.639 | 16.401 | 25 | 1 |

**Tabel 3.2** Perbandingan Absorbsi Rata-rata Benda Uji Silinder dengan Substitusi Serbuk Kaca Lolos Ayakan no. 200 dan *Foaming Agent* Terhadap Syarat Mutu

| No. | Penambahan Serbuk Kaca | Rata-rata Berat Basah (Kg) | Rata-rata Berat Kering (Kg) | Penyerapan air Rata-rata (%) | | Mutu |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Benda Uji | SNI 03-0349-1989 | |
| 1 | 0% + *Foaming Agent* | 2.240 | 1.738 | 29.901 | 35 | 2 |
| 2 | 20% + *Foaming Agent* | 2.612 | 2.366 | 11.404 | 25 | 1 |

**Tabel 3.3** Perbandingan Kuat Tekan Rata-rata Benda Uji Batako dengan Substitusi Serbuk Kaca Lolos Ayakan no.200 dan *Foaming Agent* Terhadap Syarat Mutu

| No. | Penambahan Serbuk Kaca | Pembacaan Dial Rata-rata (KN) | Luas Daerah Tekan ($cm^2$) | Kuat Tekan Rata-rata ($Kg/cm^2$) | | Mutu |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Benda Uji | SNI 03-0349-1989 | |
| 1 | 0% + *Foaming Agent* | 69.8 | 291.4214 | 23.952 | 21 | 4 |
| 2 | 20% + *Foaming Agent* | 87.6 | 291.4214 | 30.060 | 21 | 4 |

**Tabel 3.4** Perbandingan Kuat Tekan Rata-rata Benda Uji Silinder dengan Substitusi Serbuk Kaca Lolos Ayakan no.200 dan *Foaming Agent* Terhadap Syarat Mutu

| No. | Penambahan Serbuk Kaca | Pembacaan Dial Rata-rata (KN) | Luas Daerah Tekan ($cm^2$) | Kuat Tekan Rata-rata ($Kg/cm^2$) | | Mutu |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Benda Uji | SNI 03-0349-1989 | |
| 1 | 0% + *Foaming Agent* | 19.8 | 78.5 | 25.223 | 25 | 4 |
| 2 | 20% + *Foaming Agent* | 3.7 | 78.5 | 40.382 | 40 | 3 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

**Tabel 3.5** Perbandingan Kuat Tekan Rata-rata Dinding dengan Substitusi Serbuk Kaca Lolos Ayakan ø200 dan *Foaming Agent* Terhadap Syarat Mutu

| No. | Penambahan Serbuk Kaca | Pembacaan Dial (PSi) | Kuat Tekan Rata-rata ($Kg/cm^2$) | | Mutu |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | Benda Uji | SNI 03-0349-1989 | |
| 1 | 0% + *Foaming Agent* | 360 | 25.2 | 25 | 4 |
| 2 | 20% + *Foaming Agent* | 650 | 45.5 | 40 | 3 |

## 4. KESIMPULAN

Dari hasil penelitian didapat kesimpulan sebagai berikut:

1. Kuat tekan normal (0%) tanpa substitusi serbuk kaca sebesar 95,289 $kg/cm^2$ dan masuk klasifikasi batako tingkat I.
2. Kuat tekan maksimum dengan substitusi sebuk kaca ø lolos ayakan no.100 tertahan ayakan no.200 terdapat pada persentase 20% sebesar 75,022 $kg/cm^2$, termasuk dalam klasifikasi batako tingkat II dan kuat tekan minimum terdapat pada persentase 30% sebesar 54,844 $kg/cm^2$, termasuk klasifikasi mutu III.
3. Kuat tekan maksimum untuk substitusi sebuk kaca ø lolos ayakan no. 200 terdapat pada persentase 20% sebesar 91,822 $kg/cm^2$, termasuk dalam klasifikasi batako tingkat I dan kuat tekan minimum terdapat pada persentase 10% sebesar 74,933 $kg/cm^2$, termasuk klasifikasi mutu II.
4. Kuat tarik normal (0%) tanpa substitusi serbuk kaca sebesar 16,268 $kg/cm^2$.
5. Kuat tarik maksimum untuk substitusi sebuk kaca ø lolos ayakan no.100 tertahan ayakan no.200 terdapat pada persentase 15% sebesar 19,464 $kg/cm^2$ dan kuat tarik minimum terdapat pada persentase 30% sebesar 14,205 $kg/cm^2$.
6. Kuat tarik maksimum untuk substitusi sebuk kaca ø lolos ayakan no. 200 terdapat pada persentase 25% sebesar 17,75 $kg/cm^2$ dan kuat tarik minimum terdapat pada persentase 10% sebesar 16,068 $kg/cm^2$.
7. Penyerapan air (absorbsi) untuk batako normal (0%) tanpa substitusi serbuk kaca sebesar 3,133%.
8. Penyerapan air (absorbsi) maksimum untuk batako dengan substitusi sebuk kaca ø lolos ayakan no.100 tertahanan ayakan no.200 terdapat pada persentase 30% sebesar 5,495% dan absorbsi minimum terdapat pada persentase 10% sebesar 3,28%.
9. Penyerapan air (absorbsi) maksimum untuk batako dengan substitusi sebuk kaca ø lolos ayakan no. 200 terdapat pada persentase 30% sebesar 5,813% dan absorbsi minimum terdapat pada persentase 10% sebesar 3,283%.
10. Semua benda uji lolos klasifikasi batako tingkat I berdasarkan absorbsi yang lebih kecil dari 25%.
11. Daya serap benda uji batako yang menggunakan bahan substitusi serbuk kaca 20% dan *foaming agent* diperoleh sebesar 16.401% dan benda uji silinder sebesar 11.404%, termasuk klasifikasi mutu I.
12. Kuat tekan sampel batako yang menggunakan bahan substitusi serbuk kaca 20% dan foaming agent didapat sebesar 30.060 $kg/cm^2$, termasuk klasifikasi mutu IV. Sedangkan benda uji silinder mendapat kuat tekan sebesar 40.382 $kg/cm^2$, termasuk klasifikasi mutu III.
13. Kuat tekan dinding batako yang menggunakan bahan substitusi serbuk kaca 20% dan foaming agent didapat sebesar 650 Psi dalam pembacaan dial atau sebesar 45.5$kg/cm^2$.

## DAFTAR PUSTAKA (DAN PENULISAN PUSTAKA)


Departemen P.U. (1989). SNI 03-0349-1989 *Bata Beton untuk Pasangan Dinding*. Balitbang, Jakarta.

Departemen P.U. (2004). SNI 15-2049-2004 *Semen Portland*. Balitbang, Jakarta.

Karwur, Handy Yohanes., Dkk. (2013). "Kuat Tekan Beton Dengan Bahan Tambah Serbuk Kaca Sebagai Substitusi Parsial Semen". Jurnal Sipil Statik Vol. 1, 276-281.

Kasiati, Endang. (2011). "Pembuatan Paving Blok dengan Menggunakan Semen Portland dan Semen Pozzolan dengan Bahan Tambahan Serbuk Kaca dan Abu Batu". Seminar Nasional Aplikasi Teknologi Prasarana Wilayah.

Latief, Abdul. (2010). "Kuat Tarik Langsung, Kuat Tarik Lentur, Susut Dan Density Mortar Campuran Semen, Abu Sekam Padi, Dan Precious Slag Ball Dengan Persentase 30%; 30%; 40%". Skripsi Program Studi Teknik Sipil Depok. Depok: UI.

Mulyono, Tri. (2004). *Teknologi Beton*. Penerbit Andi. Yogyakarta.

Murdock, L.J. dan Brook, K.M. (1999). *Bahan dan Praktek Beton*. Jakarta: Erlangga.

Neville, A.M. (1987). *Concrete Technology*. London: Longman Group Ltd.


ISBN: 978-602-60286-0-0

Nugraha, Paul dan Antoni. (2007). *Teknologi Beton dari Material, Pembuatan ke Beton Kinerja Tinggi*. Penerbit Andi. Yogyakarta

Setiawan, Budi. (2006). “Pengaruh Penggunaan Agregat Kaca pada Beton Ditinjau dari Segi Kekuatan dan Shrinkage”. Tugas Akhir Jurusan Teknik Sipil Universitas Kristen Petra. Surabaya.

Utomo, Hendratmo Muji. (2010). “Analisis Kuat Tekan Batako dengan Limbah Karbit Sebagai Bahan Tambah”. Tugas Akhir Program Studi Teknik Sipil Universitas Negeri Yogyakarta. Yogyakarta.

Wibowo, Levin. (2013). “Pengaruh Penambahan Serbuk Kaca dan Water Reducing High Range Admixtures terhadap Kuat Desak dan Modulus Elastisitas pada Beton”. Tugas Akhir Program Studi Teknik Sipil Universitas Atma Jaya Yogyakarta.

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PROGRAM PENGOLAHAN SMOOTHING DATA HASIL UJI LABORATORIUM MATERIAL DAN ELEMEN STRUKTUR

**Kevin Gunawan[1], Bryan Robby[2], Hardi Wibowo[3], dan Han Ay Lie[4]**

*[1]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Diponegoro, Jl. Prof. H. Soedarto, SH, Tembalang, Semarang*
*Email: keygun9d@gmail.com*
*[2] Jurusan Teknik Sipil, Universitas Diponegoro, Jl. Prof. H. Soedarto, SH, Tembalang, Semarang*
*Email: bryan.robby@ymail.com*
*[3]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Diponegoro, Jl. Prof. H. Soedarto, SH, Tembalang, Semarang*
*Email: hardiwbw@yahoo.com*
*[4]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Diponegoro, Jl. Prof. H. Soedarto, SH, Tembalang, Semarang*
*Email: hanaylie@hccnet.nl*

## ABSTRAK

Data yang diperoleh secara makro dari hasil pengujian di laboratorium akan menunjukkan perilaku material atau komponen struktur yang diuji. Namun dalam skala mikro tampak bahwa data pengukuran mengalami banyak ketidaktelitian akibat getaran alat-alat lain yang berdekatan, vibrasi kendaraan di jalan, atau ketidaktelitian yang bersumber pada alat maupun instrumen pendukung. Sebagai contoh, pengujian tekan seharusnya secara kontinu mengakibatkan penurunan kekakuan bahan. Dalam kenyataan sering dijumpai kurva bentuk konkaf pada awal pengujian, akibat deformasi komponen alat atau *setting* dari elemen-elemen alat sehingga membutuhkan proses *smoothing*. Lamanya proses *smoothing* secara manual ini menginisiasi pembuatan program untuk memudahkan pekerjaan. Program didesain sesuai dengan algoritma perilaku material sesuai kaidah mekanika bahan sehingga menghasilkan kurva yang dapat digunakan untuk instrumen analisa khususnya untuk pengujian kuat tekan beton dan kuat tarik baja. Data hasil program dapat di ekspor ke *Ms Excel* sehingga dapat langsung digunakan untuk keperluan analisa. Program yang dikembangkan telah divalidasi oleh respon beban-deformasi maupun tegangan-regangan yang dilakukan oleh Laboratorium Bahan dan Konstruksi, Fakultas Teknik Universitas Diponegoro, Semarang, sehingga diyakini sahih sebagai instrument pendukung penelitian.

Kata kunci: respon beban-deformasi, respon tegangan-regangan, algoritma mekanika bahan, perilaku material , *smoothing* data.

## 1. PENDAHULUAN

Pada proses pengujian di laboratorium respon yang paling banyak diamati adalah hubungan beban-deformasi dan tegangan-regangan. Respon beban diperoleh dari perekaman data *load-cell* yang dapat mencatat perilaku beban inkremental. Respon beban ini disimpan sebagai data oleh *data-logger* yang terhubung dengan *load-cell*. Penentuan penggunaan *load-cell* tergantung beban rencana yang akan diamati dan tingkat ketelitian pengujian yang diharapkan. Respon deformasi atau regangan material diukur dengan menggunakan LVDT (*Linier Variable Deformation Transducer*) atau *strain-gauge*.

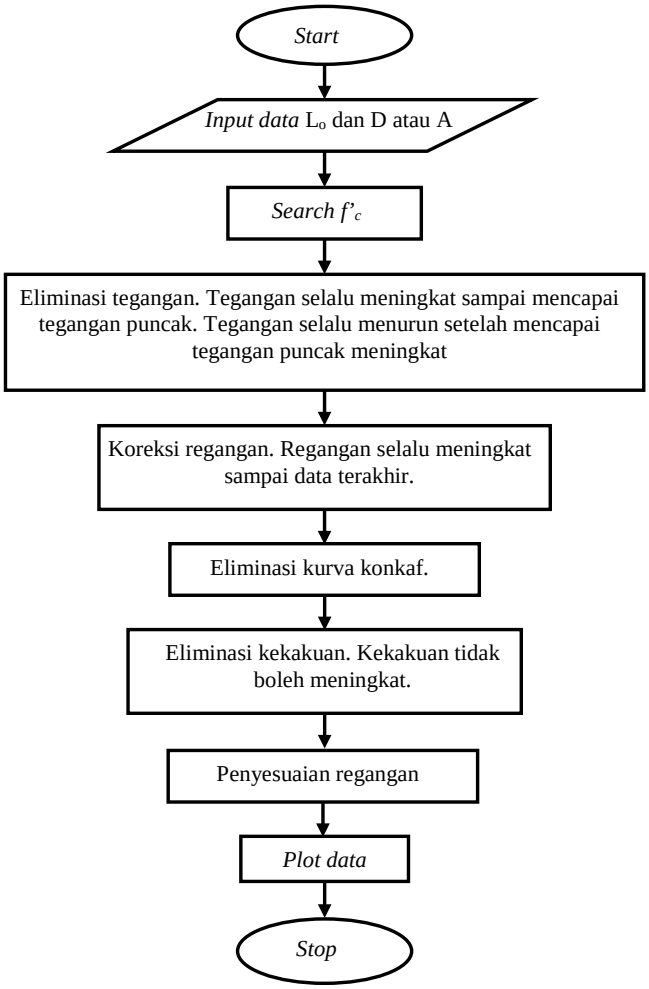
Data yang diperoleh secara makro akan menunjukkan perilaku material atau komponen struktur yang diuji. Namun dalam skala mikro tampak bahwa data pengukuran mengalami banyak ketidaktelitian. Untuk mengatasi hal tersebut dilakukan proses *smoothing* secara manual. *Smoothing* adalah pekerjaan yang panjang dan menuntut ketelitian. Apabila data eksperimental sangat banyak, maka proses ini akan mengakibatkan tertunda-nya analisa data. Untuk menjembatani hal ini perlu dikembangkan program yang dapat mengolah data sesuai dengan perilaku beban-deformasi maupun tegangan-regangan secara otomatis.

Tulisan ini berfokus pada penulisan algoritma yang sesuai dengan perilaku material kaidah mekanika bahan dan teori mekanika, sehingga proses *smoothing* data akan menghasilkan kurva yang dapat digunakan sebagai *instrument* analisa.

## 2. ALGORITMA

### Beton

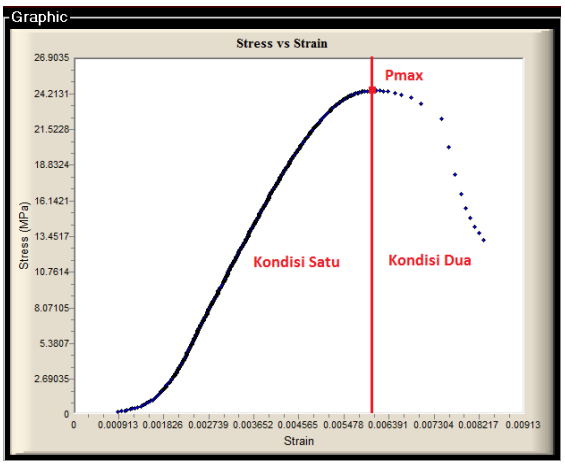
Algoritma dikhususkan pada pengujian tekan beton berupa data beban-deformasi atau tegangan-regangan. Proses *smoothing* data beban-deformasi dari *load cell* dan LVDT ataupun beban-regangan *load cell* dan *strain gauge* menggunakan algoritma yang sama. Diagram alir algoritma beton dapat dilihat pada Gambar 1.




Gambar 1. Diagram alir algoritma beton

Penjelasan tahapan-tahapan pengembangan algoritma beton sebagai berikut:

Tahapan pertama adalah menentukan kuat tekan beton karakteristik ($f'_c$). Bandingkan nilai data tegangan ke *i* dengan data tegangan ke *i+1*, jika nilai data tegangan *i+1* lebih besar dari tegangan ke *i* maka tegangan *i+1* adalah kuat tekan beton karakteristik. Proses *looping* ini dilakukan sampai data tegangan terakhir teranalisa. kuat tekan beton karakteristik kemudian ditandai dalam memori. Data kuat tekan beton karakteristik akan membagi data beton tersebut menjadi dua kelompok seperti ditunjukkan pada Gambar 2. Kondisi satu adalah data sebelum kuat tekan beton karakteristik dan kondisi dua adalah kelompok data paska kuat tekan beton karakteristik.



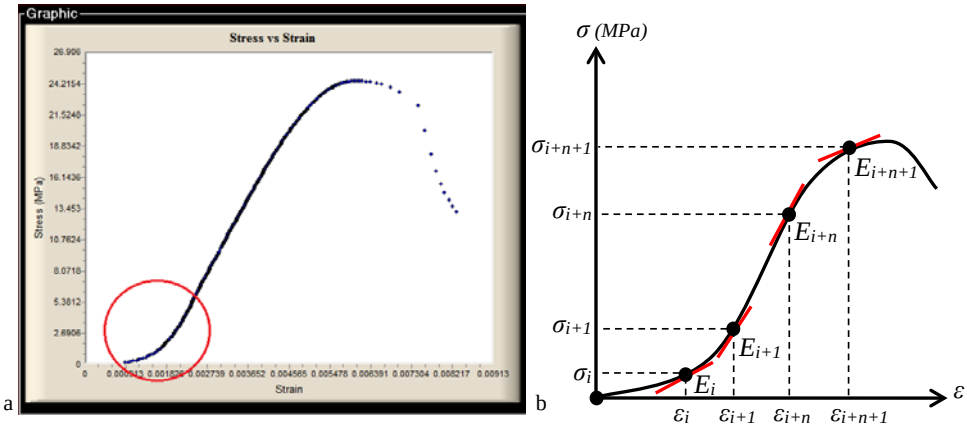

Gambar 2. Pengelompokkan data untuk algoritma *smoothing* beton

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tahapan kedua adalah eliminasi tegangan yang tidak sesuai dengan perilaku bahan. Pada kondisi satu peningkatan beban akan selalu ditandai dengan peningkatan tegangan, jika tegangan ke *i* lebih besar dari tegangan ke *i+1*, maka tegangan *i+1* dihapus. Kondisi dua merupakan keadaan *strain-softening* dimana penambahan beban akan disertai dengan penurunan tegangan (RILEM, 2000; Carreira and Chu, 1985; Dahl, 1982, Harsh et al., 1990). Hal ini disebabkan karena penyebaran *microcracks* dalam bahan yang makin meningkat (Hsu et al., 1963; Hu and Schnobrich, 1990).

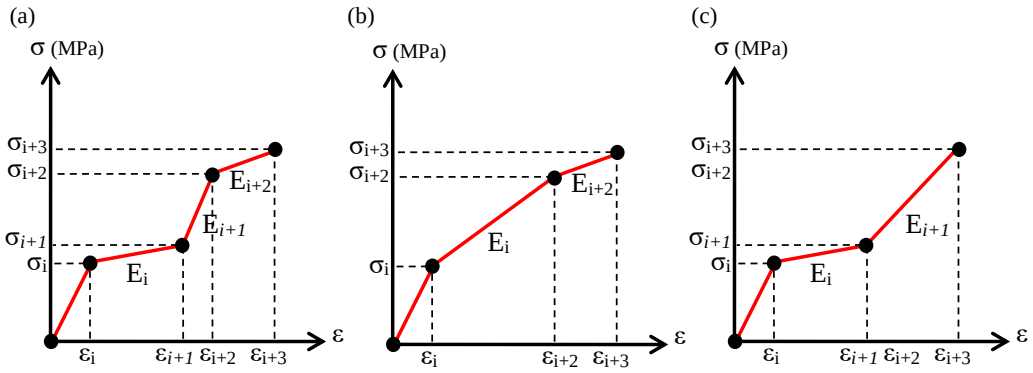
Tahapan ketiga adalah koreksi regangan. Berdasarkan perilaku bahan, maka setiap peningkatan tegangan monotonik akan disertai penambahan deformasi atau regangan. Dengan demikian berkurangnya regangan akibat peningkatan tegangan merupakan kesalahan pencatatan data. Jika regangan ke *i+1* ternyata lebih rendah dari regangan ke *i*, maka dapat disimpulkan bahwa data *i+1* merupakan data salah. Regangan tersebut dihapuskan dari *data base*.

Tahapan keempat adalah eliminasi kurva konkaf yang dijumpai pada awal pengujian seperti ditunjukkan pada Gambar 3a. Keadaan ini secara mekanika bahan tidak benar, karena material akan selalu mengalami penurunan kekakuan akibat pertambahan tegangan. Kekakuan digambarkan oleh perubahan nilai modulus elastisitas pada tiap tahapan inkremental beban. Kurva konkaf menunjukkan peningkatan kekakuan, sehingga bagian kurva yang demikian harus dikoreksi. Ilustrasi kurva yang menggambarkan kekakuan tangensial yang meningkat dan yang menurun ditunjukkan pada Gambar 3b.




Gambar 3 (a). Kurva bentuk *convex* pada awal pengujian kuat tekan beton (b). ilustrasi kekakuan kurva

Pada Gambar 3b tampak bahwa $E_{i+1} > E_i$ menandakan terjadi peningkatan kekakuan bahan. Adanya beberapa permasalahan seperti *setting* dari bagian-bagian alat uji ataupun perbedaan kekakuan *caping sulfur* dengan kekakuan beton (Torres and Eggers, 1979; Richardson, 1990; Park and Suh, 2007, 2008), akan mengakibatkan ketidakseragaman tegangan (*uniform stress distribution*) dan menyebabkan regangan beton terekam menjadi lebih tinggi. Kondisi ini tidak dapat diatasi dengan pendekatan berdasarkan rumus kekakuan awal maupun batasan regangan beton. Dalam penelitian ini digunakan asumsi bahwa sifat kekakuan beton linier sampai 30% dari kuat tekan beton karakteristik (MacGregor, 1997). Untuk faktor keamanan, digunakan nilai 20% dari kuat tekan beton karakteristik sebagai batas kekakuan awal berperilaku linier. Penerapan dalam pengembangan pemrogramman algoritma adalah penentuan nilai 20% $f'_c$, kemudian membandingkan kekakuan antara tegangan di atas 20% $f'_c$ dengan tegangan sebelumnya, nilai kekakuan ini menjadi 'kekakuan awal beton ($E_o$)'. Jika kekakuan dari data ke *i* lebih rendah dari 'kekakuan awal beton ($E_o$)' maka data *i* dihapus.

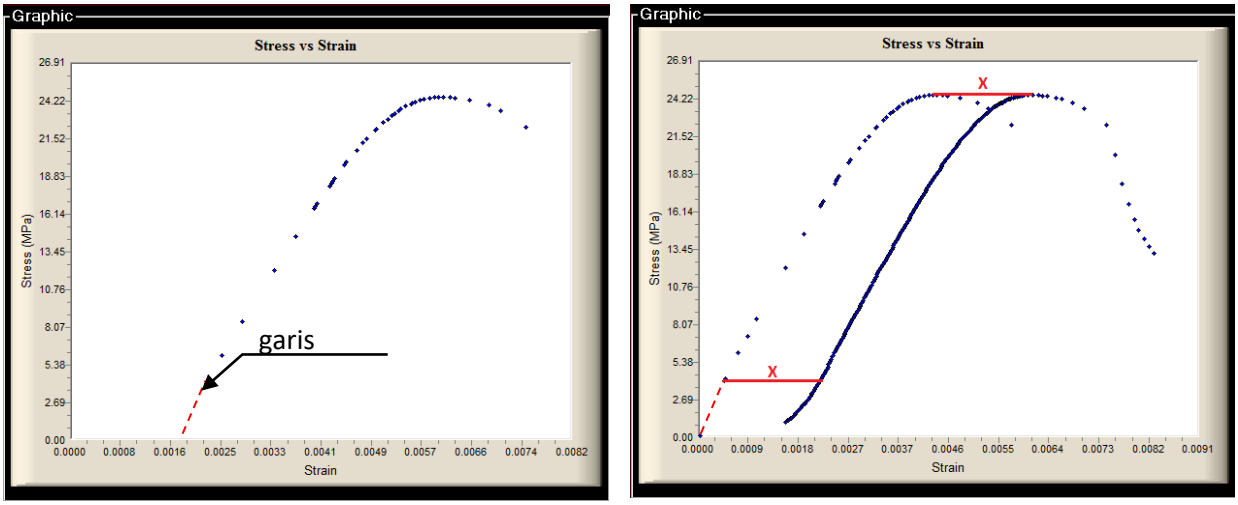



Gambar 4. Ilustrasi eliminasi kekakuan (a) *data original* (b) eliminasi data *i+1* (c) eliminasi data *i+2*

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tahapan kelima adalah eliminasi kekakuan. Pada algoritma dilakukan adopsi eliminasi kekakuan dengan pendekatan tangensial. Jika kekakuan ke *i+1* (data ke *i+1* dengan data ke *i+2*) lebih besar dari kekakuan ke *i* (data ke *i* dengan data ke *i+1*), maka data ke *i+1* dihapus. Alasan pemilihan data *i+1* dihapus dibandingankan data *i+2* untuk menghindari penurunan kekakuan yang drastis. Ilustrasi eliminasi kekakuan tampak pada Gambar 4.

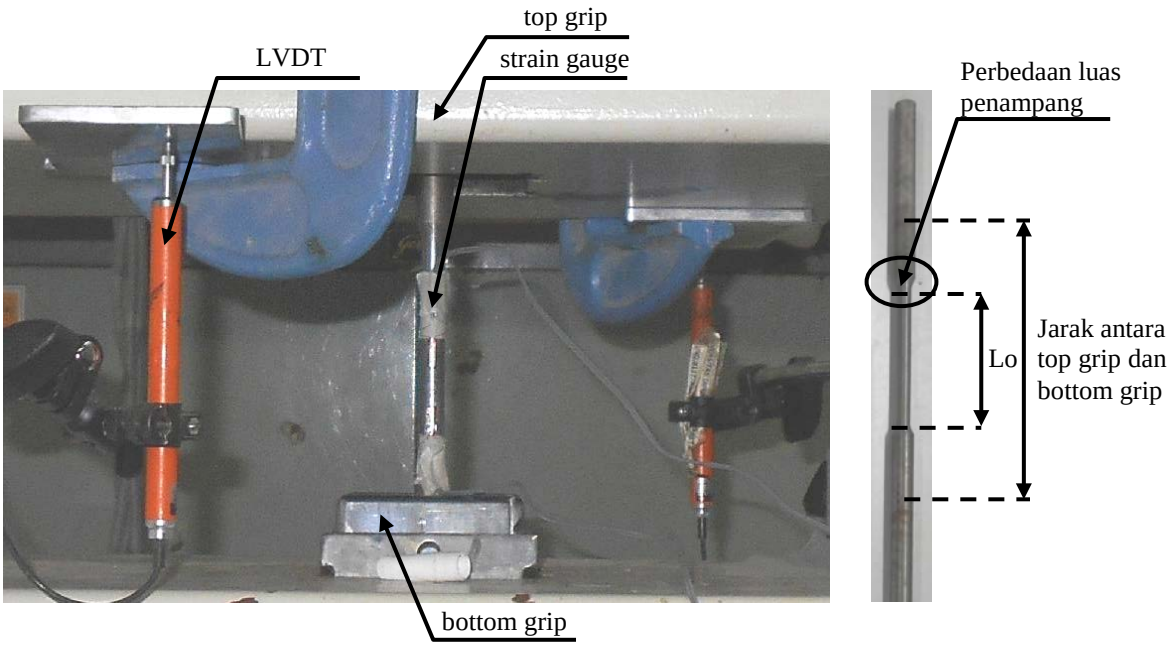
Tahapan keenam adalah penyesuaian regangan. Setelah koreksi kekakuan, akan timbul kesenjangan regangan, sehingga perlu dilakukan koreksi regangan sebesar x. Nilai x ditentukan dengan menarik garis bantu sejajar absis dengan perhitungan matematis antara dua titik pertama. Nilai regangan semua data dikoreksi dengan pengurangan nilai x (Gambar 5).




Gambar 5. Koreksi regangan pada pengujian kuat tekan beton

## Baja

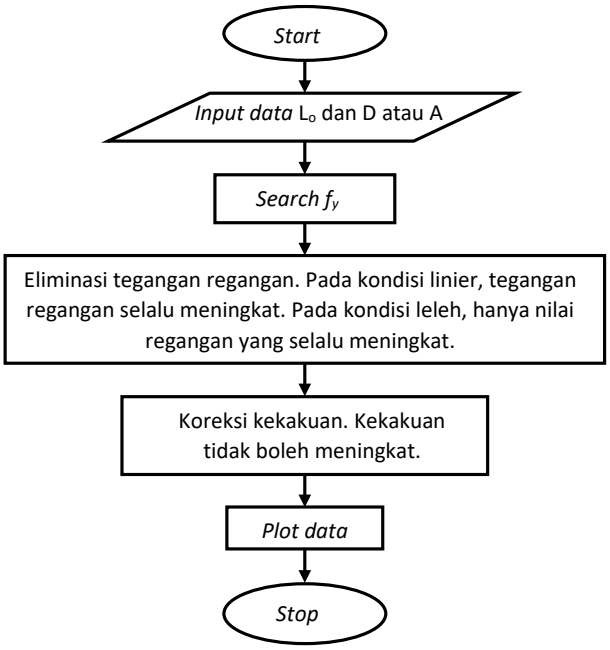
Algoritma baja dikhususkan pada pengujian tarik baja berupa data beban-regangan. Data beban-deformasi yang berasal dari LVDT tidak dapat digunakan karena pertambahan panjang yang dicatat oleh *data logger* tidak hanya sebatas $L_o$ tetapi sejauh *top grip* sampai dengan *bottom grip*. Pencatatan pertambahan panjang yang melebihi $L_o$ sulit dikoreksi karena adanya perbedaan luas penampang daerah Lo dengan daerah di luar $L_o$. (Gambar 6).




Gambar 6. Ilustrasi penjelasan algoritma baja

ISBN: 978-602-60286-0-0

Diagram alir algoritma baja dapat dilihat pada Gambar 7.




Gambar 7. Diagram alir algoritma baja

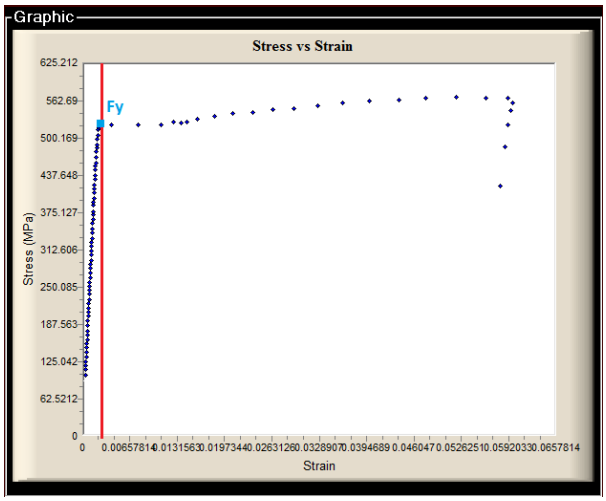
Penjelasan tahapan-tahapan pengembangan algoritma baja sebagai berikut

Tahapan pertama adalah mencari nilai kuat leleh baja ($f_y$). Penentuan nilai kuat leleh baja tidak dapat ditentukan secara numeris langsung dari regangan karena untuk setiap mutu, memiliki regangan leleh yang berbeda-beda. Berdasarkan pengamatan perilaku bahan baja dan data yang direkam oleh *data logger* dengan sistem *load control*, akan ada perbedaan pencatatan antara kondisi linier dengan kondisi leleh. Pada kondisi leleh, pencatatan antara data ke *i* dan *i+1* akan lebih renggang daripada perilaku kedua data ini pada kondisi linier. Hal ini dikarenakan pada kondisi leleh mengalami kenaikan gaya yang kecil, relatif terhadap regangan. Jika rasio antara selisih regangan berurutan (regangan *i+1* dan regangan *i+2*) lebih besar dari dua puluh kali selisih regangan sebelumnya (regangan *i+1* dan regangan *i*), maka data regangan *i+1* merupakan regangan leleh dan tegangan *i+1* merupakan tegangan leleh. Batasan ini disebut batas toleransi ($\delta$) dalam pemrograman.

$$\delta = \frac{\varepsilon(i+2)-\varepsilon(i+1)}{\varepsilon(i+1)-\varepsilon(i)} < 20 \quad (1)$$

Jika $\delta > 20$, maka $\varepsilon_{i+1} = \varepsilon_y$.

Nilai kuat leleh baja akan menjadi batasan algoritma seperti ditunjukkan pada Gambar 8.




Gambar 8. Pengelompokkan data untuk algoritma *smoothing* baja

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tahapan kedua adalah eliminasi tegangan-regangan. Kondisi satu merupakan daerah elastis linier, sehingga nilai tegangan dan regangan harus selalu meningkat tetapi nilai modulus elastisitas akan tetap, sehingga nilai tegangan maupun regangan yang berkurang akan otomatis dihapus. Kondisi dua merupakan kondisi leleh plastis, pada kondisi ini nilai regangan selalu bertambah sedangkan peningkatan tegangan relatif menjadi sangat kecil. Kondisi kedua juga ditandai dengan menurunnya modulus elastisitas secara drastis, karena terbentuknya titik-titik leleh dalam bahan baja.

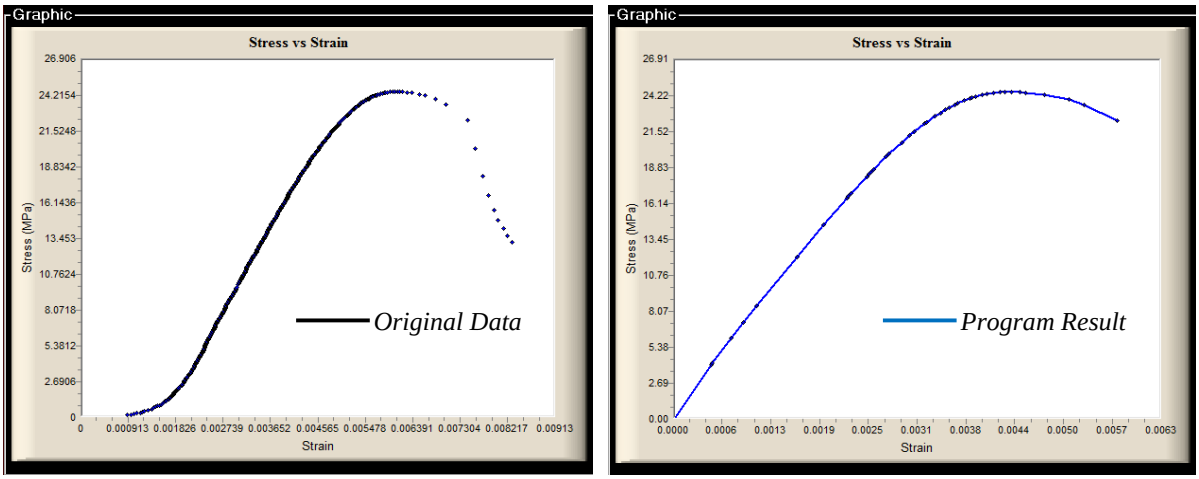
Tahapan ketiga adalah koreksi kekakuan. Setelah melalui tahapan eliminasi tegangan regangan terlihat bahwa pada kondisi elastis linier ada perbedaan modulus elastisitas. Maka dari itu perlu dilakukan koreksi terhadap kekakuan baja. Pertama-tama kita harus menentukan nilai kekakuan pada kondisi linier, lalu input titik (0,0). Tujuan input titik (0,0) supaya saat membandingkan nilai kekakuan antara dua titik dengan kekakuan kondisi linier dimulai dari titik yang sama. Jika tidak sama maka data *i+1* dihapus.

## 3. ANALISIS HASIL

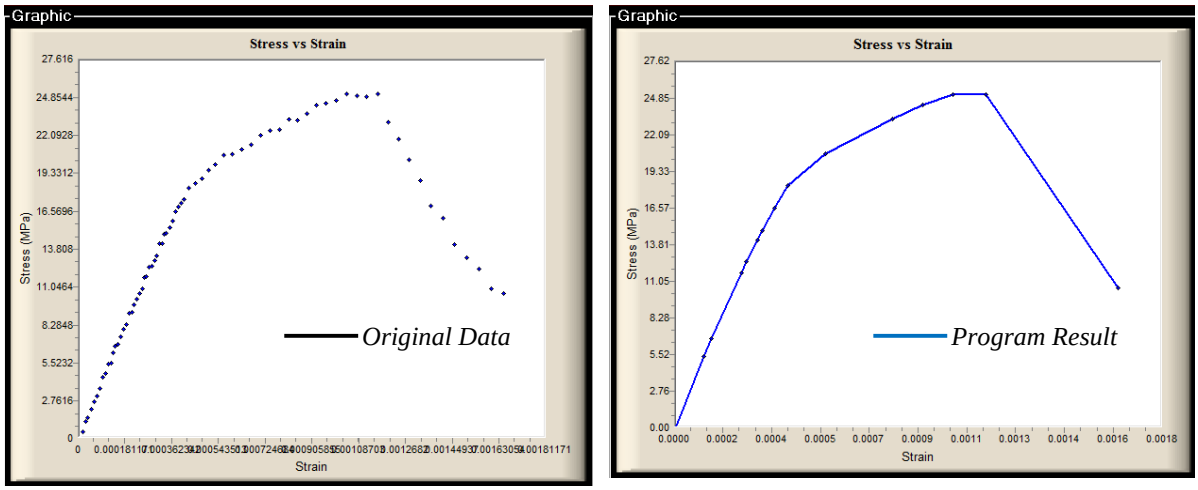
### Beton

Beberapa hasil *smoothing* menggunakan program yang dikembangkan untuk data uji kuat tekan beton ditunjukkan pada Gambar 9.

a




b




Gambar 9. Hasil *smoothing* pengujian kuat tekan *specimen* beton (a) data dari LVDT (b) data dari *strain gauge*

Sebagai pembanding, ditambahkan *option* untuk menampilkan fungsi *fib Model Code for Concrete Structures* 2010. (*fib-CEB* 2010, *Task Group* 8.2, 2008) Berdasarkan *code* tersebut, kurva tegangan regangan beton digambarkan dengan persamaan :

ISBN: 978-602-60286-0-0

$$\frac{\sigma_c}{f'_c} = -\frac{(k.\eta) - \eta^2}{1 + (k-2).\eta} \quad (2)$$

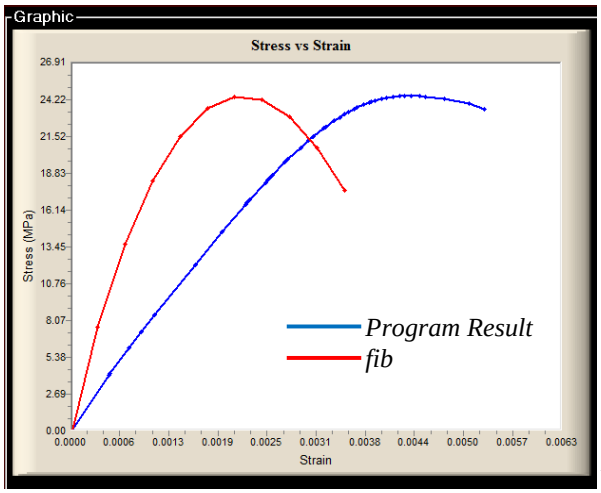
dengan $\eta = \varepsilon/\varepsilon_{cm}$ , $k = E_o/((f_{cm}+\Delta f)/\varepsilon_{cm})$, $E_o = 21500[(f_{cm}+\Delta f) / f_{cmo}]^{1/3}$, $\varepsilon_{cm}$ = regangan pada kondisi tegangan maksimum, $\Delta f = 8$ MPa, $f_{cmo} = 10$ MPa.
Dengan menggunakan persamaan regresi dapat diperoleh korelasi antara $f'_c$ dengan $\varepsilon_{cm}$, yaitu :

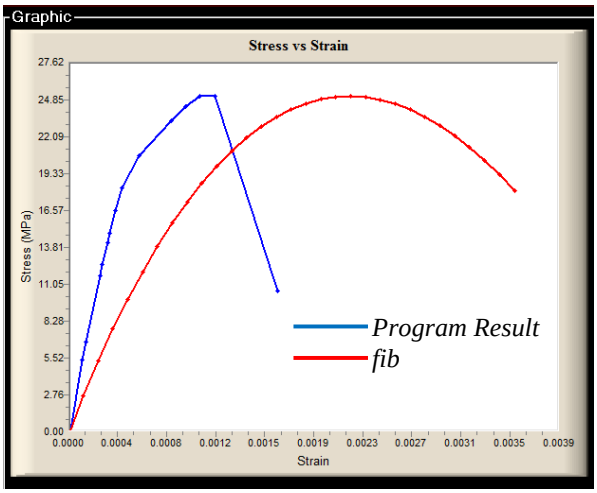
$$\varepsilon_{cm} = 0{,}0005 \ln(f'c) + 0{,}0006 \quad (3)$$

dengan $R^2 = 0{,}9948$.
Substitusikan persamaan (3) ke dalam persamaan (2) sehingga menghasilkan persamaan :

$$\sigma_c = \frac{\varepsilon.f'c.(E_o.\varepsilon_{cm} - (\varepsilon/\varepsilon_{cm}).(f'c+8))}{(f'c+8).\varepsilon_{cm} + (E_o.\varepsilon_{cm} - 2.(f'c+8)).\varepsilon} \quad (4)$$

Dengan menggunakan persamaan tersebut akan diperoleh kurva *fib* seperti ditunjukkan pada Gambar 10.

a 

b 

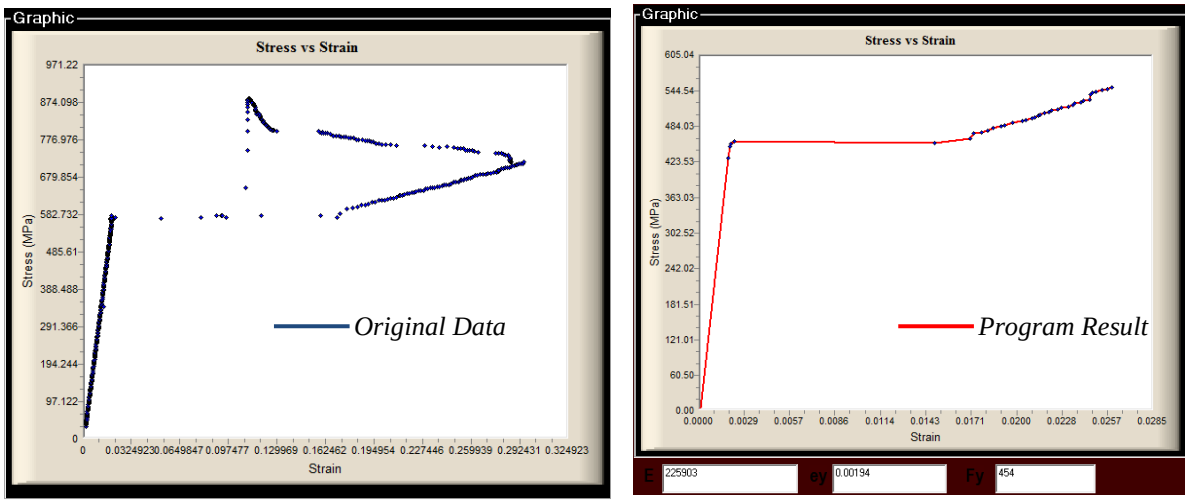

Gambar 10. Grafik *fib model code for concrete structures* 2010 (a) data dari LVDT (b) data dari *strain gauge*

## Baja

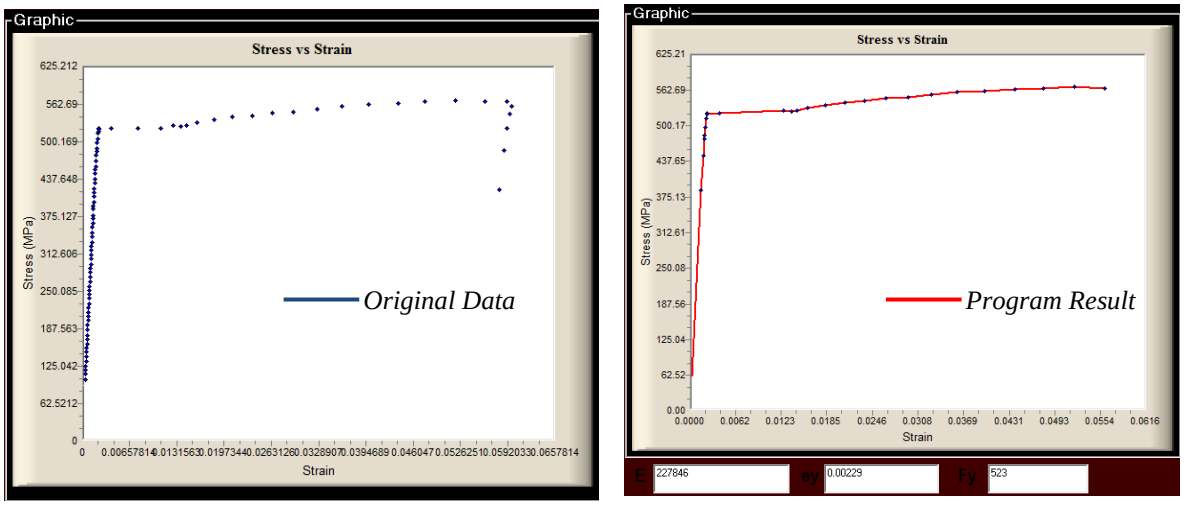
Beberapa hasil *smoothing* menggunakan program yang dikembangkan untuk data uji kuat tarik baja ditunjukkan pada Gambar 11.

ISBN: 978-602-60286-0-0

a




b




Gambar 11. Hasil *smoothing* pengujian kuat tarik baja (a) tidak putus pada *strain gauge* (b) putus pada *strain gauge*

Baja merupakan bahan homogen dan isotropik, sehingga modulus elastisitas baja yang berkisar antara 200000-210000 MPa dapat digunakan sebagai kontrol *smoothing* data uji tarik baja. Kekakuan baja bersifat linier hingga mencapai batas perbandingan seharga (Salmon, 1996), sehingga pada daerah awal berlaku hukum *Hooke*. Dasar ini dapat digunakan untuk memperoleh regangan leleh baja. Persamaan hukum *Hooke* sebagai berikut :

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{f_y}{\varepsilon_y} \tag{5}$$

Hasil pada Gambar 11a memberikan nilai regangan sebesar 0,00194. Secara perhitungan matematis dengan nilai $f_y$ = 454 MPa dengan E = 225903 MPa, maka $\varepsilon_y$ = 0,00201 ≈ 0,00194. Sedangkan pada Gambar 11b memberikan nilai regangan sebesar 0,00229. Secara perhitungan matematis dengan nilai $f_y$ = 523 MPa dengan E = 227846 MPa, maka $\varepsilon_y$ = 0,00230 ≈ 0,00229. Hal ini membuktikan hukum *Hooke* bisa digunakan sebagai kontrol terhadap *smoothing* pengujiankuat tarik baja.

## 4. KESIMPULAN

Program ini dikembangkan menggunakan aplikasi *Microsoft Visual Basic 6.0* dengan komponen tambahan *NTGraph* untuk menampilkan data dan *MSFlexgrid* untuk menterjemahkan data dari *Microsoft Excel* ke dalam bahasa pemrograman. Program ini memerlukan penyimpanan (*save*) data untuk mengatasi data *empty* akibat *looping*. Penyimpanan (*save*) data akan me-*renumbering* data sehingga mampu menghilangkan *empty* data yang dapat menyebabkan *error*.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Program ini dapat digunakan untuk melakukan *smoothing* data uji kuat tekan beton maupun uji tarik baja berdasarkan perilaku materialnya. Untuk material beton, perilaku material dibagi menjadi dua kondisi, sebelum *f'c* nilai tegangan dan regangan harus selalu meningkat, sedangkan setelah *f'c* nilai tegangan harus selalu menurun tetapi nilai regangan harus meningkat. Pada kedua kondisi tersebut, nilai kekakuan tidak boleh meningkat. Untuk material baja, perilaku material dibagi menjadi dua kondisi, sebelum melewati titik leleh nilai tegangan dan regangan harus selalu meningkat tetapi nilai kekakuan linier, sedangkan setelah melewati titik leleh nilai regangan harus selalu meningkat. Hasil dari *smoothing* dapat di ekspor ke *spreadsheet* sehingga dapat langsung digunakan untuk keperluan analisis data pengujian.

## DAFTAR PUSTAKA


Carreira, D.J. and Chu, K.H. (1985). "Stress-Strain Relationship for Plain Concrete in Compression". ACI Journal Proceedings, Vol. 82. 6, pp. 278-285.

Dahl, K.K.B. (1992). Rapport 7.6, Project 7. "Uniaxial Stress-Strain Curves for Normal and High Strength Concrete". Department of Structural Engineering, Technical University of Denmark. ISBN 87-7740-097-6.

FIB Bulletin Nr. 55 and 56. (2010). "Model Code 2010". First Complete Draft. Vol. 1 and 2. ISBN 978-2-88394-095-3/6. Federal Institute of Technology, Lausanne, Switzerland.

Harsh, S., Shen. Z. and Darwin, D. (1990). "Strain-Rate Sensitive Behavior of Cement Paste and Mortar in Compression". ACI Material Journal. Vol. 87 No. 5. pp. 508-516.

Hu, H and Schnobrich W.C. (1990). "Nonlinier Analysis of Cracked Reinforced Concrete". ACI Structural Journal Vol 87. No. 2. pp. 199-207.

MacGregor, J.G. and Wight, J.K. (2012). *Reinforced Concrete Mechanics and Design, Sixth Edition*. Pearson Education Inc. New Jersey.

Park, Young-Shik and Jin-Kook Suh, 2008. "Comparative Study on Compressive Strength of Concrete with New Sand-Cap and Neoprene Pad". International Journal of Concrete Structures and Materials, Vol 2. No 1. pp. 15-19.

Richardson, David N, 1990. "Effect of Testing Variables on the Comparison of Neoprene Pad and Sulfur Mortar-Capped Concrete Test Cylinders". ACI Materials Journal, Title No. 87-M52. pp 489-495.

RILEM TC 148-SSC. (2000). "Strain Softening of Concrete-Test Method for Compressive Softening". Materials and Structures/Materiaux et Construction, Vol. 33. pp. 347-351. Chair: Shah, S. P.

Salmon, C.G and Johnson, J.E. (1996). *Steel Structures: Design and Behavior, Third Edition.* HarperCollins College Publisher. New York.

Task Group 8.2. CEB-FIB. (2008). "State of art report on Concrete Modelling of High Strength/High Performance Concrete". International Federation for Structural Concrete, Switzerland

Torres, Sadi and John Eggers, 1979. "Capping Systems for High-Strength Concrete". Transportation Research Record 1979. pp 46-53.


ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PENGARUH KOMPOSISI SERAT *POLYPROPYLENE* TERHADAP SIFAT MEKANIK BETON

**Ade Lisantono[1] dan Mikhael Frederikus Kung[2]**

*[1]Program Studi Teknik Sipil, Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Jl. Babarsari 44, Yogyakarta 55281*
*Email: adelisantono@mail.uajy.ac.id*
*[2]Program Studi Teknik Sipil, Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Jl. Babarsari 44, Yogyakarta 55281*
*Email: mikhael.frederik@gmail.com*

## ABSTRAK

Beton saat ini banyak digunakan dalam dunia kontruksi dikarenakan memiliki kuat tekan yang tinggi, mudah dibentuk serta tahan terhadap korosi. Selain punya kelebihan, beton juga memiliki kelemahan yaitu mempunyai kuat tarik yang rendah apabila dibandingkan dengan kuat tekannya. Untuk mengatasi kuat tarik yang rendah tersebut, beton dapat dipadukan dengan bahan tambah yang salah satunya adalah serat *Polypropylene.* Penambahan serat ini dimaksudkan untuk memperbaiki karakteristik beton sehingga kuat tariknya lebih meningkat. Penambahan serat tersebut tentu memiliki kadar optimum, sehingga perlu diketahui seberapa banyak kadar serat *polypropylene* yang dapat ditambahkan untuk mencapai kuat tarik beton yang maksimum. Pada penelitian ini akan dilakukan studi tentang penggunaan serat *polypropylene* pada beton. Beton dibuat dengan kadar variasi yang berbeda-beda, yaitu 0,0 kg/m$^3$ (sebagai tolok ukur); 0,6 kg/m$^3$; 0,7 kg/m$^3$; 0,8 kg/m$^3$; 0,9 kg/m$^3$; dan 1,0 kg/m$^3$ beton. Dibuat benda uji silinder dengan ukuran diameter 150 mm dan tinggi 300 mm sebanyak 108 buah. Kuat tekan beton yang direncanakan adalah 25 MPa dengan faktor air semen (fas) 0,44. Sifat mekanik yang ditinjau adalah kuat tekan, kuat tarik belah dan modulus elastisitas yang diuji pada umur beton 7 hari, 14 hari, dan 28 hari. Berdasarkan hasil pengujian diperoleh hasil bahwa kadar penambahan serat *polypropylene* yang optimum adalah 0,9 kg/m$^3$ beton. Dari hasil pengujian pada umur beton 28 hari, diperoleh bahwa apabila dibandingkan dengan beton normal, kuat tekan beton dengan kadar serat *polypropylene* 0,9 kg/m$^3$ mengalami peningkatan kuat tekan sebesar 12,45 %, kuat tarik belah mengalami peningkatan 42,94 %, sedangkan modulus elastisitasnya mengalami penurunan sebesar 0,83 %.

Kata kunci: beton, serat *polypropylene*, kuat tekan, modulus elastisitas, kuat tarik.

## 1. PENDAHULUAN

Dalam dunia industri konstruksi, saat ini beton merupakan bahan bangunan yang paling banyak digunakan, karena bahan bakunya yang mudah didapat, harga yang relatif murah serta biaya perawatan yang lebih rendah apabila dibandingkan dengan baja. Meskipun beton saat ini banyak digunakan dalam dunia industri konstruksi karena memiliki beberapa kelebihan diantaranya adalah memiliki kuat tekan yang tinggi, namun beton juga memiliki kekurangan yaitu kekuatan tarik yang rendah apabila dibandingkan dengan kuat tekannya. Untuk mengatasi kuat tarik beton yang rendah tersebut, saat ini telah banyak ditemukan berbagai teknologi baru yang bertujuan untuk meningkatkan kuat tarik beton. Salah satunya adalah penggunaan serat atau *fiber*.

Menurut ACI Committee 544 (1982) dan Soroushian dan Bayasi (1987), beberapa jenis serat yang bisa digunakan pada beton adalah serat baja (*steel*), serat kaca (*glass*), serat karbon (*carbon*), dan serat plastik (*polypropylene),* yang masing-masing memiliki kelebihan dan kekurangan tergantung tujuan pemakaiannya. Selain jenis-jenis serat di atas, ada juga serat alam misalnya serabut kelapa dan serabut nanas yang juga dapat digunakan dalam campuran beton (Adianto dan Joewono, 2006). Salah satu jenis serat adalah jenis serat plastik (*polypropylene*) yang diproduksi dengan nama *anti crack*. Serat *polypropylene* ini telah terbukti dapat meningkatkan dan memperbaiki sifat struktural beton (ACI Committee 544, 1982). Namun dalam menggunakannya, perlu diatur kadar atau komposisi penggunaan serat terhadap volume beton, sehingga dapat menghasilkan beton dengan mutu terbaik.

Pada beberapa penelitian sebelumnya, terdapat beberapa versi komposisi optimum kadar *polypropylene* yang dicampur kedalam beton agar menghasilkan beton dengan mutu paling baik. Adianto dan Joewono (2006) melakukan penelitian tentang hubungan penambahan serat *polymeric* terhadap sifat mekanik beton normal. Kadar serat yang dimasukan kedalam campuran beton adalah 0,0 kg/m$^3$; 0,6 kg/m$^3$; 0,9 kg/m$^3$; 1,3 kg/m$^3$; 1,8 kg/m$^3$ beton. Hasilnya menunjukkan bahwa penambahan serat *polypropylene* dapat meningkatkan kuat tekan dan semakin banyak kadar serat, semakin rendah modulus elastisitas. Kadar optimum penambahan serat adalah 0,9 kg/m$^3$. Kartini (2007) melakukan penelitian tentang penggunaan serat *polypropylene* untuk meningkatkan kuat tarik belah beton. Dalam

penelitian ini digunakan serat *polypropylene* dengan panjang 12 mm dengan komposisi serat adalah 0,0 kg/m$^3$; 0,3 kg/m$^3$; 0,6 kg/m$^3$; dan 0,9 kg/m$^3$ beton. Hasil penelitiannya menunjukkan bahwa kadar optimum penambahan serat *polypropylene* adalah 0,9 kg/m$^3$ dari campuran beton dan apabila dibandingkan dengan beton normal, kuat tarik belah beton dengan serat *polypropylene* akan naik sebesar 3,17 %. Sedangkan Hasanr et al. (2013) melakukan penelitian tentang pengaruh penambahan *polypropylene* fiber mesh terhadap kuat tekan, kuat tarik belah dan kuat lentur beton dengan campuran *polypropylene* dengan berbagai kadar serat. Kadar serat yang dimasukan dalam campuran beton adalah 0,0 kg/m$^3$; 0,4 kg/m$^3$; 0,6 kg/m$^3$; dan 0,8 kg/m$^3$ beton. Dari penelitian ini diperoleh kesimpulan bahwa penambahan serat mengakibatkan menurunnya *workability* beton segar. Sedangkan kuat tekan beton mengalami peningkatan sebesar 3,62 % terhadap beton normal dengan kadar serat optimum 0,6 kg/m$^3$ beton, kuat tarik belah meningkat 20,44 % dengan kadar optimum serat 0,65 kg/m$^3$ beton, dan kuat lentur meningkat 11,26 % dari beton normal dengan kadar serat optimumnya adalah 0,58 kg/m$^3$ beton.

Melihat studi dari penelitian yang sudah dilakukan oleh peneliti sebelumnya, terlihat bahwa masih diperlukan studi tentang pengaruh kadar serat popypropylene terhadap sifat mekanik beton dengan variasi proporsi serat yang lebih halus agar dapat diketahui kadar optimumnya. Oleh sebab itu, dalam penelitian ini selain bertujuan untuk mengetahui pengaruh komposisi serat *polypropylene* terhadap sifat mekanis beton yaitu kuat desak, kuat tarik belah, modulus elastisitas beton, juga bertujuan untuk mengetahui secara pasti kadar optimum serat *polypropylene* terhadap volume beton agar dicapai kekuatan beton yang maksimum.

## 2. METODOLOGI PENELITIAN

Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui pengaruh penambahan serat *polypropylene* terhadap sifat mekanis beton, Sifat mekanik yang ditinjau adalah kuat tekan, kuat tarik, dan modulus elastisitas. Selain itu juga untuk mengetahui kadar serat paling optimum untuk agar dicapai kekuatan beton yang maksimal. Pengujian dilakukan dengan melakukan variasi kadar serat yaitu 0 kg/m$^3$; 0,6 kg/m$^3$; 0,7 kg/m$^3$; 0,8 kg/m$^3$; 0,9 kg/m$^3$; 1,0 kg/m$^3$ beton, dengan 3 benda uji untuk masing-masing kadar seratnya. Pengujiaan akan dilakukan pada umur 7 hari, 14 hari, dan 28 hari.

Pada pembuatan benda uji digunakan material yang terdiri dari agregat halus berupa pasir dari Sungai Progo seperti diperlihatkan pada Gambar 1. Agregat kasar berupa kerikil yang berasal dari Clereng, Kulon Progo, Yogyakarta, seperti diperlihatkan pada Gambar 2. Sebagai bahan ikat untuk adukan beton digunakan semen dengan merek dagang Semen Holcim, seperti diperlihtakan pada Gambar 3. Serta bahan tambah yang digunakan adalah serat *Polypropylene* seperti diperlihatkan pada Gambar 4.



Gambar 1. Pasir halus



Gambar 2. Agregat kasar




Gambar 3. Semen




Gambar 4. Serat *polypropylene*

Benda uji silinder yang dibuat sebanyak 108 buah silinder dengan ukuran diameter 150 mm dan tinggi 300 mm dengan variasi kadar serat seperti diperlihatkan pada Tabel 1.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 1. Variasi benda uji silinder

| Umur Pengujian | Kadar Polypropylene (kg/m$^3$) | | | | | | Jumlah Benda Uji |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0 | 0,6 | 0,7 | 0,8 | 0,9 | 1,0 | |
| 7 hari | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 36 |
| 14 hari | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 36 |
| 28 hari | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 36 |

Pengujian kuat tekan dan tarik belah beton dilakukan dengan menggunakan alat *Compression Testing Machine* (CTM) dengan merk *ELE*, sedangkan pengujian modulus elastisitas beton dilakukan dengan menggunakan alat *Universal Testing Machine* (UTM) merk *Shimadzu* UMH-30. Semua pengujian dilakukan di Laboratorium Struktur dan Bahan Bangunan, Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Atma Jaya Yogyakarta.

## 3. HASIL DAN DISKUSI

Hasil pengujian kuat tekan rata-rata, modulus elastisitas rata-rata dan kuat tarik rata-rata beton pada umur 7, 14, dan 28 hari berturut-turut dapat dilihat pada Tabel 2, 3, dan 4.

Tabel 2. Hasil pengujian kuat tekan rata-rata beton pada umur 7, 14, dan 28 hari

| Kadar Serat (kg/m$^3$) | 7 hari (MPa) | 14 hari (MPa) | 28 hari (MPa) |
|---|---|---|---|
| 0 | 24,558 | 24,522 | 33,462 |
| 0,6 | 18,783 | 25,553 | 34,416 |
| 0,7 | 24,805 | 28,630 | 31,810 |
| 0,8 | 18,011 | 26,491 | 37,049 |
| 0,9 | 25,410 | 27,390 | 37,627 |
| 1,0 | 21,611 | 31,698 | 31,640 |

Tabel 3. Hasil pengujian modulus elastisitas rata-rata beton pada umur 7, 14, dan 28 hari

| Kadar Serat (kg/m$^3$) | 7 hari (MPa) | 14 hari (MPa) | 28 hari (MPa) |
|---|---|---|---|
| 0 | 17853.67 | 18718.50 | 23935.50 |
| 0,6 | 14038.33 | 18729.00 | 22361.67 |
| 0,7 | 15367.00 | 18070.00 | 19882.33 |
| 0,8 | 22697.50 | 17589.00 | 21678.67 |
| 0,9 | 15224.00 | 17433.33 | 23737.50 |
| 1,0 | 18471.00 | 22072.00 | 24093.00 |

Tabel 4. Hasil pengujian kuat tarik rata-rata beton pada umur 7, 14, dan 28 hari

| Kadar Serat (kg/m$^3$) | 7 hari (MPa) | 14 hari (MPa) | 28 hari (MPa) |
|---|---|---|---|
| 0 | 1,370 | 1,226 | 1,346 |
| 0,6 | 1,355 | 1,638 | 1,346 |
| 0,7 | 1,580 | 1,617 | 1,575 |
| 0,8 | 1,339 | 1,697 | 1,919 |
| 0,9 | 1,824 | 1,543 | 1,924 |
| 1,0 | 1,202 | 1,503 | 1,513 |

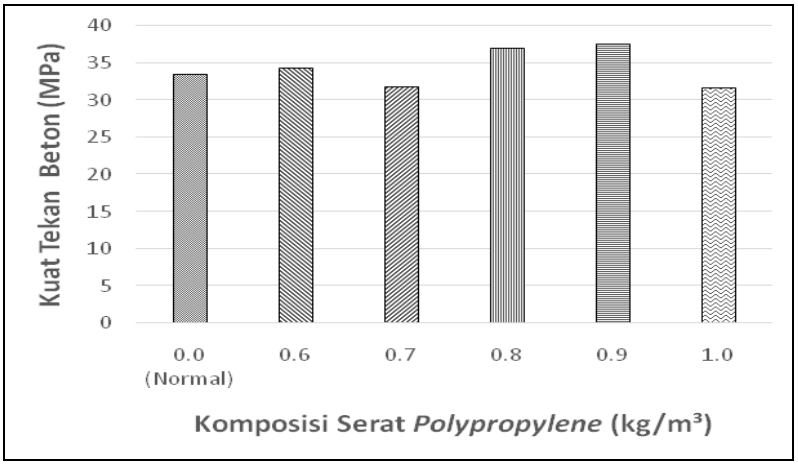
Tabel 2 menunjukkan bahwa hasil uji kuat tekan rata-rata terbesar pada umur 28 hari adalah pada beton dengan penambahan serat sebesar 0,9 kg/m$^3$ beton, yaitu dengan kuat tekan sebesar 37,627 MPa. Terlihat bahwa beton dengan penambahan serat *Polypropylene* sebesar 0,9 kg/m$^3$ beton, mengalami peningkatan kuat tekan sebesar 12,45 % dari kuat tekan beton normalnya.

Tabel 3 menunjukkan hasil bahwa nilai modulus elastisitas rata-rata terbesar beton pada umur 28 hari adalah pada beton normal, dengan nilai modulus elastisitas rata-rata sebesar 23.935,50 MPa. Untuk beton dengan penambahan serat sebesar 0,9 kg/m$^3$, nilai modulus elastisitasnya mengalami penurunan sebesar 0,83 %.

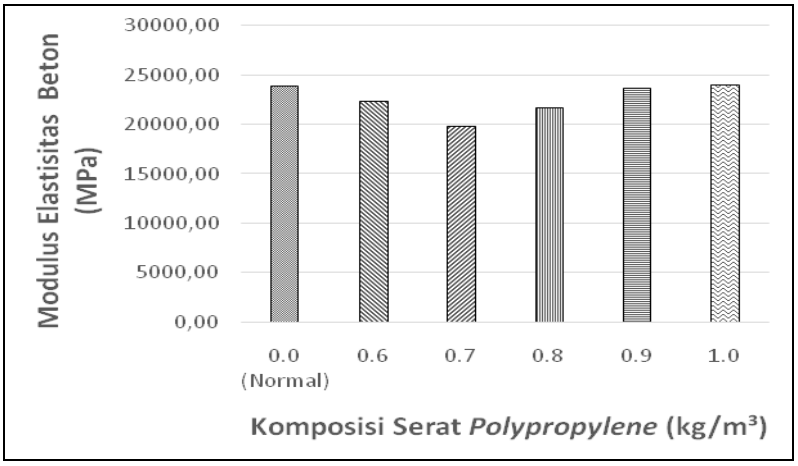
ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 4 menunjukkan bahwa kuat tarik belah beton rata-rata terbesar pada umur 28 hari adalah beton dengan penambahan serat sebesar 0,9 kg/m$^3$ beton, dengan kuat tarik rata-rata sebesar 1,924 MPa, atau meningkat sebesar 42,94 % dari kuat tarik rata-rata beton normalnya. Untuk beton dengan penambahan serat sebanyak 0,7, 0,8, dan 1,0 kg/m$^3$ beton juga mengalami peningkatan kuat tarik berturut-turut sebesar 17,01 %, 42,57 %, dan 12,41 %, sedangkan untuk kadar 0,6 kg/m$^3$ beton, hampir tidak ada peningkatan kuat tarik belahnya terhadap beton normal.

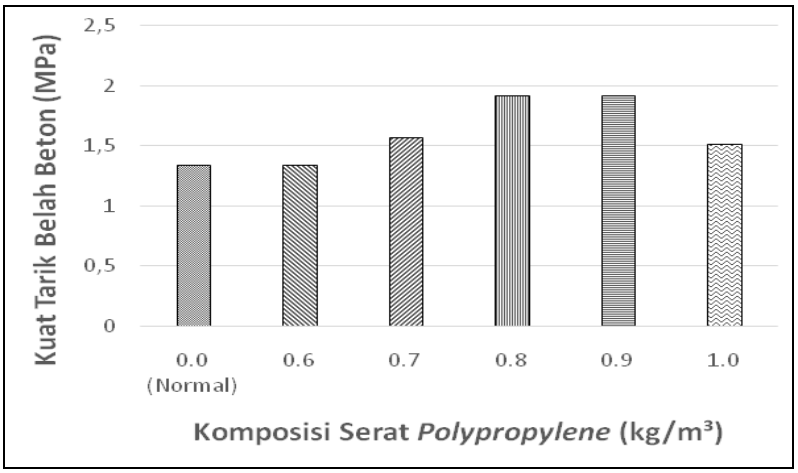
Sedangkan untuk melihat diagram perbandingan kuat tekan, modulus elastisitas dan kuat tarik beton dengan variasi kadar serat polypropylene berturut-turut ditunjukkan pada Gambar 5, 6, dan 7 berikut ini:




Gambar 5. Perbandingan kuat tekan beton pada umur 28 hari




Gambar 6. Perbandingan modulus elastisitas beton pada umur 28 hari




Gambar 7. Perbandingan kuat tarik belah beton pada umur 28 hari

ISBN: 978-602-60286-0-0

Gambar 5, 6, dan 7 memperlihatkan bahwa secara umum kadar serat polypropylene yang optimum adalah 0,9 kg/m$^3$. Oleh karena beton dengan kadar 0,9 kg/m$^3$ memberikan peningkatan kuat tekan dan kuat tarik belah yang paling besar dibandingkan dengan beton normal dan beton dengan kadar serat yang lainnya. Walaupun nilai modulus elastisitasnya mengalami penurunan sebesar 0,83 % apabila dibandingkan dengan beton normal, namun penurunan ini tidak begitu signifikan karena penurunannya lebih kecil dari 1 %.

## 4. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil penelitian yang telah dilakukan dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Nilai kuat tekan rata-rata beton pada umur 28 hari, untuk beton normal adalah 33,46 MPa, sedangkan kuat tekan beton rata-rata untuk beton dengan campuran kadar serat 0,6 kg/m$^3$; 0,7 kg/m$^3$; 0,8 kg/m$^3$; 0,9 kg/m$^3$; dan 1,0 kg/m$^3$ beton, secara berturut-turut adalah 34,42 MPa, 31,81 MPa, 37,05 MPa, 37,63 MPa, dan 31,64 MPa. Kadar optimum seratnya sebesar 0,9 kg/m$^3$ beton, dengan peningkatan kuat tekan sebesar 12, 45 %.
2. Nilai modulus elastisitas beton pada umur 28 hari, untuk beton normal adalah 23.935 MPa, sedangkan nilai modulus elastisitas beton rata-rata untuk beton dengan campuran kadar serat 0,6 kg/m$^3$; 0,7 kg/m$^3$; 0,8 kg/m$^3$; 0,9 kg/m$^3$; dan 1,0 kg/m$^3$ beton, secara berturut-turut adalah 22361 MPa, 19882 MPa, 21678 MPa, 23737 MPa, dan 24093 MPa. Kadar optimum seratnya sebesar 1,0 kg/m$^3$ beton, dengan peningkatan modulus elastisitas sebesar 0,66 %. Sedangkan beton dengan kadar serat 0,9 kg/m$^3$ terjadi penurunan modulus elastisitas sebesar 0,83 %.
3. Nilai kuat tarik belah rata-rata beton pada umur 28 hari, untuk beton normal adalah 1,35 MPa, sedangkan kuat tarik belah beton rata-rata untuk beton dengan campuran kadar serat 0,6 kg/m$^3$; 0,7 kg/m$^3$; 0,8 kg/m$^3$; 0,9 kg/m$^3$; dan 1,0 kg/m$^3$ beton, secara berturut-turut adalah 1,35 MPa, 1,58 MPa, 1,91 MPa, 1,92 MPa, dan 1,51 MPa. Kadar optimum seratnya sebesar 0,9 kg/m$^3$ beton, dengan peningkatan kuat tarik sebesar 42,94 %.
4. Berdasarkan hasil pengujian nilai kuat tekan, modulus elastisitas, dan kuat tarik belah beton pada umur 7 hari, 14 hari, dan 28 hari, sebagian besar hasil pengujiannya menunjukkan bahwa kadar optimum penambahan serat adalah 0,9 kg/m$^3$ beton, sehingga dapat disimpulkan bahwa komposisi atau kadar penggunaan serat *Polypropylene* pada beton yang disarankan sebagai kadar optimum adalah sebesar 0,9 kg/m$^3$ beton.

## UCAPAN TERIMA KASIH

Penulis mengucapkan terima kasih kepada Kepala dan Staf Laboratorium Struktur dan Bahan Bangunan, Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Atma Jaya Yogyakarta atas fasilitas yang telah diberikan sehingga penelitian ini bisa dilaksanakan.

## DAFTAR PUSTAKA

ACI Committee 544. (1982). *State of The Art Report on Fiber Reinforced Concrete*, Report: ACI 544.IR-82, American Concrete Institute.

Adianto, Y.L.D., dan Joewono, T.B. (2006). "Penelitian Pendahuluan Hubungan Penambahan Serat Polymeric Terhadap Karakteristik Beton Normal". Civil Engineering Dimension, vol. 8, no. 1, pp. 34 – 40.

Hasanr, H., Tatong, B., dan Tole, J. (2013). "Pengaruh Penambahan Polypropylene Fiber Mesh Terhadap Sifat Mekanis Beton". Majalah Ilmih "Mektek" Teknik Sipil Universitas Tadulako Palu, Tahun XV no.1.

Kartini, W. (2007). "Penggunaan Serat Polypropylene Untuk Meningkatkan Kuat Tarik Belah Beton". Jurnal Rekayasa Perencanaan jurusan Teknik Sipil UPN "Veteran" Jawa Timur. vol. 4, no. 1.

Soroushian,P. dan Bayasi,Z. (1987). "Concept of Fiber Reinforced Concrete". Proceeding of The International Seminar on Fiber Reinforced Concrete, Michigan State University, Michigan.

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PENGARUH CURING AIR LAUT TERHADAP SERAPAN DAN PERMEABILITAS BETON MUTU TINGGI DENGAN BAHAN TAMBAH ABU SEKAM PADI

**Galuh Chrismaningwang[1], Achmad Basuki [2], Kusno Sambowo[3] dan Achsan Nurcholis[4]**

*[1]Prodi DIII Teknik Sipil, Universitas Sebelas Maret, Jl. Ir. Sutami 36 A Surakarta*
*Email: galuh@ft.uns.ac.id*
*[2] Jurusan Teknik Sipil, Universitas Sebelas Maret, Jl. Ir. Sutami 36 A Surakarta*
*Email: basuki_sipil@ft.uns.ac.id*
*[3] Jurusan Teknik Sipil, Universitas Sebelas Maret, Jl. Ir. Sutami 36 A Surakarta*
*Email: kusno_as@yahoo.co.uk*
*[4] Jurusan Teknik Sipil, Universitas Sebelas Maret, Jl. Ir. Sutami 36 A Surakarta*
*Email: achsannurcholis7612@gmail.com*

## ABSTRAK

Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui pengaruh abrasi curing laut terhadap serapan dan permeabilitas beton mutu tinggi dengan bahan tambah abu sekam padi. Sampel yang digunakan untuk pengujian serapan beton berbentuk silinder yang berukuran 76,5 mm dan tinggi 150 mm sebanyak 12 buah, dengan kadar abu sekam padi sebanyak 15 % dari berat semen. Sampel yang digunakan untuk pengujian permeabilitas beton berbentuk silinder dengan diameter 150 mm dan tinggi 300 mm sebanyak 12 buah, dengan kadar abu sekam padi sebanyak 15 % dari berat semen. Pengujian dilakukan setelah curing selama 28 hari dalam air laut. Hasil pengujian menunjukkan bahwa Nilai permeabilitas yang diuji dengan menggunakan air laut adalah 5,8211.10-9 m/dt, sedangkan menggunakan air tawar adalah 5,6371.10-9 m/dt. Nilai resapan yang terjadi apabila diuji dengan air laut adalah 1,1538 % untuk rendaman 10 + 0,5 menit dan 1,6812 %, pada rendaman 24 jam. Nilai serapan beton yang diuji dengan air tawar adalah 1,5971 % rendaman 10 + 0,5 menit dan 3,4003 % untuk rendaman 24 jam. Hasil pengujian permeabilitas dan serapan beton, menunjukkan penambahan abu sekam padi dapat mengurangi jumlah pori dalam beton, sehingga dapat mengurangi penetrasi air ke dalam beton

Kata kunci: curing, air laut, beton mutu tinggi, permeabilitas, serapan

## 1. PENDAHULUAN

Indonesia yang merupakan negara kepulauan memiliki kepentingan untuk memaksimalkan potensi pada daerah pesisir. Hal ini dapat diwujudkan dengan cara membangun *waterfront city* pada daerah-daerah yang strategis. Sistem pembangunan waterfront city ini sudah banyak diaplikasikan pada negara maju, dan terbukti dapat meningkatkan perekonomian dan pemerataan pembangunan.

Bahan yang paling sering digunakan dalam industri konstruksi dan infrastruktur adalah beton. Hal ini memicu pertanyaan mengenai pengaruh air laut terhadap kekuatan dan durabilitas beton bertulang. Sifat air laut yang agresif dikhawatirkan dapat menimbulkan korosi pada baja tulangan. Abrasi air laut sangat rawan terhadap serangan kimia, termasuk serangan klorida, garam magnesium, sulfat, dan serangan asam oleh bakteri (Kodoatie dan Sjarief, 2010).

Kurangnya ketahanan disebabkan oleh pengaruh luar seperti pengaruh fisik, kimia maupun mekanis, misalnya pelapukan oleh cuaca, perubahan temperatur yang drastis, abrasi, aksi elektrolis, serangan oleh cairan atau gas alami ataupun industri. Besarnya kerusakan yang timbul sangat tergantung pada kualitas beton, meskipun pada kondisi yang ekstrim beton yang terlindung dengan baik pun akan mengalami kehancuran. (Nugraha & Antoni, 2007). Kerusakan beton dapat diakibatkan oleh masuknya cairan yang masuk ke dalam pori-pori beton. Mekanisme masuknya air ke dalam beton terdapat tiga cara yaitu serapan, permeabilitas, dan difusi. Untuk mengurangi kerusakan pada beton ,hal yang harus diperhatikan adalah jumlah pori. Beton yang memiliki kekuatan tinggi memiliki jumlah pori yang sedikit,sehingga mengurangi jumlah air yang masuk ke dalam beton. Durabilitas beton dipengaruhi antara lain oleh serapan dan permeabilitas beton.

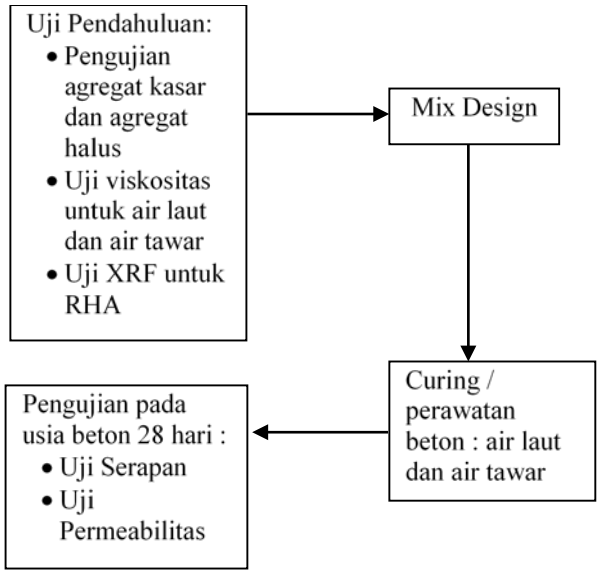
Beton mutu tinggi mensyaratkan nilai faktor air semen yang rendah, maka dapat digunakan digunakan nilai faktor air semen 0.4, 0.32, 0.3, atau 0,28. Berdasarkan penelitian–penelitian sebelumnya, dipilih kadar abu sekam padi yang optimum yaitu 15% dengan silika fume berkadar optimum 9%. Kedua persentase tersebut dihitung berdasarkan berat semen (Kencanawati dan Merdana,2012). Abu sekam padi yang dibakar pada suhu 600C dengan variasi jumlah (5%, 10%, 15%, 20%, 25% dan 30%) dari berat semen terhadap kuat tekan dan ketahanan asam pada beton, kuat tekan

maksimum diperoleh pada penambahan abu sekam sebesar 15% dari berat semen (Sahureka, 2007). Abu Sekam Padi dengan kandungan silika yang cukup tinggi dapat dimanfaatkan sebagai bahan *pozzolan* untuk pembuatan beton (Houston, 1972). Abu sekam padi memiliki aktivitas pozzolanic yang sangat tinggi sehingga lebih unggul dari SCM lainnya seperti *fly ash*, *slag*, dan *silica fume* (Bakri, Jurnal Perennial, 5(1):9-14).

Penggunaan abu sekam padi atau *rice husk ash* (RHA) dalam campuran beton juga merupakan salah satu cara dalam menjaga kestabilan lingkungan, karena penggunaan RHA akan mengurangi penggunaan PC.

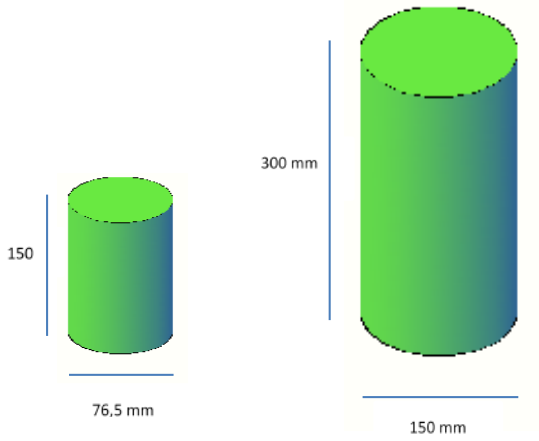
## 2. DETAIL PENELITIAN

Gambar 1 menunjukkan langkah-langkah penelitian meliputi uji pendahuluan, mix design, perawatan beton dengan air laut dan air tawar, serta pengujian serapan dan permeabilitas pada beton keras.




Gambar 1. Langkah-langkah penelitian

Benda uji yang digunakan dalam pengujian serapan dan permeabilitas berbentuk silinder yang berukuran 76,5 mm dan tinggi 150 mm dan diameter 150 mm dan tinggi 300 mm. Benda uji dapat dilihat pada Gambar 2.




Gambar 2. Benda Uji

Detail benda uji seperti ukuran, jumlah, dan umur benda uji, serta standar yang digunakan ditunjukkan pada Tabel 1.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 1. Makro struktur detail penelitian

| Uji | Deskripsi Sampel | | | Standar | Satuan | Pengukuran | Kode Benda Uji |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Ukuran (mm) | jml | Umur (hari) | | | | |
| Serapan | 76,5 x 150 | 6 | 28 | SK SNI S–36–1990–03 | % | Serapan | S-AL & S-AT |
| Permeabilitas | 150 x 300 | 8 | 28 | ACI 301-729 (revisi 1975) | m/dt | Koefisien Permeabilitas | P-AL & P-AT |

Tata cara pembuatan dan perawatan benda uji beton di laboratorium yang digunakan pada penelitian ini adalah standar SNI 03-2493-1991.

Variasi benda uji yang digunakan pada penelitian ini adalah :

- Benda uji serapan dengan bahan tambah abu sekam padi 15 % dengan perawatan air tawar dan air laut
- Benda uji permeabilitas dengan bahan tambah abu sekam padi 15 % dengan perawatan air tawar dan air laut

Penelitian ini menggunakan metode mix design trial and error untuk mencapai nilai f'c > 40 N/mm$^2$. Rekapitulasi mix design yang digunakan pada pengujian Modulus of Rupture dan Modulus Elastisitas ditunjukkan pada Tabel 2.

Tabel 2. Rekapitulasi Kebutuhan Bahan untuk 1 m$^3$ Beton Benda Uji

| Jenis Bahan | Jumlah (kg/m$^3$) |
|---|---|
| Semen | 503,11 |
| Agregat Kasar | 1033,00 |
| Agregat Halus | 662,26 |
| Super plasticizer | 13,88 |
| Abu Sekam Padi (RHA) | 90,56 |
| Air | 161,34 |

Abu sekam padi (*rice husk ash*) yang digunakan sebagi bahan tambah pada beton didapatkan dari Sragen, Jawa Tengah. Abu sekam padi diuji XRF untuk mengetahui unsur kimia ynag terdapat di dalamnya.

Pada Tabel 3 dapat dilihat bahwa kandungan $SiO_2$ adalah yang terbesar yaitu sebesar 82,59%. Dan hal ini menunjukan bahwa kandungan $SiO_2$ yang tinggi sehingga menyerupai matrix semen.

Tabel 3. Unsur Kimia Abu Sekam Padi menurut Uji XRF

| Formula | Concentration |
|---|---|
| | % |
| $SiO_2$ | 82.59 |
| CaO | 4.81 |
| $K_2O$ | 3.05 |
| $Al_2O_3$ | 2.05 |
| $P_2O_5$ | 2.00 |
| $Fe_2O_3$ | 1.65 |
| MgO | 1.48 |
| $SO_3$ | 1.18 |
| Cl | 0.57 |
| MnO | 0.29 |
| $TiO_2$ | 0.16 |
| $Nd_2O_3$ | 0.03 |
| SrO | 0.02 |
| ZnO | 0.02 |
| $V_2O_5$ | 0.02 |
| $Rb_2O$ | 0.01 |

*Diuji di Laboratorium Fakultas MIPA Universitas Sebelas Maret Surakarta

Matrix semen + air → CSH + CH, kemudian terjadi hidrasi yang dikendalikan oleh C3S + C2S dalam semen. Pertambahan kekuatan beton atau pasta bergantung pada CSH yang dihasilkan saat $SiO_2$ bereaksi dengan CH dan

ISBN: 978-602-60286-0-0

terjadi hidrasi. Reaksi abu sekam padi dengan CH mengakibatkan jumlah CH berkurang,yang memberikan efek mengurangi alkalinitas dan menambah ketahanan pasta semen terhadap serangan kimia dari luar. Kemudian reaksi abu sekam padi dengan CH juga mengakibatkan CSH bertambah yang memberikan efek yaitu menghalangi masuknya zat cair ke pasta semen,sehingga nilai permebilitasnya berkurang dan beton menjadi semakin padat. Berikut adalah reaksi yang terjadi antara semen,air,dan sekam padi :

1. Reaksi kimia antara semen OPC dan air

   $OPC + H_2O \rightarrow CaO . SiO_2 . H_2O + Ca(OH)_2$

2. Reaksi kimia antara semen OPC,air, dan abu sekam padi

   $OPC + SiO_2 + H_2O \rightarrow CaO . SiO_2 . H_2O + Ca(OH)_2 + SiO_2$

   $CaO . SiO_2 . H_2O$

Dari hasil pengujian viskositas air laut dan air tawar yang dilakukan di Laboratorium Teknik Kimia Fakultas Teknik UNS, didapatkan nilai viskositas air laut sebesar 0,01411875 gr/cm s untuk air laut dan 0,007927569 gr/cm s untuk air tawar.

## 3. HASIL DAN PEMBAHASAN

### Hasil Pengujian Serapan

Pengujian ini dilakukan untuk mengetahui nilai serapan air laut dan air tawar ke dalam beton.Pengujian ini dilakukan dengan membandingkan berat kering oven dengan berat setelah perendaman 10 + 0,5 menit dan 24 jam. Rumus yang digunakan seperti pada persamaan (2).Hasil pengujian serapan air laut dan air tawar dapat dilihat pada Tabel 4 dan Tabel 5.

Tabel 4. Hasil Pengujian Serapan Perendaman 10 + 0,5 menit

| No | Benda Uji | Berat Kering Oven (a) (kg) | Berat Setelah 10+0,5 menit (b) (kg) | Absorpsi (%) | Rata-rata (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| **1** | S-AL 1 | 12,05 | 12,395 | 2,8630 | 1,1538 |
| **2** | S-AL 2 | 11,6 | 11,8 | 1,7241 | |
| **3** | S-AL 3 | 11,92 | 11,9233 | 0,0279 | |
| **4** | SAL 4 | 12 | 12 | 0 | |
| **5** | S-AT 1 | 11,75 | 11,985 | 2 | 1,5971 |
| **6** | S-AT 2 | 11,72 | 11,9 | 1,5358 | |
| **7** | S-AT 3 | 11,8 | 11,945 | 1,2288 | |
| **8** | S-AT 4 | 11,7 | 11,89 | 1,6239 | |

Tabel 5. Hasil Pengujian Serapan Perendaman 24 jam

| No | Benda Uji | Berat Kering Oven (a) (kg) | Berat Setelah 24 jam (b) (kg) | Absorpsi (%) | Rata-rata (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| **1** | S-AL 1 | 12,05 | 12,40 | 2,9046 | 1,9093 |
| **2** | S-AL 2 | 11,6 | 11,9 | 2,586 | |
| **3** | S-AL 3 | 11,92 | 12,06 | 1,1745 | |
| **4** | SAL 4 | 12 | 12,12 | 0,9722 | |
| **5** | S-AT 1 | 11,75 | 12,14 | 3,3191 | 3,4003 |
| **6** | S-AT 2 | 11,72 | 12,133 | 3,5267 | |
| **7** | S-AT 3 | 11,8 | 12,15 | 2,9661 | |
| **8** | S-AT 4 | 11,7 | 12,14 | 3,7891 | |

Berdasarkan hasil pengujian di atas dapat dilihat nilai serapan lebih besar terjadi pada air tawar. Menurut SK SNI S–36–1990–03 nilai serapan pada beton maksimum 2,5% berat kering oven untuk perendaman 10+0,5 menit, dan 6,5% berat kering oven utnuk perendaman selama 24 jam, sehingga beton termasuk dalam beton kedap air. Nilai viskositas berpengaruh pada proses serapan pada beton. Hal ini dikarenakan nilai viskositas air laut lebih tinggi sehingga kondisi air lebih jenuh.Berdasarkan hasil pengujian tersebut dapat dilihat pada Tabel 10 dan Tabel 11 nilai serapan air tawar

ISBN: 978-602-60286-0-0

lebih tinggi dibandingkan dengan air laut, dan sangat terlihat jelas perbedaan nilai serapan setelah perendaman 24 jam.

## Hasil Pengujian Permeabilitas

Pengujian ini dilakukan untuk mengetahui kecepatan aliran atau rembesan air ke dalam beton.Kecepatan air yang masuk ke dalam beton semakin tinggi maka beton semakin rendah durabilitasnya. Pengujian permeabilitas ini dilakukan dengan tekanan air ;sebesar 1 kg/cm$^2$ selama 48 jam, dilanjutkan 3 kg/cm$^2$ selama 24 jam, dan dilanjutkan 7 kg/cm$^2$selama 24 jam, penetrasi air ke dalam beton diukur dan disajikan dalam Tabel 6.

Tabel 6. Hasil Pengujian Permebilitas

| Benda Uji | Penetrasi L (m) | Tinggi air awal, ho(m) | Tinggi air setelah 1 jam, hi(m) | Waktu pengujian t (dt) | Diameter sebaran air, d(m) | Debit aliran dQ/dt (m$^3$/dt) | Permeabilitas k (m/s) | k rata-rata (m/s) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| AT 1 | 0,017 | 0,7 | 0,678 | 3600 | 0,03 | $2,35.10^{-10}$ | $8,0802.10^{-9}$ | $5,6371.10^{-9}$ |
| AT 2 | 0,015 | 0,7 | 0,675 | 3600 | 0,03 | $2,67.\ 10^{-10}$ | $8,1019.\ 10^{-9}$ | |
| AT 3 | 0,015 | 0,7 | 0,696 | 3600 | 0,04 | $4,28.\ 10^{-10}$ | $7,2917.\ 10^{-9}$ | |
| AL 1 | 0,022 | 0,7 | 0,677 | 3600 | 0,04 | $2,46.\ 10^{-10}$ | $6,1493.\ 10^{-9}$ | $5,8211.10^{-9}$ |
| AL 2 | 0,025 | 0,7 | 0,69 | 3600 | 0,035 | $1,07.\ 10^{-10}$ | $3,9682.\ 10^{-9}$ | |
| AL 3 | 0,017 | 0,7 | 0,68 | 3600 | 0,03 | $2,14.\ 10^{-10}$ | $7,3457.\ 10^{-9}$ | |

Berdasarkan SK-SNI S-36-1990-03 beton kedap air apabila nilai penetrasi yang terjadi ke dalam beton maksimal adalah 50 mm untuk air agresif sedang dan 40 mm untuk air agresif kuat.Air agresif sedang adalah air yang mengandung air limbah industri, air payau, air laut, sedangkan air agresif kuat adalah air yang mengandung garam-garam agresif minimal 1500 ppm. Berdasarkan hasil pengujian beton telah memenuhi beton kedap air baik agresif kuat ataupun agresif sedang. Menurut ACI 301-729 (revisi 1975) (dalam Neville dan Brooks, 1987) nilai koefisien permeabilitas maksimum adalah $1,5.10^{-11}$ m/dt. Berdasarkan pengujian di atas diperoleh nilai permeabilitas rerata beton apabila diuji dengan air tawar adalah $5,6371.10^{-9}$dan air laut $5,8211.10^{-9}$, sehingga beton belum bisa dikatakan beton kedap air menurut ACI 301-729 (revisi 1975).

## Pengaruh *Curing* Air Laut

Adanya reaksi kalsium klorida yang terdapat pada beton dan air laut dapat mempercepat pengikatan dan pengembangan kekuatan awal beton. Kandungan $SiO_2$ yang tinggi pada abu sekam padi berfungsi mereduksi kalsium hidroksida sehingga produksi *ettringite*(bersifat mengembang) berkurang , selain itu abu sekam padi juga dapat mengurangi porositas beton dengan mengisi pori-pori beton serta sifatnya yang seperti bahan perekat dapat meningkatkan daya lekat antara mortar dengan agregat air. sehingga dapat meningkatkan kekedapan dan kekuatan serta dapat mencegah serangan sulfat dari air laut. Hasil yang didapat pada pengujian mengindikasikan bahwa proses *curing* air laut mengurangi permeabilitas dan serapan dalam beton mutu tinggi berbahan tambah abu sekam padi, karena adanya reaksi antara abu sekam padi dan garam air laut mengakibatkan berkurangnya jumlah pori dalam beton.

## 4. KESIMPULAN

Dari hasil penelitian serta analisis data dan pembahasan yang telah dilakukan, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

a) Nilai permeabilitas sampel diuji dengan menggunakan air laut adalah $5,8211.10^{-9}$ ms$^{-1}$, sedangkan diuji menggunakan air tawar adalah $5,6371.10^{-9}$ms$^{-1}$. Berdasarkan penelitian sebelumnya nilai permeabilitas beton normal adalah $1,72455.10^{-8}$ms$^{-1}$.
b) Nilai serapan sampel diuji dengan air laut adalah 1,1538% untuk rendaman 10 + 0,5 menit dan 1,6812% untuk rendaman 24 jam. Nilai serapan beton diuji dengan air tawar 1,5971% rendaman 10 + 0,5 menit dan 3,4003% untuk rendaman 24 jam. Berdasarkan penelitian yang dilakukan sebelumnya nilai absorspsi beton normal yaitu sebesar 3,6888%.

ISBN: 978-602-60286-0-0

c) Reaksi antara air laut dan beton dengan bahan tambah abu sekam padi yang terjadi pada saat proses curing mengakibatkan berkurangnya nilai serapan dan permeabilitas, karena reaksi tersebut mengakibatkan berkurangnya jumlah pori dalam beton.

## DAFTAR PUSTAKA

Bakri, Jurnal Perennial, 5(1): 9-14) Lab. Keteknikan dan Diversifikasi Produk Hasil Hutan Fakultas Kehutanan Universitas Hasanuddin Jl. Perintis Kemerdekaan Km. 10 Tamalanrea, Makassar

Houston,D.F. (1972), *Rice Chemistry and Technology*, American Association of Cereal Chemist.Inc, Minnesota

Kencanawati, N.N. and Merdana, I. N. (2012). "Perbandingan Penggunaan Pozolan Alami (Abu Sekam Padi) dan Pozolan Buatan (Sika Fume) Pada Kuat Tekan Beton Mutu Tinggi". Jurnal Teknik REKAYASA, Volume 13, Prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Mataram, Mataram

Kodoatie,R and Sjarief. (2010). Jurnal Abrasi. UPI : Yogyakarta

Nugroho, P and Antoni (2007). *Teknologi Beton*, Andi, Yogyakarta

Sahureka, T.B.J.M. (1997). "Pengaruh Penambahan Abu Sekam Padi pada KuatTekan dan Ketahanan Asam Beton". Tesis, Prodi Teknik Sipil, FakultasTeknik Sipil , UGM, Yogyakarta

Spesifikasi Khusus Standar Nasional Indonesia (SNI) S-36-1990-03, "Spesifikasi Beton Bertulang Kedap Air", Departemen Pekerjaan Umum. Yayasan LPMB. Bandung

Suhendro, B. (2007). "Beton Hijau (Green Concrete)- Dambaan,Realisasi, dan Permasalahannya", Prosiding Seminar Nasional Sustainability dalam Bidang Material, Rekayasa, dan Konstruksi Beton, KK Rekayasa Struktur FTSL ITB, Bandung, pp.20- 38

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PENGARUH DURASI DAN SUHU PEMBAKARAN TERHADAP KUAT TEKAN BETON CAMPURAN CANGKANG KERANG (Dengan Menggunakan Beton K-250 Pada FAS 0,42)

**Wahyuni[1], Keumala Citra Sarina Zein[2]**

*[1]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Muhammdiyah Aceh, Jl. Muhammadiyah No.91 Batoh, Lung Bata, Banda Aceh*
*Email: wahyuni.sahardin@yahoo.com*
*[1]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Muhammdiyah Aceh, Jl. Muhammadiyah No.91 Batoh, Lung Bata, Banda Aceh*
*Email: sharyn_zein@yahoo.com*

## ABSTRAK

Masalah utama yang dihadapi dalam menangani bangunan pasca kebakaran adalah, bagaimana menaksirkan kekuatan sisa (residual strength) bangunan pasca kebakaran, karena dengan diketahuinya kekuatan sisa kita dapat melakukan tindakan perbaikan yang paling efisien, sehingga bangunan yang telah mengalami kebakaran dapat difungsikan kembali. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui pengaruh penggunaan cangkang kerang, sebagai bahan alternatif pengganti agregat halus. Ruang lingkup penelitian ini dibatasi berupa pengaruh perbedaan kuat tekan beton dengan pengunaan agregat cangkang kerang, sebagai pengganti agregat halus dengan suhu 2000C-3000C, 3000C-4000C,4000C-5000C pada durasi 1 jam dan 2 jam, dengan mutu beton rencana K-250 pada FAS 0,42. Benda uji yang digunakan berbentuk silinder dengan diameter 30 cm x 15 cm sebanyak 35 buah.. Pengujian kuat tekan dilakukan pada saat beton berumur 28 hari. Berdasarkan hasil pengujian beton cangkang kerang tanpa pembakaran diperoleh kuat tekan 30,12 Mpa. Pada beton cangkang kerang dengan durasi waktu 1 jam dengan suhu 200°C - 500°C diperoleh kuat tekan rata-rata sebesar 24,53 Mpa. Pada beton cangkang kerang dengan durasi waktu 2 jam dengan suhu 200°C - 500°C diperoleh kuat tekan rata-rata sebesar 24,71 Mpa. Persamaan linier yang dihasilkan untuk kuat tekan dan lama durasi pembakaran 1 jam adalah f'c = -1,488x + 29,55 dengan nilai $R^2$ = 0,298. Sedangkan persamaan untuk kuat tekan dan lama durasi pembakaran 2 jam adalah f'c = -0,880x + 28,26 dengan nilai $R^2$ = 0,134.

Kata Kunci : durasi, suhu, kuat tekan, dan residual strength

## 1. PENDAHULUAN

Beton merupakan bahan bangunan yang memliki ketahanan terhadap panas/ api dibandingkan dengan jenis material yang lain, karena beton memiliki konduktivitas panas yang lemah. Banyaknya bangunan yang direnovasi pasca terjadinya peristiwa kebakaran pada gedung maupun rumah, menjadi masalah utama yang dihadapi dalam menangani bangunan tersebut, bagaimana menaksirkan kekuatan sisa (residual strength) bangunan pasca kebakaran, apakah bangunan tersebut perlu dilakukan renovasi atau tidak, karena dengan diketahuinya kekuatan bangunan pasca kebakaran tersebut, kita dapat melakukan tindakan perbaikan yang paling efisien, sehingga bangunan yang telah mengalami kebakaran dapat difungsikan kembali, untuk itu diperlukan analisa yang tepat untuk memperkirakan sisa kemampuan dan perbaikan yang dapat dilakukan pada konstruksi tersebut.

Berdasarkan latar belakang yang telah diuraikan di atas, maka dapat dirumuskan permasalahannya yaitu untuk mengetahui nilai penurunan atau penambahan kuat tekan beton dengan menggunakan cangkang kerang sebagai pengganti sebagian agregat halus alami, dengan perawatan beton selama 28 hari dan dibakar pada suhu $200^0$C - $500^0$C berdurasi antara 60 menit sampai 120 menit dengan mutu beton rencana K-250.

### Tujuan dan Ruang Lingkup

a. Tujuan : untuk mengetahui pengaruh penggunaan cangkang kerang sebagai bahan alternatif pengganti agregat halus yang digunakan dalam beton normal yang mengalami pembakaran.
b. Ruang lingkup : Dibatasi berupa pengaruh perbedaan kuat tekan beton dengan penggunaan agregat cangkang kerang sebagai pengganti sebagian agregat halus yang diakibatkan oleh efek thermal dengan variasi suhu $200^0$C - $500^0$C selama 60 menit sampai dengan 120 menit.

Di dalam penelitian ini, didasarkan pada variasi suhu dan durasi pembakaran benda uji dengan penambahan cangkang kerang sebagai pengganti sebagian agregat halus. Benda uji yang digunakan dalam penelitian ini adalah

benda uji silinder, dengan ukuran diameter 150 mm dan tinggi 300 mm dan persentase bahan tambahan cangkang kerang sebagai pengganti agregat halus sebesar 50%, dengan jumlah total benda uji silinder yaitu 35 buah benda uji.

### Pengaruh Temperature Tinggi Pada Beton

Peningkatan themperature akibat kebakaran menyebabkan material beton mengalami perubahan sifat, suhu, yang dapat dicapai pada suatu ruangan gedung yang terbakar adalah ± $1000^0$C dengan lama kebakaran umumnya lebih 1 jam.

Beton yang dipanaskan hingga $800^0$C, mengalami degradasi berupa pengurangan kekuatan cukup signifikan yang mungkin tidak akan kembali lagi setelah proses pendinginan

## 2. METODOLOGI PENELITIAN

Pembuatan benda uji dalam penelitian ini berbentuk silender dengan diameter 15 cm x 30 cm. Pekerjaan pengecoran dilakukan sesuai dengan jumlah dan komposisi campuran pada perencanaan campuran dan kapasitas molen, dimana molen yang tersedia memiliki kapasitas 90 liter/adukan. Perawatan terhadap benda uji dilakukan dengan memasukkan 35 benda uji ke dalam sebuah wadah yang berisi air sampai beton mencapai umur 28 hari.

### Tanur Pembakaran

Pembuatan tanur dibuat sesuai dengan gambar yang telah direncanakan sebelumnya yaitu dengan dimensi 1 m x 1 m dengan kedalaman -0,5 m dari permukaan tanah dasar dan 0.5 m dari muka tanah dasar dengan pasangan bata merah. Kemudian tanur tersebut dibuat penutup dengan menggunakan plat beton yang telah dibuat sebelumnya, diatas plat beton tersebut nantinya akan diletakkan alat thermocouple yang berfungsi sebagai sensor suhu yang kemudian akan terbaca pada alat thermometer control.

### Pembakaran Beton (Thermal)

Proses pembakaran benda uji akan dilakukan ketika umur beton 28 hari dengan pada suhu ruangan $100^0$C - $500^0$C (mulai dinyalakan tanur) dengan menggunakan kayu bakar dengan waktu pembakaran selama 1 jam sampai dengan 2 jam, suhu yang ditargetkan adalah $500^0$C. Suhu akan dilihat dengan menggunakan thermometer control yang telah tersambung dengan alat thermocouple untuk mengetahui tingkat derajat panas yang akan direncanakan yang terpasang diatas plat beton tanur, jadi setiap benda uji yang sudah di curring dimasukkan dalam tungku pembakaran dengan variasi yang sudah di tentukan suhu pembakarannya.

Setelah durasi waktu pembakaran dan suhu yang diinginkan tercapai maka benda uji diangkat dari dalam tanur untuk selanjutnya dilakukan pendinginan selama 24 jam, kemudian setelah 24 jam, beton pasca bakar tersebut diuji kuat tekannya dengan menggunakan mesin uji kuat tekan.




Gambar 1: Pengujian Kuat Tekan Beton

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 3. HASIL DAN PEMBAHASAN

Dalam bab ini disajikan hasil pemeriksaan material dan pengujian benda uji, pengolahan data hasil penelitian serta pembahasannya. Dalam bab ini disajikan hasil pemeriksaan material dan pengujian benda uji, pengolahan data hasil penelitian serta pembahasannya.

Tabel 1. Hasil perencanaan campuran beton untuk 35 benda uji :

| MATERIAL | BERAT Per- $m^3$ (Kg) | BERAT BETON (2) x 0,222 (Kg) |
|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 |
| Air | 180,00 | 39,96 |
| Semen | 428,57 | 95,14 |
| Kerikil | 1217,14 | 270,21 |
| Pasir Kasar | 374,25 | 41,54 |
| Pasir Halus | 224,55 | 49,86 |
| Cangkang Kerang | - | 41,54 |
| **JUMLAH** | **2424,50** | **538,25** |

### Slump Test

Dengan penggunaan FAS 0,42 menggunakan semen PC Tipe 1 pada bahan tambah cangkang kerang sebagai pengganti sebagian agregat halus menjadikan nilai slump lebih tinggi. Adapun hasil pengukuran slump test pada kondisi campuran beton segar yang telah menggunakan tambahan cangkang kerang sebesar 0,50% dari berat pasir kasar yang dibutuhkan. Dimana nilai slump test yang di peroleh yaitu 6 cm.

### Analisa Data

Setelah didapat data dari hasil pengujian tersebut maka dilakukan penyeleksian data.

Tabel 2. Rekap hasil pengujian kuat tekan beton

| Perlakuan | Penambahan cangkang kerang | Durasi | Benda uji | Kuat Tekan (MPa) | Kuat Tekan rata-rata (MPa) | $(X-X')^2$ | Standar Deviasi (S) | fmin | fmax | Fc' rata-rata terkoreksi (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Beton normal cangkang kerang tanpa bakar** | 0% | | BNCK 1 | 32,27 | 30,12 | 4,63 | 7,47 | 18,16 | 42,08 | 30,12 |
| | | | BNCK 2 | 28,31 | | 3,28 | | | | |
| | | | BNCK 3 | 32,27 | | 4,63 | | | | |
| | | | BNCK 4 | 39,07 | | 80,02 | | | | |
| | | | BNCK 5 | 18,68 | | 130,80 | | | | |

Berdasarkan tabel 2. diatas menjelaskan bahwa nilai kuat tekan rata-rata pada benda uji beton silinder dengan menggunakan cangkang kerang sebagai pengganti agregat halus tanpa pengaruh durasi dan suhu mengalami kenaikan kuat tekan sebesar 30,12 MPa dari beton rencana yaitu sebesar 25 MPa.

Tabel 3. Menunjukan hasil pengujian kuat tekan beton dengan menggunakan cangkang kerang 50% sebagai pengganti agregat halus dengan durasi pembakaran 1jam – 2 jam dengan suhu 200°C - 500°C, menjelaskan bahwa nilai kuat tekan beton terkoreksi pada benda uji silinder dengan menggunakan cangkang kerang sebagai pengganti agregat halus dengan pengaruh durasi dan suhu, karena adanya nilai yang deviasi terhadap nilai rata-rata 28,54 MPa, lebih besar dari = Fmax + 1,6 x S = 36,68 MPa yaitu benda uji BTCK 9 = 36,80 MPa. Nilai rata-rata terkoreksi dengan menghitung nilai rata-rata (BTCK 6 = 24,35 Mpa, BTCK 7 = 28,87 MPa, BTCK 8 = 24,35 MPa, BTCK 10

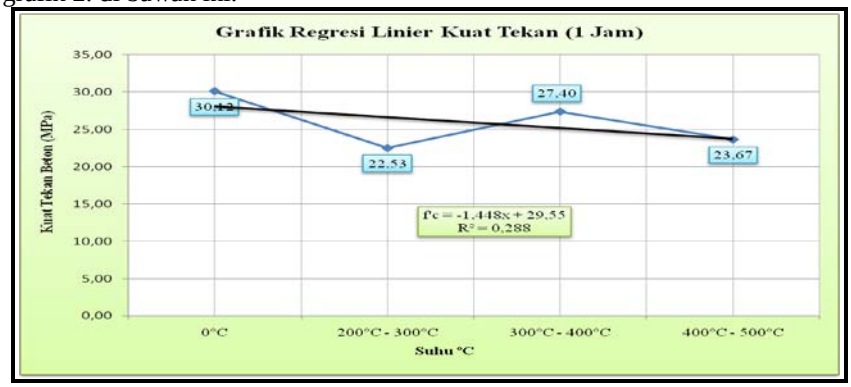
ISBN: 978-602-60286-0-0

= 28,31). Dengan demikian maka nilai nilai deviasi terkoreksi pada benda uji BTCK 9 dengan kuat tekan diperoleh sebesar 26,47 MPa.

Tabel 3. Rekap hasil pengujian kuat tekan beton dengan menggunakan cangkang kerang 50% .

| Perlakuan | Penambahan cangkang kerang | Durasi | Benda uji | Kuat Tekan (MPa) | Kuat Tekan rata-rata (MPa) | $(X-X')^2$ | Standar Deviasi (S) | $f_{min}$ | $f_{max}$ | Kuat Tekan Rata-rata terkoreksi (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Beton *Thermal* Cangkang Kerang 200° - 300°** | 50% | 1 Jam | BTCK 1 | 25,48 | 22,53 | 8,67 | 2,51 | 18,51 | 26,55 | 22,53 |
| | | | BTCK 2 | 24,91 | | 5,65 | | | | |
| | | | BTCK 3 | 21,51 | | 1,04 | | | | |
| | | | BTCK 4 | 20,95 | | 2,51 | | | | |
| | | | BTCK 5 | 19,82 | | 7,39 | | | | |
| | | 2 Jam | BTCK 6 | 15,29 | 22,76 | 55,85 | 5,68 | 13,67 | 31,85 | 22,76 |
| | | | BTCK 7 | 30,57 | | 61,05 | | | | |
| | | | BTCK 8 | 21,51 | | 1,55 | | | | |
| | | | BTCK 9 | 25,48 | | 7,39 | | | | |
| | | | BTCK 10 | 20,95 | | 3,28 | | | | |
| **Beton *Thermal* Cangkang Kerang 300° - 400°** | 50% | 1 Jam | BTCK 1 | 24,35 | 27,40 | 9,35 | 4,00 | 21,01 | 33,80 | 27,40 |
| | | | BTCK 2 | 27,74 | | 0,12 | | | | |
| | | | BTCK 3 | 33,40 | | 36,02 | | | | |
| | | | BTCK 4 | 28,31 | | 0,82 | | | | |
| | | | BTCK 5 | 23,21 | | 17,55 | | | | |
| | | 2 Jam | BTCK 6 | 22,65 | 24,91 | 5,13 | 4,04 | 18,44 | 31,38 | 24,91 |
| | | | BTCK 7 | 26,61 | | 2,88 | | | | |
| | | | BTCK 8 | 31,14 | | 38,79 | | | | |
| | | | BTCK 9 | 23,21 | | 2,88 | | | | |
| | | | BTCK 10 | 20,95 | | 15,71 | | | | |
| **Beton *Thermal* Cangkang Kerang 400° - 500°** | 50% | 1 Jam | BTCK 1 | 23,78 | 23,67 | 0,01 | 3,83 | 17,54 | 29,79 | 23,67 |
| | | | BTCK 2 | 24,35 | | 0,46 | | | | |
| | | | BTCK 3 | 23,21 | | 0,21 | | | | |
| | | | BTCK 4 | 28,87 | | 27,13 | | | | |
| | | | BTCK 5 | 18,12 | | 30,79 | | | | |
| | | 2 Jam | BTCK 6 | 24,35 | 28,54 | 17,55 | 5,09 | 20,39 | 36,68 | **26,47** |
| | | | BTCK 7 | 28,87 | | 0,12 | | | | |
| | | | BTCK 8 | 24,35 | | 17,55 | | | | |
| | | | BTCK 9 | **36,80** | | 68,33 | | | | |
| | | | BTCK 10 | 28,31 | | 0,05 | | | | |

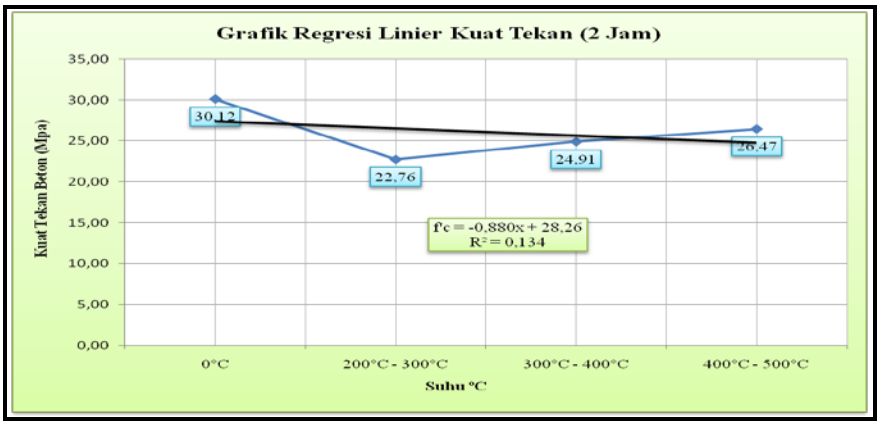
Setelah didapat data terkoreksi hasil kuat tekan maka dapat digambarkan dalam sebuah grafik. Untuk lebih jelas dapat dilihat pada grafik 2. di bawah ini.




Gambar 2. Grafik hubungan cangkang kerang terhadap kuat tekan durasi 1 jam

Persamaan linier yang dihasilkan untuk kuat tekan dan suhu dengan durasi pembakaran 1 jam adalah f'c = -0,1448 x + 29,55 dengan $R^2$ = 0,288.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 3. Grafik hubungan cangkang kerang terhadap kuat tekan durasi 2 jam

Persamaan linier yang dihasilkan untuk kuat tekan dan suhu dengan durasi pembakaran 2 jam adalah f'c = -0,880 x + 28,26 dengan $R^2$ = 0,134.

Tabel 4. Persentase perbandingan hasil kuat tekan antara beton cangkang kerang tanpa bakar dan yang dibakar

| No | Jenis Beton | Durasi Waktu | Nama Benda Uji | Suhu (°C) | fc' Rata-Rata (MPa) | Persentase % | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | BN - BPB / BN | x 100% |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | | 7 |
| 2 | Beton Normal Cangkang Kerang | 0 | BNCK | - | 30,12 | - | 0% |
| 3 | Beton Cangkang Kerang Bakar | 1 Jam | BTCK 1 | 200° - 300° | 22,53 | 0,25 | 25% |
| 4 | Beton Cangkang Kerang Bakar | 2 Jam | BTCK 6 | 200° - 300° | 22,76 | 0,24 | 24% |
| 5 | Beton Cangkang Kerang Bakar | 1 Jam | BTCK 1 | 300° - 400° | 27,40 | 0,09 | 9% |
| 6 | Beton Cangkang Kerang Bakar | 2 Jam | BTCK 6 | 300° - 400° | 24,91 | 0,17 | 17% |
| 7 | Beton Cangkang Kerang Bakar | 1 Jam | BTCK 1 | 400° - 500° | 23,67 | 0,21 | 21% |
| 8 | Beton Cangkang Kerang Bakar | 2 Jam | BTCK 2 | 400° - 500° | 26,47 | 0,12 | 12% |

Berdasarkan tabel di atas dapat di simpulkan bahwa terjadi penurunan kuat tekan beton yang dibakar selama 1 jam dengan suhu $200^0$C – $300^0$C sebesar 25% dengan kuat tekan 22,53 Mpa dari beton tanpa bakar dengan kuat tekan 30 Mpa. Sedankan pada beton yang dibakar pada durasi 2 jam dengan suhu $200^0$C-$300^0$C terjadi penurunan kuat tekan sebesar 24% dengan kuat tekan 22,76 MPa dari beton tanpa bakar 30 Mpa. Pada beton yang dibakar pada durasi 1 jam dengan suhu $300^0$C-$400^0$C terjadi penurunan kuat tekan sebesar 9% dengan kuat tekan 27,40 MPa dari beton tanpa bakar 30 MPa. Sedangkan pada beton yang dibakar pada durasi 2 jam dengan suhu $300^0$C-$400^0$C terjadi penurunan kuat tekan sebesar sebesar 17% dengan kuat 24,91 MPa dari beton tanpa bakar 30 MPa, hal ini disebabkan karena posisi benda uji 2 jam berada ditempat pengambilan benda uji untuk 1 jam, sehingga benda uji tidak terkena api secara optimal. Pada beton yang dibakar pada durasi waktu 1 jam dengan suhu $400^0$C-$500^0$C terjadi penurunan kuat tekan sebesar 21% dengan kuat tekan 23,67 MPa dari beton tanpa bakar 30 MPa. Sedangkan pada beton yang dibakar pada durasi waktu 2 jam dengan suhu $400^0$C-$500^0$C terjadi penurunan kuat tekan sebesar 12% dengan kuat tekan 26,47 MPa dari beton tanpa bakar 30 MPa.

Sehingga dapat di simpulkan bahwa semakin lama dan tinggi durasi pembakaran serta suhu maka semakin kecil penurunan kuat tekan beton. Pada penelitian ini kuat tekan rata-rata yang terjadi pada durasi 1 jam degan suhu 200°C sampai dengan 500°C sebesar 24,53 MPa dengan persentasi rata-rata penurunanya sebesar 19% dari beton cangkang kerang tanpa bakar dengan kuat tekan 30,12 MPa. Sedangkan kuat tekan rata-rata yang terjadi pada durasi waktu 2 jam degan suhu 200°C sampai dengan 500°C sebesar 24,71 MPa dengan persentasi penurunanya sebesar 18% dari beton cangkang kerang tanpa bakar dengan kuat tekan 30,12 MPa. Dengan demikian dapat disimpulkan bahwa pengaruh durasi dan suhu pembakaran terhadap kuat tekan beton pada beton campuran cangkang kerang tidak mempengaruhi kuat tekan secara signifikan dibandingkan dengan beton campuran cangkang kerang tanpa bakar.

ISBN: 978-602-60286-0-0

### Kuat Tekan Beton

Gere dan Timoshenko (1982) berpendapat bahwa kuat tekan yang timbul dapat dihitung dengan menggunakan rumus :

kuat tekan yang timbul $f'c$ dapat diperoleh dari persamaan:

$$f'_c = \frac{P}{A} \tag{1}$$

dengan $f'c$ = Kuat tekan silinder beton (kg/cm$^2$), $P$ = Beban tekan maksimum/hancur (kg), $A$ = Luas penampang benda uji (cm$^2$)

Mulyono (2003) berpendapat bahwa, kekuatan tekan beton akan bertambah dengan naiknya umur beton. Kekuatan beton akan naik secara cepat sampai umur 28 hari, tetapi setelah itu kenaikannya akan kecil.

### Analisa Data

menggunakan Persamaan 2 dibawah ini :

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left(X_i - \overline{X}\right)^2}{n-1}} \tag{2}$$

Analisa data menggunakan metode statistik yaitu seleksi data. Tinjauan kepustakaan mengenai analisa data akan dijabarkan sebagai berikut :

### Seleksi Data

Baik tidaknya penyebaran yang diperoleh dapat dilihat dari standar deviasi. Semakin kecil standar deviasi maka akan baik mutu pelaksanaan penelitian. Besarnya standar deviasi dihitung dengan

Besarnya devesiasi X' dapat diperoleh dari persamaan:

$$X' = \frac{\sum_{i=n}^{n} X_i}{n} \tag{3}$$

dengan $S$ = standar deviasi (kg/cm$^2$), $X_i$ = besarnya data ke-i (kg/cm$^2$), $\overline{X}$ = nilai rata-rata dari benda uji (kg/cm$^2$) dan $n$ = jumlah benda uji.

## 4. KESIMPULAN DAN SARAN

### Kesimpulan

Hasil kuat tekan yang didapat dari pengujian kuat tekan bahwa semakin lama durasi waktu pembakaran, semakin kecil penurunan kuat tekan beton. Kuat tekan rata-rata yang terjadi pada durasi 1 jam degan suhu 200°C sampai dengan 500°C sebesar 24,53 MPa dengan persentasi penurunanya sebesar 19% dari beton cangkang kerang tanpa bakar. Sedangkan kuat tekan rata-rata yang terjadi pada durasi 2 jam degan suhu 200°C sampai dengan 500°C sebesar 24,71 MPa dengan persentasi penurunanya sebesar 18%.

### Saran

Penelitian lebih lanjut disarankan untuk menggunakan cangkang kerang kerang sebesar 100% sebagai pengganti agregat halus. Dan diharapkan Penelitian selanjutkan untuk menambah durasi waktu diatas 2 jam dengan lebih suhu bekisar 500 ºC sampai dengan 1000°C.

## DAFTAR PUSTAKA

Anonim (2004). *Annual Book of American Society for Testing and Materials Standard (ASTM Standard)*, New York, USA.

Asroni., Ali (2010). *Balok Pelat Beton Bertulang*. Cetakan Pertama, Yogyakarta : Graha Ilmu.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Cappenberg, H.A.W. (2008). “Beberapa Aspek Biologi Kerang Hijau Perna viridis Linnaeusv1758”. Oseana, XXXIII, Nomor l, Tahun 2008 : 33-40.

Daga W. (2002). “Studi Eksperimen Kekuatan Beton Yang Mengalami Kebakaran”. Tugas Akhir Program Studi Teknik Sipil Fakultas Sains dan Teknik Universitas Nusa Cendana, Kupang.

Dipuhosodo., Istimawan (1991). *Struktur Beton Bertulang*. Jakarta : PT. Gramedia Pustaka Utama.

Gere., J. M., dan S, P., Timoshenko (1997). *Mekanika Bahan*, Terjemahan Suryoatmono., Bambang., Edisi IV, Jakarta : Erlangga.

Mulyono., Tri. (2003). *Teknologi Beton*, Edisi II, Yogyakarta: ANDI.

Murdock., L. J., dan Brook., K. M. (1999) *Bahan dan Praktek Beton*. Terjemahan Hendarko., Stephanus, Jakarta : Erlangga.

Nawy., Edward. G. (1998). *Beton Bertulang Suatu Pendekatan Dasar*. Cetakan Kedua, Bandung : PT. Refika Aditama.

Nugraha., Paul., dan Antoni (2007). *Teknologi Beton*, Edisi I, Yogyakarta : ANDI.

Orchard, A.M. (1979). *Concrete Technology Properties of Material*. Applied Science Publishers Limited, London.

Orchard, A.M., (1995). *Concrete Technology Properties of Material*. Applied Science Publishers Limited, London.

Pedoman Penulisan Tugas Akhir Jurusan Teknik Sipil 2013 (Edisi Revisi). Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Aceh.

Setiabudiningsih (2004). “Penelitian Kerang di Concong Luar Kecamatan Kuinora”

SNI-03-2847-2002, *Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung*. Bandung : Departemen Pekerjaan Umum.

Sumardi, P. C. (2000). “Aspek Kimia Beton Pasca Bakar”. Yogyakarta: Kursus Singkat Evaluasi dan Penanganan Struktur Beton yang Rusak Akibat Kebakaran dan Gempa, 24-25 Maret.

Tjokrodimulyo, K. (2000). *Pengujian Mekanik Laboratorium Beton Pasca Bakar*. Yogyakarta: Nafri.

Timoshenko, S., dan D. H., Young (1968) *Elements Of Strength Of Materials*. Fifth Edition, Standford University.

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# DINDING *POLYSTYRENE* DENGAN PERKUATAN KAWAT LOKET MENGGUNAKAN TEKANAN KEMPA 2 MPa

**Ade Okvianti Irlan**

*[1]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Trisakti, Jl. Kyai Tapa No.1 Grogol Jakarta Barat*
*Email: adeokvianti@gmail.com*

## ABSTRAK

Indonesia adalah Negara berkembang yang merupakan salah satu negara terluas di dunia dengan total luas Negara 5.193.250 km$^2$. Pembangunan infrastruktur di Indonesia banyak dilakukan disegala sektor kehidupan seperti pembangunan gedung perkantoran, hotel, rumah ibadah dan perumahan baik yang sudah dibangun maupun yang akan dibangun. Peningkatan kebutuhan hunian akan mempengaruhi kebutuhan material konstruksi sehingga perlu berbagai alternatife material konstruksi yang ramah terhadap lingkungan. Alternatife lain dalam penggunaan material dinding adalah plastik *polystyrene*. Plastik *polystyrene* (PS) yang biasa disebut dengan *styrofoam* adalah jenis plastik yang tidak mudah diurai oleh alam. Masalah yang dihadapi pada penggunaan plastik *polsytyerene* adalah limbah dari *polystyrene*, oleh karena itu penulis mencoba memanfaatkan limbah *polystyrene* sebagai panel dinding *polystyrene* dengan perkuatan kawat loket yang diberi tekanan kempa sebesar 2 MPa dengan variasi semen 250 kg/m$^3$, 300 kg/m$^3$, 100% *polystyrene* dan fas 0.4. Hasil penelitian diperoleh kuat tekan dan berat isi rata-rata kubus *polystyrene* untuk kandungan semen 250 kg/m$^3$ dan 300 kg/m$^3$ adalah 6,735 MPa, 5,906 MPa, dan 1308 kg/m$^3$, 1350 kg/m$^3$. Pengujian daya serap air beton kubus *polystyrene* untuk kandungan semen 250 kg/m$^3$ dan 300 kg/m$^3$ adalah 13,62% dan 14,36%. Pengujian modulus elastis rata-rata untuk kandungan semen 250 kg/m$^3$ dan 300 kg/m$^3$ adalah 346.39 MPa dan 260,10 MPa. Untuk pengujian lentur kandungan semen 250 kg/m$^3$ dan 300 kg/m$^3$ beban maksimum rata-rata yang mampu diterima panel dinding *polystyrene* adalah 6,27 kN dan 6,90 kN, lendutan rata-rata pada saat beban maksimum adalah 6,67 mm dan 3,51 mm dan lendutan yang di ijinkan sebesar 4,33 mm. Tegangan lentur dan kapasitas momen lentur rata-rata panel dinding *polystyrene*, semen 250 kg/m$^3$ dan semen 300 kg/m$^3$ adalah 1,61 MPa, 1,45 MPa dan 88135,105 Nmm, 87694,631 Nmm. Pengujian tekan panel dinding *polystyrene* dengan semen 250 kg/m$^3$ dan semen 300 kg/m$^3$ beban maksimum rata-rata yang mampu diterima panel dinding *polystyrene* adalah 112,63 kN dan 127,70 kN dan kuat tekan yang diterima sebesar 6,05 MPa dan 6,95 MPa. Pengempaan 2MPa memberikan hasil kuat tekan jauh lebih baik dibandingkan dengan pengempaan yang lebih rendah

Kata kunci: Dinding *polystyrene, kawat loket,* pengempaan 2 MPa.

## 1. PENDAHULUAN

Penggunaan material plastik *polystyrene* sebagai dinding beton ringan telah banyak digunakan seperti *Qui Panel, Hebel*, dan *M-System* yang bahannya menggunakan *polystyrene* pabrikasi. *Polystyrene* (PS) atau biasa disebut dengan *Styrofoam* adalah plastik yang biasa dipakai sebagai tempat pembungkus elektronik, tempat makanan *styrofoam*, tempat minuman sekali pakai, dan banyak lainnya. Kebutuhan plastik dari tahun ketahun akan terus meningkat dikarenakan tahun 2012 plastik mencapai sekitar 1,55 juta ton dan tahun 2013 plastik mencapai 1,9 juta ton dan meningkat sekitar 22,58%. Masalah yang dihadapi pada limbah *polystyrene* adalah tidak mudah diurai oleh alam, oleh karena itu, penulis mencoba menggunakan limbah *polystyrene* sebagai agregat ringan pada campuran beton. Beton yang dihasilkan adalah beton ringan digunakan sebagai partisi ruangan yang dapat berfungsi sebagai dinding dan pengganti dinding batu bata pada bangunan tingkat tinggi atau sebagai struktur utama dari suatu bangunan dengan syarat-syarat tertentu yang harus dipenuhi. Penelitian ini penulis mencoba membuat suatu beton ringan dengan memanfaatkan limbah *posytyrene* sebagai panel dinding *polystyrene* dengan perkuatan kawat loket yang diberi tekanan kempa sebesar 2 MPa yang bertujuan untuk mengetahui kuat tekan beton *polystyrene*, berat isi, daya serap beton *polystyrene*, dan modulus elastisitas beton *polystyrene* dengan variasi semen 250 kg/m$^3$, 300 kg/m$^3$, fas 0,4 dan 100% *polystyrene*. Mengetahui kuat lentur, kuat tekan dan kekakuan panel dinding beton *polystyrene* serta klasifikasi dinding beton *polystyrene* terhadap variasi semen. Adapun batasan-batasan dari penelitian adalah *Polystyrene* yang digunakan merupakan hasil serutan dengan diameter 2-3 mm. Kawat loket berdiameter 0,7 mm dengan pola grid 12,5mm x 12,5mm dan dimensi dari benda uji panel *polystyrene* adalah 80cm x 30cm x 6cm yang diuji pada saat 28 hari.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

### Beton Ringan

Menurut SNI 03-3449-1994 beton ringan struktural yaitu beton yang memakai agregat ringan atau campuran agregat kasar ringan dan pasir alam sebagai pengganti agregat halus ringan dengan ketentuan tidak boleh melampaui berat isi maksimum beton 1850 kg/$m^3$

Tabel 2.1. Jenis beton ringan berdasarkan berat jenis dan kuat tekannya (Neville dan Brooks, 1987)

| Jenis beton ringan | Berat jenis ($kg/m^3$) | Kuat tekan (MPa) |
|---|---|---|
| Beton ringan struktural (*structural lightweight concretes*) | 1.400-1.800 | >17 |
| Beton ringan untuk pasangan batu (*masonry concretes*) | 500-800 | 6,9 – 17,3 |
| Beton ringan penahan panas (*insulating concretes*) | < 800 | 0,7 - 7 |

### Panel Beton Ringan Berserat

Panel beton ringan berserat adalah komponen bangunan yang dibuat dari campuran bahan perekat hidrolis atau sejenisnya yang ditambah dengan serat alam/ sintetis, agregat halus dan air dengan atau tanpa bahan pengisi lainnya, dibentuk menjadi lembaran dengan permukaan rata dengan penampang berlubang dan mempunyai luas penampang lubang lebih dari 25% luas penampang panel (SNI.03-3122-1992).

Tabel 2.2. Syarat tampak permukaan (SNI 03-3449-1994)

| No | Tampak Permukaan | Syarat Mutu |
|---|---|---|
| 1. | Bergelombang | Kedalaman lembah gelombang < 5mm |
| 2. | Melengkung | Jarak tali busur dengan titik tengah garis sumbu < 5 mm |
| 3. | Retak Rambut | Memanjang <150 mm<br>Melintang <50 mm<br>Lebar retak < 1mm |
| 4. | Gompal | Ujung/tepi panel<20 mm |
| 5. | Benjolan | Diameter benjolan < 10 mm |

Tabel 2.3. Ukuran Panel dan toleransi (SNI 03-3449-1994)

| Ukuran | Toleransi |
|---|---|
| Panjang 3.000 mm | ± 0,4% |
| Lebar 900,600,300 mm | ± 0,4% |
| Tebal 80 mm | + 3%<br>- 2% |

Ukuran lain diperkenankan atas persetujuan antara pembeli dan produsen

Tabel 2.4. Persyaratan kekuatan panel beton ringan berserat (SNI 03-3449-1994)

| No | Jenis Pengujian | Syarat Mutu | |
|---|---|---|---|
| | | A ($N/mm^2$) | B ($N/mm^2$) |
| 1. | Kuat tekan vertikal [x]) | 4,93<br>4,44 | 3,95<br>3,45 |
| 2. | Kuat lentur horisontal | 1,97<br>1,64 | 1,72<br>1,37 |
| 3, | Kuat lentur vertikal | 2,74<br>1,97 | 2,47<br>1,72 |
| 4. | Ketahanan retak berhadapan beban terpusat : | | |
| | a. Permukaan di atas lubang panel dengan beban 300 kg | Tidak retak | Tidak retak |
| | b. Permukaan di atas antara lubang panel dengan beban 500 kg | Tidak retak | Tidak retak |
| 5. | Ketahanan pukul/impact | Tidak retak | Tidak retak |

ISBN: 978-602-60286-0-0

## Polystyrene

*Polystyrene* adalah monomer yang dibuat dari *styrene*. Susunan *styrene* yaitu C6H5-CH = CH2, dimana *styrene* merupakan salah satu jenis plastik yang sangat ringan, kaku, tembus cahaya dan tergolong murah dan cepat rapuh. Agar *styrene* tidak cepat rapuh maka dicampur dengan seng dan senyawa *botadine* sehingga menjadi putih susu.

Untuk kelenturannya *polystyrene* ditambahkan zat *plasticier* seperti *dioktiptalat* (DOP), butil hidroksi toluena atau n-butil stearat. Plastik busa yang menjadi struktur sel sel kecil merupakan hasil proses peniupan dengan menggunakan gas chloro, fluoro karbon (CFC), hasilnya adalah bentuk yang seperti kita gunakan saat ini.

Tabel 2.5. Karakteristik *polystyrene*

| Sifat Fisis *Polystyrene* | Satuan | Hasil |
|---|---|---|
| Densitas | $kg/m^3$ | 1.050 |
| Densitas EPS | $kg/m^3$ | 25-200 |
| Spesifikasi Gravitasi | - | 1,05 |
| Konduktivitas Listrik (s) | S/m | $10^{-16}$ |
| Konduktivitas Panas (k) | W/(m.k) | 0,08 |
| Modulus Young (E) | MPa | 3.000-3.600 |
| Kekuatan Tarik | MPa | 46-60 |

Adapun karakteristik dari *polystyrene* yaitu: tahan benturan, menginsulasi panas, kaku, keras, ringan, tahan air, kedap suara, sulit terurai, mudah dipotong, ekonomis, berwarna putih pada umumnya, larut dalam cairan kimia tertentu seperti *eter, hidrokarbon aromatic* dan *chlorinated hydrocarbon.* Selain ringan *polystyrene* juga memiliki kemampuan menyerap air yang sangat kecil (kedap air) dibawah 0,25%. selain membuat beton menjadi ringan dapat juga bekerja sebagai serat yang dapat meningkatkan kemampuan kekuatan dan khususnya daktilitas beton

**Penggunaan *polystyrene* sebagai pembatas ruangan (dinding).**

Beberapa penelitian telah memanfaatkan *polystyrene* sebagai bahan bangunan yang dijadikan sebagai pembatas ruangan (dinding *polystyrene*) antara lain:

Hasil penelitian yang dilakukan Ndale, Utomo, Wibowo dan Sulistyorini sebagai berikut:

Tabel 2.6. Penelitian dinding panel beton ringan dari beberapa peneliti (pembanding)

| eneliti | Tebal panel cm | Jarak *conecctor* cm | *Polytyrene* (%) | Semen $Kg/m^3$ | Fas | Kuat tekan silinder MPa | Kuat lentur panel MPa | Berat Jenis rerata $Kg/m^3$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Ndale | 6 | 10<br>20<br>30 | 80 | 300 | 0,4 | 0,85 | 3,25<br>3,38<br>3,41 | 1.144,82<br>1.272,87<br>1.307,33 |
| Utomo | 8 | 5<br>10<br>15 | 100 | 300 | 0,48 | 0,72 | 3,01<br>4,08<br>4,15 | 971,73<br>960,74<br>1.045,70 |
| Wibowo | 7 | 15<br>25<br>35 | 60 | 300 | 0,5 | 3,35 | 5,84<br>5,10<br>5,78 | 1.627,74<br>1.658,99<br>1.636,75 |
| Sulistyorini | 6<br>8 | 10<br>15<br>10<br>15 | 80 | 350 | 0,43 | 1,58 | 10,85<br>8,78<br>12,06<br>8,68 | 1.436,7<br>1.549,9<br>1.313,03<br>1.338,24 |

Hasil penelitian yang dilakukan oleh Atmoko, Aidil, dan Sirregar sebagai berikut:

Tabel 2.7. Pengujian kuat tekan panel dan pengujian lentur (Atmoko, 2012)

| Bahan penyusun | Dimensi kawat loket | Uji kuat lentur (N) | Pengempaan (MPa) | Uji kuat tekan (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| Pasir 0%<br>*Polystyrene* 100% | Grid 10x10 mm<br>pengempaan 0,06 MPa | 5.960 | 0,0645 | 0,41 |
| Pasir 10%<br>*Syrofoam* 90% | Grid 10x10 mm<br>pengempaan 0,06 MPa | 5.900 | 0,062 | 0,417 |
| Pasir 0%<br>*Polystyrene* 100% | Grid 20x20 mm<br>pengempaan 0,06 MPa | 5.140 | 0,032 | 0,963 |
| Pasir 10%<br>*Syrofoam* 90% | Grid 20x20 mm<br>pengempaan 0,06 MPa | 7.150 | 0,047 | 0,900 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 2.8. Pengujian kuat tekan dan pengujian lentur panel (Aidil, 2012)

| Bahan penyusun | Dimensi kawat loket | Uji kuat lentur (MPa) | Pengempaan (MPa) | Uji kuat tekan (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| Pasir 0% *Polystyrene* 100% | Grid 10x10 mm pengempaan 0,06 MPa | 0,423 | 0,044 | 1,066 |
| Pasir 5% *Syrofoam* 95% | Grid 10x10 mm pengempaan 0,06 MPa | 0,290 | 0,06 | 0,789 |
| Pasir 0% *Polystyrene* 100% | Grid 20x20 mm pengempaan 0,06 MPa | 0,289 | 0,031 | 1,014 |
| Pasir 5% *Syrofoam* 95% | Grid 20x20 mm pengempaan 0,06 MPa | 0,377 | 0,052 | 1,033 |

Tabel 2.9. Pengujian kuat tekan dan pengujian lentur panel (Sireggar, 2012)

| Bahan penyusun | Dimensi kawat loket | Uji kuat lentur (MPa) | Pengempaan (MPa) | Uji kuat tekan (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| Pasir 0% *Polystyrene* 100% | Grid 10x10 mm | 0,86 | 0,067 | 0,927 |
| Pasir 20% *Syrofoam* 80% | Grid 10x10 mm | 1,19 | 0,072 | 1,313 |
| Pasir 0% *Polystyrene* 100% | Grid 20x20 mm | 0,72 | 0,025 | 1,094 |
| Pasir 20% *Syrofoam* 80% | Grid 20x20 mm | 0,96 | 0,05 | 0,843 |

## 3. METODOLOGI

Peneltian dilakukan di Laboratorium Struktur Jurusan Teknik Sipil dan Lingkungan Universitas Gadjah Mada. Material yang digunakan meliputi Semen, Limbah *polystyrene*, Kawat loket dan air. Adapun prosedur pelaksanaanya meliputi pengumpulan material berupa limbah *polystyrene*, semen dan kawat loket. pembuatan bekisting benda uji, pemeriksaan bahan dasar pada material, mix design dengan proses *trial* agar mendapatkan tinggi rencana. Pembuatan benda uji panel dinding *polystyrene* dan kemudian dilakukan proses perawatan (*curring*) dan tahap pengujian.

## 4. ANALISIS DAN PEMBAHASAN

### Pengujian Beton *Polystyrene*

a. Pemeriksaan semen Portland dan air

Pemeriksaan terhadap semen hanya sebatas pemeriksaan secara visual untuk mengetahui kelayakan semen yang akan digunakan dalam campuran beton, untuk pemeriksaan air hanya sebatas visual, bersih dan tidak berwarna.

*b.* Pengujian berat isi *polystyrene.*

Pengujian berat isi beton *polystyrene* dilakukan pada saat beton berumur 28 hari. Pengujian berat isi dihitung dengan Persamaan 4.1.

$$w = \frac{w_2 - w_1}{v} \tag{4.1}$$

c. Daya serap air.

Rongga atau pori yang terdapat pada beton sangat mempengaruhi besar kecilnya penyerapan air oleh beton.

$$p = \frac{w_b - w_k}{w_k}.100\% \tag{4.2}$$

d. Kuat tekan beton

Kuat tekan beton (*compressive strength of concrete*) adalah besarnya beban persatuan luas yang menyebabkan benda uji beton hancur bila dibebani dengan gaya tekan tertentu, yang dihasilkan oleh mesin tekan (SNI 03-1974-1990).

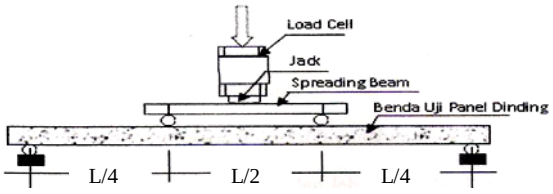
ISBN: 978-602-60286-0-0

$$f'_c = \frac{P}{A} \tag{4.3}$$

e. Tegangan baja

$$f_y = \frac{P_y}{A_s} \tag{4.4}$$

f. Tegangan lentur beton p*olystyrene*

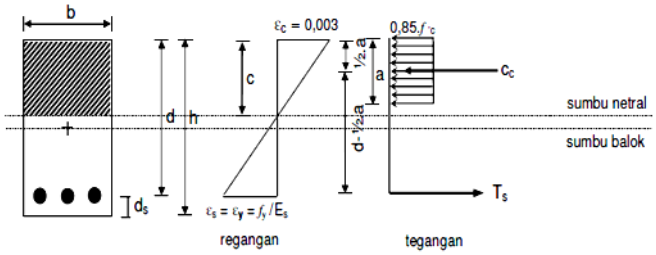



Gambar 4.1. Sketsa pengujian kuat lentur

$$f_{maks} = \frac{M_{maks}.Y}{I} \tag{4.5}$$

g. Kapasitas lentur plat beton bertulang

.




Gambar 4.2. Penampang diagram regangan blok persegi ekivalen

Menghitung gaya tekan pada beton dan menghitung gaya tarik pada baja:

$$C_c = 0{,}85 \times f'_c \times a \times b \tag{4.6}$$

$$T_s = A_s \times f_y \tag{4.7}$$

Sehingga,

Cc = Ts

$$0{,}85 \times f'_c \times a \times b = A_s \times f_y \tag{4.8}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0{,}85 \times f'_c \times b} \quad \text{``} \tag{4.9}$$

$$a_b = \frac{\beta_1 \times 600.d}{600 + f_y} \tag{4.10}$$

Jika a < ab (maka tulangan terpasang akan menghasilkan penulangn liat/ *ductile* tetapi sebaliknya akan menghasilkan tulangan getas).

Momen nominal penampang $M_n$ dapat dihitung sebagai berikut:

$$M_n = T_s\left(d - \frac{a}{2}\right) \tag{4.11}$$

$$M_n = A_s \times f_y\left(d - \frac{A_s \times f_y}{2 \times 0{,}85 \times f'_c \times b}\right) \tag{4.12}$$

ø. $M_n \geq M_u$ (4.13)

Kemampuan balok menahan momen lebih besar atau sama dengan momen yang harus dipikul.

ISBN: 978-602-60286-0-0

h. Kekakuan panel dinding *polystyrene*

Kekakuan menurut timoshenko didefinisikan sebagai gaya yang dibutuhkan untuk menghasilkan suatu lendutan besar satu satuan.

$$k = \frac{P_{cr}}{\delta_{cr}} \tag{4.14}$$

Dengan:

$k$ = kekakuan lentur (N/mm)
$P_{cr}$ = beban retak pertama (N)
$\delta_{cr}$ = lendutan saat retak pertama (mm)

i. Modulus Elastisitas

modulus elastisitas beton adalah nilai tegangan dibagi dengan regangan beton dalam kondisi elastis di mana tegangan mencapai 40% dari kuat tekan maksimum (Balitbang Kimpraswil, 2003b) dalam bentuk Persamaan 4.14

$$E_c = \frac{f_2}{\varepsilon_2} \tag{4.15}$$

di mana:

$E_c$ = modulus elastisitas beton (MPa)
$f_2$ = tegangan tekan beton dengan nilai 0,4 $f'c$ (MPa)
$\varepsilon_2$ = regangan pada beton saat tegangan beton mencapai $f_2$

Regangan adalah rasio antara perpendekan pada waktu benda uji kubus di tekan dengan tinggi benda uji mula-mula

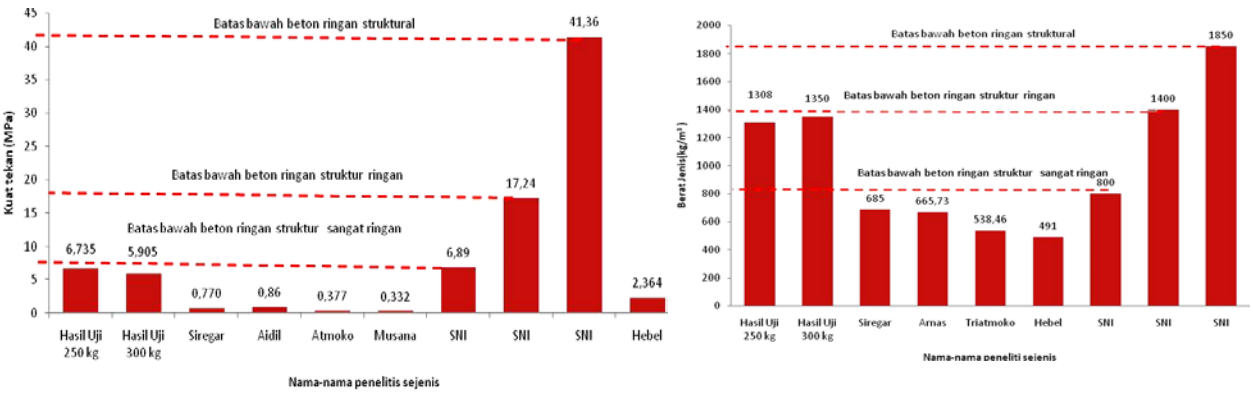
$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \tag{4.16}$$

di mana:

$\varepsilon$ = regangan
$\Delta L$ = perpendekan, mm
$L$ = tinggi benda uji mula-mula, mm

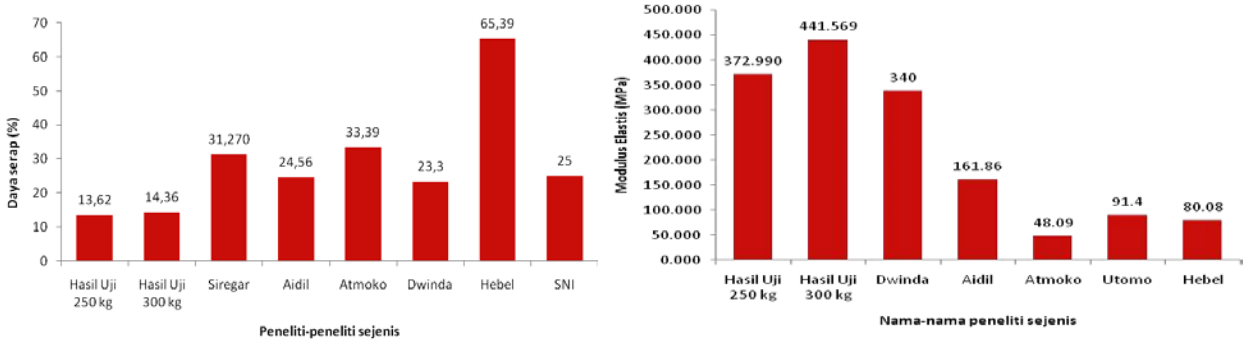
## Hasil pengujian pendahuluan

Hasil pengujian tarik kawat loket grid 12,5mm x 12,5 mm dengan diameter 0,7 mm didapatkan nilai tegangan leleh ($f_y$) rata-rata sebesar 226,945 MPa dan hasil pemeriksaan berat satuan *polystyrene* dalam kondisi kering dan gembur yaitu 15,9 kg/m$^{3.}$ Hasil pengujian kuat tekan kubus untuk kandungan semen 250 kg/m$^3$ dan kandungan semen 300 kg/m$^3$ adalah 6,735 MPa dan 5,906 MPa. Berat isi untuk kandungan semen 250 kg/m$^3$ dan kandungan semen 300 kg/m$^3$ adalah 1308 kg/m$^3$ dan 1350 kg/m$^3$, Hasil pengujian daya serap beton kubus untuk kandungan semen 250 kg/m$^3$ dan kandungan semen 300 kg/m$^3$ adalah 13,62% dan 14,36% . Hasil pengujian modulus elastis beton *polystyrene* untuk kandungan semen 250 kg/m$^3$ dan kandungan semen 300 kg/m$^3$ adalah 372,99 MPa dan 441,57 MPa. Pengujian kuat tekan, berat jenis, daya serap dan modulus elastis dapat dilihat pada Gambar 3.1 dan Gambar 3.2




Gambar 3.1. Perbandingan kuat tekan dan berat jenis dengan hasil penelitian sebelumnya berdasarkan standar (SNI 03-3449-1994)

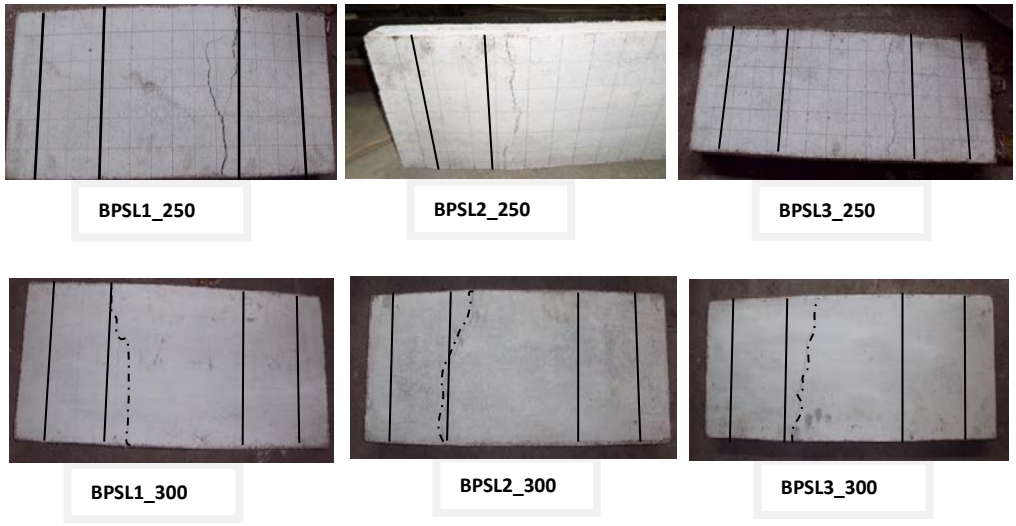
ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 3.2. Perbandingan modulus elastis dan daya serap dengan hasil penelitian sebelumnya berdasarkan standar (SNI 03-3449-1994)

## Hasil pengujian panel dinding *polystyrene*

Pengujian lentur panel dinding *polystyrene* untuk masing-masing kandungan semen terdapat 3 benda uji, yaitu kandungan semen 250 kg/m$^3$ dan 300 kg/m$^{3.}$ Adapun hasil pengujian lentur sebagai berikut:




Gambar 3.3. Pola retak panel dinding untuk semen 250 kg/m$^3$ dan semen 300 kg/m$^3$

Berdasarkan hasil analisis dan pengamatan secara visual untuk semua benda uji pada saat pengujian terlihat bahwa kandungan semen 250 kg/m$^3$ retak yang terjadi di awali pada bagian sisi bawah pembebanan dan terlepasnya ikatan antara beton *polystyrene* dengan kawat loket, beban terus ditingkatkan hingga retak yang terjadi sampai tegak lurus bidang permukaan serat atas, kemudian retak meluas ke bidang permukaan dinding mengikuti terlepasnya ikatan beton *polyetyrene* dengan kawat loket pada bagian sisi tepi atas yang meluas ke arah sisi panjang. Sedangkan untuk kandungan semen 300 kg/m$^3$ retak yang terjadi di awali pada bagian sisi bawah pembebanan dan terlepasnya ikatan antara beton *polystyrene* dengan kawat loket sampai tegak lurus bidang permukaan tetapi disini lepasnya ikatan antara kawat loket dengan beton *polystyrene* untuk sisi bawah dan sisi tepi atas tidak selebar kerusakan yang terjadi pada kandungan semen 250 kg/m$^3$.

## Kekakuan lentur panel dinding *polystyrene.*

Kekakuan menurut Timoshenko didefinisikan sebagai gaya yang dibutuhkan untuk menghasilkan suatu lendutan sebesar satu jenis.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 3.1. Nilai kekakuan lentur benda uji panel dinding *polystyrene*

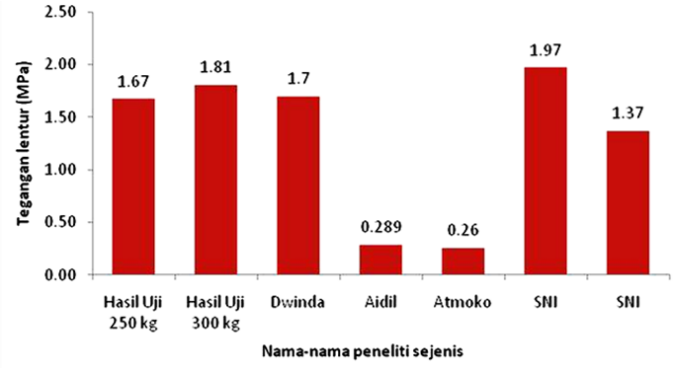
| No | No Panel | P (Crack) kN. | δcrack (mm) | Kekakuan lentur (N/mm) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | PSL1_250 | 4.45 | 1.93 | 2305.70 |
| 2 | PSL2_250 | 5.33 | 5.21 | 1023.03 |
| 3 | PSL3_250 | 7.09 | 8.27 | 857.32 |
| **Rata-rata** | | **5.62** | **5.14** | **1395.35** |
| 1 | PSL1_300 | 6.99 | 2.74 | 2555.76 |
| 2 | PSL2_300 | 6.18 | 2.89 | 2138.41 |
| 3 | PSL3_300 | 5.36 | 1.51 | 3561.46 |
| **Rata-rata** | | **6.18** | **2.38** | **2751.88** |

Tabel 3.2. Nilai P max, δ max dan kekakuan dengan peneliti sebelumnya.

| No | Peneliti | Kandungan semen (kg/m3) | P max (kN) | δmax (mm) | Kekakuan lentur (N/mm) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Hasil pengujian | 250 | 6,27 | 6,67 | 1395.35 |
| 2 | Hasil pengujian | 300 | 6,90 | 3,51 | 2751.88 |
| 3 | Atmoko | 522,2 | 5,96 | 15,86 | 853,60 |
| 4 | Aidil | 437,5 | 11,02 | 9,78 | 1612,00 |
| 5 | Utomo | 300 | 6,12 | 9,29 | 1089,17 |

## Tegangan Lentur panel dinding *polystyrene.*

Hasil tegangan lentur panel dinding *polystyrene* untuk semen 250 kg/m$^3$ dan 300 kg/m$^3$ adalah:




Gambar 3.4. Diagram hasil kuat lentur dengan hasil penelitian sebelumnya

## Pengujian tekan panel dinding *polystyrene.*

Pengujian tekan panel dinding *polystyrene* untuk masing-masing kandungan semen terdapat 3 benda uji, yaitu kandungan semen 250 kg/m$^3$ dan 300 kg/m$^3$. *Setting* pengujian panel dinding *polystyrene* mengacu pada SNI. 02-3122-1922. Adapun hasil pengujian tekan sebagai berikut:




Gambar 3.5. Pengujian tekan untuk semen 250 kg/m$^3$ dan 300 kg/m$^3$

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 3.3. Kuat tekan panel dinding p*olystyrene* semen 250 kg dan 300 kg

| No | No Panel | Panjang (mm) | Lebar (mm) | Tebal (mm) | Berat Akhir (kg) | P max (kN) | Kuat tekan (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | PST 1_250 | 800 | 300 | 61,40 | 21,7 | 85,30 | 4,631 |
| 2 | PST 2_250 | 800 | 300 | 62,61 | 21,6 | 132,90 | 7,075 |
| 3 | PST 3_250 | 800 | 300 | 61,76 | 21,8 | 119,70 | 6,460 |
| **Rata-rata** | | **800** | **300** | **61,93** | **21,7** | **112,63** | **6,055** |
| 1 | PST1_300 | 800 | 300 | 60,70 | 22,6 | 126,60 | 6,952 |
| 2 | PST2_300 | 800 | 300 | 61,88 | 23,2 | 113,40 | 6,109 |
| 3 | PST3_300 | 800 | 300 | 61,20 | 22,7 | 143,10 | 7,794 |
| **Rata-rata** | | **800** | **300** | **61,26** | **22,83** | **127,70** | **6,952** |

## 5. KESIMPULAN

Dari penelitian yang telah dilakukan dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil pengujian kuat tekan kubus (7x7x7) cm untuk kandungan semen 250 kg/m$^3$ dan kandungan semen 300 kg/m$^3$ adalah 6,735 MPa dan 5,906 MPa. Berat isi untuk kandungan semen 250 kg/m$^3$ dan kandungan semen 300 kg/m$^3$ adalah 1308 kg/m$^3$ dan 1350 kg/m$^3$.
2. Hasil pengujian daya serap beton kubus *polystyrene* (10x10x10) cm untuk kandungan semen 250 kg/m$^3$ dan kandungan semen 300 kg/m$^3$ adalah 13,62% dan 14,36% .
3. Hasil pengujian modulus elastis (10x10x20) cm untuk kandungan semen 250 kg/m$^3$ dan kandungan semen 300 kg/m$^3$ adalah 372,99 MPa dan 441,57 MPa.
4. Berat isi panel dinding beton *polystyrene* untuk kandungan semen 250 kg/m$^3$ dan kandungan semen 300 kg/m$^3$ adalah 1475,87 kg/m$^3$ dan 1543,21 kg/m$^3$.
5. Pengujian lentur panel dinding *polystyrene* (80x30x6) cm, kandungan semen 250 kg/m$^3$ dan kandungan semen 300 kg/m$^3$ beban maksimum rata-rata yang mampu diterima panel dinding *polystyrene* adalah 6,39 kN dan 6,90 kN. Lendutan rata-rata pada saat beban maksimum adalah 6,67 mm dan 3,51 mm dan lendutan yang diijinkan sebesar 4,33 mm,
6. Kekakuan lentur benda uji panel dinding *polystyrene* (80x30x6), kandungan semen 250 kg/m$^3$ dan kandungan semen 300 kg/m$^3$ sebesar 1395.35 N/mm dan 2751.88 N/mm.
7. Dari perhitungan teoritis tegangan lentur dan kapasitas momen lentur rata-rata panel dinding *polystyrene* (80x30x6) cm, semen 250 kg/m$^3$ dan semen 300 kg/m$^3$ adalah 1,67 MPa, 1,81 MPa dan 88135,105 Nmm, 87694,631 Nmm.
8. Pada pengujian tekan panel dinding *polystyrene* (80x30x6) cm dengan kandungan semen 250 kg/m$^3$ dan kandungan semen 300 kg/m$^3$ beban maksimum rata-rata yang mampu diterima panel dinding *polystyrene* adalah 112,63 kN dan 127,70 kN dan kuat tekan yang diterima sebesar 6,05 MPa dan 6,95 MPa.
9. Berdasarkan SNI 03-3122-1992 dimana hasil penelitian dengan persentase *polystyrene* 100%, kandungan semen 250 kg/m$^3$ dan kandungan semen 300 kg/m$^3$ , dengan perkuatan kawat loket diameter 0,7 mm, spasi 12,5x12,5 mm memenuhi persyaratan beton ringan berserat

## DAFTAR PUSTAKA (DAN PENULISAN PUSTAKA)


Aidil, A. (2012). “Penggunaan Polystyrene Sebagai Beton Ringan dengan Pra Pemadatan untuk Panel Dinding 10 cm”. Magister Teknologi Bahan Bangunan Jurusan Teknik Sipil Universitas Gadjah Mada Yogyakarta.

Anonim., 2013 Http://www.hebel.co.id

Atmoko, T. (2012). “Beton Ringan Polystyrene untuk Panel Dinding Tebal 9 cm dengan Metode Pengempaan Terukur dan Perkuatan Kawat Loket”. Magister Teknologi Bahan Bangunan Jurusan Teknik Sipil Universitas Gadjah Mada Yogyakarta.

Badan Penelitian dan Pengembangan Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah (2003a). *Metoda, Tata Cara dan Spesifikasi, Bagian 2: Batuan, Sedimen, Agregat,* Jakarta.

Badan Penelitian dan Pengembangan Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah (2003b). *Metoda, Tata Cara dan Spesifikasi, Bagian 3: Beton, Sedimen, Semen, Perkerasan jalan Beton Semen,* Jakarta.

Badan Penelitian dan Pengembangan Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah (2003c), *Metoda, Tata Cara dan Spesifikasi, Bagian 13: Kayu, Bahan Lain, Lain-lain,* Jakarta.

Dipohusodo, I. (1994). *Struktur Beton Bertulang*. PT Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.

King, B. (2003). *Load-Bearing Straw Bale Construction*. A Summary of World Wide Testing and Experience

Gere and Timoshenko (1996). *Mekanika Bahan Jilid 1*. Erlangga, Jakarta.


ISBN: 978-602-60286-0-0

Giri, D.I.B., Sudarsana, I.K., Eka Agustiningsih, N.L.P. (2008) “Kuat Tekan dan Modulus Elastisitas Beton Ringan Dengan Penambanhan Polystyrene”. Jurnal Ilmiah Teknik Sipil Vol.12, Universitas Udayana Denpasar.

Irlan,O.A. (2015). “Pengembangan Dinding Polystyrene dengan Perkuatan Kawat Loket”. Jurnal Forum Mekanika Volume 4, Sekolah Tinggi Teknik – PLN Jakarta Barat.

Kafrain,Y. (2015). “Pengembangan Panel Dinding Polystyrene dengan Perkuatan Kertas Roti dibagian Permukaannya”. Tesis, Pascasarjana Jurusan Teknik Sipil Universitas Gadjah Mada Yogyakarta.

Lubis, M. (2011). “Sifat Fisik dan Mekanik Beton Ringan Polystyrene Prapemadatan dengan Pemadatan 1Mpa 1,5MPa, dan 2MPa dengan Penambahan Pasir 10%”. Tugas Akhir Jurusan Teknik Sipil dan Lingkungan, Universitas Gadjah Mada Yogyakarta.

McCormac, J. (2002). *Desain Beton Bertulang*. Edisi kelima Jilid 1 dan 2, Penerbit Erlangga, Jakarta.

Mulyono, T. (2003) *Teknologi Beton*. Penerbit Andi, Yogyakarta.

Ndale, FX. (2010). “Penggunaan Beton Ringan Polystyrene dengan Perkuatan Wiremesh untuk Panel Dinding Tebal 6 cm”. Tesis, Magister Teknologi Bahan Bangunan Jurusan Teknik Sipil Universitas Gadjah Mada Yogyakarta.

Nevile, A.M, and Brooks,J.J. (1987). *Concrete Technology*. John Willey & Sons, New York.

Park, R, And Paulay, T. (1992). *Reinforced Concrete Structures,* Jhon Wiley and Sons, Inc., New York.

Purwono, R., Tavio Imran, I., dan Raka, G.P. (2007). *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002) Dilengkapi penjelasan (S-2002)*, ITS Press, Surabaya.

Satyarno, I. (2004). “Penggunaan Semen Putih untuk Styrofoam”. Laboratorium Bahan Bangunan, Jurusan Teknik Sipil dan Lingkungan, Fakultas Teknik., Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta.

Shetty, M.S. (1997). *Concrete Technology. S.* Chand & Company Ltd., New Delhi.

Sireggar, J.M. (2012). “Beton Ringan Polystyrene untuk Panel Dinding Tebal 7 cm dengan Metode Pengempaan Terukur”. Magister Teknologi Bahan Bangunan Jurusan Teknik Sipil Universitas Gadjah Mada Yogyakarta.

SNI 03- 1974-1990. *Metode Pengujian Kuat Tekan,* Badan Standarisasi Nasional.

SNI 03- 3122-1992. *Panel Beton Ringan Berserat,* Badan Standarisasi Nasional.

SNI 15- 7064-2004. *Sement Portland Komposit,* Badan Standarisasi Nasional.

SNI 03-2847-2002. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung,* Departemen Pekerjaan Umum.

Somayaji, S. (1995). *Civil Engineering Materials*, Prentice Hall, New Jarsey.

Sulistyorini, D. (2010). “Perilaku Dinding Beton Ringan dari Limbah Polystyrene Dengan Perkuatan Wiremesh”. Tesis, Jurusan Teknik Sipil dan Lingkungan, Program Pascasarjana Universitas Gadjah Mada Yogyakarta.

Tjokrodilmuljo, K. (2010). *Teknologi Beton.* Edisi Kedua, Biro Penerbit, Teknik Sipil Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta.

Utomo, H. (2010). “Penggunaan Beton Ringan Polystyrene dengan Perkuatan Wiremesh untuk Panel Dinding Tebal 8 cm”. Tesis, Jurusan Teknik Sipil dan Lingkungan, Program Pascasarjana Universitas Gadjah Mada Yogyakarta.

Vis, W.C dan Kususma (1994). *SKSNI T-15-1991-03 Seri 1- 4*, Erlangga Jakarta

Wibowo, (2011). “Penggunaan Beton Ringan Polystyrene dengan Perkuatan Wiremesh untuk Panel Dinding Tebal 7 cm”. Tesis, Jurusan Teknik Sipil dan Lingkungan, Program Pascasarjana Universitas Gadjah Mada Yogyakarta.

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PENENTUAN NILAI STABILITAS MARSHALL DENGAN MENGGUNAKAN ARTIFICIAL NEURAL NETWORK

**Rendi Pratama Siregar[1], Zulkarnain A. Muis[2], Irwan Suranta Sembiring[3]**

*[1]Departemen Teknik Sipil, Universitas Sumatera Utara Jl.Perpustakaan No.1 Kampus USU Medan*
*Email: pratamarendi564@yahoo.com*
*[2]Staf Pengajar Departemen Teknik Sipil, Universitas Sumatera Utara, Jl.Perpustakaan No.1 Kampus USU Medan*
*Email: mjrayazam@yahoo.com*
*[3]Staf Pengajar Departemen Teknik Sipil, Universitas Sumatera Utara, Jl.Perpustakaan No.1 Kampus USU Medan*
*Email: irwan.sembiring@yahoo.co.id*

## ABSTRAK

Stabilitas Marshall pada aspal beton merupakan salah satu parameter terpenting didalam campuran dan kualitas material. Bagian ini bergantung pada banyak faktor seperti gradasi, persentase agregat hancur, kadar aspal, dan kualitas material. Pada penelitian ini, variasi dari stabilitas marshall dengan kadar aspal disimulasikan dengan menggunakan program *Artificial Neural Network* (*ANN*) dengan pelatihan algoritma *Levenberg-Marquardt Back Propagation* (*LMBP*). Persentase dari agregat pecah/hancur; persentase lolos ayakan yang melalui ayakan nomor 200, 50, 30, 8, 4 dan ½ inch, dan persentase dari kadar aspal telah ditetapkan sebagai jaringan input dan stabilitas marshall sebagai jaringan output. Sampel diambil dengan melakukan uji *marshall test* dan *extraction test*. Masing – masing uji pengetesan diambil 110 sampel. Pada tahap pertama, menentukan kemampuan penyamarataan maksimum dari setiap jaringan dengan sebuah angka yang telah ditetapkan pada *neuron* di *hidden layer* yaitu *neuron* 3, 6, 8 dan 10. Perbandingan nilai maksimum ini menyatakan bahwa jaringan dengan 8 *neuron* di *hidden layer* memiliki kemampuan penyamarataan maksimum. Pada tahap kedua, variasi dari data aktual stabilitas marshall dibandingkan dengan hasil simulasinya. Simulasi ini bagus untuk menentukan stabilitas marshall.

Kata kunci: Stabilitas Marshall, Aspal Beton, *Backpropagation*, Campuran.

## ABSTRACT

The Marshall Stability of asphalt concrete is one of the most important parameters in mix design and and quality control. This property depends on many factors such as gradation, percentage of crushed aggregates, asphalt content and construction quality. In this research, the variation of marshall stability with asphalt content is simulated using Artificial Neural Networks (ANNs) with a Levenberg Marquardt Backpropagation training algorithm. The percentage of crushed aggregates;the percentage passing through sieve numbers 200, 50, 30, 8, 4, and ½ inch, and the percentage of asphalt content are considered as network inputs and marshall stability as network output. Samples were taken to test marshall test and extraction test. Each test is taken 110 samples. In the first stage, the maximum generalization ability of each network with a specified number of neurons in the hidden layer is determined, namely neurons 3, 6, 8 and 10. Comparing these maximum values reveals that the network with 8 neurons in the hidden layer has the maximum generalization. In the second stage, the variation of the actual data marshall stability is compared with simulation result. This simulation is in good agreement to determine marshall stability.

Keyword: Marshall Stability; Asphalt concrete; Backpropagation; Mix design.

## 1. PENDAHULUAN

### Latar Belakang

Stabilitas Marshall adalah kemampuan suatu campuran aspal untuk menerima beban sampai terjadi alir (*flow*) yang dinyatakan dalam kilogram, sedangkan alir (*flow*) adalah keadaan perubahan bentuk suatu campuran aspal yang terjadi akibat suatu beban yang dinyatakan dalam mm. (SNI 06-2489-1991). Stabilitas pada lapisan perkerasan harus mampu menerima beban lalu lintas tanpa terjadi perubahan bentuk seperti gelombang, alur, ataupun *bleeding*.

*Artificial Neural Network* adalah sebuah teknik memproses informasi untuk banyak bidang pembelajaran. Beberapa aplikasi dari jaringan saraf tiruan ini telah banyak di temukan pada aspek - aspek pengetahuan. Pada umumnya,

bahwa jaringan saraf tiruan dapat digunakan sebagai pendekatan penyesuaian untuk ilmu tambahan dan gambaran dengan menyimpulkan peraturan dari contoh pola yang dipelajari.

### Perumusan Masalah Penelitian

Apakah penggunaan *Artificial Neural Network* sebagai program alternatif untuk menentukan nilai Stabilitas Marshall dapat memenuhi persyaratan terhadap sifat-sifat parameter Marshall.

### Tujuan Penelitian

Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui hasil yang didapat setelah menggunakan *Artificial Neural Network* terhadap Stabilitas Marshall.

### Manfaat Penelitian

Diharapkan *Artificial Neural Network* dapat dimanfaatkan penggunaannya sebagai program alternatif untuk menentukan Stabilitas Marshall.

### Batasan Masalah

Dengan melakukan penelitian ini maka ditetapkan pembatasan masalahnya agar tidak keluar dari konteks pembahasan, yaitu:

1. Pada penentuan gradasi agregat dengan Laston AC-WC digunakan Spesifikasi Umum Bina Marga edisi 2010 (Revisi 3).
2. Dalam penelitian ini digunakan program *Artificial Neural Network* untuk mencari nilai Stabilitas Marshall, dengan mengacu pada pengambilan data di laboratorium, yakni dengan menggunakan peraturan tentang *Marshall Test* (SNI 06-2489-1991) dan *Extraction Test* (SNI 03- 6894-2002)
3. Penelitian nilai Stabilitas Marshall dengan menggunakan *Artificial Neural Network* dilakukan dengan mengambil sampel data aspal, yakni berupa data *Marshall test* dan *Extraction test* pada AMP Karya Murni.
4. Pada penelitian ini program *Artificial Neural Network* yang digunakan berdasarkan pada pengaplikasian *neural network toolbox*.

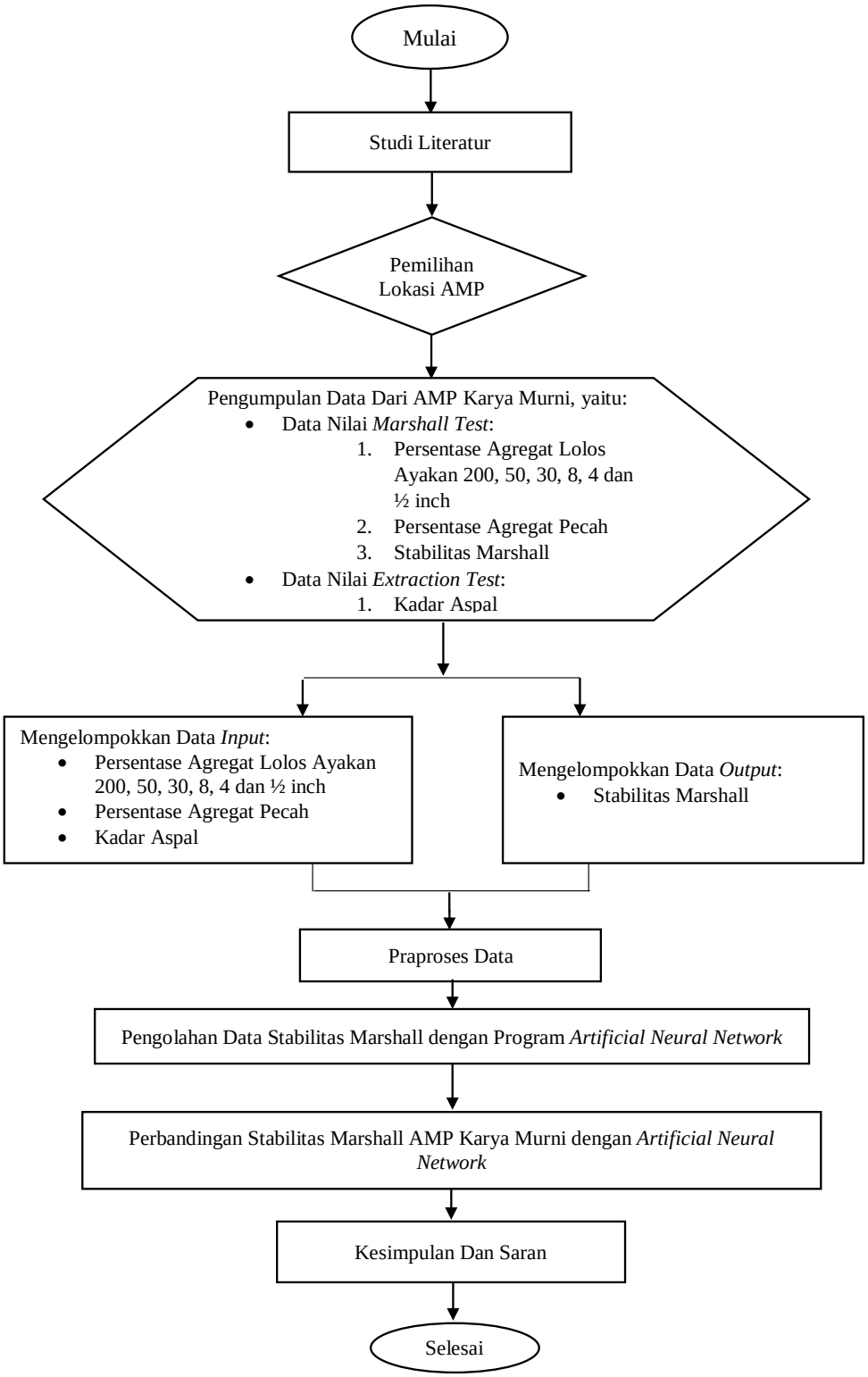
## 2. TINJAUAN PUSTAKA

Pada perencanaan perkerasan jalan raya dibutuhkan konsep pengetahuan yang baik dalam merencanakannya baik dari segi material pengisi bahan – bahan tiap lapisan perkerasan jalan raya dan juga proses pengerjaan struktur perkerasan jalan raya tersebut. Untuk mendesain perkerasan jalan digunakan beberapa parameter yang dapat mempengaruhi struktur perkerasan jalan tersebut. Salah satu parameter penting tersebut adalah Stabilitas Marshall yang digunakan pada desain pencampuran aspal. Dengan perkembangan teknologi pada bidang pengetahuan, maka telah diteliti penentuan nilai Stabilitas Marshall dengan menggunakan program jaringan saraf tiruan.

Campuran beraspal adalah suatu kombinasi campuran antara agregat dan aspal. Dalam campuran beraspal, aspal berperan sebagai pengikat atau lem antar partikel agregat, dan agregat berperan sebagai tulangan. Sifat-sifat mekanis aspal dalam campuran beraspal diperoleh dari friksi dan kohesi dari bahan-bahan pembentuknya. Fraksi agregat diperoleh dari ikatan antar butir agregat (interlocking), dan kekuatannya tergantung pada gradasi, tekstur permukaan, bentuk butiran dan ukuran agregat maksimum yang digunakan. Sedangkan sifat kohesinya diperoleh dari sifat-sifat aspal yang digunakan. Oleh sebab itu kinerja campuran beraspal sangat dipengaruhi oleh sifat-sifat agregat dan aspal serta sifat-sifat campuran padat yang sudah terbentuk dari kedua bahan tersebut. Jaringan saraf tiruan (*artificial neural network*), atau disingkat JST, adalah system komputasi di mana arsitektur dan operasi diilhami dari pengetahuan tentang sel saraf biologis di dalam otak, yang merupakan salah satu representasi buatan dari otak manusia yang selalu mencoba menstimulasi proses pembelajaran pada otak manusia tersebut. JST dapat digambarkan sebagai model matematis dan komputasi untuk fungsi aproksimasi non-linear, klasifikasi data cluster dan regresi non-parametrik atau sebuah simulasi dari koleksi model saraf biologi. MATLAB versi 2012 merupakan software utama yang digunakan pada penelitian ini untuk menjalankan *Artificial Neural Network.*

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 3. METODE PENELITIAN




Gambar 3.1 Diagram *Flowchart*

## 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

Dalam penelitian ini, aspal yang digunakan adalah aspal keras dengan penetrasi 60/70 yang berasal dari Negeri Iran berasal dari AMP PT Karya Murni Perkasa. Data *Marshall Test* dan *Extraction Test* yang digunakan adalah data

ISBN: 978-602-60286-0-0

persentase agregat yang lolos ayakan No. 200, 50, 30, 8, 4 dan ½ inch, persentase agregat pecah, stabilitas marshall dan kadar aspal. Data ini digunakan untuk menjalankan program *Artificial Neural Network* dengan cara mengelompokkan data menjadi dua bagian yaitu data *input* dan data *output*. Data *input* yaitu data persentase agregat yang lolos ayakan No. 200, 50, 30, 8, 4 dan ½ inch, persentase agregat hancur, dan kadar aspal. Sebagai data *output*-nya adalah stabilitas marshall.

Dalam proses running program *neural network*, dilaksanakan sebanyak 4 variasi *neuron*. Untuk menentukan nilai optimum dari tiap *neuron hidden layer*, *neuron* 3, 6, 8 dan 10 telah dipilih. Untuk menginvestigasi nilai optimum tersebut, dilakukan dengan cara pelatihan *error* yang berbeda pada setiap jaringan.

Tabel 4.1 Hasil simulasi pada jaringan dengan *neuron* 3 pada *hidden layer*

| **Neuron 3** | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Network** | **Mu** | **mu_inc** | **mu_dec** | **Goal** | **MSE** | **R** |
| RTP3-1 | 1,5 | 1,5 | 0,5 | 0,14 | 1169,4472 | 0,79666 |
| RTP3-2 | 1,5 | 1,5 | 0,5 | 0,1 | 816,6777 | 0,74154 |
| RTP3-3 | 1,5 | 1,5 | 0,5 | 0,1 | 679,0016 | 0,78633 |
| **RTP3-4** | **1,5** | **1,5** | **0,5** | **0,11** | **1278,0222** | **0,84508** |
| RTP3-5 | 1,5 | 1,5 | 0,5 | 0,07 | 554,4336 | 0,74741 |
| RTP3-6 | 0,001 | 10 | 0,1 | 0,09 | 785,2044 | 0,75697 |
| RTP3-7 | 1,5 | 1,5 | 0,5 | 0,099 | 711,857 | 0,74871 |
| RTP3-8 | 2 | 1,01 | 0,98 | 0,9 | 1846,1233 | 0,43501 |

Tabel 4.2 Hasil simulasi pada jaringan dengan *neuron 6* pada *hidden layer*

| **Neuron 6** | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Network** | **mu** | **mu_inc** | **mu_dec** | **Goal** | **MSE** | **R** |
| RTP6-1 | 2 | 0,98 | 1,01 | 0,099 | 2570,3184 | 0,37214 |
| RTP6-2 | 2 | 0,9 | 1,1 | 0,4 | 2059,296 | 0,58904 |
| RTP6-3 | 2 | 0,9 | 1,1 | 0,97 | 1136,2144 | 0,79846 |
| RTP6-4 | 2 | 0,9 | 1,1 | 0,097 | 830,4768 | 0,58438 |
| **RTP6-5** | **2** | **0,9** | **1,1** | **0,098** | **520,0234** | **0,82297** |
| RTP6-6 | 2 | 0,9 | 1,1 | 0,099 | 1277,3908 | 0,7187 |
| RTP6-7 | 2 | 0,9 | 1,1 | 0,098 | 815,7852 | 0,78031 |
| RTP6-8 | 2 | 0,9 | 1,1 | 0,1 | 3422,7654 | 0,0017493 |
| RTP6-9 | 2 | 0,9 | 1,1 | 0,11 | 665,6303 | 0,81164 |
| RTP6-10 | 2 | 0,9 | 1,1 | 0,11 | 996,412 | 0,73053 |

Tabel 4.3. Hasil simulasi pada jaringan dengan *neuron 8* pada *hidden layer*

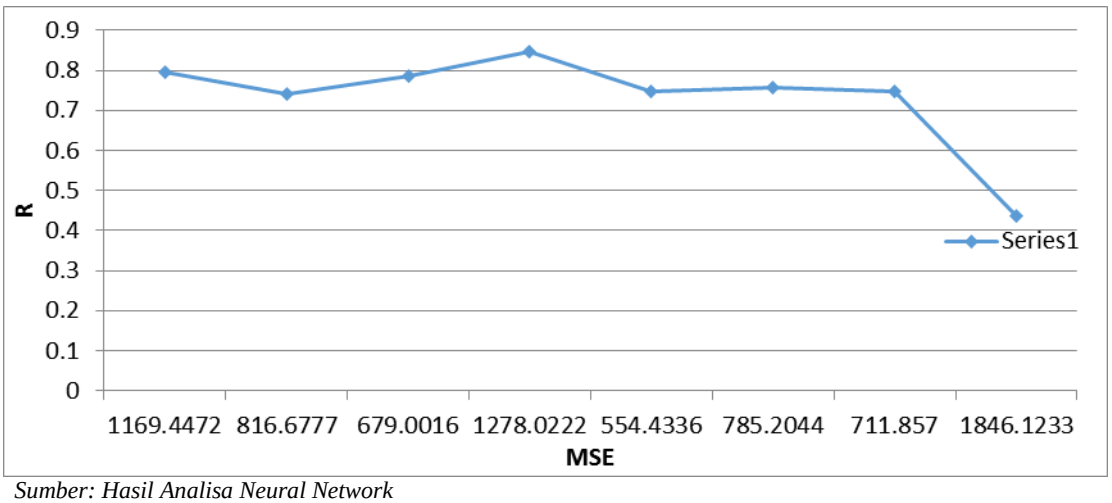
| **Neuron 8** | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Network** | **mu** | **mu_inc** | **mu_dec** | **Goal** | **MSE** | **R** |
| RTP8-1 | 2 | 0,98 | 1,01 | 0,08 | 1063,8411 | 0,80861 |
| RTP8-2 | 2 | 0,98 | 1,01 | 0,09 | 584,3256 | 0,83348 |
| RTP8-3 | 2 | 0,98 | 1,01 | 0,091 | 1002,1638 | 0,67157 |
| RTP8-4 | 2 | 0,98 | 1,01 | 0,091 | 6063,7647 | 0,50727 |
| **RTP8-5** | **2** | **0,98** | **1,01** | **0,09** | **585,9638** | **0,87115** |
| RTP8-6 | 2 | 0,98 | 1,01 | 0,092 | 635,0807 | 0,73667 |
| RTP8-7 | 2 | 0,98 | 1,01 | 0,1 | 2140,5424 | 0,70036 |
| RTP8-8 | 2 | 0,98 | 1,01 | 0,095 | 4097,4416 | 0,56359 |
| RTP8-9 | 0,001 | 0,1 | 10 | 0 | 1549,4145 | 0,72516 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 4.4 Hasil simulasi pada jaringan dengan *neuron 10* pada *hidden layer*

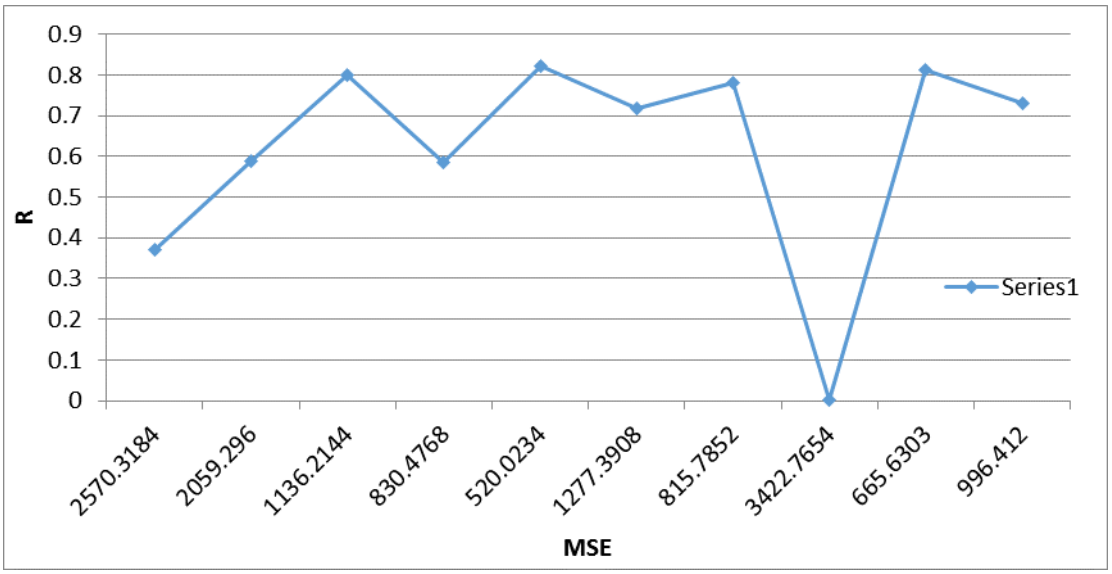
| **Neuron 10** | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Network** | **Mu** | **mu_inc** | **mu_dec** | **Goal** | **MSE** | **R** |
| RTP10-1 | 1,5 | 1,01 | 0,99 | 0 | 516,5106 | 0,67434 |
| RTP10-2 | 1,5 | 1,01 | 0,99 | 0,08 | 5646,4697 | 0,45994 |
| RTP10-3 | 1,5 | 1,01 | 0,99 | 0,08 | 8072,5171 | 0,13369 |
| RTP10-4 | 1,5 | 1,01 | 0,99 | 0,08 | 1562,3123 | 0,66727 |
| RTP10-5 | 1,5 | 1,01 | 0,99 | 0,093 | 3900,0975 | 0,46626 |
| RTP10-6 | 1,5 | 1,01 | 0,99 | 0,093 | 1778,589 | 0,75627 |
| **RTP10-7** | **1,5** | **1,01** | **0,99** | **0,08** | **1150,5529** | **0,77488** |

Hasil simulasi dalam bentuk grafik ditampilkan pada gambar berikut:




*Sumber: Hasil Analisa Neural Network*

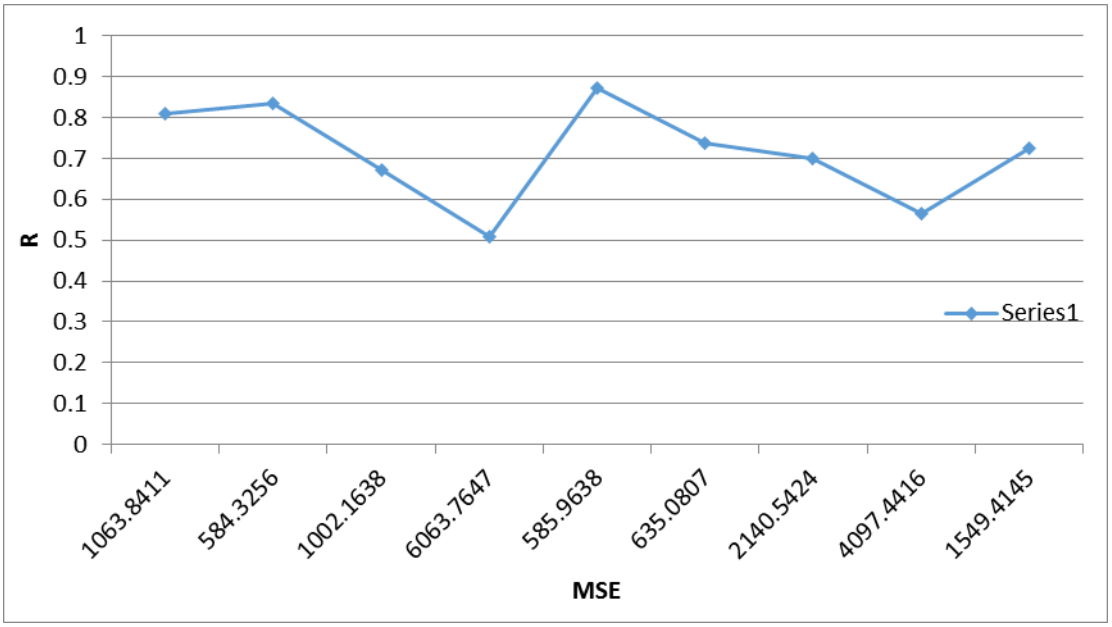
Gambar 4.1 Grafik simulasi R dengan MSE pada *Neuron 3*




*Sumber: Hasil Analisa Neural Network*

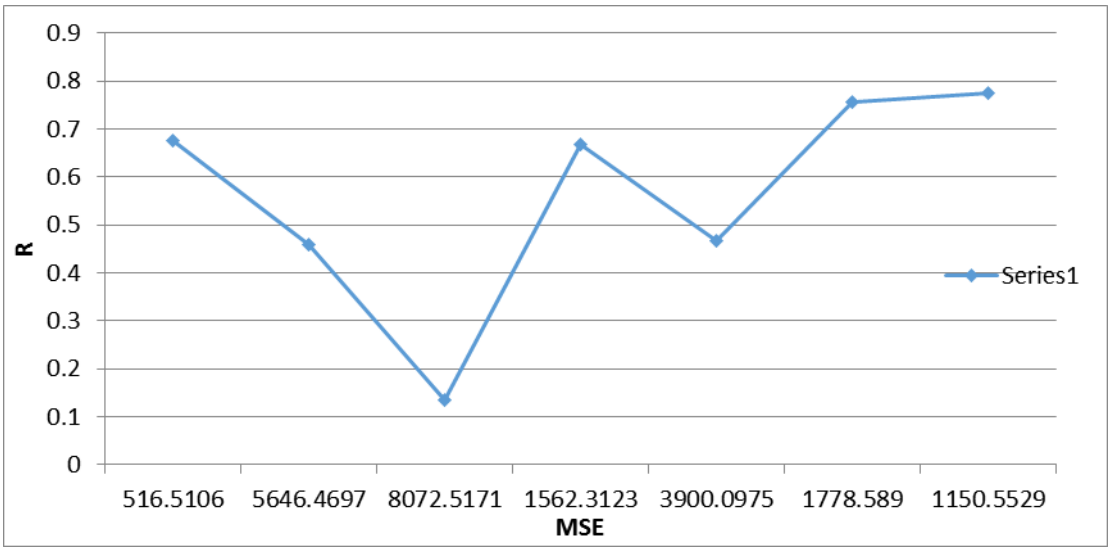
Gambar 4.2 Grafik simulasi R dengan MSE pada *Neuron 6*

ISBN: 978-602-60286-0-0




*Sumber: Hasil Analisa Neural Network*

Gambar 4.3 Grafik simulasi R dengan MSE pada *Neuron 8*




*Sumber: Hasil Analisa Neural Network*

Gambar 4.4 Grafik simulasi R dengan MSE pada *Neuron 10*

*Neuron* 8 (RTP8-5) merupakan *neuron* yang tertinggi dari yang lainnya, nilai R = 0.87115 mengartikan bahwa hasil simulasi yang di dapat dari *neuron* 8 adalah hasil yang lebih akurat dari pada *neuron* yang lainnya.

Setelah di proses dengan *Artificial Neural Network*, maka akan didapat hasil simulasi stabilitas marshall berdasarkan *neuron* yang tertinggi, yaitu sebagai berikut:

Tabel 4.9 Perbandingan Data Stabilitas Marshall Aktual (Lab) dengan Simulasi Neuron 8

| Data Aktual | | Data Simulasi Neuron 8 | |
|---|---|---|---|
| Sampel | Output | Sampel | Output |
| 1 | 974 | 1 | 983.9032 |
| 2 | 959 | 2 | 990.7598 |
| 3 | 930 | 3 | 938.293 |
| 4 | 900 | 4 | 908.3912 |

| Data Aktual | | Data Simulasi Neuron 8 | |
|---|---|---|---|
| Sampel | Output | Sampel | Output |
| 5 | 915 | 5 | 907.3484 |
| 6 | 989 | 6 | 1019.893 |
| 7 | 930 | 7 | 927.0572 |
| 8 | 944 | 8 | 963.8618 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 4.9 (Lanjutan)

| Data Aktual | | Data Simulasi Neuron 8 | |
|---|---|---|---|
| Sampel | Output | Sampel | Output |
| 9 | 944 | 9 | 925.7147 |
| 10 | 959 | 10 | 998.2821 |
| 11 | 959 | 11 | 956.6953 |
| 12 | 930 | 12 | 943.6564 |
| 13 | 900 | 13 | 900.2481 |
| 14 | 1003 | 14 | 1019.924 |
| 15 | 974 | 15 | 964.453 |
| 16 | 885 | 16 | 887.1664 |
| 17 | 944 | 17 | 941.0542 |
| 18 | 915 | 18 | 930.8002 |
| 19 | 959 | 19 | 989.5069 |
| 20 | 989 | 20 | 1010.985 |
| 21 | 959 | 21 | 986.3039 |
| 22 | 900 | 22 | 900.4937 |
| 23 | 930 | 23 | 956.2597 |
| 24 | 1018 | 24 | 1015.618 |
| 25 | 974 | 25 | 930.8078 |
| 26 | 944 | 26 | 929.6283 |
| 27 | 989 | 27 | 973.5182 |
| 28 | 915 | 28 | 906.1928 |
| 29 | 915 | 29 | 905.4932 |
| 30 | 1018 | 30 | 986.2195 |
| 31 | 974 | 31 | 967.0064 |
| 32 | 930 | 32 | 953.9214 |
| 33 | 885 | 33 | 902.4732 |
| 34 | 959 | 34 | 965.7797 |
| 35 | 944 | 35 | 962.428 |
| 36 | 930 | 36 | 969.4088 |
| 37 | 989 | 37 | 995.4904 |
| 38 | 900 | 38 | 914.045 |
| 39 | 930 | 39 | 951.179 |
| 40 | 974 | 40 | 994.2861 |
| 41 | 959 | 41 | 963.5462 |
| 42 | 930 | 42 | 965.1286 |
| 43 | 989 | 43 | 972.1185 |
| 44 | 1033 | 44 | 1019.719 |
| 45 | 974 | 45 | 1000.676 |
| 46 | 900 | 46 | 921.8054 |
| 47 | 959 | 47 | 952.4254 |
| 48 | 915 | 48 | 944.0569 |
| 49 | 1018 | 49 | 1003.164 |
| 50 | 1003 | 50 | 1018.723 |

| Data Aktual | | Data Simulasi Neuron 8 | |
|---|---|---|---|
| Sampel | Output | Sampel | Output |
| 51 | 974 | 51 | 974.2846 |
| 52 | 930 | 52 | 888.9726 |
| 53 | 1003 | 53 | 1004.512 |
| 54 | 1018 | 54 | 1024.005 |
| 55 | 944 | 55 | 942.0222 |
| 56 | 871 | 56 | 873.5778 |
| 57 | 959 | 57 | 973.0557 |
| 58 | 915 | 58 | 925.3965 |
| 59 | 930 | 59 | 914.7124 |
| 60 | 974 | 60 | 989.0363 |
| 61 | 959 | 61 | 976.5447 |
| 62 | 1003 | 62 | 981.7556 |
| 63 | 959 | 63 | 970.8811 |
| 64 | 959 | 64 | 952.7376 |
| 65 | 1018 | 65 | 992.1893 |
| 66 | 989 | 66 | 972.8447 |
| 67 | 989 | 67 | 987.039 |
| 68 | 871 | 68 | 887.5727 |
| 69 | 944 | 69 | 950.015 |
| 70 | 989 | 70 | 992.5558 |
| 71 | 959 | 71 | 970.5823 |
| 72 | 1003 | 72 | 993.7584 |
| 73 | 1033 | 73 | 1024.13 |
| 74 | 959 | 74 | 1006.393 |
| 75 | 930 | 75 | 917.8348 |
| 76 | 1018 | 76 | 990.7966 |
| 77 | 944 | 77 | 956.7685 |
| 78 | 915 | 78 | 916.2539 |
| 79 | 959 | 79 | 951.6032 |
| 80 | 885 | 80 | 890.3287 |
| 81 | 1048 | 81 | 1027.54 |
| 82 | 959 | 82 | 950.6603 |
| 83 | 959 | 83 | 945.1761 |
| 84 | 1003 | 84 | 992.2312 |
| 85 | 944 | 85 | 928.639 |
| 86 | 900 | 86 | 927.2324 |
| 87 | 900 | 87 | 899.1443 |
| 88 | 930 | 88 | 951.5136 |
| 89 | 915 | 89 | 964.5629 |
| 90 | 944 | 90 | 891.756 |
| 91 | 974 | 91 | 962.87 |
| 92 | 944 | 92 | 915.3611 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 4.9 (Lanjutan)

| Data Aktual | | Data Simulasi Neuron 8 | |
|---|---|---|---|
| Sampel | Output | Sampel | Output |
| 93 | 989 | 93 | 986.6062 |
| 94 | 1018 | 94 | 997.2409 |
| 95 | 974 | 95 | 930.2259 |
| 96 | 871 | 96 | 882.6611 |
| 97 | 915 | 97 | 946.8872 |
| 98 | 974 | 98 | 1006.122 |
| 99 | 944 | 99 | 931.734 |
| 100 | 930 | 100 | 927.4797 |
| 101 | 959 | 101 | 968.5955 |
| 102 | 871 | 102 | 889.363 |
| 103 | 900 | 103 | 915.1298 |
| 104 | 930 | 104 | 930.2455 |
| 105 | 944 | 105 | 961.8772 |
| 106 | 974 | 106 | 954.8377 |
| 107 | 930 | 107 | 932.6105 |
| 108 | 959 | 108 | 958.1131 |
| 109 | 930 | 109 | 953.2806 |
| 110 | 989 | 110 | 970.6069 |

## 5. KESIMPULAN DAN SARAN

### Kesimpulan

Dari hasil analisis dan hasil pembahasan terhadap hasil-hasil percobaan dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut:

1. Kemampuan *Artificial Neural Network* pada semua jaringan untuk melatih *error* merupakan suatu perhitungan yang sensitif. Seperti ditunjukkan pada gambar 4.1 sampai 4.4 dan tabel 4.1 sampai 4.4, sebuah perubahan yang sangat kecil pada pelatihan *error* (MSE) dapat menyebabkan sebuah variasi yang besar terhadap kemampuan simulasi (R).
2. Berdasarkan perbandingan kemampuan simulasi maksimum dari gambar 4.1 sampai 4.4, kemampuan penyamarataan maksimum (R=0.87115) telah dihasilkan pada RTP8-5 dan 8 neuron pada hidden layer. Perbandingan kemampuan penyamarataan maksimum sebuah jaringan telah dibuktikan pada gambar 4.1 sampai 4.4, dengan meningkatkan angka pada *neuron* di *hidden layer* hingga mencapai 8, kemampuan penyamarataannya juga meningkat.

### Saran

Beberapa hal yang dapat menjadi saran sehubungan dengan hasil penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Penelitian ini merupakan suatu metode lain yang digunakan untuk menentukan stabilitas marshall dengan cara meramalkan nilai stabilitas marshall yang akan terjadi jika menggunakan parameter atau bahan campuran yang sama.
2. Penganalisaan terhadap penggunaan neural network toolbox serta pengaruh dari banyak faktor seperti tipe agregat, filler, penambahan zat aditif dan angka untuk data pelatihan, dapat dijadikan sebagai penelitian selanjutnya untuk mengembangkan *Artificial Neural Network*.

## DAFTAR PUSTAKA

Ozgan, E. (2011), *Artificial Neural Network Based Modelling of the Marshall Stability of Asphalt Concrete, Journal of Expert Systems with Applications*, 38(5), 6025-6030.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Kandil., Khaled A. (2013), *Modelling Marshall Stability and Flow for Hot Mix Asphalt Using Artificial Intelligence Techniques, Journal of Nature and Science,* 11(6).

Saffarzadeh, M., and Heidaripanah, A. (2009), *Effect of Asphalt Content on the Marshall Stability of Asphalt Concrete Using Artificial Neural Network, Journal of Transaction A: Civil Engineering,* Sharif University of Technology; Vol. 16, No.1, pp. 98-105.

Heidaripanah, A., and Hasani, A. (2006), *Effect of Crushed Aggregates Percentage On Marshall Stability of Asphalt Concrete Using Artificial Neural Network", Journal of Transportation Research,* Vol. 3, No. 3; Page 173-182.

Flood, I., and Kartam, N. (1997), *Artificial Neural Networks for Civil Engineers; Advanced Features and Application,* American Society of Civil Engineer Expert System and Artificial Intelligence Techniques.

Gerhenson, Carlos. *"Artificial Neural Network for beginners",* Sussex University Press.

Siegfried.(2009), *Perkiraan Profil Perkerasan Menggunakan Metoda Jaringan Syaraf Buatan,* Pusat Penelitian dan Pengembangan Jalan dan Jembatan, Bandung.

Hermawan, Arief. (2006), *Jaringan Saraf Tiruan, Teori dan Aplikasi,* Penerbit Andi, Yogyakarta.

Alawi, M.H. and Rajab, M.I, *"Determination of Optimum Bitumen Content and Marshall Stability Using Neural Networks for Aspaltic Concrete Mixtures",* University of Umm Al-Qura, Kingdom of Saudi Arabia.

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PERENCANAAN CAMPURAN FUNCTIONALLY *GRADED CONCRETE* (FGC) UNTUK MEMBENTUK BETON GRADASI

**Choeririzky Sholikhah[1], Dita Ratnafuri[2], Han Ay Lie[3], Purwanto[4] dan Arif Hidayat[5]**

[1]*Jurusan Teknik Sipil, Universitas Diponegoro, Jl. Prof. Sudarto, Tembalang, Semarang*
*Email : choeri64@gmail.com*
[2]*Jurusan Teknik Sipil, Universitas Diponegoro, Jl. Prof. Sudarto, Tembalang, Semarang*
*Email : ditarafuri@gmail.com*
[3]*Jurusan Teknik Sipil, Universitas Diponegoro, Jl. Prof. Sudarto, Tembalang, Semarang*
*Email : hanaylie@hccnet.nl*
[4]*Jurusan Teknik Sipil, Universitas Diponegoro, Jl. Prof. Sudarto, Tembalang, Semarang*
*Email : purwatrend@gmail.com*
[5]*Jurusan Teknik Sipil, Universitas Diponegoro, Jl. Prof. Sudarto, Tembalang, Semarang*
*Email : arifdedi1@gmail.com*

## ABSTRAK

Bahan beton, diasumsikan homogen dan isotropik pada seluruh penampang elemennya. Ini bertentangan dengan kenyataan, karena dalam praktek pencampuran dan pengecoran beton segar menciptakan kesenjangan dalam campuran dan komposisi bahan. Pada proses pengecoran di lapangan terjadi *segregasi* dan *bleeding*, hal ini akibat gaya gravitasi yang menyebabkan butir-butir agregat kasar yang besar turun ke dasar mendesak air menuju ke permukaan. Kondisi ini akan menciptakan mutu beton di lapangan yang tidak seragam (non-*uniform*) dimana kecenderungan mutu beton pada lapis terbawah lebih baik dibanding dengan mutu beton di lapis teratas. Penelitian *Functionally Graded Concrete* (*FGC*) berupa studi eksperimental dimana beton gradasi dengan mutu yang bervariasi / bergradasi segaja diproduksi untuk meningkatkan efisiensi serta menggali prospek positif dampak lingkungan melalui penghematan semen. Dalam proses *mix design* benda uji beton gradasi digunakan ukuran agregat kasar kecil (split 5/10) dengan penambahan *fly Ash, iron oxide,* dan *viscocrete-10*. Benda uji beton gradasi berupa panel / balok beton berukuran 20x75x75 cm dan balok 15x15x60 cm sebanyak masing-masing 2 (dua) panel *graded concrete* dan serta silinder *control* ukuran 15/30 cm 10 buah, serta silinder *graded* 3 buah. Panel *graded concrete, plain concrete* dan silinder diuji pada umur 28 hari. Metode pengujian beton gradasi ini menggunakan alat uji palu beton (*Hammer*), *Ultrasonic Pulse Velocity* (UPV), *Core Drill* dan *Compression Test Apparatus* serta pengujian *flexural test* dengan *Universal Testing Mechine.* Tujuan penelitian ini adalah untuk memberikan masukkan terhadap prospek efisiensi penggunaan bahan dasar beton untuk kriteria perencanaan struktur, yaitu dengan menghasilkan efisiensi penggunaan semen dalam pengujian lentur murni.

Kata kunci : agregat kasar, *graded concrete, plain concrete, functionally graded concrete* (FGC)

## 1. PENDAHULUAN

Beton merupakan salah satu pendukung penting bangunan (konstruksi) yang terdiri dari campuran agregat, semen dan air. Dalam dekade terakhir penggunaan beton sudah menjadi kebutuhan penting dalam suatu konstruksi baik yang berhubungan dengan bangunan gedung, jembatan, pelabuhan dan bangunan-bangunan lainnya. Keberhasilan pembuatan beton yang dikategorikan sebagai material komposit ini sangat bergantung dari sifat-sifat mekanis material penyusunnya sehingga mutunya akan banyak tergantung pada kondisi material pembentuk ataupun pada proses pembuatannya. Untuk itu kualitas bahan dan proses pelaksanaannya harus dikendalikan agar dicapai hasil yang optimal.

Dalam tulisan ini akan dibahas mengenai konsep perencanaan dan mutu beton terpasang yang tidak seragam dengan membuat perencanaan campuran ( *Mix Design* ) menggunakan mutu berbeda (non-homogen)dalam satu komponen beton. Beton tersebut dibuat secara berlapis (*layer-wise*) tanpa adanya jeda waktu penuangan. Beton dibuat dengan mutu terendah berada di paling bawah, karena untuk mutu beton yang lebih tinggi memiliki nilai kerapatan yang lebih besar sehingga komponennya dapat mendesak komponen mutu di bawahnya. Split yang digunakan adalah split *screening* 5/10. Dengan split yang lebih kecil maka lebih mengisi celah dan turun ke komponen mutu dibawahnya. Dari pertimbangan diatas maka terciptalah beton gradasi yang lebih baik.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

### Komposisi Beton

Beton adalah campuran antara semen portland atau semen hidrolik yang lainnya, agregat halus, agregat kasar dan air, dengan atau tanpa bahan campuran tambahan yang membentuk massa padat. Dari ketiga bahan diatas, semen diperlukan sebagai bahan pengikat, agregat halus diperlukan sebagai *filler* dan agregat kasar diperlukan sebagai penunjang kekuatan, serta air yang berfungsi untuk memicu proses kimiawi semen. Agregat halus dapat berupa pasir alam dan agregat kasar dapat berubah batu alam ataupun berupa batu pecah. (SNI 03-2847-2002)

### Bahan Tambahan

*Fly ash* (abu terbang) adalah material yang berasal dari sisa pembakaran batu bara yang tidak terpakai. Pembakaran batu bara kebanyakan digunakan pada pembangkit listrik tenaga uap. Produk limbah dari PLTU tersebut mencapai 1 juta ton per tahun, Paul Nugraha dan Antoni (2007).

*Superplasticizer* (Sika Viscocrete-10) adalah bahan tambah kimia (*chemical admixture*) yang melarutkan gumpalan-gumpalan dengan cara melapisi pasta semen sehingga semen dapat tersebar dengan merata pada adukan beton dan mempunyai pengaruh dalam meningkatkan kelacakan beton sampai pada tingkat yang cukup besar (Tabel 2).

**Tabel 1**. Data Teknis *Sika Viscocrete-10*

| | |
|---|---|
| Dosis | 0,5 % - 1,8 % dari berat semen |
| Berat Jenis | 1.06 kg/dm$^3$ |
| Umur | 12 bulan |
| Penyimpanan | Ditempat yang teduh, kering |
| Kemasan | 200 kg |

Sumber : PT. Sika Indonesia

### Perencanaan Campuran Beton (*Mix Design*)

Perencanaan dengan dengan cara DOE ini dipakai sebagai standar perencanaan oleh departemen pekerjaan umum di Indonesia, dan dimuat dalam buku standar SNI 03–2834-2000. Pemakaian metode DOE dikarenakan metode ini yang paling sederhana dengan menghasilkan hasil yang akurat, diantaranya penggunaan rumus dan grafik yang sederhana dan kondisi agregat waktu pencampuran beton pada kondisi apapun.

### Penelitian Pendukung Beton Gradasi

Yang (2014) dalam makalahnya menganggap balok kantilever dinilai dengan modulus yang berbeda dalam *tension* dan *compression* balok akibat beban lenturn termasuk lentur murni, gaya geser pada ujung bebas dan tekanan seragam pada bagian lateral atas. Masing masing nilai modulusnya berubah sesuai dengan ketebalan dan koorninatnya. Dengan menggunakan metode semi-inverse, solusi elastisitas diperoleh, yaitu balok yang homogen elastisitasnya mudah berubah . Contoh akhirnya disajikan untuk menunjukkan efek dari bahan non homogen dengan modulus elasti dilapangan yang berbeda dalam balok kantilever.

Bungey dan Madandoust (1994) dalam penelitiannya *Strength variations in lightweight concrete beams.* Pada penelitian ini mengetahui ketidakseragaman nilai kuat tekan pada ketinggian tertentu suatu elemen struktur. Perbedaan kekuatan terjadi paling kecil pada beton mutu tinggi dengan menggunakan *lightweight aggregates* daripada menggunakan agregat jenis *gravel* (Gambar 1).

Mastali et al. (2014) menggunakan serat pada campuran beton yang diaplikasikan sebagai elemen plat. Penambahan serat tersebut dapat meningkatkan daktilitas struktur dan membantu dalam mekanisme penyaluran beban. Shen et al. (2008) menambahkan fiber pada serat tarik elemen balok untuk meningkatkan kapasitas lentur balok. Shen et al. (2008) mempergunakan teknik pemberian tegangan tekan untuk membentuk struktur yang bergradasi. Hasil SEM (*scanning electron microscope*) menunjukkan bahwa prosentase fiber meningkat dari serat bawah balok ke bagian atas.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 3. METODE PENELITIAN

### Rencana Penelitian

Penelitian akan dilakukan dalam beberapa tahapan, yaitu studi literatur, pelaksanaan pengujian di laboratorium, pengambilan data serta analisis data hasil penelitian. Penelitian di laboratorium akan didasarkan pada hasil karakteristik beton yang telah dibuat. Beton yang diuji yaitu beton gradasi dengan mutu beton *f'c* 25 MPa hingga *f'c* 17 MPa. Dimana dimulai dari *f'c* 17 MPa kemudian dilanjutkan ke mutu beton yang lebih tinggi hingga mencapai *f'c* 25 MPa. Mutu yang lebih tinggi memiliki gaya gravitasi lebih besar pula diharapkan partikelnya lebih mudah turun ke bawah, sehingga tingkat gradasi yang dihasilkan menjadi lebih halus. Karakteristik utama yang diperhatikan dalam penelitian ini adalah kuat tekan dan mutu yang bergradasi dari beton tersebut serta gradasi dari materialnnya.

### Pembuatan dan Perawatan Benda Uji

Proses pembuatan benda uji dilakukan di Laboratorium Bahan dan Konstruksi Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Diponegoro Semarang. Pembuatan beton gradasi yang terdiri mutu beton *f'c* 17 MPa, 19 MPa, 21 MPa, 23 MPa dan 25 MPa dilakukan secara bersama-sama, prosedur pembuatan benda uji sesuai tersebut dijabarkan pada langkah-langkah berikut ini :

a. Pembuatan bekisting balok ukuran 20 cm x 75 cm x 75 cm dengan menggunakan kayu multiplex sebagai sisi bekisting dan kayu kaso 4/6 cm sebagai rangkanya. (Gambar 1) adalah bekisting yang akan digunakan untuk cetakan benda uji.



**Gambar 1**. Bekisting balok dan silinder

b. Pencampuran material penyusun (semen, pasir, split, *fly ash, viscocrete-10, iron oxide)* menggunakan *concrete mixer* hingga ketiga material penyusun tersebut homogen. (Gambar 2). Merupakan material yang akan digunakan dalam pembuatan benda uji.



**Gambar 2**. Material untuk beton gradasi

c. Penuangan beton mutu 17 MPa ke dalam cetakan balok berukuran 20 cm x 75 cm x 75 cm yang telah diolesi pelumas sampai ketinggian 15 cm dan silinder 15/30cm hingga ketinggian 6 cm begitu seterusnya hingga mutu beton terakhir sebesar 25 MPa dengan menggunakan teknik zig-zag secara horizontal dalam penuangannya. Kemudian dituangkan pula *plain concrete* pada silinder 15/30 cm dan 10/20cm sebagai silinder kontrol. Proses pembuatan benda uji dapat dilihat pada (Gambar 3).

d. Proses perawatan (curing) silinder 15/30 cm dengan merendamnya kedalam air serta menutupi bekisting balok 20 x75x75 cm dengan karung goni basah dan disirami air secara berkala. Perawatan beton dilakukan selama 28 hari hingga beton mencapai umur maksimal.

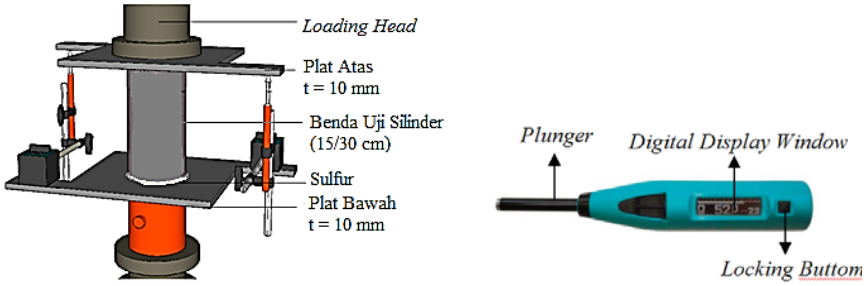
ISBN: 978-602-60286-0-0



**Gambar 3**. Proses pembuatan benda uji

## Pengujian Benda Uji

Pengujian silinder beton gradasi dilakukan pada umur beton 28 hari dengan menggunakan alat uji Tekan HungTa (HT-8391) dengan rate pembebanan sebesar 0,3 MPa/s (ASTM C-39). Benda uji menggunakan sulfur sebagai kaping. set up pengujian beton ditunjukan pada ( Gambar 4. (a)).




**(a)** **(b)**

**Gambar 4. (a)** Detail *setup* pengujian beton gradasi
**(b)** *Concrete test hammer silver Schmidt*

Pengujian Kuat Tekan Beton menggunakan alat *Concrete Test Hammer Silver Schmidt* (Gambar 4. (b)). Metode pengujian ini dilakukan dengan memberikan beban *impact* pada permukaan beton dengan menggunakan suatu massa yang diaktifkan dengan menggunakan energi yang besarnya tertentu. Jarak pantulan yang timbul dari massa tersebut akibat tumbukan yang terjadi dapat memberikan indikasi kekerasan beton tersebut. Standar yang digunakan dalam pengujian ini adalah ASTM C-805.

Pengujian Kuat Tekan Beton dengan UPV (*Ultrasonic Pulse Velocity*) menggunakan alat *ultrasonic pundit lab* (Gambar 5 (a)) dengan metode *direct test. Ultrasonic Pulse Velocity* adalah metode yang digunakan untuk mengukur kecepatan hantaran dari gelombang (*pulse velocity*) ultrasonik yang melewati suatu beton



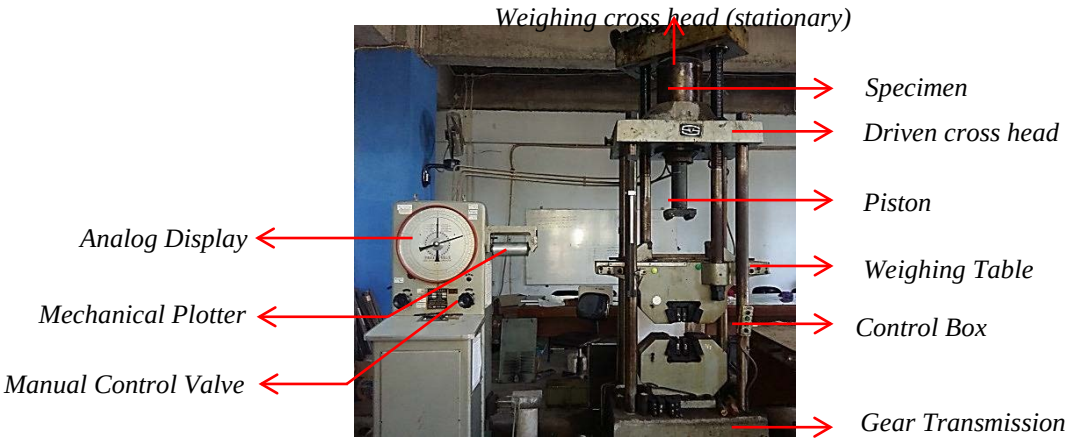

**Gambar 5. (a)** *Ultrasonic Pundit Lab*
**(b)** *Hilti Core Drill model DD 130*

Pengujian Kuat Tekan Beton dengan pengambilan sampel beton dengan *core drill*. Pengujian *core drill* adalah metode yang secara langsung mendeterminasi kekuatan beton sebenarnya pada suatu struktur. Umumnya nilai *core drill* diperoleh untuk mengevaluasi dan menilai apakah kekuatan suatu struktur beton sesuai dengan mutu yang

ISBN: 978-602-60286-0-0

direncanakan, karena sampel *core* itu sendiri diambil secara langsung dari struktur yang diamati *(*ACI 214.4 R-03). Standar atau prosedur dalam menggunakan metode pengujian ini dapat dilihat pada ASTM C-42. Alat yang digunakan adalah *Hilti Core Drill Model DD 130 U* (Gambar 5 (b)) dengan diameter yang digunakan sebesar 3 inch.

Pengujian kuat lentur murni pada balok menggunakan alat *Universal Testing Mechine* dapat dilihat pada Gambar 6. *Output* dari pengujian lentur murni menggunakan alat tersebut adalah Beban Maksimum (N) yang menyebabkan balok runtuh yang kemudian dikonversikan menjadi *Modulus of Rapture* (MPa).

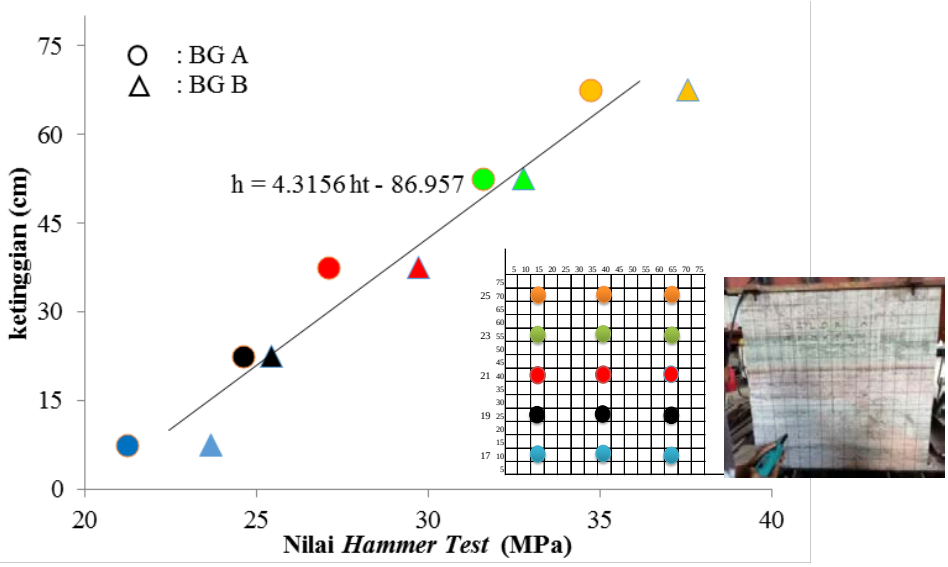



**Gambar 6.** *Universal Testing Machine* (UTM)

## 4. HASIL DAN ANALISA

### Hasil Pengujian dan Analisa *Hammer Test* Balok (20x 75 x 75 cm)

Hasil pengujian *hammer test* (Tabel 2) untuk mendapatkan nilai kuat tekan rencana. Skema dan grafik hubungan nilai *rebound hammer* dengan ketinggian balok sebagai acuan analisa (Gambar 7) .




**Gambar 7.** Skema pengujian dan grafik hubungan nilai *Hammer Test* dengan ketinggian balok

**Tabel 2.** Tabel Hasil pengujian *Hammer Test*

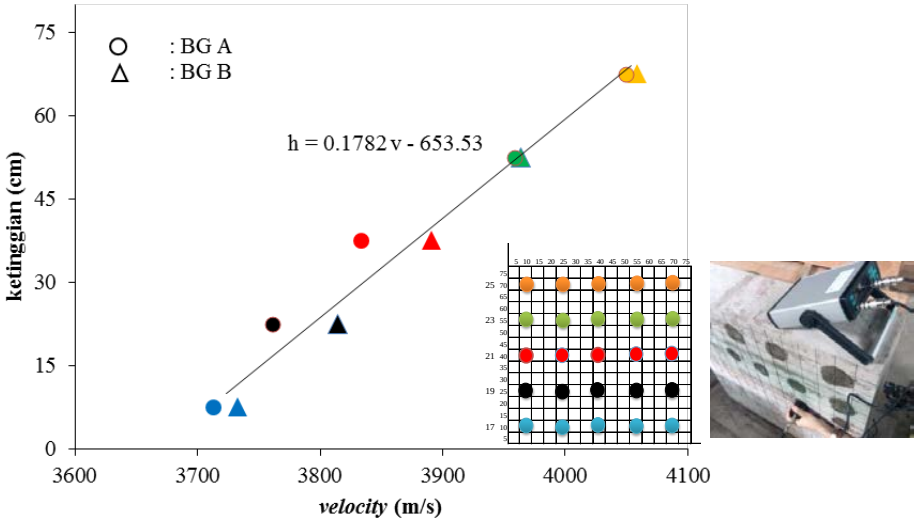
| Hasil *Rebound Hammer* (MPa) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Kode | 17 | 19 | 21 | 23 | 25 |
| Balok A | 23.67 | 24.62 | 29.73 | 32.76 | 37.56 |
| Balok B | 21.22 | 25.44 | 27.09 | 31.58 | 34.72 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

Berdasarkan hasil pengujian kuat tekan beton dengan *rebound hammer* didapatkan bahwa kuat tekan yang dihasilkan lebih besar dari kuat tekan rencana. *Rebound hammer* menunjukan kuat tekan pada daerah permukaan beton.

## Hasil Pengujian dan Analisa UPV (*Ultrasonic Pulse Velocity*) Balok ( 20 x75 x 75 cm)

Hasil pengujian UPV akan didapat nilai cepat tambat gelombang pada beton (*velocity)* (Tabel 3). Skema dan grafik hubungan *velocity* dengan ketinggian balok sebagai acuan analisa (Gambar 8) .




**Gambar 8.** Skema pengujian dan grafik hubungan nilai *velocity* dengan ketinggian balok

**Tabel 3.** Tabel Hasil pengujian UPV

| | Nilai velocity (m/s) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Kode | 17 | 19 | 21 | 23 | 25 |
| Balok A | 3734 | 3815 | 3891 | 3964 | 4059 |
| Balok B | 3713 | 3761 | 3833 | 3959 | 4049 |

Nilai *velocity* berpengaruh pada kualitas beton, maka dari itu perlu adanya analisa penilaian kualitas beton berdasarkan kecepatan gelombang (Tabel 4)

**Tabel 4.** Tabel Kualifikasi Beton Berdasarkan Kecepatan Gelombang

| Kec. Gelombang Longitudinal (km/s) | Kualitas Beton |
|---|---|
| >4.5 | Sangat Bagus |
| 3.5-4.5 | Bagus |
| 3.0-3.5 | Diragukan |
| 2.0-3.0 | Jelek |
| <2.0 | Sangat Jelek |

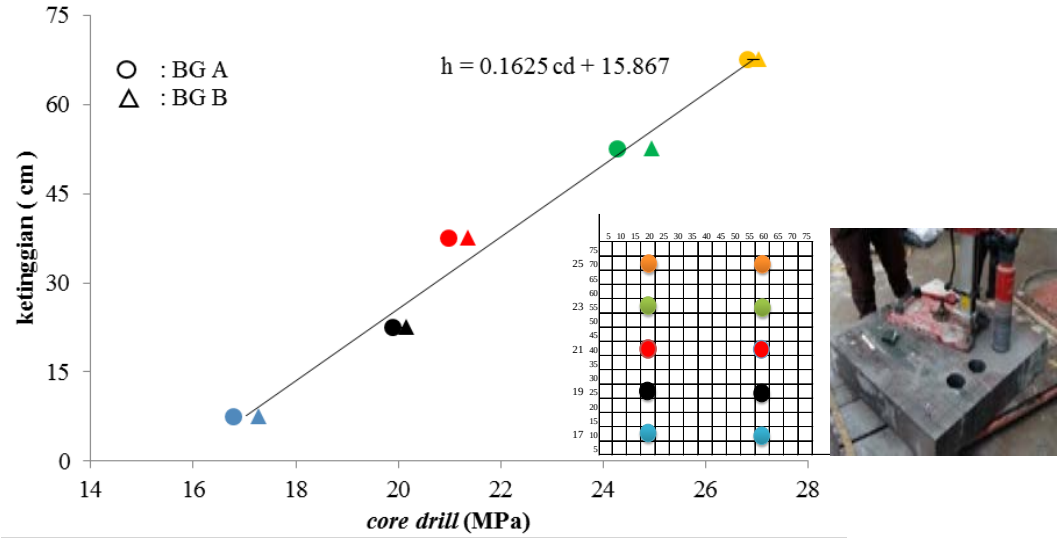
Sumber *: International atomic energy agency, 2002:110*

Dari tabel kualifikasi beton (Tabel 4) dapat disimpulkan bahwa hasil pengujian kecepatan gelombang dengan UPV (*Ultrasonic Pulse Velocity*) menghasilkan kualitas beton dalam *range* ‘Bagus’.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## Hasil Pengujian dan Analisa *Core Drill* Balok (20 x 75 x 75 cm)

Silinder 7/14 cm hasil *core drill* kemudian diuji *compression test* untuk mendapatkan nilai kuat tekan dari silinder *core drill* (Tabel 5). Skema dan grafik hubungan *core drill* dengan ketinggian balok sebagai acuan analisa (Gambar 9) .




**Gambar 9.** Skema pengujian dan grafik hubungan nilai *core drill* dengan ketinggian balok

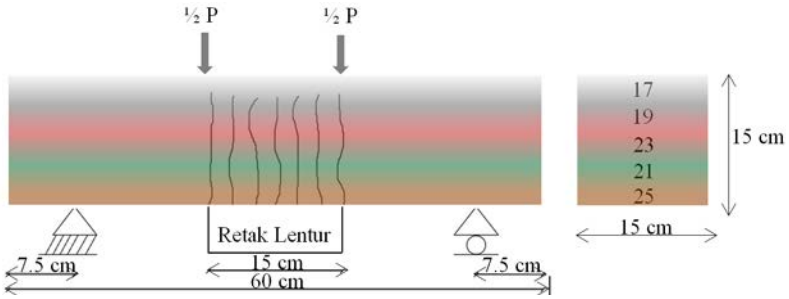
**Tabel 5.** Tabel Hasil pengujian *Compression Test* hasil *Core Drill*

| Nilai Kuat Tekan Core Drill ( MPa) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| kode | 17 | 19 | 21 | 23 | 25 |
| Balok A | 17.29 | 20.17 | 21.36 | 24.97 | 27.05 |
| Balok B | 16.79 | 19.89 | 20.99 | 24.27 | 26.81 |

Hasil pengujian kuat tekan beton dari silinder hasil *core drill* pada Tabel 8 sesuai dengan kuat tekan yang direncanakan. Maka dari ini nilai pengujian *core drill* diyakini memiliki hasil kuat tekan paling benar.

## Hasil Pengujian Lentur Murni Balok (15 x 15 x 60 cm)

Pengujian kuat lentur murni balok graded 15x15x60 cm dengan kondisi mutu beton tinggi berada di bawah, karena beton yang lebih tinggi memiliki perilaku yang lebih getas dengan tujuan mendapatkan nilai kuat lentur murni yang lebih besar. Seperti disajikan dalam Gambar 10. Dan untuk hasil pengujian kapasitas lentur balok 15x15x60 cm (Tabel 6) yang kemudian dilakukan perbandingan dengan perhitungan teoritis untuk balok homogen.




**Gambar 10.** Ilustrasi pengujian kuat lentur murni balok 15x15x60 cm

ISBN: 978-602-60286-0-0

**Tabel 6** Hasil pengujian kapasitas lentur murni balok 15x15x60 cm

| Kode | Bidang Patah (cm) | Beban maximum (P) (N) | Panjang Bentang antar 2 Tumpuan (L) (mm) | Lebar Balok (b) (mm) | Tinggi Balok (h) (mm) | *Modulus of Rupture* $\sigma_{mr}$ = PL / bh² (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| BG 1 | 35 | 37000 | 450 | 150 | 150 | 4.93 |
| BG 2 | 33.5 | 32000 | 450 | 150 | 150 | 4.27 |

**Tabel 7** Perhitungan teoritis kuat lentur untuk balok homogen

| Mutu Beton (MPa) | Beban Sendiri Q = V*ɣ (N) | *Modulus of Rupture* $\sigma_{mr}$ = PL / bh² (MPa) | | | Beban *Ultimate* Pu = $\sigma_{mr}$*bh²/L (MPa) | | | P = Pu-Q (N) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 12% | 15% | 20% | 12% | 15% | 20% | 12% | 15% | 20% |
| 17 | 324 | 2,04 | 2,55 | 3,40 | 15300 | 19125 | 25500 | 14976 | 18801 | 25176 |
| 19 | 324 | 2,28 | 2,85 | 3,80 | 17100 | 21375 | 28500 | 16776 | 21051 | 28176 |
| 21 | 324 | 2,52 | 3,15 | 4,20 | 18900 | 23625 | 31500 | 18576 | 23301 | 31176 |
| 23 | 324 | 2,76 | 3,45 | 4,60 | 20700 | 25875 | 34500 | 20376 | 25551 | 34176 |
| **25** | **324** | **3,00** | **3,75** | **5,00** | **22500** | **28125** | **37500** | **22176** | **27801** | **37176** |

Beban Maksimum dari pengujian lentur murni balok gradasi Tabel 6 dibandingkan dengan perhitungan teoritis balok homogen dari mutu 17 MPa hingga 25 MPa dan didapatkan hasil bahwa nilai Beban Maksimum yang mampu menyebabkan keruntuhan balok gradasi pada pengujian lentur murni adalah setara dengan Beban Maksimum pada perhitungan teoritis balok homogen mutu 25 MPa.

### Analisa Efisiensi Semen Balok (15 x 15 x 60 cm)

Balok gradasi dengan mutu f'$_c$ (17-25) MPa memiliki nilai beban maksimum yang dapat menyebabkan keruntuhan balok setara dengan balok homogen *f*'$_c$ 25 MPa. Maka, dilakukan perhitungan penggunaan semen (Tabel 8) untuk balok 15x15x60 cm untuk mengetahui besarnya efisiensi semen.

**Tabel 8.** Penggunaan semen balok 15x15x60 cm

| Balok homogen | | Balok *graded* | | | Penghematan semen *graded concrete* (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| Mutu (MPa) | Berat semen/ balok homogen (kg) | Presentase semen per layer (%) | Berat semen per layer (kg) | Total semen balok *graded* (kg) | |
| 17 | 5.981 | 20% | 1.196 | | |
| 19 | 6.238 | 20% | 1.248 | | |
| 21 | 6.495 | 20% | 1.299 | 6.483 | **7.047** |
| 23 | 6.726 | 20% | 1.345 | | |
| 25 | 6.974 | 20% | 1.395 | | |

Dari Tabel 8 dapat dilihat bahwa efisiensi semen yang didapat adalah sebesar 7.047 %.

## 5. KESIMPULAN DAN SARAN

### Kesimpulan

Dari hasil analisis dan pembahasan diperoleh kesimpulan sebagai berikut :

1. Dalam pengujian kuat tekan beton menggunakan alat *hammer test* didapat bahwa kuat tekan beton dari atas ke bawah semakin mengecil, begitu pula dengan pengujian UPV dan *core drill*.

ISBN: 978-602-60286-0-0

2. Pengujian beton dengan menggunakan alat UPV ( *Ultrasonic Pulse Velocity*) didapatkan nilai cepat rambat gelombang yang menunjukan beton dalam kualitas bagus.
3. Pengujian *core drill* memiliki nilai kuat tekan paling mendekati dengan mutu rencana.
4. Dalam pengujian lentur murni didapatkan bahwa Beban maksimum yang didapatkan pada balok gradasi $f'_c$ (17-25) MPa setara dengan balok homogen $f'_c$ 25 MPa
5. Efisiensi semen untuk balok gradasi dengan pengujian lentur murni adalah 7.047 %.

**Saran**

1. Sebelum melakukan pengecoran hendaknya campuran beton yang dipakai harus terkontrol. Pengontrolan dilakukan dengan melakukan uji *slump*. Uji *slump* beton dimaksudkan untuk menentukan tingkat *workability*. Kekakuan dalam suatu campuran beton menunjukkan berapa banyak air yang digunakan. Untuk itu uji *slump* menunjukkan apakah campuran beton kekurangan, kelebihan, atau cukup air.
2. Sebaiknya lama pengadukan dan teknik pemadatan beton harus diperhatikan agar tidak terjadi *honeycomb* pada beton sehingga menghasilkan beton dengan permukaan yang rata, homogen dan isotropik.
3. Untuk penelitian selanjutnya mengenai beton gradasi diharapkan menggunakan suatu alat/teknologi pembuatan gradasi yang lebih valid dan modern sehingga dapat meminimalisasi kesalahan *input* maupun *output* data baik secara teknis ataupun non teknis. Dengan adanya alat otomatis yang dapat mengatur gradasi mutu beton sesuai yang diinginkan, akan lebih efisien dibandingkan dengan pembuatan gradasi secara manual.

## DARTAR REFERENSI

American Civil Institute.

American Society for Testing Materials. (2009). *Anual Book of ASTM Standars : Section For Construction.*ASTM International Standars Worldwide.

Birman, V., Byrd, L.W., (2007). “Modeling and analysis of functionally graded materials and structures”. Appl. Mech. Rev. 60, 195-216.

Bungey, J.H. and Madandoust, R. (1994), “Strength variations in lightweight concrete beams”. Cement and Concrete Composites, 16, 49–55

Mastali, M., Mastali, M., Abdollahnejad, Z., Ghasemi Naghibdehi, M., K. Sharbatdar, M. (2014).”Numerical evaluations of functionally graded rc slab”s. Hindawi Publishing Corporation, Chinese Journal of Engineering, Volume 2014, 20 pages

Nugraha. P dan Antoni. (2007). *Teknologi Beton*. Penerbit Andi, Yogyakarta.

Shen, B., Hubler, M., Paulino, G. H., Struble, L. J., (2008). “Functionally-graded fiberreinforced cement composite: Processing, microstructure, and properties”. Cement and Composites 30, 663-673.

Standar Nasional Indonesia.

Teychenne, D. C., Franklin, R. E. and Erntroy, D. W. (1997). *Design of normal concrete mixes.* Buliding Research Establishment Ltd., Watford, UK

Yang, B., Ding, H.J., Chen, W.Q. (2012). “Elasticity solutions for functionally graded rectangular plates with two opposite edges simply supported”. Appl. Math. Model. 36, 488-503.B

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PENGARUH PENGGUNAAN PASIR SILIKA SEBAGAI BAGIAN BAHAN AGREGAT HALUS DALAM CAMPURAN AC-WC TERHADAP KARAKTERISTIK MARSHALL

**Harmiyati**

*Program Studi Teknik Sipil, Universitas Islam Riau, Jl. Kaharuddin Nasution No. 113 Pekanbaru*
*Email: mimipur@gmail.com*

## ABSTRAK

Salah satu jenis perkerasan jalan yang digunakan adalah *AC-Wearing Course* yang biasanya tersusun dari agregat kasar, agregat halus, *filler* dihampar dan dipadatkan dalam keadaan panas. Pada umumnya pasir adalah salah satu bahan atau material yang digunakan dalam perkerasan jalan. Pemanfaatan pasir yang berasal dari sumber yang berbeda dengan bahan lainnya, yang kemungkinan memiliki kualitas yang berbeda mulai banyak diteliti sebagai bagian agregat halus dalam campuran aspal panas salah satunya pasir silika. Pasir silika di Provinsi Riau bisa didapatkan di Pulau Rupat Utara. Pemanfaatan pasir silika tersebut perlu dilakukan penelitian tentang perbandingan dengan pasir biasa terhadap perkerasan lentur *AC-WC.* Pada penelitian ini menggunakan Spesifikasi Bina Marga 2010 Perkerasan jalan Divisi keenam. Komposisi didapat setelah melakukan serangkaian pengujian. Pemeriksaan dan pengujian dilakukan meliputi analisa saringan, berat jenis dan penyerapan agregat, pembuatan benda uji dan pengujian *marshall* terhadap campuran. Hasil pengujian *Marshall* di laboratorium, campuran aspal diperoleh agregat kasar sebesar 22,12%, agregat medium sebesar 44,77%, abu batu sebesar 23,96% dan pasir sebesar 9,15%. Nilai stabilitas pada campuran 100% pasir silika dengan kadar aspal optimum 4,3% mengalami kenaikan dari jumlah pasir silika yang kurang dari 100%. Pada pengujian diperoleh nilai karaktristik *marshall* (*stabilitas, flow, VMA, VFA, VIM dan MQ*), nilai stabilitas pada kombinasi komposisi 100% pasir silika + 0% pasir biasa memberikan hasil tertinggi yaitu sebesar 2522,04 kg dan nilai *flow* terendah pada komposisi 50% pasir silika + 50% pasir biasa yaitu sebesar 3mm. Dari hasil yang diperoleh pasir silika memberikan hasil yang cukup baik untuk dijadikan alternatif sebagai agregat halus karena memenuhi persyaratan Bina Marga.

Kata Kunci: *Stabilitas*, *Flow*, Karakteristik *Marshall*, Pasir Silika.

## 1. PENDAHULUAN

Jalan adalah sarana transportasi darat yang merupakan salah satu unsur terpenting dalam usaha memperlancar proses pembangunan serta menunjang laju pertumbuhan diberbagai bidang, khususnya dibidang transportasi. Tumbuh dan berkembangnya perekonomian suatu daerah tergantung kepada ketersediaan sarana dan prasarana transportasi. Hal ini tentu saja akan menimbulkan tuntutan akan penyediaan sarana dan prasarana angkut jalan raya yang baik. Salah satu faktor penunjangnya adalah harus stabilnya perkerasan jalan tersebut. Material perkerasan jalan merupakan salah satu faktor utama yang menentukan kestabilan perkerasan jalan. Perkerasan harus dibuat dari bahan dengan kualiatas/mutu yang baik. Dalam pembuatan perkerasan tersebut menggunakan jenis aspal minyak sebagai bahan perekat lapis permukaan lapis perkerasan lentur dan aspal jenis tersebut sangat mudah diperoleh. Aspal alam yaitu aspal buton sebagai tambahan bahan perekat. Aspal buton sebagai alternatif untuk meningkatkan kestabilan perkerasan jalan. Campuran ini merupakan campuran aspal dan agregat dengan gradasi menerus yang dicampur, dihampar lalu dipadatkan dalam keadaan panas. Campuran agreagat tersebut terdiri dari agregat kasar, agregat halus dan *filler*. *Filler* yang pada umumnya digunakan dalam konstruksi perkerasan jalan yaitu abu batu yang persediaannya yang terbatas, sehingga harganya menjadi relatif mahal maka perlu diusahakan jalan keluar atas permasalahan tersebut dengan pencarian alternatif pemanfaatan bahan-bahan lain yang lebih ekonomis.

Di Pulau Rupat Utara Provinsi Riau banyak terdapat pasir *silika* atau nama lainnya pasir *kuarsa*, pasir *silika* adalah bahan galian yang terdiri atas kristal-kristal *silika* dan mengandung senyawa pengotor yang terbawa selama proses pengendapan. Untuk memanfaatkan penggunaan pasir *silika* tersebut perlu adanya penelitian tentang perbandingan penggunaan pasir *silika* terhadap perkerasan lentur dalam campuran AC-WC. Dari hal tersebut, maka perlu dilakukan upaya untuk pemanfaatan pasir silika yang ada di Pulau Rupat Utara untuk menjadikan pasir silika sebagai bahan untuk agregat halus dalam campuran AC – WC terhadap karakteristik *Marshall*.

## 2. ASPAL

*AC-WC (Asphalt Concrete -Wearing Course)* atau lapisan Aus merupakan salah satu lapisan perkerasan yang berhubungan langsung dengan ban kendaraan, yang kedap air, tahan terhadap cuaca, dan mempunyai kekesatan yang disyaratkan, adapun spesifikasi untuk gradasi agregat pada campuran *AC Wearing Course* dapat dilihat di Tabel 1.

Tabel 1. Spesifikasi Gradasi Campuran *AC-Wearing Course* (Dinas Pekerjaan Umum, 2005)

| Ukuran Ayakan | | Gradasi Kasar |
|---|---|---|
| ASTM | (*mm*) | |
| $1^{1/2"}$ | 37,5 | - |
| 1 | 25 | - |
| 3/4" | 19 | 100 |
| 1/2" | 12,5 | 90-100 |
| 3/8" | 9,5 | 72-90 |
| No. 4 | 4,75 | 43-63 |
| No. 8 | 2,36 | 28-39,1 |
| No. 16 | 1,18 | 19-25,6 |
| No. 30 | 0,600 | 13-19,1 |
| No. 50 | 0,300 | 9-15,5 |
| No. 100 | 0,150 | 6-13 |
| No.200 | 0,175 | 4-10 |

Dari hasil pemadatan carnpuran agregat berdasarkan spesifikasi gradasi agregat pada Tabel 1 maka komposisi pemakaian agregat dengan aspal hendaknya dapat menjamin bahwa asumsi-asumsi rencana mengenai kadar aspal efektif *(Asphalt Content)* rongga udara *(airvoid)* stabilitas *(stability)* sampai batasan kelelehan plastis *(flow)* benar-benar terpenuhi sesuai dengan persyaratan atau ketentuan sifat-sifat campuran yang telah ditetapkan Ketentuan sifat-sifat campuran AC *Wearing Course* dapat dilihat pada Tabel 2.

Tabel 2. Ketentuan sifat-sifat campuran *AC Wearing Course* Untuk Lalu lintas berat (Spesifikasi Bina Marga, 2010)

| Sifat - sifat Campuran | | Laston | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Lapis Aus | | Lapis Antara | | Pondasi | |
| | | Halus | Kasar | Halus | Kasar | Halus | kasar |
| Kadar aspal efektif (%) | | 5,1 | 4,3 | 4,3 | 4,0 | 5,1 | 3,5 |
| Penyerapan Aspal (%) | Maks | 1,2 | | | | | |
| Jumlah tumbukan per bidang | | 75 | | | | | 112(1) |
| Rongga dalam campuran (%)(2) | Min | 3,5 | | | | | |
| | Maks | 5,0 | | | | | |
| Rongga dalam Agregat (VMA) (%) | Min | 15 | | 14 | | 13 | |
| Rongga Terisi Aspal (%) | Min | 65 | | 63 | | 60 | |
| Stabilitas *Marshall* (kg) | Min | 800 | | | | 1800(1) | |
| | Maks | - | | | | - | |
| Pelelehan (mm) | Min | 3 | | | | 4,5(1) | |
| *Marshal quotient* (kg/mm) | Min | 250 | | | | 300 | |
| Stabilitas *marshall* sisa (%) setelah Perendaman selama 24 jam, $60^0$C(3) | Min | 90 | | | | | |
| Rongga dalam campuran (%) pada Kepadatan membal (*refusal*) (4) | Min | 2,5 | | | | | |
| Stabilitas Dinamis, Lintasan/mm | Min | 2500 | | | | | |

### Kadar Aspal Dalam Campuran

Kadar aspal yaitu persentase berat aspal terhadap campuran agregat yang telah ditentukan. Kadar aspal dalam campuran beton aspal adalah kadar aspal efektif yang rnembungkus atau menyelimuti butir-butir agregat, mengisi pori antar *agregat*, ditambah dengan kadar aspal yang akan terserap masuk ke dalam pori masing-masing butir agregat. Biasanya kadar aspal campuran telah ditetapkan dalam spesifikasi sifat campuran, maka untuk rancangan campuran di laboratorium digunakan kadar aspal tengah. Kadar aspal tengah yaitu nilai tengah dan rentang kadar aspal dalam spesifikasi campuran.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Perkiraan awal kadar aspal tengah dan rancangan campuran aspal dapat ditentukan dengan mempergunakan rumus dibawah ini:

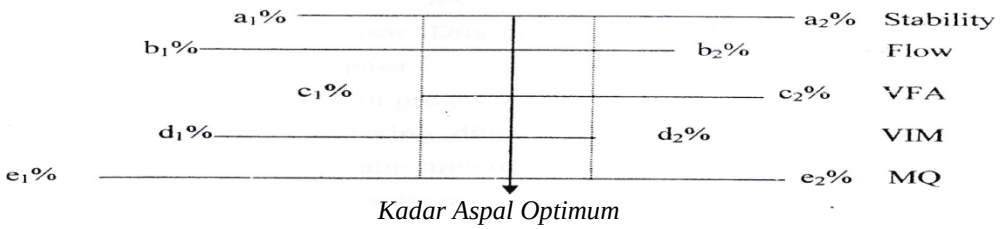
$$Pb = 0.035\ (\%\ CA) + 0.045\ (\%\ FA) + 0{,}18\ (\%\ Filler) + K \quad (1)$$

Dimana :

| | | |
|---|---|---|
| Pb | = | kadar aspal tengah/ideal % terhadap berat campuran |
| CA | = | persen agregat tertahan saringan No. 8 |
| FA | = | persen agregat lolos saringan No. 8 dan tertahan saringan No. 200 |
| K | = | konstanta 0,5-1,0 untuk laston |
| | = | konstanta 2,0-3,0 untuk lataston. |

Dari perkiraan awal kadar aspal, didapatkan nilai kadar aspal optimum yaitu nilai tengah dan rentang kadar aspal yang memenuhi semua spesifikasi campuran. Kadar aspal optimum (KAO) ditentukan setelah pengujian *marshall,* dengan membuat diagram hubungan antara sifatteknis campuran yang paling berpengaruh ***(****stabilitas,Flow, VMA, VFA, VIM dan MQ)* dengan persen kadar aspal.

Penentuan kadar aspal optimum ditentukan sesuai dengan persyaratan batasan sifat-sifat teknis campuran, seperti ilustrasi pada gambar 1.




Gambar 1. Diagram Penetuan Kadar Aspal Optimum (Sukirman, 1995)

Maka Kadar Aspal Optimum = $\frac{c_1+d_1}{2}$ (2)

## Karakteristik *Marshall*

Karakteristikcampuran panas agregat aspal dapat diukur dari sifat-sifat Marshall yang ditujukan pada nilai-nilai sebagai berikut :

1. *Stability*/ Stabilitas
   Stabilitas merupakan kemampuan lapis keras untuk menahan deformasi akibat beban lalu lintas yang bekerja diatasnya tanpa mengalami perubahan bentuk tetap seperti gelombang, alur dan naiknya aspal kepermukaan. Nilai stabilitas dari benda uji didapat dari pembacaan arloji stabilitas alat tekan*Marshall*. Angka ini dikoreksi dengan angka kalibrasi alat dan angka koreski ketebalan benda uji.
   Rumus stabilitas adalah ;
   $$Q = P\ x\ 0\ x\ koreksi\ volume\ benda\ uji \quad (3)$$
   Dimana :
   P = Kalibarasi Proving ring pada 0
   0 = Nilai pembacaan arloji stabilitas
2. *Void in Minerale Aggregate* (VMA)
   VMA adalah rongga udara antara butir agregat dalam campuran agregat aspal padat, termasuk rongga udara dan kadar aspal efektif, yang merupakan persen volume rongga di dalam agregat yang terisi oleh aspal, dinyatakan dalam persen terhadap total volume dengan rumus :
   $$VMA = 100 - j \quad (4)$$
   Dimana : *J* = Persentase volume agregat
3. *Void in The Mix* (VITM)
   VITM merupakan persentasi rongga yang terdapat dalam rongga campuran, didapat dengan rumus sebagai berikut :
   $$VIM = 100 - i - j \quad (5)$$
   Dimana :
   *i* = Prosentase volume aspal
   *j* = Prosentase volume agregat

ISBN: 978-602-60286-0-0

4. *Void Filled With Asphalt* (VFWA)
   VFWA merupakan persentasi rongga terisi aspal pada campuran setelah mengalami proses pernadatan, didapat dari rumus sebagai berikut :

$$VFA = i/l \quad (6)$$

   Dimana :
   $i$ = Persentase volume aspal
   $l$ = Persentase rongga agregat
5. *Flow /* Kelelehan
   Kelelehan adalah besarnya deformasi vertical sample yang terjadi pada awal pembebanan sehingga stabilitas menurun, yang menunjukkan besarnya deformasi yang terjadi pada lapisan perkerasan akihat menahan beban yang diterimanya. Nilai *flow = f* didapat dari pembacaan arloji flow yang menyatakan deformasi benda uji dalam satuan 0,01 mm
6. *Marshall Quotient*
   *Marshall Quotient* merupakan hasil bagi antara stabilitas dengan *flow*. Perhitungan nilai *Marshall Quentient* didasarkan atas rumus :

$$MQ = S/r \quad (7)$$

   Dimana :
   S = Nilai Stabilitas Terpasang (Kg)
   $r$ = Nilai kelelehan (mm)
   $MQ$ = Nilai *Marshall Quentient* (Kg/mm)
7. Kepadatan / *Density*
   *Density* merupakan tingkat kerapatan campuran setelah campuran dipadatkan. Nilai density dihitung dengan rumus :

$$g = c/f \quad (8)$$
$$f = d - e \quad (9)$$

   Dimana :
   $c$ = Berat benda uji sebelum direndam (gram)
   $d$ = Berat benda uji jenuh air (gram)
   $e$ = Berat benda uji dalam air (gram)
   $f$ = Isi benda uji (ml)
   $g$ = Berat isi benda uji (gram/ml)

Dari hasil pengujian campuran aspal panas tersebut maka dikoreksi dengan angka koreksi *Stability* dengan kalibrasi alat = 19,513 kg seperti di bawah ini :

Tabel 3. Koreksi Stability (Sukirman, 2003)

| VOLUME | TINGGI (Cm) | KOREKSI |
|---|---|---|
| 457 – 470 | 5,72 | 1,19 |
| 471 – 482 | 5,87 | 1,14 |
| 483 – 495 | 6,03 | 1,09 |
| 496 – 508 | 6,19 | 1,04 |
| 509 – 522 | 6,35 | 1,00 |
| 523 – 535 | 6,4 | 0,96 |
| 536 – 545 | 6,51 | 0,93 |
| 547 – 559 | 6,67 | 0,89 |
| 560 – 573 | 6,83 | 0,86 |
| 574 – 585 | 7,14 | 0,83 |

## 3. METODE PENELITIAN

Metode penelitian ini menggunakan studi eksperimental dengan mengacu kepada Spesifikasi Umum Bina Marga Devisi 6, 2010 (revisi 2) yang dilaksanakan di Laboratorium Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Riau Pekanbaru.

### Bahan dan Alat Penelitian

1. Material yang digunakan dalam penelitian ini antara lain :
   a. Agregat kasar, agregat sedang, pasir (sungai Kampar), abu batu didapatkan dari AMP Vira Jaya, Kampar dan pasir silika yang digunakan berasal dari Pulau Rupat Utara

ISBN: 978-602-60286-0-0

b. Aspal produksi pertamina dengan penetrasi 60/70 didapatkan dari AMP Vira Jaya, Kampar dan Aspal Buton diperoleh dari AMP Vitra Wika jalan Lintas Timur, Pelalawan.

2. Peralatan yang digunakan dalam penelitian ini adalah mengunakan peralatan Laboratorium Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Riau. Peralatan yang dipakai adalah :
   a. Peralatan Pengujian Analisa saringan (*Sieve Analisys*) mengacu pada AASHTO T 27-88 atau SNI. 03-1969-1990.
   b. Peralatan pengujian berat jenis dan penyerapan dilakukan terhadap agregat kasar dan agregat sedang. Berat jenis ini digunakan untuk mendapatkan berat jenis efektif dari campuran aspal. Pengujiannya memakai standar SNI. 03-1969-1990 (AASHTO T 85-74) untuk agregat kasar, untuk agregat sedang SNI. 03-1970-1990 (AASHTO T 84-74). Sedangkan untuk agregat halus SNI. 03-1970-1990 (AASHTO T 84-88)
   c. Peralatan Pengujian Kelekatan Aspal Terhadap Agregat (AASHTO T 182-84 atau SNI. 03-2439-1901)
   d. Peralatan Pengujian *Sand Equivalent* (AASHTO T 176-76)
   e. Peralatan pembuatan benda uji (Bina Marga)
   f. Peralatan pengujian *marshall* (SNI 06-2489-1991) atau AASTHO T 245-90)

## 4. HASIL

### Hasil Distribusi Ukuran Butiran Agregat

Dalam penelitian ini pemeriksaan analisa saringan dimaksudkan sebagai pegangan dalam menentukan penggabungan agregat dalam campuran aspal. Data yang didapat dari hasil perhitungan analisa sarinagan agregat kasar, agregat medium, agregat halus (abu batu) dan pasir dapat dilihat pada table 4 persen lolos agregat dan grafik pembagian susunan butiran masing-masing agregat yang lolos.

Tabel 4. Persen Lolos Aggregat

| Ukuran Saringan | | % LOLOS AGREGAT | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Inchi** | **Mm** | **KASAR** | **MEDIUM** | **HALUS** | **PASIR** |
| 1" | 25,4 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| 3/4" | 19,1 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| 1/2" | 12,7 | 54,66 | 100 | 100 | 100 |
| 3/8" | 9,5 | 32,97 | 100 | 100 | 100 |
| No.# 4 | 4,75 | 12,42 | 29,97 | 100 | 100 |
| No.# 8 | 2,38 | 6,90 | 17,80 | 65,53 | 92,92 |
| No.# 16 | 1,18 | 5,37 | 15,57 | 40,21 | 85,00 |
| No.# 30 | 0,6 | 4,12 | 12,75 | 22,78 | 74,57 |
| No.# 50 | 0,3 | 2,89 | 10,49 | 17,12 | 23,33 |
| No.# 100 | 0,15 | 1,41 | 8,14 | 12,24 | 4,42 |
| No.# 200 | 0,075 | 0,62 | 6,74 | 9,25 | 1,95 |

### Hasil Perhitungan Gabungan Agregat

Komposisi campuran *AC-WC* yang terdiri dari 4 fraksi yaitu agregat kasar, medium, abu batu dan pasir dengan cara matrik adalah 22,12% untuk agregat kasar, 44,77% agregat medium, 23,96% agregat abu batu dan 9,15% pasir. Presentase pemakaian agregat tersebut dikalikan dengan persentase lolos masing-masing agregat sehingga didapatkan gradasi agregat gabungan. Gradasi agregat gabungan ini harus memenuhi persyaratan atau spesifikasi Bina Marga untuk capuran aspal *AC-WC*. Hasil perhitungan komposisi campuran dapat dilihat pada Tabel 5.

Tabel 5. Hasil Gradasi Aggregat Gabungan Campuran *AC-WC* (Analisa Data)

| Ukuran Saringan | | % LOLOS AGREGAT | | | | % PEMAKAIAN AGREGAT | | | | Agg | SPEk. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Inchi** | **Mm** | **KASAR** | **MEDIUM** | **HALUS** | **PASIR** | **KASAR** | **MEDIUM** | **HALUS** | **PASIR** | **Gabungan** | |
| | | | | | | **22,12** | **44,77** | **23,96** | **9,15** | | |
| **1''** | **25,4** | 100 | 100 | 100 | 100 | 22,12 | 44,77 | 23,96 | 9,15 | 100 | |
| **3/4''** | **19,1** | 100 | 100 | 100 | 100 | 22,12 | 44,77 | 23,96 | 9,15 | 100 | 100 |
| **1/2''** | **12,7** | 54,66 | 100 | 100 | 100 | 12,09 | 44,77 | 23,96 | 9,15 | 89,97 | 90 – 100 |
| **3/8''** | **9,5** | 32,97 | 100,00 | 100 | 100 | 7,29 | 44,77 | 23,96 | 9,15 | 85,171 | 72 – 90 |
| **No.# 4** | **4,75** | 12,42 | 29,97 | 100 | 100 | 2,75 | 13,42 | 23,96 | 9,15 | 49,274 | 43 – 69 |
| **No.# 8** | **2,38** | 6,90 | 17,80 | 65,53 | 92,92 | 1,53 | 7,97 | 15,70 | 8,50 | 33,701 | 28 - 39.1 |
| **No.# 16** | **1,18** | 5,37 | 15,57 | 40,21 | 85,00 | 1,19 | 6,97 | 9,63 | 7,78 | 25,568 | 19 - 25.6 |
| **No.# 30** | **0,6** | 4,12 | 12,75 | 22,78 | 74,57 | 0,91 | 5,71 | 5,46 | 6,82 | 18,9 | 13 - 19.1 |
| **No.# 50** | **0,3** | 2,89 | 10,49 | 17,12 | 23,33 | 0,64 | 4,70 | 4,10 | 2,14 | 11,573 | 9 - 15.5 |
| **No.# 100** | **0,15** | 1,41 | 8,14 | 12,24 | 4,42 | 0,31 | 3,65 | 2,93 | 0,40 | 7,293 | 6 – 13 |
| **No.# 200** | **0,075** | 0,62 | 6,74 | 9,25 | 1,95 | 0,14 | 3,02 | 2,22 | 0,18 | 5,550 | 4 – 10 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

## Hasil Pengujian Berat Jenis dan Penyerapan Agregat Kasar dan Halus

Hasil pengujian berat jenis (*Spesific gravity*) dan penyerapan (*Absorption*) baik untuk agregat kasar, agregat sedang, abu batu dan pasir dapat dilihat pada tabel 6.

Tabel 6. Batasan Gradasi Aggregat Gabungan Untuk Campuran Aspal

| Ukuran Ayakan (mm) | % Berat Yang Lolos Terhadap Total Aggregat Dalam Campuran | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Gradasi Halus | | | Gradasi Kasar | | |
| | WC | BC | BASE | WC | BC | BASE |
| 37,5 | | | 100 | | | 100 |
| 25 | | 100 | 90 – 100 | | 100 | 90 – 100 |
| 19 | 100 | 90 – 100 | 73 – 90 | 100 | 90 – 100 | 73 – 90 |
| 12,5 | 90 – 100 | 74 – 90 | 61 – 79 | 90 – 100 | 71 – 90 | 55 – 76 |
| 9,5 | 72 – 100 | 64 – 82 | 47 – 67 | 72 – 90 | 58 – 80 | 45 – 66 |
| 4,75 | 54 – 69 | 47 – 64 | 39,5 – 50 | 43 – 63 | 37 – 56 | 28 - 39,5 |
| 2,36 | 39,1 – 53 | 34,6 – 49 | 30,8 – 37 | 28 - 39,1 | 23 - 34,6 | 19 - 26,8 |
| 1,18 | 31,6 – 40 | 28,3 – 38 | 24,1 – 28 | 19 - 25,6 | 15 - 22,3 | 12 - 18,1 |
| 0,600 | 23,1 – 30 | 20,7 – 28 | 17,6 – 22 | 13 - 19,1 | 10 - 16,7 | 7 - 13,6 |
| 0,300 | 15,5 – 22 | 13,7 – 20 | 11,4 – 16 | 9 - 15,5 | 7 - 13,7 | 5 - 11,4 |
| 0,150 | 9 – 15 | 4 – 13 | 4 – 10 | 6 – 13 | 5 – 11 | 4,5 – 9 |
| 0,075 | 4 – 10 | 4 – 8 | 3 – 6 | 4 – 10 | 4 – 8 | 3 – 7 |

Tabel hasil pengujian berat jenis (*Specific Gravity*) dan penyerapan agregat diatas, dapat dijelaskan bahwa agregat tersebut memenuhi persyaratan yang ditentukan dan layak digunakan sebagai bahan campuran perkerasan aspal. Syarat berat jenis minimum 2,5serta penyerapan tidak lebih dari 3% dan persyaratan ini biasa digunakan sebagai pedoman. Selanjutnya dapat digunakan pada perhitungan tabel pengujian *Marshall.*

## Hasil Perhitungan Perkiraan Awal Kadar Aspal Tengah (Pb)

Setelah persentase gradasi agregat campuran didapat maka selanjutnya ditentukan perkiraan awal kadar aspal tengah rancangan (Pb), dimana perhitungannya untuk campuran *AC-WC* adalah sebagai berikut:

Persen agregat tertahan saringan nomor 8 (CA) = 66,299%
Persen agregat lolos nomor 8 tertahan Nomor 200 (FA) = 28,151%
Persen agregat lolos saringan Nomor 200 (*filler*) (c) = 5,550%
Konstanta (0,5 – 1,0) untuk lapis aspal beton dipakai = 0,8

Pb =0,035(CA) + 0,045 (FA) + 0,18 (*Filler*) + Konstanta
=0,035 (66,299%) + 0,045 (28,151%) + 0,18 (5,550%) + 0,8%
= 2,320 + 1,266 + 0,999 + 0,8
=5,385% (pembulatan mendekati angka 0,5 terdekat)
= 5%

Dari hasil perhitungan di atas, didapat perkiraan awal kadar aspal tengah (Pb) yaitu sebesar 5% sehingga dapat ditentukanlah untuk kadar aspal campuran *AC Wearing Course*dimulai dari 4%, 4,5%, 5%, 5,5% dan 6% sesuai dengan diisyaratkan dalam spesifikasi Departemen PU, 2006.

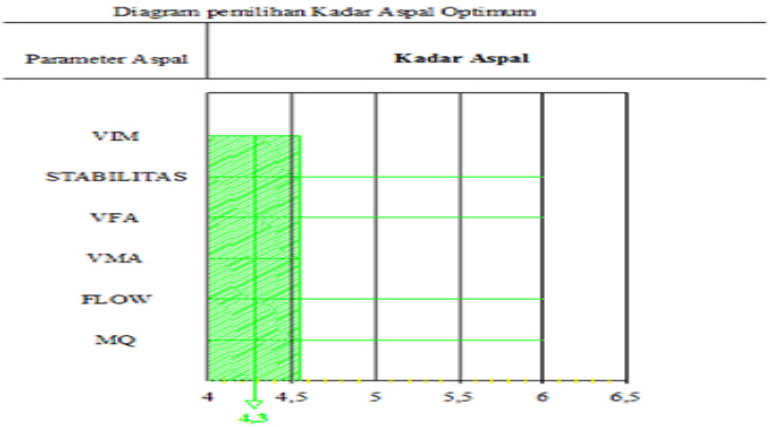
## Kadar Aspal Optimum (KAO)

Kadar aspal optimum ditentukan berdasarkan standar Bina Marga yaitu dengan metode pita yang menggunakan parameter *marshall*yaitu menjabarkan grafik hasil stabilitas, kelelahan plasis (*flow*), *VIM*,*VMA*, *VFA* dan *Marshall Quotient (MQ)*. Dalam penelitian ini akan mencari terlebih dahulu kadar aspal optimum yang akan digunakan dalam pencampuran setiap kombinasi yang akan direncanakan.

Tabel 7. Kadar Aspal Optimum

| Parameter | Spesifikasi | Satuan |
|---|---|---|
| VIM | 3,5-5 | % |
| STABILITAS | > 800 | Kg |
| VFA | > 65 | % |
| VMA | > 15 | % |
| FLOW | > 3 | Mm |
| MQ | > 250 | kg/mm |

ISBN: 978-602-60286-0-0



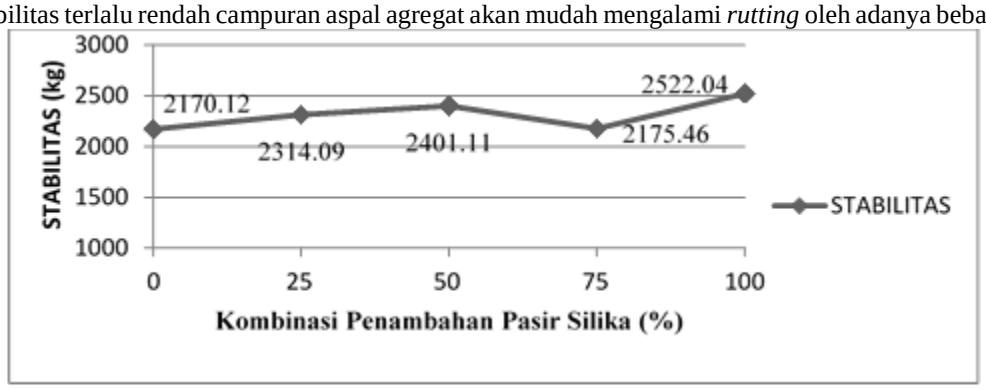

Gambar 2. Grafik KAO

KAO merupakan pembagian bagi dua antara nilai berbagai macam spesifikasi yang memenuhi antara penjumlahan batas (a) dan bawah (b) dibagi 2. KAO = $\frac{a+b}{2} = \frac{4+4,6}{2} = 4,3$ yang mana syaratnya terdiri atas nilai kadar aspal yang berbeda dan memenuhi atau lebih dari syarat spesifikasi yang ditetapkan. Kadar aspal optimum dengan komposisi *filler* 100% abu batu. Setelah KAO didapat maka dilanjutkan dalam proses pengujian Marshall dengan standar aspal yang digunakan dikunci pada KAO yaitu kadar aspal yang digunakan adalah 4,3% dan dilakukan pengujian untuk mengetahui apakah layak KAO ini didapat untuk komposisi yang berbeda atau tidak.

## Hasil Pengujian Marshall

### Stabilitas

Stabilitas terjadi karena adanya gesekan antara butir agregat, pengikat atau penguncian antara partikel agregat daya lekat yang baik dari aspal dan kadar aspal dalam campuran. Nilai stabilitas di pengaruhi oleh kualitas agregat, bentuk dan ukuran agregat, tekstur permukaan agregat dan gradasi agregat. Nilai stabilitas yang yang terlalu tinggi menyebabkan campuran menjadi terlalu kaku. Hal ini berakibat perkerasan mudah retak bila menerima beban. Tapi bila nilai stabilitas terlalu rendah campuran aspal agregat akan mudah mengalami *rutting* oleh adanya beban lalu lintas.




Gambar 3. Hubungan Stabilitas Dengan Variasi Penambahan Pasir Silika Pada Kadar Aspal Optimum**.**

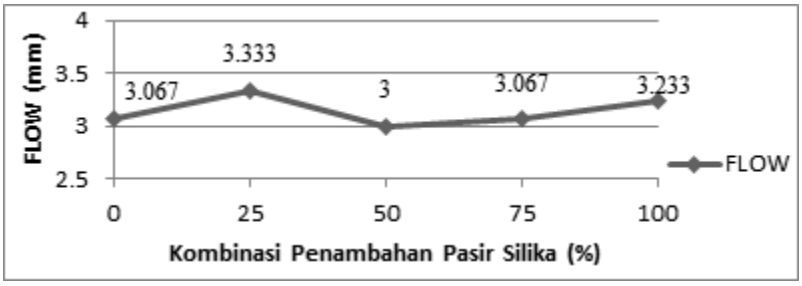
Dari hasil penelitian, hubungan stabilitas dengan variasi penambahan pasir silika pada kadar aspal optimum nilai stabilitas cenderung meningkat seiring dengan penambahan campuran pasir silika, hanya pada campuran 75% pasir silika mengalami penurunan dan nilai stabilitas tertinggi pada campuran 100% pasir silika. Nilai stabilitas yang terlalu tinggi mengakibatkan lapisan cenderung kaku dan cepat mengalami retak.

### Kelelehan (flow)

*Flow* (kelelehan) merupakan besarnya perubahan bentuk plastis suatu benda uji campuran agregat yang terjadi akibat pembebanan yang dilakukan sampai batas keruntuhan dinyatakan dalam panjang dapat dilihat pada gambar 4.

Grafik hubungan *flow* dengan variasi penambahan pasir silika pada kadar aspal optimum cenderung mengalami naik turun. Seperti terlihat pada gambar 5.3nilai *flow*tertinggi terjadi pada campuran 25% pasir silika + 75% pasir biasa sedangkan terendah pada campuran 50% pasir silika + 50% pasir biasa. *AC-WC* sebagai lapisan perkerasan diharapkan tidak mempunyai nilai *flow* yang terlalu rendah dan stabilitas yang terlalu tinggi karena mengakibatkan campuran menjadi kaku dan gentas sehingga mudah retak yang akhirnya akan menyebabkan lapisan tidak akan bertahan lama.

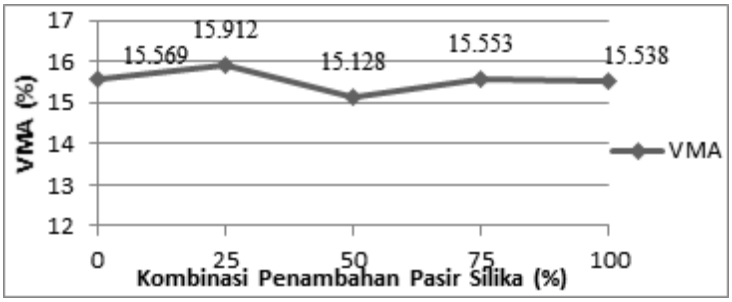
ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 4. Hubungan *Flow* Dengan Variasi Penambahan Pasir Silika Pada Kadar Aspal Optimum.

## Rongga Dalam Mineral Agregat (Void In Mineral Aggregat / VMA)

Nilai *VMA* tergantung pada ukuran mineral agregat, tekstur permukaan agregat, bentuk partikel agregat dan metode pemadatannya. Bina Marga mengisyaratkan nilai minimum dari *VMA* untuk campuran *AC-WC* adalah 15%.

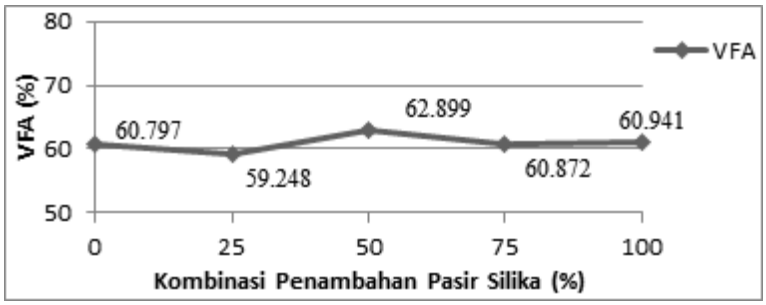



Gambar 5. Hubungan VMA Dengan Variasi Penambahan Pasir Silika Pada Kadar Aspal Optimum

Rongga diantara mineral agregat (*Voids in Mineral Aggregate, VMA* ) volume rongga yang terdapat diantara partikel agregat campuran beraspal yang telah dipadatkan. Grafik hubungan VMA dengan variasi penambahan pasir silika pada kadar aspal optimum membentuk garis naik turun Nilai *VMA* pada campuran 0% Pasir silika + 100 pasir biasa didapat nilai sebesar 15,569kg ,pada campuran 25% Pasir Silika + 75% pasir biasa sebesar15,912kg,pada campuran 50% Pasir Silika + 50% pasir biasa di dapat nilai sebesar 15,128kg, pada campuran75% Pasir Silika sebesar 15,553kg dan pada campuran 100% Pasir Silika sebesar 15,538kg.

## Rongga Terisi Aspal (*Void Filled with Asphalt* / VFA)

Spesifikasi Bina Marga 2010 mensyaratkan nilai *VFA* adalah 65%. Untuk memperoleh campuran perkerasan yang awet maka rongga-rongga antara agregat harus terisi aspal yang cukup untuk mendapatkan lapisan aspal yang baik. Dari hasil pengujian nilai *VFA* pada campuran variasi penambahan pasir silika pada kadar aspal optimum cenderung mengalami naik turun. Nilai tertinggi tertinggi pada campuran 50% pasir silika.

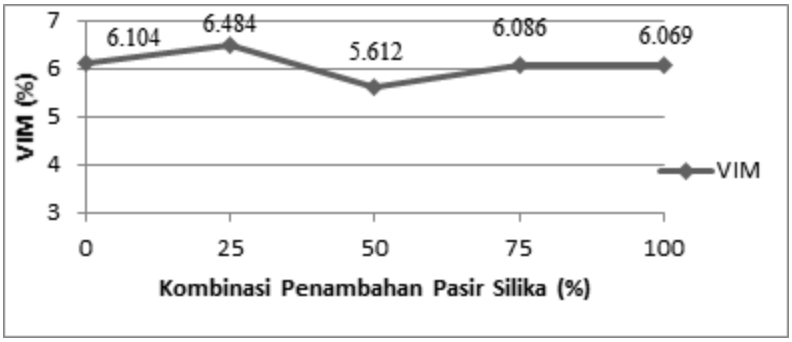



Gambar 6. Hubungan *VFA* Dengan Variasi Penambahan Pasir Silika Pada Kadar Aspal Optimum.

## Rongga Dalam Campuran (*Void In The Mix* / VIM)

Nilai VIM (*Void In The Mix*) merupakan ukuran yang umum dikaitkan dengan durabilitas dan kekuatan dari campuran perkerasan. Nilai VIM yang kecil akan memberikan campuran yang kedap air sehingga akan meningkatkan kemampuan campuran terhadap tahanan gelincir.

ISBN: 978-602-60286-0-0

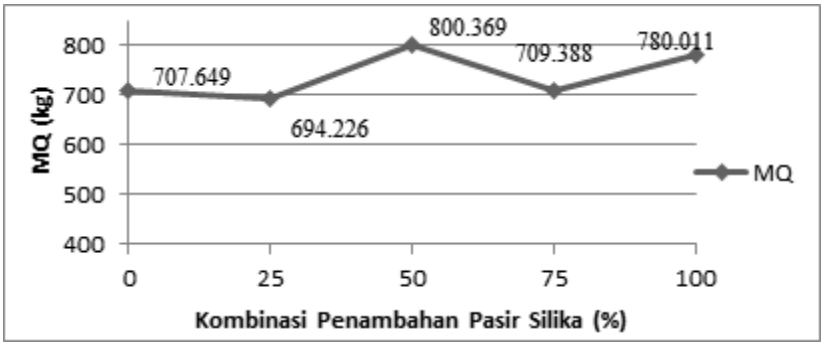



Gambar 7. Hubungan*VIM* Dengan Variasi Penambahan Pasir Silika Pada Kadar Aspal Optimum

Dari hasil penelitian nilai *VIM* cenderung menalami naik turun dengan variasi penambahan pasir silika pada kadar aspal optimum. Pada ketentuan sifat campuran laston (AC) Bina Marga 2010 standar yang ditentukan untuk nilai VIM adalah 3,5% - 5% untuk nilai yang diharuskan untuk spesifikasi. Jika nilai *VIM* terlalu tinggi akan mengakibatkan meningkatnya proses oksidasi aspal yang dapat mempercepat penuaan aspal dan sebaliknya jika nilai *VIM* terlalu rendah akan mengakibatkan aspal meleleh keluar (*bleeding*) pada saat memikul beban lalu lintas dan juga sesuai dengan sifatnya.

## Marshall Quotient (MQ)

Nilai *MQ* menunjukan kekakuan pada lapisan perkersan. Nilai *Marshall Quotiont (MQ)* yang rendah menunjukan lapisan perkersan tersebut lembek atau terlalu lentur dan kurang stabilitasnya sehingga mudah bergelombang. Sedangkan jika nilai *Marshall Quotiomt (MQ)* yang semakin besar akan menyebabkan lapisan perkersan menjadi mudah retak dan kaku.




Gambar 8. Hubungan *MQ* Dengan Variasi Penambahan Pasir Silika Pada kadar aspal optimum

Pada kadar aspal optimum, nilai *MQ* yang diperoleh untuk semua campuran dengan variasi penambahan pasir silika pada kadar aspal optimum memenuhi standar Bina Marga yang mengisyaratkan minimum 250 kg/mm. dari hasil penelitian, nilai *MQ* yang diperoleh terjadi penurunan dan peningkatan terutama peningkatan terjadi pada komposisi 50% pasir silika + 50% pasir biasa pada campura *AC-WC.*

Tabel 8. Hasil analisa karakteristik Marshall

| Variasi komposisi Pasir | KAO (%) | Stabilitas (kg) | VFA (%) | VIM (%) | VMA (%) | Flow (mm) | MQ (kg/mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Spesifikasi | - | >800 | >65 | 3,5-5 | >15 | >3 | >250 |
| 100% Pasir biasa | 4,3 | 2170,12 | 60,797 | 6,104 | 15,569 | 3,1 | 707,649 |
| 75% Pasir biasa + 25% pasir silika | 4,3 | 2314,09 | 59,248 | 6,484 | 15,912 | 3,3 | 694,226 |
| 50% Pasir biasa + 50% pasir silika | 4,3 | 2401,11 | 62,899 | 5,612 | 15,128 | 3,0 | 800,369 |
| 25% Pasir biasa + 75% pasir silika | 4,3 | 2175,46 | 60,872 | 6,086 | 15,553 | 3,1 | 709,388 |
| 100% pasir silika | 4,3 | 2522,04 | 60,941 | 6,069 | 15,538 | 3,3 | 780,011 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

Dari hasil pengujian karakteristik Marshall tersebut pada campuran 100% pasir biasa 0% pasir silika nilai yang memenuhi spesifikasi yaitu pada nilai Stabilitas, *VMA*, *Flow* dan *MQ*, pada campuran 75% pasir biasa 25% pasir silika nilai yang memenuhi spesifikasi yaitu pada nilai Stabilitas, *VMA*, *Flow* dan *MQ*, pada campuran 50% pasir biasa 50% pasir silika nilai yang memenuhi spesifikasi yaitu pada nilai Stabilitas, *VMA*, *VIM*, *Flow* dan *MQ*, pada campuran 75% pasir silika 25% pasir biasa nilai yang memenuhi spesifikasi yaitu pada nilai Stabilitas, *VMA*, *Flow* dan *MQ*, dan pada campuran 100% pasir silika 0% pasir biasa nilai yang memenuhi spesifikasi yaitu pada nilai Stabilitas, *VMA*, *Flow* dan *MQ*. Untuk setiap campuran hampir semua memenuhi spesifikasi hanya pada nilai *VFA* dan *VIM* yang kurang memenuhi spesifikasi. Pada campuran 50% pasir biasa 50% pasir silika nilai *VIM* memenuhi spesifikasi yaitu sebesar 5,612%. Tetapi untuk nilai *VFA* semua tidak memenuhi spesifikasi hanya saja hampir mendekati pada spesifikasi. VFA rongga terisi aspal pada campuran setelah mengalami pemadatan yang dinyatakan dalam persen campuran setelah mengalami proses pemadatan terhadap rongga butiran agregat. VFA yang terlalu tinggi dapat menyebabkan aspal naik kepermukaan pada temperature yang tinggi, sedangkan nilai VFA yang terlalu rendah menyebabkan campuran bersifat porous dan mudah teroksidasi.

## 5. KESIMPULAN

1. Pada *Asphalt Concrete-Wearing Course* (AC-WC) pen 60/70 yang berasal dari AMP Vira Jaya nilai stabilitas dengan 100% pasir silika + 0% pasir biasa lebih besar dari pada nilai stabilitas 0% pasir silika + 100 pasir biasa. Nilai *Flow* pada campuran 25% pasir silika + 75% pasir biasa dan 75% pasir silika + 25% pasir biasa memiliki nilai yang lebih tinggi yaitu sebesar 3,3 mm dan nilai terendah pada campuran 50% pasir silika + 50% pasir biasa yaitu sebesar 3 mm. Untuk VMA nilai yang tertinggi yaitu pada campuran 25% pasir silika + 75% pasir biasa yaitu sebesar 15,912% dan untuk nilai VIM nilai tertinggi juga terdapat pada campuran 25% pasir silika + 75% pasir biasa yaitu sebesar 6,484%. Sedangkan nilai MQ nilai tertinggi yaitu pada campuran 50% pasir silika + 50% pasir biasa dan 100% pasir silika + 0% pasir biasa, nilai terendah terjadi pada campuran 25% pasir silika + 75% pasir biasa. Untuk nilai VFA tidak ada yang dapat memenuhi spesifikasi hanya saja hampir mendekati nilai spesifikasi yaitu pada campuran 50% pasir silika + 50% pasir biasa sebesar 62,899%.
2. Dari hasil analisa karakteristik marshall campuran aspal minyak dan aspal buton terhadap pasir silika yang memiliki nilai stabilitas yang baik yaitu pada campuran 100% pasir silika sebesar 2522,04 kg, kemudian pada campuran 50% pasir silika + 50% pasir biasa yaitu sebesar 2401,11 kg. Dari hasil yang diperoleh pasir silika memberikan hasil yang cukup baik untuk dijadikan alternatif sebagai agregat halus karena memenuhi persyaratan Bina Marga.

## DAFTAR PUSTAKA

Departemen Pekerjaan Umum (2005). *Spesifikasi Gradasi Campuran AC-WC.* Direktorat Jenderal Bina Marga.

Departemen Pekerjaan Umum (2006). *Lapis Resap Pengikat Dan Lapis Perekat.* Divisi Enam, Direktorat Jenderal Bina Marga.

Departemen Pekerjaan Umum (2010). *Perkerasan Aspal*. Divisi Enam, Direktorat Jenderal Bina Marga.

Hardiyanto (2004). *Pemeliharaan Jalan Raya*. Penerbit Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta.

Laboratorium Transportasi Dan Jalan Raya (2011).”Diktat Pedoman Praktikum Aspal dan Jalan Raya”. Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Islam Riau, Pekanbaru.

Sukirman, Silvia (1999). *Perkerasan Lentur Jalan Raya*, Granit, Jakarta.

Sukirman, Silvia (2003). *Beton Aspal Campuran Panas*, Granit, Jakarta

Suprapto (2004). *Bahan dan Struktur Jalan Raya.* Edisi Ketiga, Penerbit Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta.

ISBN: 978-602-60286-0-0

# GERABAH SEBAGAI AGREGAT KASAR PADA BETON

**Kane Ligawan[1], Angelina Eva Lianasari[2]**

*[1]Program Studi Teknik Sipil, Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Jl. Babarsari No. 44 Yogyakarta*
*Email: kane.ligawan@gmail.com*
*[2] Program Studi Teknik Sipil, Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Jl. Babarsari No. 44 Yogyakarta*
*Email: eva@mail.uajy.ac.id*

## ABSTRAK

Penggunaan beton ringan sebagai bahan konstruksi merupakan salah satu cara untuk membuat bangunan menjadi ringan dan tahan akan gempa bumi. Massa bangunan yang ringan memperkecil kerusakan yang disebabkan oleh gempa bumi. Pembuatan beton ringan harus menggunakan agregat khusus. Agregat khusus beton ringan dapat diperoleh dari alam secara langsung atau membutuhkan proses produksi terlebih dahulu. Berlatar belakang hal tersebut maka penulis melakukan penelitan dengan melakukan pembuatan agregat kasar ringan dengan gerabah. Penelitian ini diawali dengan pemilihan jenis tanah liat untuk agregat, pembentukan (proses produksi agregat), dan pembakaran hingga menjadi keras. Agregat kasar ringan tersebut diuji menurut ketentuan ASTM C330-89. Hasil pengujian menunjukkan agregat kasar ringan yang terbuat dari tanah liat tersebut memenuhi sebagian besar syarat pada ASTM C330-89, kecuali pengujian $Fe_2O_3$ dan hilang pijar yang belum dapat dilakukan pengujiannya. Dalam penelitian ini juga mengaplikasikan agregat ringan tersebut dalam pembuatan beton untuk mengetahui sifat mekanik beton ringan. Untuk meningkatkan kuat tekan diberikan tambahan *silica fume* dengan variasi digunakan sebesar 0%, 3%, 6.5%, dan 10% dari berat semen, untuk mempermudah pengerjaan ditambahkan Sika ViscoCrete 1003 dengan kadar 0.2% dari berat semen. Hasil penelitian menunjukkan bahwa beton dalam penelitian ini belum tergolong beton ringan karena memiliki berat lebih dari 1920 kg/cm$^3$. Rata – rata kuat desak benda uji silinder beton tertinggi umur 28 hari sebesar 20.929 MPa dengan *silica fume* sebesar 6.5%. Penggunaan agregat kasar gerabah dalam campuran beton, membuat beton dalam penelitian ini memiliki penyerapan air lebih dari 5%, sehingga tergolong beton yang tidak kedap air.

Kata kunci: gerabah, beton, kuat desak

## 1. PENDAHULUAN

Beton ringan merupakan beton yang memiliki berat volume yang lebih ringan dibandingkan beton normal pada umumnya. Penggunaan beton ringan dalam dunia konstruksi sudah mulai banyak dikenal oleh penyedia maupun pemakai jasa konstruksi. Salah satu alasan beton ringan banyak digunakan adalah berat volume yang lebih ringan sehinga memperkecil kerusakan ketika terjadi gempa bumi. . Dalam pembuatannya, beton ringan menggunakan campuran agregat khusus untuk beton ringan. Agregat khusus beton ringan dapat diperoleh dari alam secara langsung maupun dari proses produksi terlebih dahulu. Dewasa ini, beton ringan dibuat dengan campuran batu apung atau agregat ringan buatan atau foam bahkan memanfaatkan limbah. Namun, pada umumnya kuat desak yang dihasilkan oleh beton ringan tersebut belum cukup besar untuk digunakan sebagai beton struktural.

Dalam penelitian ini diawali dengan pembuatan agregat kasar yang terbuat dari gerabah sebagai agregat kasar beton ringan serta dilakukan penambahan *silica fume* dan *superplasticizer.* Pengujian agregat kasar mengacu pada semua pengujian pada ASTM C330 kecuali pengujian kadar $Fe_3O_2$ dan hilang pijar, sedangkan agregat kasar mengacu pada ASTM C33. *Silica fume* dan *superplasticizer* digunakan sebagai bahan tambah yang diharapkan akan meningkatkan kuat desak beton. Penelitian ini bertujuan meneliti agregat gerabah sebagai agregat kasar beton dan melihat pengaruh penambahan *silica fume* pada beton ringan tersebut.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

Penelitian mengenai beton ringan struktural dengan agregat kasar berupa bola keramik telah dilakukan oleh Herbudiman (1998). Dalam penelitian tersebut dilakukan pembuatan benda uji dengan 5 varian yaitu beton tanpa agregat kasar, beton normal, beton dengan pecahan genteng sebagai agregat kasar, beton dengan bola keramik sebagai agregat kasar, dan beton dengan campuran bola keramik ditambahkan pecahan genteng sebagai agregat kasar. Hasil penelitian tersebut menunjukkan bahwa penggunaan bola keramik dapat menurunkan berat jenis beton normal hingga 1,9972 t/m$^3$ dan kuat desak yang dicapai sebesar 11,1391 MPa.

Penelitian mengenai beton yang menggunakan agregat yang berbahan dasar tanah liat juga dilakukan oleh Prabowo dan Wibowo (2013). Penelitian tersebut menggunakan limbah dari produksi genteng yang wujudnya menyerupai fly ash sebagai bahan pengganti agregat halus pada campuran beton. Mix design yang digunakan mengacu pada SNI 03-2834-1993. Dalam penelitian tersebut terdapat beberapa variasi persentase tambahan limbah pabrik genteng pada komposisi campuran beton yaitu 0%, 5%, 10%, dan 15% terhadap berat pasir. Kuat desak terbesar dari hasil penelitian diperoleh pada beton mutu K500 adalah beton dengan proporsi limbah sebesar 15% dengan kuat desak sebesar 811 kg/cm$^2$.

Penelitian mengenai pemanfaatan limbah bahan padat pembuatan beton normal dilakukan oleh Febriyatno (2014). Limbah bahan padat yang digunakan adalah pecahan ubin, pecahan genteng dan pecahan batu alam sebagai agregat kasar. Beton dengan campuran pecahan ubin dan pecahan genteng tidak mencapai kuat desak yang direncanakan, namun berat jenis yang dicapai sudah mencapai 1,9 gr/cm$^3$ dengan kuat desak 126.67 kg/cm$^2$ pada umur 7 hari.

Penelitian mengenai beton ringan dengan agregat batu apung dilakukan oleh Susilo (2012). Dalam penelitian tersebut digunakan silica fume sebagai bahan pengganti semen, sedangkan untuk bahan tambahnya digunakan Sikamen NN sebanyak 3,98% dan plastimen vz 0,7% dari berat semen. Penggunaan silica fume dalam penelitian ini dibagi menjadi 6 variasi, yaitu 0%, 3%, 6%, 9%, 12%, dan 15% dari berat semen. Dari penelitian tersebut didapatkan kadar silica fume optimum sebesar 9% dengan menghasilkan kuat desak yang paling tinggi yaitu sebesar 21,2 MPa.

Penelitian mengenai perilaku susut pada beton dilakukan oleh Bermansyah (2005). Pada penelitian digunakan silica fume sebagai bahan pengganti semen. Variasi silica fume yang digunakan adalah sebesar 0%, 3%, 5%, 7%, dan 10%. Variasi silica fume sebesar 7% mengalami susut terbesar pada umur 56 hari, hal tersebut menunjukkan bahwa silica fume berperan penting dalam memperkecil susut beton sehingga mengurangi keretakan.

Penelitian mengenai pengaruh bahan tambah silica fume dan superplasticizer terhadap kuat desak beton mutu tinggi telah dilakukan oleh Zai(2014). Mix design yang digunakan mengacu pada ACI dengan kuat rencana 70 MPa. Dalam penelitian ini terdapat beberapa variasi silica fume yaitu 0%, 5%, 10%, 15%, dan 20% dari berat semen dengan bahan tambah superplasticizer 2% dari berat semen. Hasil penelitian menunjukkan bahwa kadar 10% silica merupakan kadar optimum dan dapat menghasilkan kuat desak hingga 84,93 MPa. Penambahan kadar silica fume membuat tingkat workability semakin rendah.

Dalam penelitian ini agregat kasar yang digunakan adalah agregat kasar untuk beton ringan. Standar pengujian agregat kasar untuk beton ringan mengacu pada ASTM C330 dan SNI 03-2461.Pada bahan penyusun agregat kasar terdapat syarat yang harus terpenuhi sebagai bahan konstruksi antara lain tidak mengandung lumpur lebih dari 2% dan zat organik yang tinggi. Agregat kasar yang digunakan sebaiknya memiliki variasi ukuran butir dan memiliki berat satuan volume maksimum 880 kg/m$^3$. Hasil *soundness test* yang diizinkan sebesar 12%. Sedangkan agregat halus yang digunakan adalah agregat halus untuk beton normal. Standar pengujian agregat halus untuk beton normal mengacu pada ASTM C33 dan SNI S-04-1989-F. Pada bahan penyusun agregat halus terdapat syarat yang harus terpenuhi sebagai bahan konstruksi antara lain yaitu tidak mengandung lumpur lebih dari 5% dan zat organik yang tinggi. Pasir yang digunakan sebaiknya memiliki modulus halus butir berkisar antara 2,3 – 3,1 dan maksimum penyerapan air sebesar 3%

Menurut Tjokrodimuljo (1992) berdasarkan berat jenisnya, agregat halus secara umum dapat dibedakan menjadi 3 tipe yaitu agregat berat memiliki berat jenisnya lebih dari 2,8 yang berasal dari Magnetic ($Fe_3O_4$), Barites ($BaSO_4$) atau serbuk besi, agregat normal memiliki berat jenisnya antara 2,5 sampai 2,7 yang terbuat dari agregat granit, basalt, kuarsa, agregat ringan memiliki berat jenisnya kurang dari 2 dan biasanya digunakan untuk bagian non struktural.

Newman dan Choo (2003), silica fume atau sering disebut dengan mikrosilika memiliki beberapa karakteristik yaitu memiliki kandungan $SiO^2$ sebesar 85%, partikelnya berukuran 0,1 – 0,2 micron, partikelnya berbentuk bola dan memiliki minimum specific surface 15000 m$^2$/kg. Dosis silica fume sebagai bahan tambah yang biasa digunakan sebesar 8 – 10% dari berat semen. Adanya penambahan silica fume, maka kebutuhan air meningkat untuk menjaga workabilitynya. Sehingga, penggunaan silica fume biasanya bersamaan dengan penggunaan superplasticizer guna menjaga tingkat workability. Silica fume memiliki sifatnya sebagai pozzolan dan berguna mengurangi kadar pori dari adukan beton.

Berdasarkan brosur PT.Sika Indonesia untuk produk Sika fume, dijelaskan bahwa penggunaan yang disarankan adalah 3% - 10% dari berat semen. Penggunaan sika fume ini dapat meningkatkan kuat tekan dan meningkatkan workability untuk beberapa saat.

Mamlouk dan Zaniewski (2011), Superplasticizer merupakan suatu bahan tambah kimiawi yang berfungsi sebagi water reducer namun tetap memberikan workability yang baik. Pengurangan air bisa mencapai 12% - 30% dan

ISBN: 978-602-60286-0-0

dapat meningkatkan nilai slump dari 75 mm menjadi 230 mm. Ketika superplasticizer digunakan, adukan beton segar hanya memiliki setting time selama 30 – 60 menit untuk mudah dikerjakan.

Berdasarkan brosur PT.Sika Indonesia untuk produk Sika ViscoCrete, dosis pemakaian adalah sebesar 0,2% - 0,6% dari berat semen untuk campuran beton normal sedangkan untuk beton SCC (*self comnpacting concrete*) digunakan dosis sebesar 0,6% - 1,6% dari berat semen. Dalam penelitian ini digunakan dosis paling rendah untuk campuran beton normal yaitu 0,2% dari berat semen.

Beton ringan adalah beton normal yang memiliki berat satuan volume yang lebih rendah, yaitu antara 1190 kg/m$^3$ sampai 1920 kg/m$^3$ (berdasarkan ACI 213R-03). Beton ringan juga dibagi menjadi beberapa tipe yaitu beton ringan mutu struktural dan beton ringan mutu tinggi. Beton ringan mutu struktural harus memiliki kuat desak minimum sebesar 17 MPa, sedangkan beton ringan mutu tinggi harus memiliki kuat desak minimum sebesar 40 MPa pada umur 28 hari.

Pada penelitian ini standar beton ringan mengacu pada ASTM C 330. Sebagai beton ringan yang diharapkan mencapai mutu struktural harus memiliki kuat desak minimal sebesar 17 MPa dan berat jenis 1120 – 1920 kg/m$^3$ dengan campuran agregat beton ringan dan agregat beton normal.

## 3. METODOLOGI PENELITIAN

Metode penelitian yang digunakan adalah metode studi eksperimental. Metode studi eksperimental yaitu peneliti melakukan percobaan atau penelitian langsung di laboratorium. Penelitian ini memiliki tujuan membuat agregat kasar yang terbuat dari tanah liat yang sesuai dengan standar dan memperoleh rencana adukan beton ringan serta kadar silica fume yang optimum sehingga diharapkan menghasilkan beton ringan struktural yang sesuai dengan standar. Dalam penelitian ini dilakukan pengujian kuat desak serta kadar penyerapan pada benda uji silinder beton ringan

Penelitian diawali dengan mencari bahan mentah dan membuat agregat kasar ringan di daerah Kasongan. Setelah didapatkan agregat yang dibutuhkan, lalu agregat kasar dan halus di uji sesuai standar ASTM C33 dan ASTM C330. Pengujian yang dilakukan pada agregat kasar dan halus meliputi pengujian berat jenis, berat satuan volume, kadar lumpur, kandungan zat organik, *soundness test,* dan analisis saringan. Setelah semua agregat diuji, maka dibuatlah *mix design* beton ringan yang mengacu pada ACI 211.2-98.

Kuat desak beton merupakan kekuatan beton untuk menerima beban tiap satuan luas. Kuat desak beton merupakan nilai yang paling utama sehinga menjadi mutu beton tersebut, semakin tinggi mutu maka kuat desak beton semakin besar.(Mulyono, 2004). Kuat desak beton dinilai akan berada pada tegangan tertinggi setelah mencapai umur 28 hari. (Dipohusodo, 1994).

Kadar penyerapan air merupakan persentase penyerapan air dalam beton. Beton yang memiliki kadar penyerapan air besar merupakan beton yang kurang baik digunakan sebagai beton bertulang karena dapat meningkatkan terjadi korosi pada tulangan baja. Korosi pada tulangan baja disebabkan oleh air yang masuk ke dalam beton karena tingkat permeabilitas beton yang tinggi. Pengujian kadar penyerapan air dapat dihitung dengan rumus :

Berdasarkan SNI 03 – 2914 – 1990 tentang spesifikasi beton bertulang kedap air, beton dapat dikategorikan beton kedap air apabila beton normal direndam air dan memenuhi syarat sebagai berikut

a. beton direndam selama 10 ± 0,5 menit ditimbang, resapan maksimum 2,5% dari beton kering oven,
b. beton direndam selama 24 jam, resapan maksimum 6,5% dari berat kering oven.

Pada penelitian ini digunakan 2 tipe benda uji yang dibedakan sesuai dengan jenis pengujiannya. Pengujian kuat desak menggunakan benda uji silinder dengan diameter 15 cm dan tinggi 30 cm. Pengujian kadar penyerapan air menggunakan benda uji silinder dengan diameter 10 cm dan 20 cm. Benda uji silinder akan diuji ketika berumur 14 hari dan 28 hari dengan variasi penambahan silica fume 0%, 3%, 6.5% dan 10% dari berat semen. Beton ringan akan dirancang berdasarkan peraturan ACI 211.2-98 dengan kuat desak rencana 25 MPa dengan ukuran butir maksimum agregat 19 mm. Jumlah dan variasi benda uji silinder dapat dilihat pada tabel 1.

Pengadukan beton segar diawali dengan pencampuran agregat gerabah, pasir, semen, silica fume dan air menggunakan molen. Pengadukan terus dilakukan hingga adukan beton sudah menjadi homogen. Setelah homogen, adukan beton segar dituang untuk dilakukan pengujian slump dan dicor ke dalam cetakan silinder yang sudah disiapkan sebelumnya.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 1. Jumlah dan variasi benda uji

| Variasi | Pengujian Kuat Desak dan Modulus Elastisitas | | Penyerapan Air |
|---|---|---|---|
| | 14 Hari | 28 Hari | 28 Hari |
| **BR** | 4 | 4 | 2 |
| **BS 3 %** | 4 | 4 | 2 |
| **BS 6.5 %** | 4 | 4 | 2 |
| **BS 10 %** | 4 | 4 | 2 |
| **Total** | 16 | 16 | 8 |

## 4. PEMBAHASAN

### Pengujian Analisis Saringan pada Agregat Halus dan Kasar

Berdasarkan pengujian analisis saringan pasir yang telah dilaksanakan, pasir Progo memiliki gradasi yang baik dengan nilai modulus halus butir pasir yaitu 3,098 dan tergolong pasir kasar. Pasir tersebut memiliki MHB yang baik karena memiliki nilai MHB berkisar 2,3 – 3,1 menurut syarat ASTM C-33 sehingga layak untuk digunakan sebagai bahan konstruksi bangunan. Pada analisis saringan pasir dengan memiliki MHB yang memenuhi syarat dan gradasi pasir yang tidak seragam mampu mengisi rongga pada pengadukan beton. Berdasarkan pengujian tersebut, pasir termasuk pasir golongan daerah II dan termasuk pasir agak kasar.

Berdasarkan pengujian analisis saringan agregat kasar, agregat kasar gerabah dengan ukuran butir maksimun 19 mm memiliki gradasi yang baik menurut ASTM C33. Pada pengujian ini didapatkan nilai modulus halus butir sebesar 6,98 dan memenuhi syarat ASTM nilai modulus halus butir agregat kasar yang baik yaitu sebesar 6,0 – 7,1. Menurut ASTM C33 dan ASTM C330, agregat kasar tersebut layak untuk digunakan sebagai bahan konstruksi bangunan. Ukuran butir agregat kasar yang bervariasi sangat baik karena dapat saling mengisi rongga saat proses pengadukan, sehingga dapat membuat beton yang padat.

### Pengujian Berat Jenis dan Penyerapan Air pada Agregat Halus dan Kasar

Hasil pengujian berat jenis kering oven pada pasir Progo diperoleh sebesar 2,7 sedangkan berat jenis pada kondisi SSD diperoleh sebesar 2,73 dan penyerapan air sebesar 1,01%. Penyerapan agregat halus memenuhi syarat yaitu tidak melebihi 3% berdasarkan anjuran dari ASTM C-33. Nilai berat jenis pasir yang besar akan membuat beton lebih berat, begitu pula sebaliknya. Penyerapan agregat mempengaruhi jumlah air yang dibutuhkan pada mix design. Berdasarkan dari hasil data pengujian diperoleh kesimpulan pasir baik untuk digunakan sebagai bahan kosntruksi.

Hasil pengujian berat jenis SSD pada agregat kasar gerabah dengan ukuran butir maksimum 19 mm sebesar 2,0387 sedangkan berat jenis kering oven sebesar 1,654 dan penyerapan air sebesar 23,2286%. Kadar penyerapan air yang tinggi akan mempengaruhi jumlahnya air dalam adukan beton. Kebutuhan air harus ditambahkan dengan jumlah air yang akan terserap dalam agregat kasar gerabah.

### Pengujian Berat Satuan Volume pada Agregat Halus dan Kasar

Dalam pengujian berat satuan volume agregat halus diperoleh berat satuan volume gembur sebesar 1,50346 gr/cm$^3$ dan berat satuan volume padat sebesar 1,63134 gr/cm$^3$. Data hasil pengujian tersebut digunakan dalam perhitungan mix design dan untuk mengetahui jumlah material yang perlu dipesan.

Dalam pengujian berat satuan volume agregat kasar diperoleh berat satuan gembur sebesar 0,880 gr/cm$^3$ dan berat satuan volume padat sebesar 1,00 gr/cm$^3$. Data hasil pengujian berat satuan volume gembur telah memenuhi syarat ASTM C330, yaitu maksimum sebesar 880 kg/m$^3$. Data hasil pengujian tersebut digunakan dalam perhitungan mix design dan untuk mengetahui jumlah material yang perlu dipesan.

### Pengujian Kandungan Zat Organik pada Agregat Halus dan Kasar

Dalam pengujian kandungan zat organik dalam agregat halus, terlihat bahwa agregat halus layak untuk digunakan. Hal tersebut ditunjukkan dengan warna kuning, yaitu no. 8 berdasarkan alat Gardner Standard Colour. Warna kuning menunjukkan bahwa agregat halus mengandung agak banyak zat organik namun masih layak untuk digunakan sebagai bahan konstruksi. Kandungan zat organik yang tinggi dalam agregat halus dapat menyebabkan menurunnya kuat desak beton. Hal tersebut disebabkan karena adanya reaksi zat organik dengan semen sehingga mempengaruhi hidrasi semen dan secara tidak langsung mengurangi kualitas beton.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Hasil dari pengujian kandungan zar organik dalam agregat kasar gerabah, menunjukkan bahwa agregat kasar gerabah layak utnuk digunakan untuk campuran adukan beton. Hal tersebut ditunjukkan dengan, munculnya warna kuning agak tua, yang menyerupai warna no. 11 pada alat Gardner Standard Colour. Warna kuning agak tua menunjukkan bahwa agregat kasar gerabah mengandung banyak zat organik namun masih layak untuk digunakan sebagai bahan konstruksi. Berdasarkan ACI 330, agregat kasar gerabah tersebut masih boleh dipergunakan karena hasil pengujian menunjukan warna yang tidak melebihi warna stadar Gardner Standard Colour yaitu no. 11.

## Pengujian Kandungan Lumpur pada Agregat Halus dan Kasar

Dalam pengujian kandungan lumpur dalam agregat halus yang digunakan adalah pasir progo. Sebelum dilakukan pengujian, pasir progo terlebih dahulu dicuci, karena secara visual pasir progo terdapat banyak lumpur yang menyelimutinya. Berdasarkan pengujian tersebut pasir progo memiliki persentase lumpur sebesar 1%. Berdasarkan SK SNI S-04-1989-F, dengan persentase kadungan lumpur sebesar 1%, maka pasir tersebut layak digunakan sebagai bahan konstruksi karena memiliki persentase kandungan lumpur kurang dari 5%. Kandungan lumpur yang terlalu tinggi pada pasir dapat mengurangi ikatan antara pasir dengan pasta semen sehingga kualitas beton akan menurun.

Dalam pengujian kandungan lumpur dalam agregat kasar gerabah didapatkan kandungan lumpur sebesar 1,8%. Berdasarkan hasil pengujian tersebut, dapat disimpulkan bahwa agregat kasar gerabah memenuhi standard ASTM C330, yaitu kandungan lumpur dalam agregat kasar untuk beton ringan tidak boleh melebihi 2%. Kandungan lumpur yang terlalu tinggi pada agregat kasar dapat menyebabkan rendahnya ikatan antara agregat kasar dengan pasta semen.

## *Soundness Test* pada Agregat Halus dan Kasar

Dalam pengujian ini didapatkan hasil yang larut sebesar 0,6% (Lampiran Pengujian Bahan Halaman 64). Berdasarkan SNI 03-2461, agregat kasar gerabah memenuhi syarat keawetan yaitu bagian yang larut maksimum 12%. Syarat keawetan pada agregat kasar ini kekuatan keawetan agregat kasar tersebut terhadap perubahan cuaca. Tingkat keawetan agregat kasar juga akan mempengaruhi keawetan beton terhadap perubahan cuaca.

## *Mix Design*

Berdasarkan dari hasil pengujian bahan yang didapatkan maka hasil pengolahan *mix design* didapat volume campuran untuk 1 $m^3$ beton dan volume campuran untuk sekali pengadukan dalam satu varian sesuai pada tabel 2.

Tabel 2. Hasil *Mix Design*

| No | Material | Volume $1m^3$ (Kg) |
|---|---|---|
| **1** | Semen | 374,98 |
| **2** | Pasir | 581,425 |
| **3** | Agregat kasar gerabah | 589,788 |
| **4** | Air | 339,008 |
| **5** | *Sika ViscoCrete* 1003 *0,2%* | 0,749 |
| **6** | *Sika Fume 3%* | 11,249 |
| | *Sika Fume 6,5%* | 24,374 |
| | *Sika Fume 10%* | 37,498 |

## Berat Volume

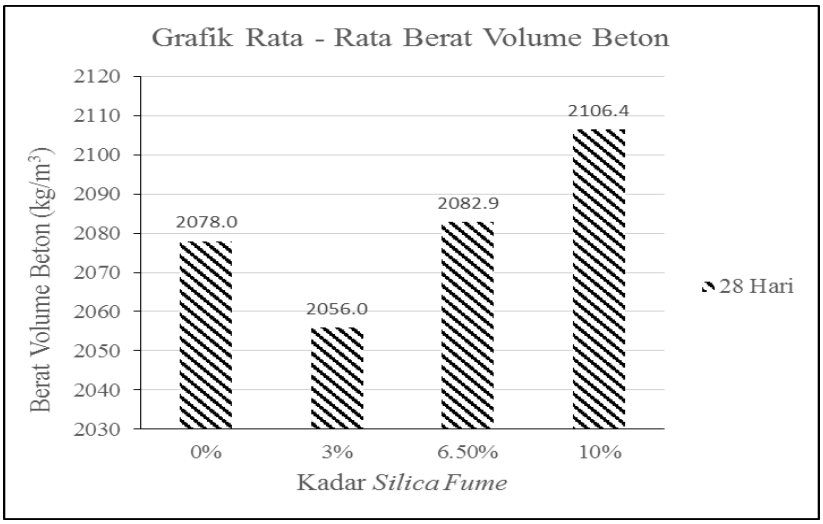
Berat volume beton dengan campuran agregat kasar pada pengujian ini dilakukan pada umur 28 hari. Hasil pengujian berat volume pada masing – masing tipe beton pada umur 28 hari dapat dilihat pada gambar 1.

Berdasarkan SNI – 03 – 2847 – 2012, beton yang tergolong beton ringan adalah beton yang memiliki berat volume dibawah 1840 kg/$m^3$ dan berdasarkan ACI 213R – 03, beton yang termasuk beton ringan adalah beton yang memiliki berat volume antara 1120 kg/$m^3$ sampai 1920 kg/$m^3$. Pada pengujian ini belum didapat berat volume beton yang memenuhi syarat dari SNI – 03 – 2847 – 2012 dan ACI 213R – 03, sehingga beton dengan agregat kasar gerabah ini tidak tergolong beton ringan.

Berat volume beton semakin meningkat seiring dengan bertambahnya persentase *silica fume.* Seharusnya beton BR (beton tanpa kadar *silicafume*) merupakan beton yang memiliki berat volume paling kecil, karena tidak ada penambahan kadar *silica fume.* Namun, beton BR memiliki berat volume yang lebih tinggi dari beton BS3% karena ketika pengecoran dilakukan pemadatan yang lebih lama dibandingkan dengan beton BS3%. Beton BS 3%,

ISBN: 978-602-60286-0-0

yaitu beton dengan penambahan 3% *silica fume* memiliki berat volume beton yang paling kecil yaitu sebesar 2056 kg/m$^3$, sedangkan berat volume beton yang paling besar dimiliki oleh beton BS10% yaitu sebesar 2106 kg/m$^3$.




Gambar 1. Grafik rata – rata berat volume beton

## Kuat Desak

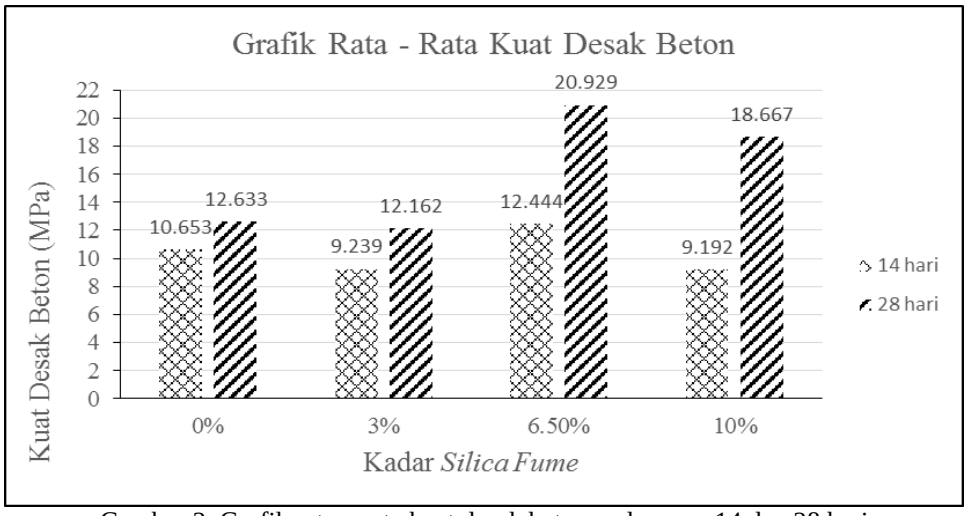
Pengujian kuat desak pada penelitian ini dilakukan pada benda uji silinder beton pada umur 14 hari dan 28 hari, sehingga dapat dilihat peningkatan kuat desak seiring dengan lamanya usia beton. Pengujian kuat desak beton menggunakan mesin CTM ELE dengan dimensi benda uji silinder yaitu diameter 15 cm dan tinggi 30 cm . Hasil pengujian kuat desak beton pada umur 28 hari dapat di lihat pada Tabel 3. Kuat desak rata – rata pada setiap tipe beton pada umur 14 hari dan 28 hari dapat dilihat pada gambar 2.

Pada tabel 3 dan gambar 2, hasil pengujian kuat desak beban dengan benda uji silinder pada umur 28 hari menunjukkan kadar silica fume yang paling optimum adalah 6,5%. Penambahan silica fume sebanyak 6,5% dari berat semen dapat meningkatkan kuat desak beton hingga 65,67% dari beton yang tidak menggunakan silica fume. Rata – rata kuat desak maksimum yang diperoleh dalam penelitian ini sebesar 20,929 MPa, sehingga dapat disebut beton struktural karena melebihi syarat 17 MPa.

Tabel 3. Kuat desak beton pada umur 28 hari

| **Tipe Beton** | **Kadar *Silica Fume*** | **Beban** | **Kuat Desak** | **Rata – Rata Kuat Desak** |
|---|---|---|---|---|
| | | KN | MPa | MPa |
| **BR** | 0% | 245 | 13.859 | 12,633 |
| | 0% | 200 | 11.313 | |
| | 0% | 225 | 12.727 | |
| **BS 3%** | 3% | 215 | 12.162 | 12,162 |
| | 3% | 245 | 13.859 | |
| | 3% | 185 | 10.465 | |
| **BS 6,5%** | 6,5% | 235 | 13.293* | 20,929 |
| | 6,5% | 380 | 21.495 | |
| | 6,5% | 360 | 20.364 | |
| **BS 10%** | 10% | 315 | 17.818 | 18,667 |
| | 10% | 335 | 18.949 | |
| | 10% | 340 | 19.232 | |

ISBN: 978-602-60286-0-0

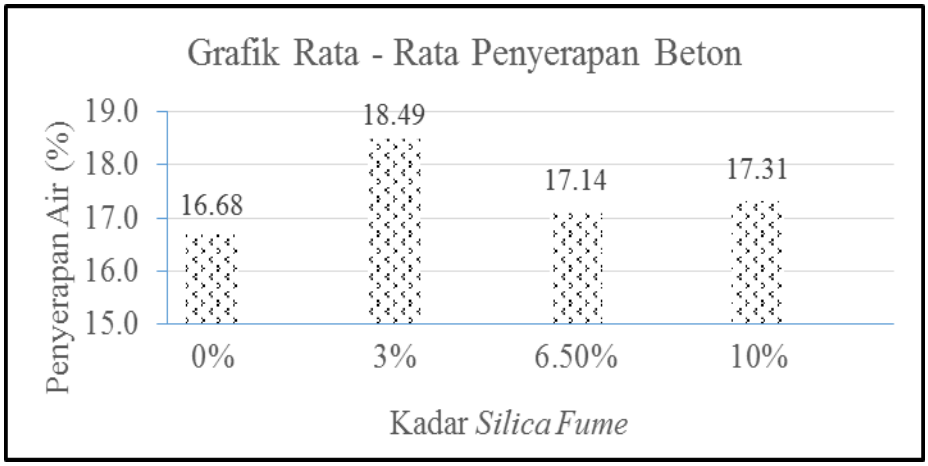



Gambar 2. Grafik rata – rata kuat desak beton pada umur 14 dan 28 hari

Berdasarkan pada Gambar 2 dapat dilihat bahwa terjadi peningkatan kuat desak beton yang cukup banyak dari beton umur 14 hari ke beton umur 28 hari. Pada beton BR, BS 3%, BS 6,5% dan BS10% ketika berumur 28 hari terjadi peningkatan sebesar 18,58%, 31,63%, 68,18% dan 103,07% dari ketika beton berumur 14 hari. Beton dengan kadar 10% memiliki peningkatan paling tinggi.

### Penyerapan pada Beton

Berdasarkan hasil pengujian, beton dengan agregat kasar gerabah memiliki nilai penyerapan terendah sebesar 16,68%, sehingga termasuk beton tidak kedap air karena memiliki nilai penyerapan lebih besar 5% (SNI 03-2914-1990). Hal tersebut dikarenakan agregat kasar gerabah memiliki kemampuan untuk menyerap air yang tinggi dan angka pori yang tinggi sehingga mempengaruhi nilai kadar penyerapan air pada beton. Hasil pengujian kadar penyerapan air rata – rata pada beton dapat dilihat pada gambar 3.




Gambar 3. Grafik rata – rata penyerapan beton

## 5. KESIMPULAN DAN SARAN

Berdasarkan dari penelitian yang dilakukan maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut.

a. Agregat kasar gerabah belum dapat 100% tergolong agregat kasar ringan, karena masih ada pengujian hilang pijar dan kadar besi oksida yang belum dapat dilakukan dalam penelitian ini, namun sebagian besar pengujian telah memenuhi syarat pada ACI 330.
b. Penggunaan agregat kasar gerabah dengan kadar penyerapan tinggi membuat air dalam adukan beton terserap ke dalam agregat kasar, sehingga volume air yang bereaksi dengan semen semakin sedikit dan memerlukan perhitungan ulang dalam kebutuhan airnya.

ISBN: 978-602-60286-0-0

c. Penambahan silica fume 0%, 3%, 6,5%, dan 10% terhadap berat semen membuat rata – rata berat volume beton berturut – turut sebesar 2078 kg/m$^3$, 2056 kg/m$^3$, 2082,9 kg/m$^3$, dan 2106,4 kg/m$^3$. Berdasarkan data berat volume tersebut, maka beton dalam penelitian ini belum tergolong beton ringan.
d. Penambahan *silica fume* 0%, 3%, 6,5%, dan 10% terhadap berat semen membuat rata – rata kuat desak beton pada umur 28 hari berturut – turut sebesar 12,633 MPa, 12,162 MPa, 20,929 MPa, dan 18,667 MPa. Berdasarkan data tersebut maka, penambahan kadar *silica fume* yang optimum adalah sebesar 6,5% dari berat semen.
e. Penambahan *silica fume* 0%, 3%, 6,5%, dan 10% terhadap berat semen membuat rata – rata penyerapan air pada beton secara berturut – turut sebesar 16,68%, 18,49%, 17,14%, dan 17,31%. Berdasarkan hasil pengujian tersebut maka beton dalam penelitian ini tergolong beton yang tidak kedap air karena kadar penyerapan air lebih dari 5%.

Setelah dilakukan penelitian ini maka dapat diberikan saran bahwa perlu adanya pengawasan lebih ketat terhadap pembuatan dan kualitas dari agregat kasar gerabah, perlu dilakukan penelitian lebih lanjut mengenai beton dengan campuran agregat kasar gerabah. Ketika memasukkan adukan beton dengan agregat kasar gerabah kedalam silinder, sebaiknya tidak dilakukan pemadatan.

## DAFTAR PUSTAKA (DAN PENULISAN PUSTAKA)


ACI 211.2-98 (1998). *Standard Practice for Selecting Proportion for Structural Lightweight Concrete*. American Concrete Institute. United States of America

ACI 213R-03 (2003). *Guide for Structural Lightweight-Aggregate Concrete*. American Concrete Institute. United States of America

ASTM C330 (1989). *Standard Specification for Lightweight Aggregates For Structural Concrete*

ASTM C-33 (2003). *Standard Specification for Concreted Agregate*. United States: Association of Standard Testing Materials.

Bermansyah, S. (2005). ”Perilaku Susut Pada Beton Menggunakan Admixture Silica Fume Pada Lingkungan Tidak Terlindung”. Jurnal Teknik Sipil.II.(1).1-12

Choo, Bang Seng (2003). *Advanced Concrete Technology – Constituent Materials*. Elsevier. Great Britain.

Dipohusodo, I. (1994). *Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SK SNI T-15-1991-03*. Jakarta: PT Gramedia Pustaka Utama.

Febriyatno, Hendy (2014). “Pemanfaatan Limbah Bahan Padat Sebagai Agregat Kasar Pada Pembuatan Beton Normal”. Tugas Akhir Sarjana Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Gunadarma. Jakarta.

Herbudiman, Bernadus (1998). “Uji Kualitas Beton Ringan Struktural Dengan Agregat Kasar Berupa Bola Keramik. Tugas Akhir Sarjana Strata Satu Teknik Sipil Universitas Atma Jaya Yogyakarta. Yogyakarta.

Mamlouk, Michael S. (2011). *Materials for Civil and Construction Engineers* – Third Edition. Pearson. New Jersey.

Mulyono, Ir., Tri (2004). *Teknologi Beton*. Andi Publishing : Yogyakarta

Newman, John (2003). *Advanced Concrete Technology – Constituent Materials*. Elsevier. Great Britain.

Prabowo, Danny A. (2013). “Studi Efek Penambahan Limbah Produksi Pabrik Genteng Pada Campuran Beton Dengan Rasio Terhadap Agregat Halus”. Tugas Akhir Sarjana Diploma 3 Teknik Sipil ITS. Surabaya

SNI 03-1968-1990 (1990). *Metode Pengujian Tentang Analisis Saringan Agregat Halus dan Kasar*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.

SNI 03 – 2461 – 2002 (2002). *Spesifikasi Agregat Ringan Untuk Beton Ringan Struktural*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.

SNI 03 – 2816 – 1992 (1992). *Metode Pengujian Kotoran Organik dalam Pasir untuk Campuran Mortar atau Beton*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.

SNI 03 – 2914 – 1990 (1990). *Speksifikasi Beton Bertulang Kedap Air*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.

SNI 03 – 3449 – 2002 (2002). *Tata Cara Rencana Pembuatan Campuran Beton Ringan Dengan Agregat Ringan*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.

SNI 03 – 4804 – 1998 (1998). *Metode Pengujian Bobot Isi dan Rongga Udara dalam Agregat*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.

SNI 1969 – 2008 (2008). *Cara Uji Berat Jenis dan Penyerapan Air Agregat Kasar*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.

SNI 1970 – 2008 (2008). *Cara Uji Berat Jenis dan Penyerapan Air Agregat Halus*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.

SNI 3407 – 2008 (2008). *Cara Uji Sifat Kekekalan Agregat Dengan Cara Perendaman Menggunakan Natrium Sulfat atau Magnesium Sulfat*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.

SNI S – 04 – 1989 – F (1989). *Spesifikasi Bahan Bangunan Bagian A (Bahan Bangunan Bukan Logam)*. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.


ISBN: 978-602-60286-0-0

Susilo D.A. (2012). "Efek Penggantian Sebagian Semen dengan Silica Fume Terhadap Berat Jenis dan Kuat desak Beton Ringan". Jurnal Eprints uny.ac.id diakses Agustus 2015

Tjokrodimuljo, Kardijono, (1992). *Teknologi Beton*. KMTS FT UGM: Yogyakarta

Wibowo, Boedi. (2013). "Studi Efek Penambahan Limbah Produksi Pabrik Genteng Pada Campuran Beton Dengan Rasio Terhadap Agregat Halus". Tugas Akhir Sarjana Diploma 3 Teknik Sipil ITS. Surabaya

Zai, K.A. (2014). "Pengaruh Penambahan Silica fume dan Superplasticizer terhadap Kuat Tekan Beton Mutu Tinggi dengan Metode ACI" Jurnal Teknik Sipil USU Medan 3, (2)

Zaniewski, John P. (2011). *Materials for Civil and Construction Engineers* – Third Edition. Pearson. New Jersey.

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# EFISIENSI PENAMPANG BALOK BETON DENGAN SANDWICH MUTU MATERIAL

**Bernardinus Herbudiman [1], dan Yongki Aldino [2]**

*[1]Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Nasional (Itenas) Bandung, Jl. PHH. Mustofa 23 Bandung 40124*
*e-mail: herbudiman@itenas.ac.id; herbudimanb@yahoo.com*
*[2]Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Nasional (Itenas) Bandung, Jl. PHH. Mustofa 23 Bandung 40124*
*e-mail: yongki.aldino@yahoo.com*

## ABSTRAK

Pada analisis lentur penampang balok beton bertulang, hanya blok tekan beton yang diperhitungkan untuk memikul lentur, sedangkan bagian tarik beton dianggap tidak memberikan kontribusi. Untuk maksud efisiensi penampang, maka penelitian ini mengkaji secara eksperimental pemanfaatan material beton yang lebih ringan dengan mutu yang lebih rendah untuk digunakan dalam balok beton berlapis (*sandwich*) pada bagian tarik balok. Harapan atas pemanfaatan beton sandwich ini adalah: di satu sisi secara efisien menurunkan berat sendiri balok serta harga satuan material, namun di sisi lain diharapkan tidak terjadi reduksi signifikan terhadap kapasitas aktual lentur penampang. Penelitian ini menggunakan spesimen balok berdimensi 150 mm x 150 mm x 1000 mm. Spesimen 1 merupakan balok beton acuan dengan mutu $f'_c$ 25 MPa. Spesimen 2 merupakan balok sandwich dengan lapis atas beton $f'_c$ 25 MPa dan lapis bawah $f'_c$ 17 MPa. Spesimen 3 merupakan balok sandwich dengan lapis atas beton $f'_c$ 25 MPa, lapis tengah $f'_c$ 17 MPa, dan lapis bawah $f'_c$ 25 MPa. Penggunaan lapis bawah ini dimaksud untuk meningkatkan ketahanan penampang di daerah perletakan. Spesimen 4 mirip dengan Spesimen 3 dengan variasi ketebalan lapisan, dengan tebal lapis atas-bawah yang lebih tebal. Kapasitas geser penampang dan penulangan geser dirancang sedemikian rupa sehingga balok tidak mengalami keruntuhan geser. Pembebanan pada balok dilakukan di atas tumpuan sederhana dengan bentang 800 mm, dengan metode three point loading. Penggunaan balok beton sandwich dapat membuat berat balok lebih ringan 9-17% dibanding balok beton normal. Balok beton sandwich memiliki kapasitas lentur aktual yang sedikit melampaui kapasitas lentur teoritis. Kapasitas lentur balok sandwich sedikit lebih rendah 7-11% dibanding dengan kapasitas lentur aktual balok beton acuan. Penambahan lapisan beton normal pada bagian beton yang mengalami tarik tidak memengaruhi kapasitas lentur balok secara signifikan. Penempatan beton mutu rendah pada daerah balok yang mengalami gaya geser dan momen tidak memengaruhi pola keruntuhan pada balok *sandwich*.

Kata kunci: efisiensi penampang, balok beton, *sandwich*, kapasitas lentur.

## 1. PENDAHULUAN

Pada analisis lentur penampang balok beton bertulang, hanya blok tekan beton yang diperhitungkan untuk memikul lentur, sedangkan bagian tarik beton dianggap tidak memberikan kontribusi. Menurut Nawy (2002), beton bekerja secara optimal pada bagian yang mengalami gaya tekan, sedangkan pada bagian penampang yang mengalami gaya tarik, kinerja beton dapat diabaikan karena pada bagian ini baja tulangan yang akan memikul gaya tarik.

Untuk maksud efisiensi penampang, maka penelitian ini mengkaji secara eksperimental pemanfaatan material beton yang lebih ringan dengan mutu yang lebih rendah untuk digunakan dalam balok beton berlapis (sandwich) pada bagian tarik balok seperti yang dikembangkan oleh Schaumann (2008). Penelitian eksperimental ini menggunakan balok sandwich dengan dua lapisan beton yang berbeda. Pada bagian tekan digunakan beton normal dan pada bagian tarik digunakan beton ringan bermutu rendah. Penggunaan beton ringan ditujukan untuk membuat berat total balok beton menjadi lebih ringan, namun diharapkan tidak menurunkan kapasitas lentur balok tersebut. Meski pengaruh lentur diharapkan tidak signifikan, namun penggunaan beton ringan perlu juga memperhatikan pengaruh gaya geser yang bekerja pada balok, mengingat bagian beton yang menahan gaya geser merupakan fungsi dari mutu beton, tinggi, dan lebar penampang. Penggunaan beton ringan harus memperhitungkan ketebalan yang diperlukan agar balok tetap dapat bekerja secara optimal dalam menahan gaya geser maupun momen lentur akibat beban layan yang bekerja.

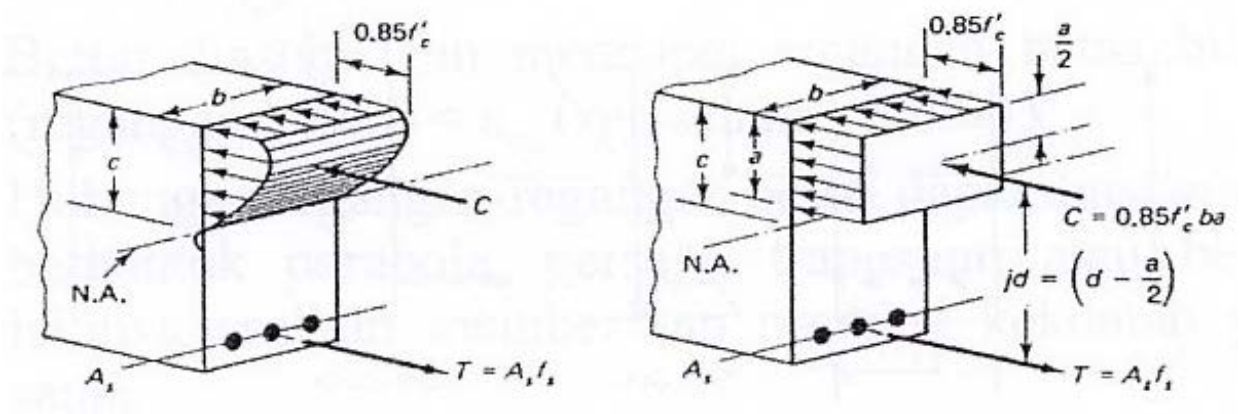
Penelitian ini ditujukan untuk mengetahui kapasitas lentur, pola keruntuhan, dan berat sendiri balok sandwich. Hasil pengujian balok sandwich lalu dibandingkan dengan hasil pengujian balok normal dan hasil perhitungan teoritis. Harapan atas pemanfaatan beton sandwich ini adalah: di satu sisi secara efisien menurunkan berat sendiri balok serta

harga satuan material, namun di sisi lain diharapkan tidak terjadi reduksi signifikan terhadap kapasitas aktual lentur penampang.

## 2. KEKUATAN BALOK BETON SANDWICH

### Kekuatan Lentur Beton Bertulang

Diagram tekan berbentuk persegi merupakan penyederhanaan dari diagram bentuk lengkung yang diusulkan oleh Whitney (1942) dan tercantum dalam SNI-2847-2012. Whitney menyarankan nilai intensitas tegangan rata-rata sebesar 0,85 f'c dan tinggi blok tegangan, a = β1 × c. Nilai β1 ditetapkan sebesar 0,85 untuk beton dengan f'c ≤ 30 MPa dan berkurang sebesar 0,08 untuk setiap kelebihan 10 MPa, akan tetapi tidak boleh kurang dari 0,65. Anggapan lain yang dipakai yaitu kuat tarik beton tidak diperhitungkan sebagai gantinya seluruh gaya tarik yang ada dilimpahkan pada tulangan tarik. Diagram gaya pada penampang beton bertulang ditunjukkan pada Gambar 1.




Gambar 1. Gaya-gaya pada penampang beton bertulang (Muin, 2009)

Jika terdapat tulangan tekan, maka kapasitas momen nominal penampang balok ($M_n$) dapat dihitung sebagai berikut:

$$M_n = 0{,}85 . f'_c . a . b . (d - \frac{a}{2}) + A'_s . f_y (d - d') \quad (1)$$

dimana f'$_c$ adalah kuat tekan karakteristik beton, a adalah tinggi blok tekan beton, b adalah lebar penampang beton, d adalah jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik, $A_s$' adalah luas tulangan tekan, $f_y$ adalah kuat leleh tulangan, dan d' adalah selimut beton.

### Kekuatan Geser Beton Bertulang

Perencanaan geser didasarkan pada kuat geser nominal ($V_n$). Anggapan yang dipakai adalah beton menahan sebagian dari gaya geser ($V_c$), sedangkan kekurangannya dilimpahkan kepada tulangan geser sengkang ($V_s$). Penulangan dengan sengkang hanya memberikan andil terhadap sebagian pertahanan geser karena arah retak yang miring. Secara matematis kuat geser nominal ($V_n$) dihitung sebagai berikut:

$$V_n = V_c + V_s \quad (2)$$

dimana besarnya gaya geser kontribusi beton sendiri ($V_c$) adalah:

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'_c} . b_w . d \quad (3)$$

Sedangkan gaya geser yang dipikul oleh tulangan geser sengkang adalah:

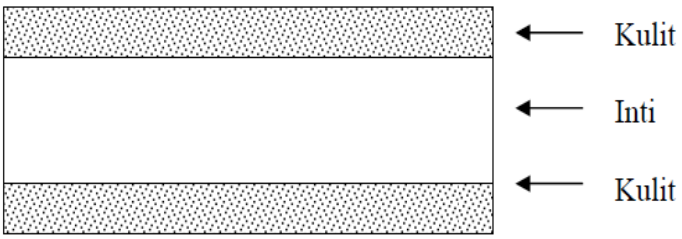
$$V_s = \frac{A_v . f_y . d}{s} \quad (4)$$

dimana $A_v$ adalah luas tulangan geser yang berada dalam rentang sejarak s.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## Penelitian di bidang Balok Sandwich

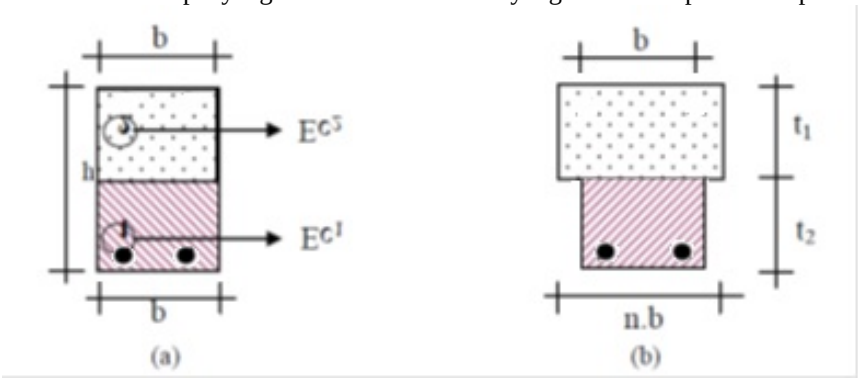
Bahan struktur *sandwich* merupakan gabungan keunggulan kekakuan dan kekuatan dari lapisan beton kulit dengan massa dari lapisan beton inti yang lebih rendah. Hasilnya adalah suatu struktur yang lebih ringan tetapi kuat dan kaku (Jones, 1975). Struktur *sandwich* merupakan struktur yang terdiri dari dua lapisan tipis, kaku dan kuat dari material padat yang dipisahkan oleh satu lapisan tebal yang terbuat dari material dengan berat jenis yang rendah, yang memiliki kekakuan dan kekuatan yang lebih rendah dari lapisan pengapitnya. Dua lapisan tipis yang terdapat pada struktur *sandwich* ini disebut dengan lapisan kulit, dan satu lapisan tengah disebut dengan lapisan inti (Callister, 1997), seperti tampak pada Gambar 2. Beton *sandwich* terdiri dari dua atau lebih campuran beton yang digabungkan dan membentuk sebuah material komposit. Penggabungan dua campuran beton yang berbeda sifat ini ditujukan untuk memanfaatkan keunggulan dari masing-masing campuran, sehingga kekurangan sifat campuran yang satu dapat ditutupi oleh kelebihan sifat campuran yang lain. Penggabungan ini seringkali menunjukkan sifat baru yang tidak dimiliki material lain.




Gambar 2. Beton *sandwich*

Irmawati dkk (2014) melakukan penelitian mengenai balok beton s*andwich*. Balok tersebut memiliki dua lapisan yaitu lapisan atas menggunakan beton normal dan lapisan bawah menggunakan beton *styrofoam* (*styrocon*). Penggunaan *styrofoam* ditujukan untuk mengurangi biaya konstruksi, memperlambat timbulnya panas akibat hidrasi, mengurangi berat volume beton, dan mereduksi beban kerja struktur akibat gempa karena berat struktur berkurang, sehingga eksploitasi bahan alami seperti pasir, kerikil dan semen dapat dikurangi.

Untuk mengetahui adanya daerah tekan dan daerah tarik pada balok beton bertulang, terlebih dahulu perlu dihitung posisi garis netral pada penampang. Perhitungan garis netral pada balok yang dibentuk lebih dari satu mutu beton tentunya akan berbeda dengan balok yang terdiri dari satu mutu beton saja. Cara yang dilakukan untuk melakukan perhitungan garis netral pada balok beton bertulang yang dibangun lebih dari satu mutu beton adalah dengan mentransformasikan penampang ke dalam suatu penampang ekuivalen yang disusun hanya dengan satu f'$_c$ saja. Tampang transformasi untuk beton lapis yang memiliki mutu beton yang berbeda dapat dilihat pada Gambar 3.




Gambar 3. (a) Penampang beton lapis (b) Penampang hasil transformasi (Wikana & Widayat, 2007)

Untuk melakukan ekuivalensi atau penyetaraan ini diperlukan angka modular (*modular ratio*) yang dihasilkan dari perbandingan antara modulus elastisitas bahan 1 dengan modulus elastisitas bahan 2 atau sebaliknya tergantung bahan mana yang akan ditransformasikan. Angka modular dapat dirumuskan:

$$n = \frac{E_{c2}}{E_{c1}} \qquad (5)$$

ISBN: 978-602-60286-0-0

dengan n = angka modular, $E_{c2} = 4700\sqrt{f'_{c2}}$ modulus elastisitas beton 2, dan $E_{c1} = 4700\sqrt{f'_{c1}}$ modulus elastisitas beton 1.

## 3. METODOLOGI PENELITIAN

### Material

Balok *sandwich* yang dirancang dengan dua jenis beton. Beton normal dengan kuat tekan rencana 25 MPa. Beton ringan dengan kuat tekan rencana 17 MPa, menggunakan formula berdasarkan Mustiadi (2011) yang menggunakan batu apung asal Batujajar sebagai agregat kasar untuk menghasilkan beton ringan struktural. Batu apung ini dipilih karena berat jenis ringan dan merupakan usaha pemanfaatan limbah pembuatan batako. Agregat halus yang digunakan adalah pasir ringan pembuat bahan batako.

Komposisi campuran beton normal 25 MPa per $m^3$ adalah semen seberat 413 kg, batu pecah ukuran 10 – 20 mm seberat 1.021 kg, pasir beton Cimalaka lolos saringan no.4 seberat 681 kg, serta air bersih sebanyak 215 liter. Komposisi campuran beton ringan 17 MPa per $m^3$ adalah semen seberat 365 kg, batu apung Batujajar ukuran 10 – 20 mm seberat 473 kg, pasir ringan seberat 512 kg, serta air bersih sebanyak 190 liter.

Hasil pengujian karakteristik beton normal dan beton ringan ditunjukkan pada Tabel 1. Berdasarkan Tabel 1, beton dengan menggunakan batu apung Batujajar sebagai agregat kasar memenuhi kriteria beton ringan yang ditetapkan SNI 2847-2002. Peraturan tersebut mensyaratkan berat isi beton ringan tidak melebihi 1900 kg/$m^3$. Kekuatan tekan beton ringan hanya mencapai 14,8 MPa, lebih rendah 50% dari kuat tekan beton normal, sedangkan kuat tariknya hanya 0,9 MPa atau 59% lebih rendah dibanding kuat tarik beton normal.

Tabel 1. Hasil Pengujian Karakteristik Beton Normal dan Beton Ringan

| No | Pengujian | Beton Normal | Beton Ringan | Satuan |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Berat isi beton | 2338 | 1674 | kg/$m^3$ |
| 2 | Kuat tekan beton | 29,5 | 14,8 | MPa |
| 3 | Kuat tarik belah beton | 2,3 | 0,9 | MPa |

Hasil pengujian tulangan baja menunjukkan diameter actual tulangan adalah 7,4 mm dengan kuat leleh tulangan mencapai 435 MPa.

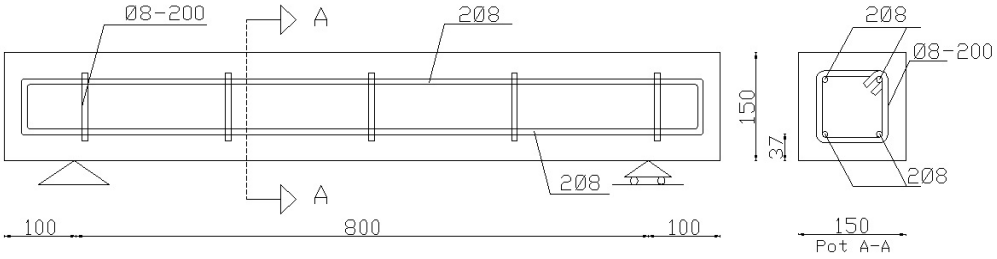
### Benda Uji

Penelitian ini menggunakan spesimen balok berdimensi 150 mm x 150 mm x 1000 mm. Spesimen 1 merupakan balok beton acuan dengan mutu f'c 25 MPa. Spesimen 2 merupakan balok sandwich dengan lapis atas beton f'c 25 MPa dan lapis bawah f'c 17 MPa. Spesimen 3 merupakan balok sandwich dengan lapis atas beton f'c 25 MPa, lapis tengah f'c 17 MPa, dan lapis bawah f'c 25 MPa. Penggunaan lapis bawah ini dimaksud untuk meningkatkan ketahanan penampang di daerah perletakan. Spesimen 4 mirip dengan Spesimen 3 dengan variasi ketebalan lapisan, dengan tebal lapis atas-bawah yang lebih tebal. Penentuan tebal lapisan beton normal ditentukan berdasarkan perhitungan tinggi blok tekan menggunakan data-data perencanaan. Untuk mengetahui karakteristik kuat tekan beton maka diambil sampel beton yang dicetak ke dalam silinder berdiameter 100 mm dengan tinggi 200 mm. Sampel beton dicetak sebanyak 6 silinder untuk beton normal dan beton ringan.

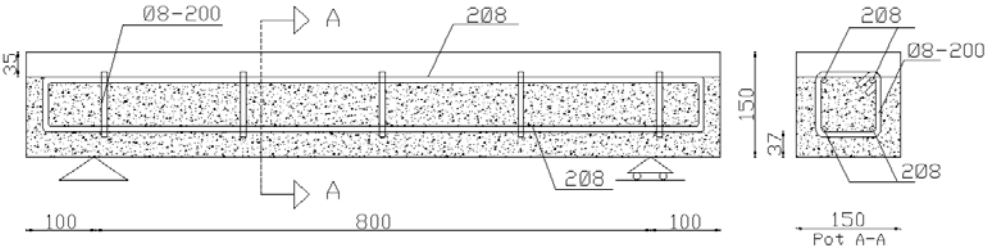
Balok direncanakan dalam kondisi *under reinforced* sehingga balok diharapkan mengalami keruntuhan lentur terlebih dahulu sebelum terjadinya keruntuhan geser. Untuk mengantisipasi terjadi keruntuhan geser maka kapasitas geser balok direncanakan relatif besar dengan menggunakan tulangan geser sengkang baja polos berdiameter 8 mm dengan jarak 200 mm. Untuk memikul momen lentur dipasang 2 tulangan pada serat atas dan bawah balok menggunakan baja polos diameter 8 mm. Detail seluruh benda uji dapat dilihat pada Gambar 4.

*Curing* pada setiap spesimen maupun silinder beton. Tujuan *curing* yaitu untuk menjaga keberlangsungan proses reaksi hidrasi pada beton sehingga mutu beton yang diharapkan dapat tercapai dan juga mencegah beton mengalami retak yang berlebihan akibat kehilangan kelembaban. Pada penelitian ini *curing* dilakukan setelah benda uji mengeras atau mencapai *final setting*. Metode perawatan beton dilakukan dengan cara merendam beton sampai dua hari sebelum pengujian.

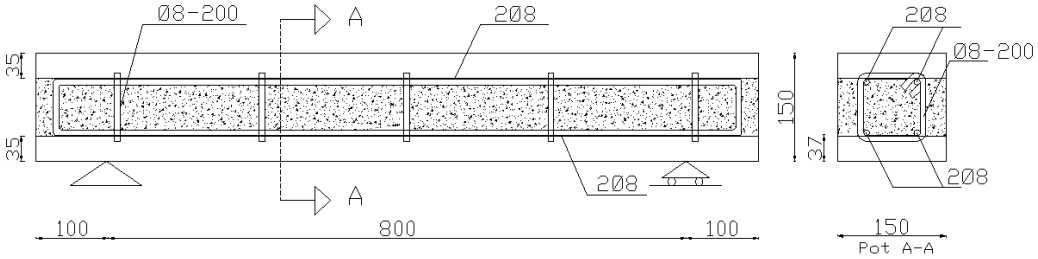
ISBN: 978-602-60286-0-0



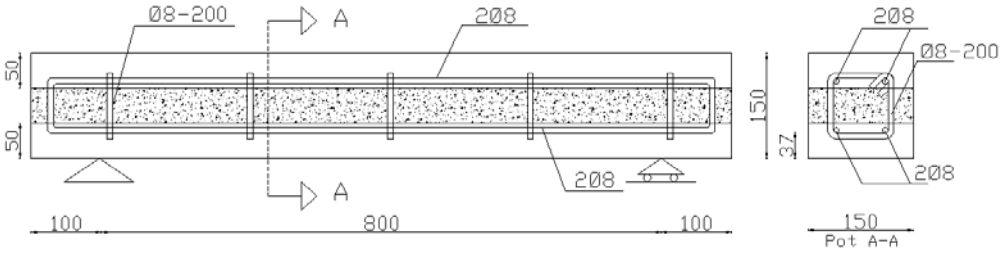

(a) Spesimen 1. Balok Acuan




(b) Spesimen 2. Balok *Sandwich* Dua Lapis




(c) Spesimen 3. Balok *Sandwich* Tiga Lapis



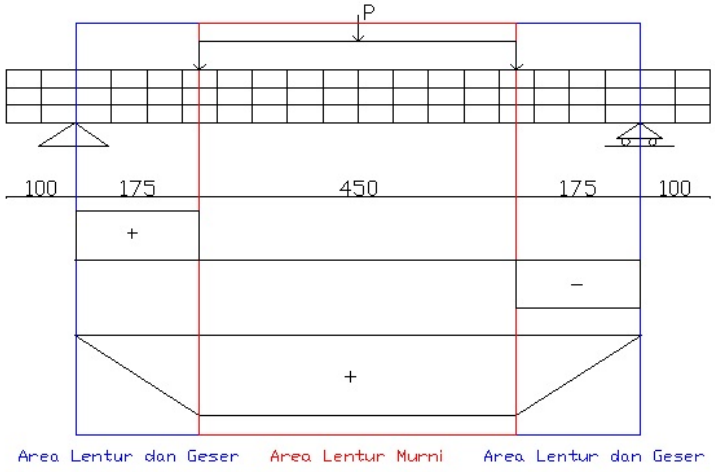

(d) Spesimen 4. Balok *Sandwich* Tiga Lapis dengan Penebalan Lapis Atas dan Bawah

Gambar 4. Spesimen Penelitian

## Pengujian Benda Uji

Sebelum pengujian, setiap balok dicat dengan warna putih dan penanda jarak per 50 mm. Pengujian yang pertama kali dilakukan yaitu uji berat balok dengan cara penimbangan pada setiap benda uji balok. Setelah itu dilakukan uji lentur pada balok dengan metoda *third point loading* dengan *Universal Testing Machine* (UTM), untuk mengetahui perilaku balok pada saat diberi beban maksimum. Balok ditempatkan terlebih dahulu di atas perletakan, kemudian posisi balok diatur sehingga jarak dari tepi kiri-kanan balok ke as perletakan berjarak 100 mm atau bentang balok dari as ke as perletakan 800 mm, seperti tampak pada Gambar 5.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 5. Setup pengujian, serta area geser dan momen balok

## 4. HASIL PENGUJIAN DAN PEMBAHASAN

### Berat Sendiri Balok Beton

Hasil pengujian berat balok sandwich dibandingkan dengan balok acuan ditunjukkan pada Tabel 2. Berdasarkan Tabel 2, balok beton *sandwich* lebih ringan 4,8 kg hingga 9 kg atau 9% sampai 17% dibanding balok beton acuan.

Tabel 2. Hasil Pengujian Berat Balok *Sandwich*

| Spesimen | Keterangan Spesimen | Rerata Berat Balok | Rasio Berat | Selisih Berat terhadap Acuan | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | (kg) | (%) | (kg) | (%) |
| 1 | Balok Acuan | 53,8 | - | - | - |
| 2 | Sandwich 2 Lapis | 44,8 | 83 | 9,0 | 17 |
| 3 | Sandwich 3 Lapis | 46,8 | 87 | 7,0 | 13 |
| 4 | Sandwich 3 Lapis dengan Penebalan | 49,0 | 91 | 4,8 | 9 |

### Pola Retak Balok Beton

Gambar 6, 7, 8, dan 9 berturut-turut memperlihatkan pola retak yang terjadi pada balok acuan, balok sandwich 2 lapis, balok sandwich 3 lapis, serta balok sandwich 3 lapis dengan penebalan lapis atas-bawah. Berdasarkan observasi terlihat bahwa setiap balok memiliki pola retak berbeda, hal ini disebabkan perbedaan karakteristik lapisan beton pada setiap balok sehingga mempengaruhi alur distribusi beban. Jenis keretakan yang terjadi relatif sama, seluruh balok mengalami retak dan keruntuhan lentur sesuai yang direncanakan. Arah retak hampir tegak lurus sumbu longitudinal. Retakan lentur awal disebabkan tegangan tarik yang terjadi melampui tegangan tarik pada beton. Setelah retak pertama, beton tidak mampu lagi menahan tegangan tarik, sehingga gaya tarik yang timbul selanjutnya ditahan oleh tulangan. Ketika terjadi penambahan beban, timbul retak–retak baru serta terjadi perpanjangan dan pelebaran retak sebelumnya.

Seluruh balok tidak terlihat adanya retak yang disebabkan gaya geser karena tidak dijumpai pola retak arah diagonal di daerah geser balok. Pada Spesimen 2, balok sandwich 2 lapis, retak lentur timbul diluar area lentur murni, karena keretakan akibat lemahnya lapisan bawah balok yang terbuat dari beton ringan di sekitar daerah tumpuan. Pada daerah ini, beton ringan memiliki mutu lebih rendah dengan kapasitas tegangan tarik 59% lebih rendah dibanding beton normal. Hal itu memicu terjadinya retak awal yang lebih dini pada Spesimen 2-B, seiring penambahan beban retak awal tersebut semakin membesar, dan pada akhirnya beton mengalami keruntuhan pada tingkat beban yang lebih rendah dibanding Spesimen 2-A.

ISBN: 978-602-60286-0-0



Gambar 6. Pola retak Spesimen 1 A dan B (Balok Acuan)



Gambar 7. Pola retak Spesimen 2 A dan B (Balok Sandwich 2 Lapis)



Gambar 8. Pola retak lentur Spesimen 3 A dan B (Balok Sandwich 3 Lapis)



Gambar 9. Pola retak lentur Spesimen 4 A dan B (Balok Sandwich 3 Lapis dengan Penebalan)

## Kekuatan Lentur Balok Beton

Secara teoritis balok beton sandwich seharusnya memiliki kekuatan lentur yang sama dengan balok beton normal. Hasil eksperimen seperti tampak pada Tabel 3 menunjukkan balok beton sandwich memiliki kekuatan lentur yang lebih kecil dibandingkan dengan balok beton acuan, namun selisihnya relatif kecil dengan rasio momen 89,1 s.d. 92,6% dan dengan selisih momen 7,4 s.d. 10,9%.

Tabel 3. Kekuatan Lentur Balok Beton

| Spesimen | Keterangan Spesimen | $P_{rerata}$ (kN) | $M_{Aktual}$ (kN.m) | Rasio Momen (%) | Selisih Momen (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Balok Acuan | 61,7 | 5,4 | - | - |
| 2 | Sandwich 2 Lapis | 55,0 | 4,8 | 89,1 | -10,9 |
| 3 | Sandwich 3 Lapis | 55,5 | 4,9 | 89,8 | -10,2 |
| 4 | Sandwich 3 Lapis dengan Penebalan | 57,2 | 5,0 | 92,6 | -7,4 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

Rata-rata beban maksimum yang dapat dipikul balok acuan mencapai 61,7 kN, dengan kapasitas lentur 5,40 kN.m yang terbesar dibanding 3 jenis balok *sandwich*. Balok *sandwich* 2 lapis dan balok *sandwich* 3 lapis memiliki rata-rata kapasitas lentur yang tidak jauh berbeda. Hal tersebut disebabkan karena tebal lapisan beton normal pada kedua balok sama besar, hanya saja pada balok *sandwich* 3 lapis, beton normal juga diletakkan di bagian dasar penampang dengan tujuan mengantisipasi adanya momen negatif, sehingga muncul sedikit peningkatan kapasitas lentur jika dibandingkan beton 2 lapis.

Pada balok Spesimen 4 yang mempunyai lapisan beton normal lebih tebal 1,5 cm dibanding balok *sandwich* yang lain memperlihatkan peningkatan kapasitas lentur. Namun, peningkatan kapasitas lentur yang terjadi hanya sekitar 3%. Hal tersebut tidak memperlihatkan kenaikan kapasitas secara signifikan. Penambahan tebal lapisan beton normal sebesar 1,5 cm pada Spesimen 4 tidak banyak mempengaruhi kapasitas balok, padahal Spesimen 4 merupakan balok *sandwich* terberat.

### Kekuatan Geser Balok Beton

Penempatan beton ringan dengan mutu rendah pada daerah yang mengalami gaya geser pada balok *sandwich* diharapkan tidak mengubah jenis keruntuhan lentur menjadi keruntuhan geser. Untuk mengantisipasi hal tersebut kapasitas geser balok dibuat lebih besar. Berdasarkan perhitungan teoritis pada balok normal diketahui kapasitas geser yang disumbangkan penampang $(V_c)$ sebesar 15,5 kN dan kapasitas geser tulangan $(V_s)$ sebesar 21,3 kN, total kapasitas geser balok 36,8 kN, lebih besar dari gaya geser yang bekerja sebesar 27,4 kN. Artinya balok mampu menahan gaya geser yang bekerja. Penggunaan beton dengan mutu berbeda pada balok *sandwich* akan berimbas pada penurunan kapasitas geser yang disumbangkan oleh penampang.

## 5. KESIMPULAN

Balok beton sandwich dapat membuat berat balok lebih ringan 8,9% hingga 16,8% dibanding balok beton acuan.

Kapasitas lentur balok sandwich lebih rendah 7,4% hingga 10,9% dibanding dengan balok beton acuan.

Penambahan lapisan beton normal pada bagian beton yang mengalami tarik tidak signifikan mempengaruhi kekuatan lentur balok.

Penempatan beton ringan mutu rendah pada daerah balok yang mengalami gaya geser dan momen tidak mempengaruhi pola keruntuhan.

## DAFTAR PUSTAKA

Callister, W.D., (1997). *Materials Science and Engineering – An Introduction.* John Wiley & Sons, Inc.

Jones, R.M., (1975). *Mechanics of Composite Materials.* McGraw-Hill.Allen

Mustiadi, E. (2011). ”Pemanfaatan Batu Apung Batujajar Pada Beton Ringan Struktural”. Tugas Akhir. Bandung: Institut Teknologi Nasional Bandung.

Nawy, E.G. (2002). *Reinforced Concrete A fundamental Approach fifth edition.* Prentice-Hall,Inc.

Schaumann, E., Valle, T. & Keller, T. (2008). ”Direct Load Transmission in Sandwich Slabs with Lightweight Concrete Core”. Journal of Tailor Made Concrete Structures-Walraven & Stoelhorst (eds). Taylor & Francis Group, London, 849-855.

Wikana, I., Widayat, Y. (2007). ”Tinjauan Kuat Lentur Balok Beton Bertulang dengan Lapisan Mutu Beton yang Berbeda”. Majalah Ilmiah UKRIM. Yogyakarta: Jurusan Teknik Sipil UKRIM.

Whitney, C.S., (1942). *Plastic Theory of Reinforced Concrete Design.* Transaction ASCE.

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PENGARUH PENGGUNAAN ABU TERBANG TERHADAP SIFAT MEKANIS *REACTIVE POWDER CONCRETE*

**Widodo Kushartomo[1] , Kelvin Tandio[2]**

*[1]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Tarumanagara, Jl. Letjend. S. Parman no.1 Jakarta 11440*
*Email: widodo@untar.ac.id*
*[2] Jurusan Teknik Sipil, Universitas Tarumanagara, Jl. Letjend. S. Parman no.1 Jakarta 11440*
*Email: kelvin12untar@gmail.com*

## ABSTRAK

Penelitian ini menjelaskan tentang penambahan abu terbang terhadap sifat mekanis *Reactive Powder Concrete* (RPC) dengan teknik perawatan *steam curing*. Jumlah abu terbang yang ditambahkan ke dalam *Reactive Powder* Concrete terhadap massa semen sebesar 5% sampai dengan 40%. Benda uji dibuat dalam bentuk silinder dengan diameter 10 cm dan tinggi 20 cm sebanyak 24 silinder dan balok ukuran 10 cm x 10 cm x 40 cm sebanyak 16 balok. Pengujian terhadap benda uji berupa tes kuat tekan silinder dan tes kuat lentur balok. Pengamatan struktur mikro dilakukan dengan menggunakan SEM guna mendukung analisis uji tekan yang dilakukan. Hasil penelitian menunjukkan kuat tekan maksimum yang mampu dicapai sebesar 61,42 MPa dengan kandungan abu terbang sebanyak 15%. Kuat lentur maksimum yang mampu dicapai sebesar 5,23 MPa dengan kandungan 5% abu terbang dan 20% silica fume. Hasil uji *Scanning Electron Microscope* menunjukkan beton yang mengandung 15% abu terbang mengandung banyak C-S-H yang merupakan pertanda terjadinya reaksi pozzolanik pada beton ,sedangkan beton dengan kandungan 40% abu terbang mengandung banyak sekali gumpalan berwarna putih yang menunjukkan adanya semen atau abu terbang yang tidak terhidrasi dan tidak ikut bereaksi sehingga hanya berfungsi sebagai filler pada beton.

Kata kunci: *Reactive Powder Concrete*, abu terbang, kuat tekan, kuat lentur.

## 1. PENDAHULUAN

### Latar belakang

Beton merupakan salah satu material penting yang banyak digunakan dalam pembuatan berbagai infrastruktur ditengah semakin pesatnya perkembangan konstruksi di Indonesia. Kebutuhan akan beton semakin meningkat seiring dengan bertambahnya kebutuhan infrastruktur oleh manusia. Beton sendiri adalah merupakan campuran yang homogen antara semen, air dan agregat. Karakteristik beton adalah mempunyai tegangan hancur tekan yang tinggi serta tegangan hancur tarik yang rendah. (*Nawy, 1998*).

Beton memiliki beberapa keunggulannya yaitu bahan campurannya mudah didapat secara alami di banyak tempat , mudah diproduksi dan dilaksanakan , mudah dibentuk untuk keperluan aspek struktural maupun arsitektural , memiliki deformasi yang relatif kaku , memiliki ketahanan yang relatif baik terhadap suhu tinggi atau kebakaran , memiliki ketahanan yang baik terhadap abrasi , cukup awet secara jangka panjang terutama pada lingkungan yang tidak korosif , biaya pelaksanaan dan perawatan yang relatif murah.

Seiring perkembangan zaman, para peneliti telah melakukan berbagai penelitian untuk mendapatkan campuran beton dengan kualitias yang baik dan dapat diaplikasikan kedalam konstruksi. Diantaranya adalah pembuatan *Reactive Powder Concrete* (RPC).

*Reactive Powder Concrete* (RPC) adalah beton yang memiliki kekuatan dan keuletan sangat tinggi. RPC merupakan beton tanpa agregat kasar dan tersusun atas semen, silica fume, quartz powder. Ciri khas RPC adalah penggunaan kadar semen sangat tinggi, FAS rendah dan tanpa menggunakan agregat kasar. Penghilangan agregat kasar merupakan kunci untuk mengatur homogenitas antara semen dengan komponen lainnya. Konsep awal RPC pertama kali dikembangkan tahun 1990 oleh peneliti dari laboratorium Boygues Prancis (Widodo.K, 2013).

Meningkatnya penggunaan beton sebagai bahan konstruksi juga diiringi meningkatnya produksi semen sebagai pengikat di dalam beton. Pada saat proses produksi semen berlangsung terjadi emisi gas rumah kaca berupa pelepasan $CO_2$ ke udara sehingga dapat merusak atmosfer dan lingkungan. Oleh karena harga semen yang relatif mahal dan merusak lingkungan, maka muncul ide untuk mengeffisienkan penggunaan semen dengan menggunakan abu terbang sebagai bahan tambahan dalam beton untuk mengurangi penggunaan semen.

Abu terbang adalah bahan limbah dari pembakaran batu bara, yang dikategorikan sebagai limbah B3 (*PP No. 85 tahun 1999 tentang Pengelolaan Limbah Bahan Berbahaya dan Beracun)*. Abu terbang adalah limbah hasil pembakaran batu bara pada tungku pembangkit listrik tenaga uap yang berbentuk halus, bundar, dan bersifat pozzolanic.

Abu terbang merupakan limbah *(by-product*) dari pembakaran batu bara yang memiliki butiran lebih halus daripada semen Portland, yang mempunyai sifat-sifat hidrolik. Pada awalnya abu terbang ini digunakan sebagai penambah semen dengan kadar 5% - 20% dengan maksud untuk menambah plastisitas adukan beton dan menambah kekedapan beton. Karena kehalusan dan bentuk bulat butirannya maka pemakaian abu terbang pada adukan beton dapat menambah kelecakan pada adukan beton. Penggunaan abu terbang 10% - 15% sebagai bahan pengganti semen dapat menambah kekuatan beton (Sebayang, 2006).

Manfaat kinerja abu terbang dalam memberikan sifat mekanik dan ketahanan beton telah diteliti dan didokumentasikan dalam struktur yang sebenarnya. Meningkatkan jumlah abu terbang pada beton bukan tanpa kekurangan. Pada tingkat yang tinggi, masalah mungkin ditemui dengan waktu mengeras yang lama dan penambahan kekuatan yang lambat, yang mengarah kepada timbulnya nilai kuat tekan yang rendah pada umur beton yang rendah dan keterlambatan pada konstruksi. Hal ini dapat terjadi ketika dalam cuaca yang dingin (Thomas, *Portland Cement Association*). Material abu terbang dapat dikategorikan dalam material "*pozzolan*" karena mengandung silica dan alumina serta material *cementious* seperti yang terdapat pada semen, sehingga menjadi aditif yang baik untuk beton.

Oleh karena itu, penelitian ini akan mengkaji lebih dalam mengenai pengaruh penggunaan abu terbang terhadap sifat mekanis dari *Reactive Powder Concrete*.

### Tujuan Penelitian

Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui volume penggunaan abu terbang untuk menghasilkan kuat tekan dan kuat lentur yang maksimal.

## 2. PROSEDUR PENELITIAN

Untuk mencapai tujuan dari penelitian ini, metode yang digunakan untuk pengumpulan data adalah eksperimental. Pembuatan benda uji, *curing*, menganalisa hasil struktur mikro, dan pengujian kuat tekan dan kuat lentur dikerjakan untuk mengetahui bagaimana pengaruh abu terbang terhadap sifat mekanis *Reactive Powder Concrete*. Bahan-bahan yang digunakan untuk membuat benda uji berupa semen PCC, *silica fume*, tepung kaca, abu terbang, pasir, air, dan *superplasticizer* dengan rencana campuran seperti pada Tabel 1. *Curing* dilakukan dengan proses perendaman pada air dnegan suhu 20°C selama 2 hari dan dilanjutkan dengan penguapan pada suhu 90°C selama 8 jam. Pengamatan struktur mikro dilakukan dengan menggunakan *Scanning Elektron Microscope*. Campuran diaduk dengan menggunakan *mixer* berkecepatan 1800 rpm kurang lebih selama 10-15 menit agar penggunaan *superplasticizer* optimal dan adukan menjadi homogen.

Tabel 1. Proporsi campuran benda uji

| Bahan | Berat Jenis | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Semen | 3150 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| *Superplasticizer* | 1050 | 0,03 | 0,03 | 0,03 | 0,03 | 0,03 | 0,03 | 0,03 |
| *SilicaFume* | 2200 | 0,25 | 0,2 | 0,15 | 0,1 | 0,05 | 0 | 0 |
| Tepung Kaca | 2579 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 |
| Abu Terbang | 2150 | 0 | 0,05 | 0,1 | 0,15 | 0,2 | 0,25 | 0,4 |
| Pasir | 2645,7 | 1,1 | 1,1 | 1,1 | 1,1 | 1,1 | 1,1 | 1,1 |
| Air | 1000 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 | 0,2 |

## 3. HASIL DAN ANALISIS

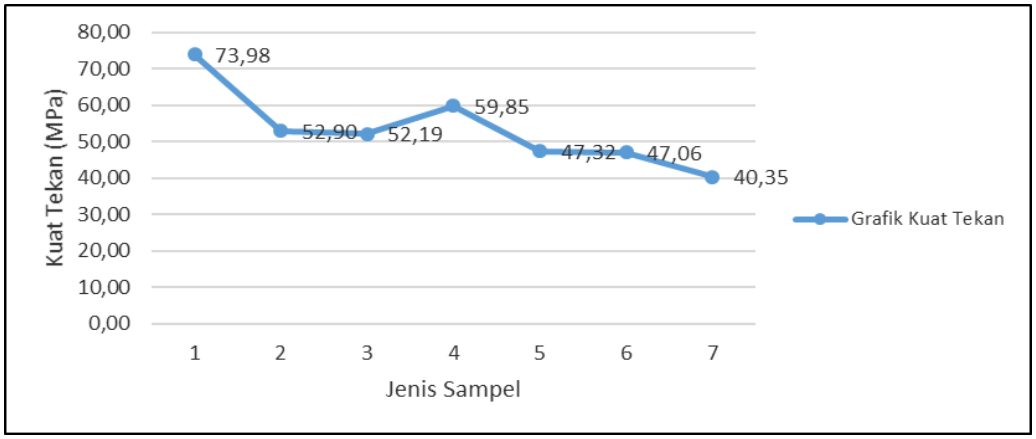
### Analisa hasil uji kuat tekan dan kuat lentur

Pada percobaan ini digunakan abu terbang dengan variasi kandungan 5%, 10%, 15%, 20%, 25% dan 40%. Penambahan abu terbang dalam adukan terbukti meningkatkan workabilitas karena bentuk butirannya yang bulat, selain itu juga mampu menurunkan panas hidrasi yang terjadi. Semakin besar kandungan abu terbang yang

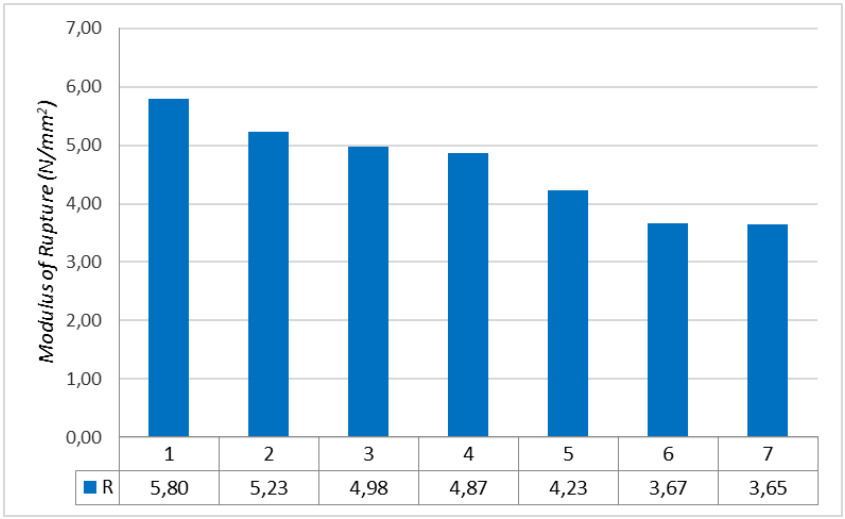
ISBN: 978-602-60286-0-0

ditambahkan dalam beton maka akan mendapatkan hasil kuat tekan akan semakin menurun, tetapi perlu dilihat juga besarnya kandungan optimum akan digunakan untuk didapatkan hasil kuat tekan yang maksimal. Berdasarkan Gambar 1. dapat dilihat bahwa beton yang menggunakan *silica fume* (kadar abu terbang 0%) menghasilkan kuat tekan yang paling maksimum dimana penggunaan abu terbang belum mampu menggantikan *silica fume.* Ini terjadi karena kandungan $SiO_2$ pada *silica fume* (sampai 98%) sangat tinggi dibanding abu terbang kelas F (50%) ,selain itu juga terdapat unsur lain yang bisa mengganggu proses yang terjadi pada CH dan juga proses hidrasi (Biernacki, dkk., 2001).

Kandungan $SiO_2$ yang rendah pada Abu Terbang menyebabkan reaksi antara senyawa kalsium hidroksida $Ca(OH)_2$ yang merupakan produk hidrasi semen dengan senyawa silika yang ada pada abu terbang berlangsung lebih sedikit, sehingga terbentuknya kalsium silikat hidrat (C-S-H) menjadi sedikit juga. Sedangkan pada beton dengan kandungan 25% *silica fume* dapat terjadi reaksi *pozzolanic* secara maksimal karena $Ca(OH)_2$ yang terbentuk jumlahnya sama banyaknya dengan kadar $SiO_2$ yang terdapat dalam beton tersebut. Seperti yang telah kita ketahui, senyawa C-S-H inilah yang memberikan kekuatan tambahan pada beton dan meningkatkan kuat tekan beton (T. Michael, *PCA* dan Hongwei Zheng, 2008). Dapat dilihat bahwa penggunaan abu terbang dengan kadar 15% dan *silica fume* 10% memberikan hasil kuat tekan yang paling maksimal dibanding yang lain, yaitu 59,85 Mpa. Penggunaan abu terbang dengan kadar 40% tidak lagi berfungsi sebagai *pozzolan* melainkan hanya berfungsi sebagai pengisi/*filler* dalam campuran beton sehingga hasil kuat tekan yang didapat hanya 40,35 MPa.




**Gambar 1.** Hasil uji kuat tekan




**Gambar 2.** Hasil uji kuat lentur

Berdasarkan Gambar 2. terlihat bahwa beton dengan kandungan 25% silica fume merupakan yang paling optimum sehingga didapat kuat tekan sebesar 5,8 N/mm$^2$ dan beton dengan kandungan abu terbang sebesar 40% mencapai kuat lentur yang paling rendah yaitu 3,65 N/mm$^2$. Kuat lentur dengan kandungan abu terbang 5% mengalami penurunan kuat lentur sebesar 9,83%, sedangkan kandungan abu terbang 10% mengalami penurunan kuat lentur sebesar 14,14%, kandungan abu terbang 15% penurunan kuat lentur mencapai 16,03%, kandungan abu terbang 20%

ISBN: 978-602-60286-0-0

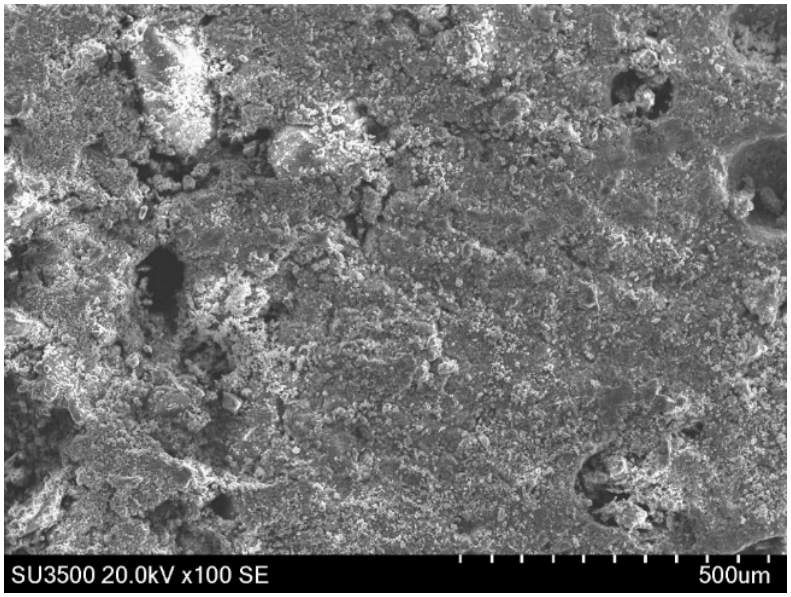
penurunan kuat lentur mencapai 27,07%, kandungan abu terbang 25% penurunan kuat lentur mencapai 36,72%, dan variasi 40% penurunan kuat lentur mencapai 37,07%. Hal ini juga menunjukan bahwa kolerasi antara kuat tekan dan kuat lentur seperti yang ditetapkan ACI untuk *modulus of rupture* beton normal tidak terjadi pada beton jenis *Reactive Powder Concrete* (RPC).

Selain berbagai faktor yang telah dijelaskan diatas, ada juga beberapa faktor lain yang dapat menyebabkan kuat tekan dan kuat lentur yang dicapai tidak maksimal, antara lain tingginya kadar organis pada pasir, proses pengadukan yang kurang merata dan juga proses *steam curing* yang suhunya tidak stabil. Hal-hal ini didukung oleh pernyataan Richard dan Cheyrezy (1995), yaitu beton jenis RPC harus memperhatikan beberapa aturan sebagai berikut :

1. Meningkatkan homogenitas dengan mengeliminasi penggunaan agregat kasar.
2. Meningkatkan kepadatan dengan mengoptimalkan butiran agregat dalam campuran.
3. Meningkatkan struktur mikro dengan dilakukannya *steam curing*.
4. Menjaga adukan dan prosedur pengecoran sebaik mungkin dengan seringnya mencoba.

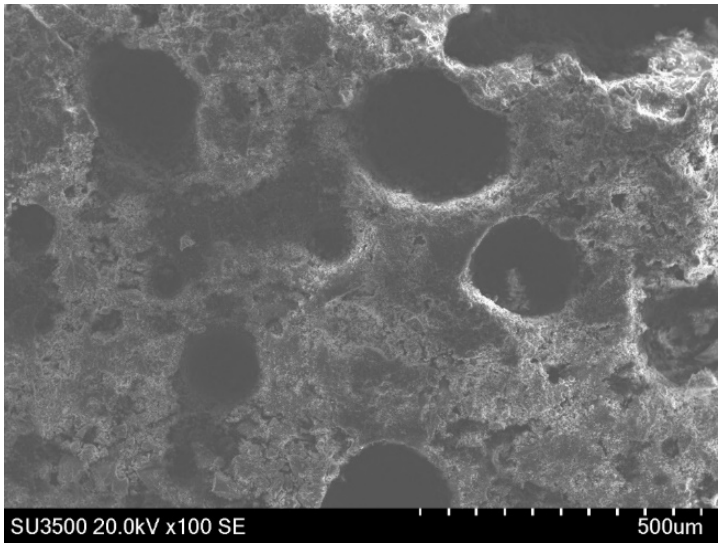
## Analisa hasil uji Scanning Elektron Microscope

Pada penelitian ini telah dilakukan analisa *Scanning Electron Microscope* untuk membantu menganalisa hasil pengujian baik kuat tekan maupun kuat lentur yang didapatkan. Dari hasil pengujian *Scanning Electron Microscope* didapat bahwa sampel beton no 4 dengan kandungan 15% Abu terbang dan 10 % *Silica fume* memiliki permukaan beton yang rongganya lebih sedikit bila dibandingkan dengan sampel beton no 7 dengan kandungan 40 % Abu terbang (dapat dilihat pada Gambar 3. dan Gambar 4.) sehingga sampel no 4 memiliki densitas yang lebih baik bila dibandingkan sampel no 7. Selain itu pada sampel beton no.4 dapat dilihat juga bahwa terjadi reaksi *pozzolanic* yang ditandai dengan banyak terbentuknya C-S-H didalam beton tersebut. Berbeda dengan sampel beton no 7 yang reaksi *pozzolanic*nya berlangsung cukup lambat karena banyak sekali terbentuk gumpalan berwarna putih yang menunjukkan bahwa abu terbang / semen yang tidak terhidrasi dan tidak ikut bereaksi sehingga hanya berfungsi sebagai filler atau pengisi rongga pada beton dan mengganggu reaksi yang telah terbentuk sebelumnya. Hal ini berdampak pada kekuatan beton yang dibentuk juga lebih kecil bila dibandingkan dengan sampel no 4.

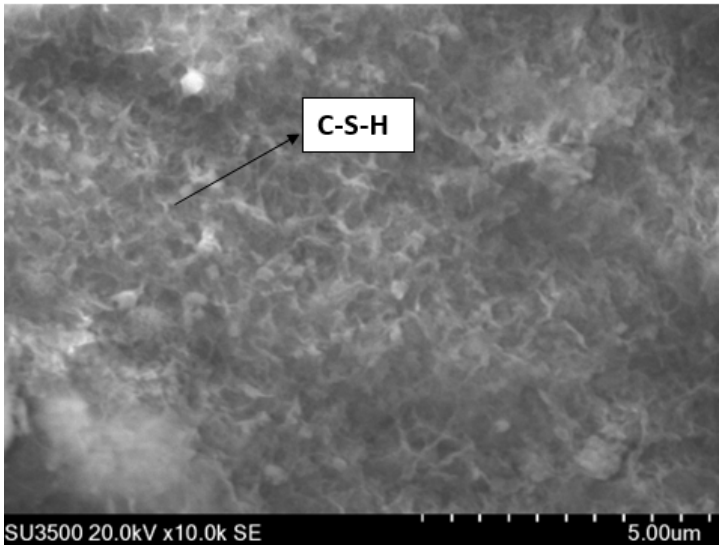



**Gambar 3.** Sampel 4 (15% Abu Terbang dan 10% *Silica fume*) perbesaran 100x

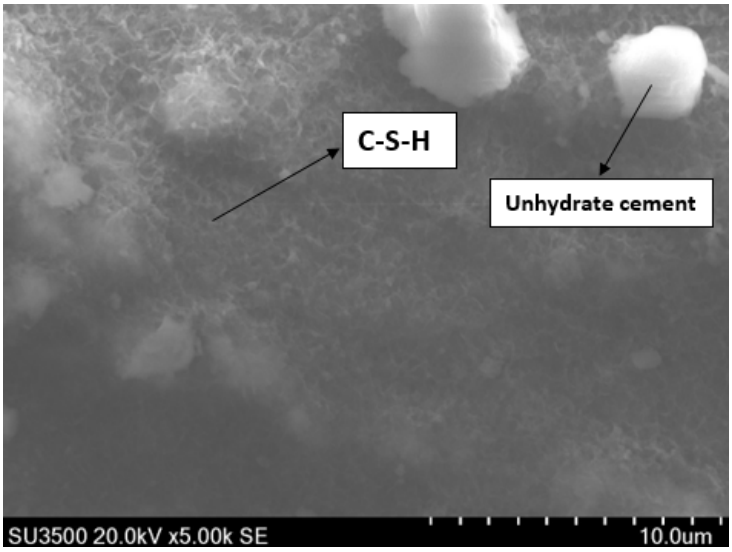
ISBN: 978-602-60286-0-0




**Gambar 4.** Sampel 7 (40% Abu Terbang) perbesaran 100x

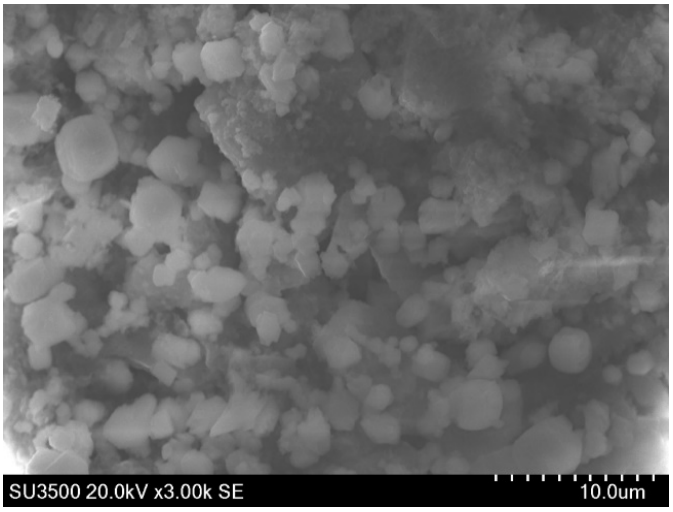



**Gambar 5**. Sampel 4 (15% Abu Terbang dan 10% *Silica fume*) perbesaran 10000x

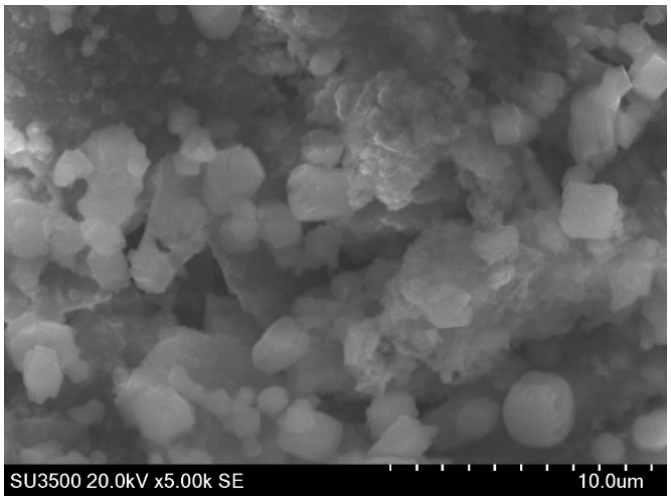



**Gambar 6**. Sampel 4 (15% Abu Terbang dan 10% *Silica fume*) perbesaran 5000x

ISBN: 978-602-60286-0-0




**Gambar 7**. Sampel 7 (40% Abu Terbang) perbesaran 3000x




**Gambar 8**. Sampel 7 (40% Abu Terbang) perbesaran 5000x

**Tabel 2.** *Point analysis* 1

| **15% Abu Terbang dan 10 % Silica Fume** | |
|---|---|
| **ELEMEN** | **RATA-RATA** |
| C | 16.086 |
| O | 48.838 |
| Na | 0.29 |
| Mg | 0.18 |
| Al | 1.028 |
| Si | 22.7 |
| S | 0.034 |
| K | 0.148 |
| Ca | 10.316 |
| Cr | 0.028 |
| Fe | 0.222 |
| In | 0.056 |
| Sn | 0.074 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

**Tabel 3.** *Point analysis* 2

| 40% Abu Terbang | |
|---|---|
| **ELEMEN** | **RATA-RATA** |
| C | 15.866 |
| O | 50.546 |
| Na | 0.214 |
| Mg | 1.784 |
| Al | 5.356 |
| Si | 8.23 |
| S | 0.328 |
| K | 0.548 |
| Ca | 13.958 |
| Fe | 2.934 |
| Ti | 0.232 |

Berdasarkan hasil *Point Analysis* pada tabel 2 dan tabel 3 dapat dilihat bahwa kandungan Si pada sampel dengan kandungan 15 % abu terbang dan 10 % silica fume (22,7%) lebih besar bila dibandingkan dengan hasil sampel dengan kandungan 40 % abu terbang. (8,23%) yang menunjukkan bahwa reaksi *pozzolanic* terjadi pada sampel no 4. sehingga terbentuklah C-S-H. Pada hasil *Point Analysis* sampel no 4 dengan kandungan 15 % abu terbang dan 10 % silica fume dapat dilihat bahwa unsur Ca pada beton lebih sedikit daripada unsur Si pada beton sehingga memungkinkan bahwa reaksi *pozzolanic* terjadi dengan baik, namun berbeda dengan sampel no 7 dengan kandungan 40 % abu terbang yang unsur Ca-nya lebih besar daripada unsur Si didalam beton tersebut sehingga reaksi *pozzolanic* yang tetap berlangsung, namun terdapat sisa dari unsur Ca yang memungkinkan untuk bereaksi dengan unsur lain seperti sulfat sehingga dapat memperlemah beton.

## 4. KESIMPULAN

Berdasarkan dari hasil pengujian di laboratorium dan analisis data, maka didapatkan kesimpulan antara lain:

1. Penggunaan *silica fume* dalam beton dapat menghasilkan kuat tekan dan kuat lentur yang lebih tinggi daripada abu terbang.
2. Abu terbang dapat berfungsi untuk memperbaiki struktur mikro berdasarkan hasil Uji *Scanning Electron Microscope*.
3. Penggunaan abu terbang hingga 25% berfungsi dalam meningkatkan workabilitas
4. Abu terbang berfungsi dalam mengurangi panas hidrasi.
5. Penggunaan abu terbang belum mampu menggantikan *silica fume* karena kadar $SiO_2$ pada *silica fume* sangat tinggi daripada kadar abu terbang.
6. Beton dengan kadar *silica fume* 25% memiliki kuat tekan paling tinggi sebesar 73,98 MPa.
7. Kuat tekan yang mampu dicapai sebesar 59,85 MPa untuk kadar optimum abu terbang 15% dan *silica fume* 10%
8. Kuat lentur maksimum yang dapat dicapai sebesar 5,23 MPa dengan kadar abu terbang sebesar 5%.
9. Berdasarkan hasil uji SEM beton dengan kadar abu terbang 15% dan *silica fume* 10% memiliki ikatan C-S-H yang lebih banyak dibandingkan beton dengan kadar abu terbang 40%.

## DAFTAR PUSTAKA

Biernacki, Joseph., William, P.J. , and Stutzman, P.E. (2001). "Kinetics of Reaction of Calcium Hydroxide and Fly Ash". ACI Materials Journal. Vol. 98 No 4, July-August.

Hongwei, Zheng. , Zhijuan, Wang. , Jueshi, Qian. , Yuanming. Song. , dan Zhi, Wang. (2008). *Pozzolanic Reaction Kinetics of Coal Ashes*. Chongqing University. Chongqing

Kushartomo, Widodo. (2013). "Pengaruh Penambahan Quartz Powder pada Reactive Powder Concrete terhadap Terbentuknya Kalsium - Silikat - Hidrat". Universitas Tarumanagara, Jakarta.

Nawy, E. 1998. *Beton Bertulang Suatu Pendekatan Dasar*. PT. Refika Aditama, Bandung.

Richard, P., and Cheyrezy, M. (1995). "Composition of Reactive Powder Concrete". Cement and Concrete Reasearch, Vol.25 No.7, pp.1501-1511

ISBN: 978-602-60286-0-0

Sebayang, Surya. (2006). “Pengaruh Abu Terbang Sebagai Pengganti Sejumlah Semen Type V Pada Beton Mutu Tinggi”. Jurnal Teknik Sipil, Volume 6 No.2 Universitas Atma Jaya. Yogyakarta

Thomas, Michael. (2007). “Optimizing The Use of Fly Ash in Concrete”. University of New Burnswick. Portland Cement Association

ISBN: 978-602-60286-0-0

# SIFAT MEKANIS BETON AKIBAT PENGARUH *STEEL SLAG* SEBAGAI BAHAN SUBTITUSI AGREGAT HALUS

**Alex Kurniawandy[1], Ermiyati[2], dan Rizki Wirma[3]**

*1Jurusan Teknik Sipil S1, Fakultas Teknik, Universitas Riau, Pekanbaru 28293,*
*Email: alexkurniawandy@gmail.com*
*2Jurusan Teknik Sipil S1, Fakultas Teknik, Universitas Riau, Pekanbaru 28293,*
*Email: ermiyati_tanjung@yahoo.co.id*
*3Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Riau, Pekanbaru 28293*
*Email: wirmarizki@yahoo.com*

## ABSTRAK

Sekarang ini telah dikembangkan penggunaan *steel slag* dari pabrik baja sebagai bahan campuran untuk beton sturktural. Hal ini dilakukan agar dapat mengurangi biaya pembangunan atau perbaikan kembali terhadap sarana dan prasarana yang ada. Sehingga diharapkan nantinya *steel slag* memiliki nilai ekonomis tinggi. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui sifat mekanis beton jika menggunakan terak baja (*Steel slag*) sebagai bahan substitusi pasir pada beton dengan mutu 25 MPa. Adapun penelitian yang dilakukan adalah untuk mengkaji sifat permiabilitas, porositas, susut dan kuat tekan. Disamping itu juga dilakukan Scanning Electronic Microscope (SEM) dan Energy Dispersive Spectrometry (EDS). Persentase limbah terak baja yang digunakan sebesar 0% dan 30% dari berat pasir. Untuk pengujian permiabilitas dan porositas dilakukan pada umur 28 hari rendaman. Pengujian susut beton dilakukan pada umur 7 hari. Untuk pengujian kuat tekan beton dilakukan terhadap benda uji dengan perendaman air biasa dan air gambar pada umur 28, 91 dan 180. Hasil dari pengujian permiabilitas, porositas dan susut beton menunjukkan bahwa penggunaan slag 30% cenderung menurunkan nilai permiabilitas, porositas dan susut beton tersebut dari beton normal. Pada pengujian kuat tekan beton normal rendaman air biasa terjadi peningkatan pada umur 28, 91 dan 180 hari, sedangkan pada rendaman air gambut terjadi peningkatan dari umur 28 ke 91 hari, lalu terjadi penurunan pada umur 180 hari. Pengujian kuat tekan beton Slag 30% rendaman air biasa dan air gambut juga terjadi peningkatan pada umur 28, 91 dan 180 hari. Pada pengujian SEM memperlihatkan bahwa kristral-kristal slag berfungsi sebagai pengisi rongga yang terdapat antara lekatan agregat dengan pasta semen, sehingga daerah yang berongga tersebut akan menjadi lebih padat dan mempunyai kekuatan yang lebih tinggi, sedangkan pada pengujian EDS memperlihat bahwa beton Slag 30% mengandung senyawa Pozozolanic.

Kata kunci: Terak Baja (*steel slag*), permiabilitas, porositas, susut, kuat tekan, SEM, EDS, pozozolanic

## 1. PENDAHULUAN

Pada era pembangunaan seperti sekarang ini banyak sekali upaya perkembangan dan peningkatan kualitas pembangunan yang dilakukan di Indonesia. Berbagai bahan bangunan terus diproduksi secara masal seperti kayu, baja dan beton untuk memenuhi permintaan dari pelaksanaan pembangunan. Beton merupakan salah satu bahan bangunan paling luas penggunaannya. Bahan bangunan yang terbentuk dari campuran semen, agregat kasar, agregat halus dan air ini memiliki daya tarik yang cukup besar dalam pembangunan. Hal tersebut dikarenakan cara pembuatannya yang cukup mudah sehingga dapat diaplikasikan dengan menggunakan teknologi tinggi (masinal) ataupun secara manual. Bahan dasar pembuatan beton seperti agregat juga merupakan sumber daya yang mudah didapatkan dan banyak tersedia di alam dan pemeliharaan yang mudah.

Selain memiliki berbagai keunggulan, beton sebagai bahan bangunan juga memiliki berbagai kelemahan. Sebagian dari kelemahan beton yang sering kali kita permasalahkan adalah memiliki kekuatan tarik yang rendah dan cenderung mengalami keretakan. Kualitas beton dapat diukur dari beberapa jenis pengujian seperti kuat tarik dan kuat tekan. Nilai kuat tekan beton dengan kuat tariknya tidak berbanding lurus. Setiap usaha perbaikan mutu kekuatan tekan hanya disertai oleh peningkatan yang kecil dari kuat tariknya (Mulyono, T, 2003).

Saat ini telah dilakukan penelitian terhadap *steel slag* yang dihasilkan dari pembakaran tungku tanur tinggi (*blast furnace*) yang berupa sisa buangan dari pabrik baja modern (*modern steel plant*). Dari penelitian tersebut dapat diharapkan agar *steel slag* dapat digunakan kembali untuk berbagai aplikasi dalam bidang teknik sipil. Sekarang ini telah dikembangkan penggunaan *steel slag* dari pabrik baja sebagai bahan campuran untuk beton sturktural. Hal ini

dilakukan agar dapat mengurangi biaya pembangunan atau perbaikan kembali terhadap sarana dan prasarana yang ada. Sehingga diharapkan nantinya *steel slag* memiliki nilai ekonomis tinggi. Selain itu dampak negatif akibat adanya *steel slag* terhadap kerusakan lingkungan dapat ditekan, juga diharapkan *steel slag* tersebut dapat digunakan sebagai bahan alternatif untuk mengurangi penggunaan agregat (*material recycled for concrete aggregates*). Sehingga lingkungan menjadi bersih, bebas limbah padat, dan tetap terpelihara (Hanif, 2012)

Agregat menempati 70-75% dari total volume beton maka kualitas agregat sangat berpengaruh terhadap kualitas beton. Dengan agregat yang baik, beton dapat dikerjakan (*workable*), kuat, tahan lama (*durable*) dan ekonomis. Agregat halus adalah agregat yang lebih kecil dari ukuran 5 mm (Nugraha dan Antoni, 2007). Agregat dapat dibedakan berdasarkan ukuran butiran. Dalam bidang teknologi beton nilai batas daerah agregat kasar dan agregat halus adalah 4,75 mm. Agregat yang butirannya lebih kecil dari 4,75 mm disebut agregat halus, sedangkan agregat yang butirannya lebih besar dari 4,75 mm disebut agregat kasar (ASTM C 33, 1994). Agregat halus dan agregat kasar akan diuji karakteristik material melalui beberapa pengujian material. Data hasil pengujian karakteristik material tersebut akan digunakan untuk perhitungan perencanaan campuran (*mix design*) beton.

Bahan tambah adalah bahan-bahan yang ditambahkan ke dalam campuran beton pada saat atau selama pencampuran berlangsung. Fungsi dari bahan ini adalah untuk mengubah sifat-sifat dari beton agar menjadi lebih cocok untuk pekerjaan tertentu. Salah satu bahan tambah yang dipergunakan adalah bahan tambah slag. Bahan slag dapat berupa slag nikel, slag tembaga atau slag baja (Mulyono, T, 2003).

*Steel slag* adalah material nonmetalik yang dihasilkan dari pengoperasian metalurgi pabrik baja dimana kandungannya berupa kalsium, magnesium dan alumunium silikat dalam beberapa kombinasi (Burge,T.A,2004). *Steel slag* bentuknya keras material padat berisi sejumlah *free iron* sehingga memberikan kerapatan dan kekasaran yang tinggi. Penggunaan *steel slag* sebagai agregat beton dengan semen Portland dapat memberikan beton mutu tinggi yang baik. Pada gambar 1 berikut ini dapat dilihat jenis *steel slag* yang digunakan. Karakteristik kimia *Steel slag* dapat dilihat pada tabel 1.

Air gambut adalah air permukaan yang banyak terdapat di daerah berawa maupun dataran rendah terutama di Sumatera dan Kalimantan, yang mempunyai ciri-ciri sebagai berikut (Kusnaedi, 2006):

1. Intensitas warna yang tinggi (berwarna merah kecoklatan)
2. pH yang rendah
3. Kandungan zat organik yang tinggi
4. Kekeruhan dan kandungan partikel tersuspensi yang rendah



Gambar 1. *Steel slag*

Warna coklat kemerahan pada air gambut merupakan akibat dari tingginya kandungan zat organik (bahan humus) terlarut terutama dalam bentuk asam humus dan turunannya. Asam humus tersebut berasal dari dekomposisi bahan organik seperti daun, pohon atau kayu dengan berbagai tingkat dekomposisi, namun secara umum telah mencapai dekomposisi yang stabil (Syarfi, 2007). Dalam berbagai kasus, warna akan semakin tinggi karena disebabkan oleh adanya logam besi yang terikat oleh asam-asam organik yang terlarut dalam air tersebut.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 1. Komposisi kimiawi (*steel slag*)

| Kandungan Kimia | Komposisi (%) |
|---|---|
| **Al2O3** | 5,875 |
| **SiO2** | 12,75 |
| **P2O5** | 0,65 |
| **MgO** | 28,29 |
| **MnO** | 1,51 |
| **CaO** | 29,245 |
| **FeO** | 22.945 |
| **TiO2** | 1,41 |
| **V2O3** | 0,16 |

Sumber : PT. Krakatau Steel. (2010).

## 2. METODOLOGI

Pengujian dimulai dengan pengujian karakteristik bahan dasar material campuran beton dengan menghasilkan data-data yang akan digunakan dalam perencanaan campuran (*mix design*) benda uji. Metode perencanaan campuran (*mix design*) pada penelitian ini menggunakan metode ACI. Penelitian ini dilanjutkan dengan pembuatan benda uji, proses perawatan (*curing*) selama 28, 91 dan 180 hari. Pengujian yang akan dilakukan pengujian kuat tekan selama 28, 91 dan 180 hari pada rendaman air biasa dan air gambut, permebilitas dan porositas selama 28 hari rendaman, susut beton pada umur 7 hari rendaman, *sem* dan *eds*. Benda uji beton berbentuk silinder dengan diameter 15 cm dan tinggi 30 cm untuk pengujian kuat tekan dan susut beton. Benda uji beton berbentuk kubus dengan dimensi 15x15x15 cm untuk pengujian permiabilitas dan porositas.

Pembuatan benda uji dimulai dengan menimbang material (semen, aggregat, air dan serat) sesuai dengan desain campuran (*mix design*). Material yang telah ditimbang dicampurkan menggunakan mesin pengaduk beton (*concrete mixer machine*) hingga tecampur dengan kondisi yang baik.

Setelah proses pencampuran beton selesai, dilakukan pengujian slump beton untuk mengetahui kemudahan pekerjaan (*workability*) dari campuran beton. Campuran beton dimasukkan ke dalam cetakan beton (silinder dan kubus). Pencetakan silinder dan kubus dilakukan dengan 3 lapisan yang setiap lapisan dilakukan 25 kali tusukan. Pengeluaran benda uji dari cetakan dilakukan 1 hari setelah beton dicetak. Proses pembuatan benda uji ini sesuai dengan SNI 03-4810-1998. Perawatan benda uji dilakukan dengan merendam benda uji yang telah dibuat dan telah berumur 1 hari. Benda uji tersebut direndam dalam bak perendaman selama umur pengujian dan dikeluarkan dari bak perendaman 1 hari sebelum pengujian dilakukan.

## 3. HASIL DAN PEMBAHASAN

### Kuat tekan

Pemakaian *steel slag* pada penelitian ini di variasikan sebesar 0%, 20%, 25%, 30%, 35% dan 40%. Dari pengujian kuat tekan untuk setiap variasi tersebut didapat kandungan *steel slag* yang optimun pada variasi 30%.

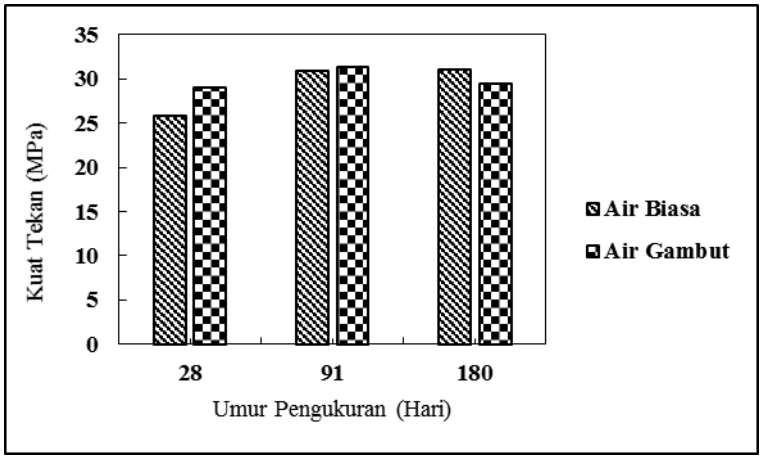
Ada beberapa hal yang mempengaruhi nilai kuat tekan beton, yaitu sifat-sifat dari material pembentuk beton, faktor air semen, cara pengadukan, lama pengadukan, cara pemadatan serta perawatan selama proses pengerasan. Proses perawatan beton ini sangat mempengaruhi dalam nilai kuat tekan beton. Dari penelitian ini, sebelum benda uji dimasukkan ke dalam rendaman air gambut, terlebih dahulu benda uji berada pada rendaman air biasa selama 28 hari. Setelah masa perawatan pada air biasa selama 28 hari selesai, lalu dilanjutkan pada rendaman air gambut. Perhitungan umur 28, 91 dan 180 hari dimulai setelah beton berada pada rendaman air gambut. Hasil pengujian kuat tekan beton normal pada rendaman air biasa dan air gambut dapat dilihat pada tabel 2 berikut ini.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 2. Kuat tekan beton normal

| Umur | Kuat tekan (MPa) | |
|---|---|---|
| | Rendaman Air Bisa | Rendaman Air Gambut |
| 28 | 25,84 | 29,05 |
| 91 | 30,94 | 31,31 |
| 180 | 31,03 | 29,52 |

Perbandingan kuat tekan beton normal disajikan dalam bentuk diagram batang pada gambar 3 berikut ini.



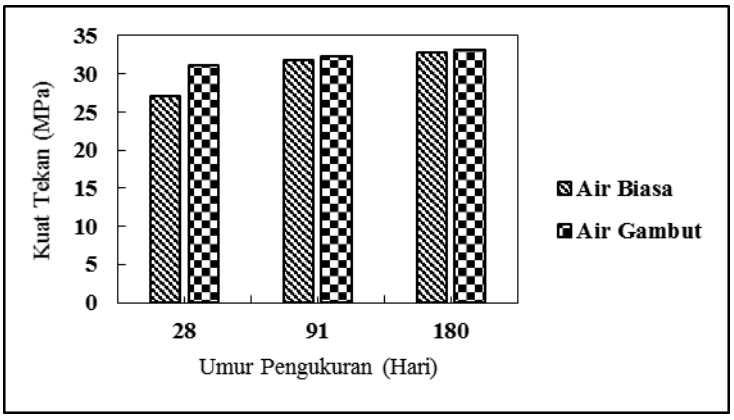

Gambar 3. Grafik kuat tekan beton normal

Selanjutnya hasil pengujian kuat tekan beton dengan tambahan *steel slag* 30% pada rendaman air biasa dan air gambut dapat dilihat pada tabel 3.

Tabel 3. Kuat tekan beton *steel slag* 30%

| Umur | Kuat tekan (MPa) | |
|---|---|---|
| | Rendaman Air Bisa | Rendaman Air Gambut |
| 28 | 27,07 | 31,12 |
| 91 | 31,78 | 32,26 |
| 180 | 32,82 | 33,20 |

Perbandingan kuat tekan beton *steel slag 30%* disajikan dalam bentuk diagram batang pada gambar 4 berikut ini.




Gambar 4. Grafik kuat tekan beton *steel slag* 30%

ISBN: 978-602-60286-0-0

## Permiabilitas beton

Permiabilitas beton adalah kemampuan beton untuk dapat merembeskan air. Kekedapan adalah kemampuan beton untuk menahan masuknya air kedalam beton. Beton yang baik adalah beton yang memiliki kekedapan yang tinggi (permiabilitas kecil). Pengujian permiabilitas dilakukan menggunakan frame tabung yang diisi air yang bertekanan 1 bar selama 48 jam. Kemudian pengujian dilanjutkan dengan tekanan 3 bar selama 24 jam. Setelah pengujian berakhir beton dibelah untuk mengetahui kedalaman rembesan air pada beton.

Tingginya rembesan beton dapat terjadi karena adanya rongga-rongga udara yang terdapat pada beton. Rongga-rongga tersebut dikarenakan adanya gelembung-gelembung udara yang tersekap saat proses pemadatan atau ruangan yang ditinggalkan disebabkan oleh penguapan air yang berlebihan. Adanya rongga udara dapat mengurangi kuat tekan beton.

Pengujian permiabilitas dilakukan pada benda uji dengan campuran *steel slag* yang optimum (30%) saat berumur 28 hari. Pengujian ini bertujuan untuk mengetahui angka permiabilitas dari beton dengan subtitusi *steel slag* 30% dari berat pasir terhadap beton normal (0%). Hasil pengujian permiabilitas dapat dilihat pada tabel 4 dan 5.

Tabel 4. Hasil pengujian permiabilitas beton variasi *steel slag* 0%

| No. Sampel | Tipe/Ukuran Benda Uji | Permiabilitas | Rerata |
|---|---|---|---|
| 1 | Kubus 15x15x15 | 6,714 | 6,721 |
| 2 | Kubus 15x15x15 | 6,728 | |

Tabel 5. Hasil Pengujian permiabilitas beton variasi *steel slag* 30%

| No. Sampel | Tipe/Ukuran Benda Uji | Permiabilitas | Rerata |
|---|---|---|---|
| 1 | Kubus 15x15x15 | 4,542 | 4,535 |
| 2 | Kubus 15x15x15 | 4,528 | |

Berdasarkan tabel hasil pengujian diatas dapat dilihat bahwa penggunaan *steel slag* 0% memiliki angka permiabilitas lebih tinggi yaitu sebesar 6,72 cm diikuti beton *steel slag* 30% sebesar 4,53 cm. Hal ini dikarenakan bahwa nilai permiabilitas beton cenderung menurun seiring dengan meningkatnya pemakaian *steel slag* terhadap subtitusi agregat halus. Dengan penambahan 30% *steel slag* akan bermanfaat untuk menurunkan angka permiabilitas sebesar 67 %.

## Porositas beton

Porositas adalah perbandingan antara volume pori dengan volume material total (volume air jenuh), besarnya porositas tergantung dari material bahan kontruksi. Nilai porositas menunjukkan tingkat kepadatan butiran pori pada suatu beton. Pengujian porositas dilakukan pada benda uji dengan campuran *steel slag* yang optimum (30%) saat berumur 28 hari. Hasil pengujian porositas dapat dilihat pada tabel 6.

Tabel 6. Porositas beton variasi 30% dan 0% *steel slag*

| Variasi Beton | Porositas rerata (%) |
|---|---|
| *Steel slag* 0% | 17.464 |
| *Steel slag 3*0% | 4.844 |

Hasil pengujian porositas diatas menunjukkan bahwa nilai porositas tertinggi terjadi pada beton *steel slag* 0% yaitu sebesar 17,46 % diikuti dengan beton *steel slag* 30% sebesar 4,84%. Hal ini dikarenakan bahwa nilai porositas beton cenderung menurun seiring dengan meningkatnya pemakaian *steel slag* terhadap subtitusi agregat halus.

## Susut beton

Susut atau shrinkage didefenisikan sebagai perubahan volume yang tidak berhubungan dengan beban. Susut akan semakin besar dengan meningkatnya faktor air semen dan kandungan semen. Demikian juga dengan semakin banyak agregat yang digunakan semakin sedikit susut yang akan terjadi. Agar susut dapat diminimalkan, perlu dilakukan perhitungan dan pengendalian pada pekerjaan beton (Mulyono, 2003).

ISBN: 978-602-60286-0-0

Pengujian susut dilakukan pada benda uji dengan campuran *steel slag* (0%) dan yang optimum (30%). Pada penelitian ini untuk mendapatkan nilai susut beton dilakukan dengan dua cara yaitu pengukuran langsung (laboratorium) dan perhitungan prediksi susut menurut ACI 209 (teoritik).

Pengukuran langsung dilakukan dengan mengukur perubahan tinggi beton akibat susut dengan menggunakan alat dial gauge yang memiliki ketelitian 0,01 mm. Pencatatan angka dial gague dilakukan setiap hari selama penelitian berlangsung. Hasil pengukuran susut langsung didapat total susut tertinggi terjadi pada beton variasi *steel slag* (0%) yaitu sebesar 90,7 µm diikuti dengan beton variasi *steel slag* (30%) sebesar 45,7 µm.

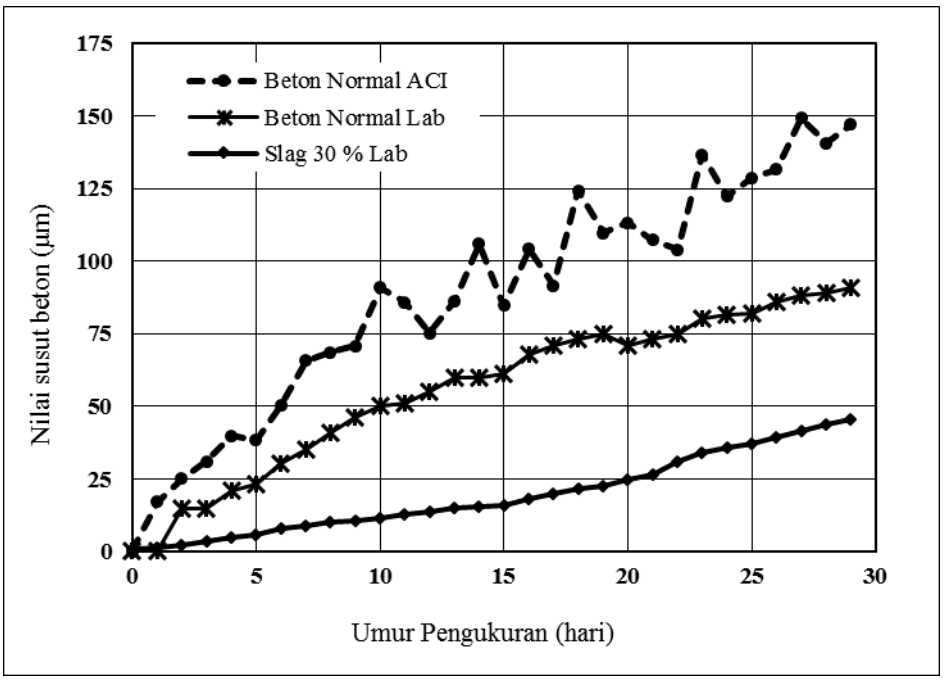
Prediksi susut menurut ACI 209 menunjukkan hasil yang berbeda dibandingkan dengan hasil susut pengukuran langsung. Hal ini dikarenakan pada prediksi susut ACI 209 perhitungan mengabaikan adanya campuran *steel slag* didalam beton sehingga susut yang diprediksi merupakan susut yang terjadi pada beton biasa (tanpa *steel slag*) sementara pada pengukuran langsung (laboratorium), beton yang digunakan untuk pengujian adalah beton dengan menggunakan campuran *steel slag* dan tanpa *steel slag* sebagai bahan substitusi agregat halus. Hasil pengukuran kedua cara ini dapat dilihat pada Tabel 7.

Tabel 7. Total susut beton selama 30 hari pengukuran

| Variasi beton | Langsung (µm) | ACI 209 (µm) |
|---|---|---|
| *Steel slag* 0% | 90,7 | 147,1 |
| *Steel slag* 30% | 45,7 | - |

Berdasarkan hasil pengukuran/pengujian susut dari kedua cara tersebut didapatlah grafik hubungan antara nilai susut beton terhadap umur pengukuran seperti Gambar 5. Dari gambar tersebut dapat dilihat bahwa susut beton yang terjadi cenderung mengalami peningkatan sebanding dengan umur pengukuran.

Gambar 5 memperlihatkan bahwa hasil perhitungan prediksi susut menurut ACI 209 menghasilkan pola yang tidak beraturan. Hal tersebut disebabkan karena perbedaaan kelembaban relatif yang signifikan setiap harinya pada saat pengujian berlangsung. Kemudian gambar tesebut juga memperlihatkan bahwa secara umum prediksi susut ACI 209 memberikan nilai yang lebih besar dibandingkan dengan hasil pengukuran langsung. Berdasarkan analisa diatas hal ini mengindikasikan bahwa penggunaan *steel slag* sebagai bahan substitusi pasir dapat mengurangi susut beton.




Gambar 5. Grafik susut beton

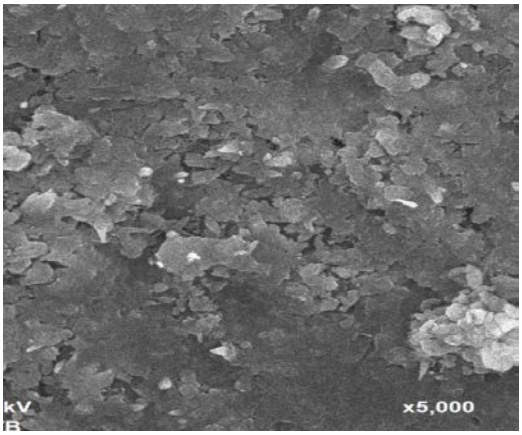
## Scanning Electronic Microscope (SEM) dan Energy dispersive spectrometry (EDS)

*Scanning Electronic Microscope* (SEM) dan *Energy Dispersive Spectrometry* (EDS) adalah instrumen yang menghasilkan gambar yang diperbesar dengan menggunakan elektron sebagai pengganti cahaya untuk membentuk sebuah gambar. Prinsip kerja SEM dan EDS adalah menembakkan permukaan benda dengan berkas elektron berenergi tinggi. Permukaan benda yang dikenai berkas akan memantulkan kembali berkas tersebut atau

ISBN: 978-602-60286-0-0

menghasilkan elektron sekunder ke segala arah, energi pancaran elektron dalam bentuk sinar X akan dideteksi dan dihitung oleh energy-dispersive spectrometer (EDS) dan akan dihasilkan keluaran berupa grafik puncak–puncak tertentu yang mewakili unsur yang terkandung.

Slag sebagai bahan subtitusi dalam beton bisa sebagai pengisi *(filler)* yang akan menambah internal kohesi dan dapat mengurangi porositas. Dengan adanya slag dapat mengisi pori-pori diantara agregat dengan matrik menjadi lebih padat dan kuat sehingga hubungan antara semen pasta dan agregat lebih kompak, agregat dan pasta merupakan satu kesatuan komposit yang cukup solid dan kuat, sehingga beton menjadi lebih kuat.




Gambar 6. Hasil pengujian *Scanning Electronic Microscope*

Gambar 6 merupakan visualisasi hasil scanning penelitian yang menunjukkan bahwa terjadi reaksi antara senyawa kimia slag yang bersifat pozozolanic (SiO2, Al2O2 dan FeO3) dengan CaO serta air membentuk bahan seperti semen. Bahan ini dapat mengikat agregat dan menjadi pasta semen, sehingga mengurangi pori-pori dalam beton. Gambar 5 memperlihatkan penyebaran slag dalam campuran merata.

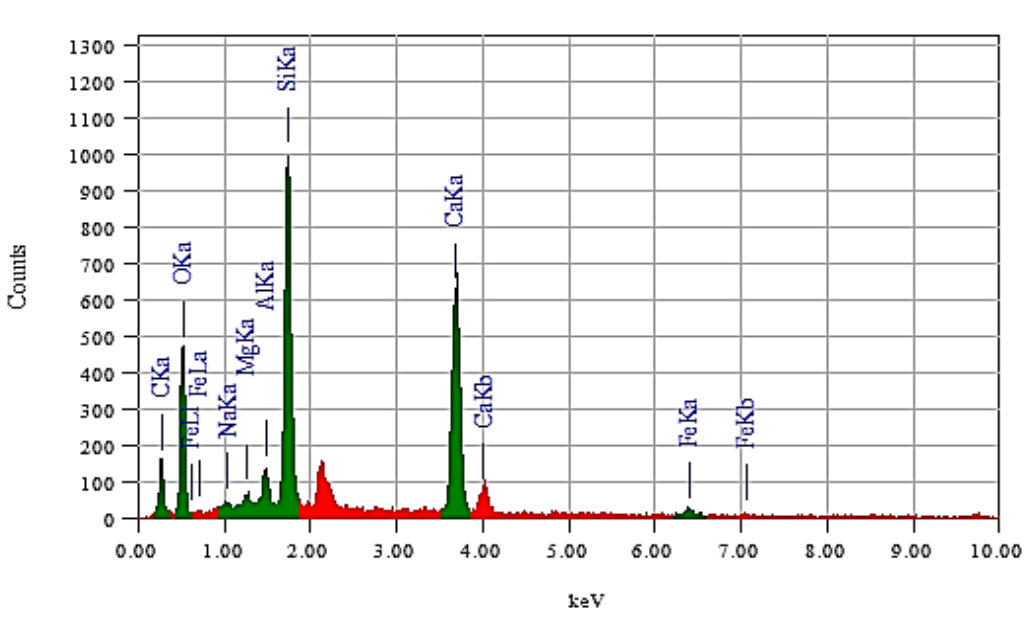
Gambar 6 merupakan hasil scanning lekatan matrik slag terhadap agregat dengan perbesaran 5000X. Dan juga memperlihatkan bahwa kristral-kristal slag berfungsi sebagai pengisi rongga yang terdapat antara lekatan agregat dengan pasta semen, sehingga daerah yang berongga tersebut akan menjadi lebih padat dan mempunyai kekuatan yang lebih tinggi. Dari gambar 5 memperlihatkan jumlah rongga yang terdapat pada campuran beton yang mengandung *steel slag* lebih kecil dan lebih sedikit.

Tabel 8. Komposisi kimiawi pengujian EDS

| **Element** | **(keV)** | **Mass** | **Error** | **Mol** | **Compound** | **Mass** | **Cation** | **K** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | **%** | **%** | **%** | | **%** | | |
| C K | 0,277 | 27,86 | 0,29 | 65,61 | C | 27,86 | 0 | 16,476 |
| O | | 29,41 | | | | | | |
| Na K | 1,041 | 0,3 | 0,16 | 0,18 | $Na_2O$ | 0,4 | 0,17 | 0,443 |
| Mg K | 1,253 | 0,49 | 0,17 | 0,57 | MgO | 0,82 | 0,26 | 0,715 |
| Al K | 1,486 | 12,32 | 0,19 | 10,69 | $Al_2O_3$ | 12,48 | 0,64 | 19,185 |
| Si K | 1,739 | 15,95 | 0,23 | 16,04 | $SiO_2$ | 34,12 | 7,42 | 30,017 |
| Ca K | 3,69 | 22,78 | 0,28 | 16,05 | CaO | 31,87 | 7,42 | 46,739 |
| Fe K | 6,398 | 1,9 | 0,73 | 0,96 | Feo | 2,44 | 0,44 | 3,422 |
| Total | | 100 | | 100 | | 100 | 16,35 | |

Berdasarkan hasil uji EDS dari Tabel 8 dan Gambar 6 bahwa senyawa kimia yang paling dominan adalah C sebesar 27,86%, O sebesar 29,41%, $Al_2O_3$ sebesar 12,32%, $SiO_2$ sebesar 15,95% dan CaO sebesar 22,78%. Senyawa ini adalah senyawa yang bersifat *pozozolanic*. Sehingga hubungan antara semen pasta dan agregat lebih kompak, agregat dan pasta merupakan satu kesatuan komposit yang cukup solid dan kuat, sehingga mengurangi pori-pori dalam beton dan beton menjadi lebih kuat.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 6.1 Grafik hasil pengujian *Energy Dispersive Spectrometry*

## 4. KESIMPULAN

Penelitian tentang sifat mekanis beton slag dengan agregat lokal Riau ini menghasilkan kesimpulan sebagaimana diuraikan berikut ini.

1. Pemakaian *steel slag* optimum berdasarkan nilai kuat tekan adalah sebesar 30 %.
2. Pengaruh rendaman air gambut selama 180 hari terhadap kuat beton yang menggunakan *steel slag* 30% tidak menimbulkan kenaikan yang terlalu besar.
3. Penambahan *steel slag* akan berpengaruh terhadap permiabilitas beton. Dengan penambahan 30% *steel slag* akan bermanfaat untuk menurunkan angka permiabilitas sebesar 67 %
4. Hasil pengujian porositas menunjukkan bahwa penambahan *steel slag* 30 % akan menurunkan nilai porositas dari 17,46 % untuk beton normal menjadi 4,84%.
5. Berdasarkan hasil pengujian susut pada kedua jenis mutu beton, bahwa penggunaan *steel slag* dalam campuran beton dapat mengurangi susut dari beton tersebut.
6. Berdasarkan pengujian *Scanning Electronic Microscope (SEM)* memperlihatkan bahwa kristral-kristal *slag* berfungsi sebagai pengisi rongga yang terdapat antara lekatan agregat dengan pasta semen, sehingga daerah yang berongga tersebut akan menjadi lebih padat dan mempunyai kekuatan yang lebih tinggi dan juga jumlah rongga yang terdapat pada campuran beton yang mengandung *steel slag* lebih kecil dan lebih sedikit.
7. Berdasarkan pengujian *Energy Dispersive Spectrometry* (*EDS*) bahwa senyawa kimia yang paling dominan adalah C sebesar 27,86%, O sebesar 29,41%, $Al_2O_3$ sebesar 12,32%, $SiO_2$ sebesar 15,95% dan CaO sebesar 22,78%. Senyawa ini adalah senyawa yang bersifat *pozozolanic*.

## DAFTAR PUSTAKA

ACI Commite 318M-05. (2005). *Building Code Requirements For Structural Concrete And Commentary*. Farmington Hills: American Concrete Institute.

ACI Commite 363R-92. (1992). *State of the Art Report on High-Strength Concrete.*

ASTM C 33. (1994). *Standard Specification for Concrete Aggregates*.

ASTM C 642. (1997). Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete.

Ashari, Frangky. (2012). "Variasi Ketebalan Lapisan dan Ukuran Butiran Media Penyaringan pada Biosand Filter untuk Pengelolahan Air Gambut". Skripsi Sarjana, Fakultas Teknik, Univeritas Riau, Pekanbaru

Hartati, Fristin Yohana M. (2009). "Studi Pengaruh Steel slag Sebagai Pengganti Agregat Kasar Pada Campuran Aspal Beton Terhadap Workabilitas dan Durabilitas".

Hanif. (2012). "Penggunaan Steel slag Dengan Variasi Fas Terhadap Kuat Tekan Beton". Skripsi Jurusan Teknik Sipil. Politeknik Negeri Lhokseumawe.

Kementrian Pertanian. (2011). "Peta Lahan Gambut Indonesia". Bogor: Badan Penelitiandan Pengembangan Pertanian

ISBN: 978-602-60286-0-0

Kusnaedi. (2006). *Mengolah Air Gambut dan Air Kotor untuk Air Minum*. Jakarta: Penebar Swadaya.
Mulyono, T. (2003). *Teknologi Beton*. Yogyakarta: Andi.
Nugraha, P dan Antoni. (2007). *Teknologi Beton.* Yogjakarta: Andi.
PT. Krakatau Steel. (2010). "Kajian Pemanfaatan Slag Baja Untuk Perkerasan Jalan di Lingkungan PT. KS"
SNI 03-1974-1990. (1990). *Metode Pengujian Kuat Tekan Beton*. Bandung: Badan Standardisasi Nasional.
SNI 03-2847-2002. (2002). *Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*. Bandung: Badan Standar Nasional.
SNI 03-4810-1998. (1998). *Metode Pembuatan Dan Perawatan Benda Uji Beton Di Lapangan*.Bandung: Badan Standar Nasional.
SNI 15-2049-2004. (2004). *Semen Portland*. Bandung: Badan Standar Nasional.
SNI 15-7064-2004. (2004). *Semen Portland Komposit*.Bandung: Badan Standar Nasional.
Tjokrodimuljo, K. (1996). *Teknologi Beton*.Yogyakarta: Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik UGM.

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PERILAKU BETON GEOPOLIMER BERDASARKAN KEHALUSAN FLY ASH

**Firdaus[1], Ishak Yunus[1]**

*[1] Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Bina Darma, Jl. A. Yani No1, Palembang*
*Email: firdaus.dr@mail.binadarma.ac.id , firdaus.dr@gmail.com*

## ABSTRAK

Pemanfaatan fly ash sebagai pengganti semen yang berfungsi sebagai bahan ikat memiliki potensi yang dapat digunakan dalam pembuatan material beton. Fly ash yang direkayasa menjadi suatu bahan perekat melalui reaksi kimia dengan suatu jenis aktivator yang mengandung silika menghasilkan material jenis baru yang disebut geopolimer. Pembuatan beton geopolimer memungkinkan untuk penggantian seluruh semen dalam aplikasi konstruksi beton. Tujuan penelitian ini adalah mengetahui perilaku akibat pengaruh kehalusan fly ash terhadap sifat kuat tekan beton geopolimer, dan komposisi campuran optimum yang menghasilkan sifat mekanik kuat tekan beton geopolimer yang baik. Bahan fly ash dalam penelitian ini menggunakan fly ash tipe F dari PLTU Tanjung Enim yang kemudian dilakukan penyaringan dan di dapat kehalusan fly ash berdasarkan zona jatuhnya. Aktivator yang di pergunakan adalah NaOH dan $Na_2SiO$ . Kegiatan penelitian dilakukan dengan pembuatan silinder dan menggunakan aktivator gabungan larutan NaOH dan Na2SiO3. Rasio aktivator/fly ash antara 0,25, 0,35 dan 0,45. Metode pemadatan dengan penusukan dan perawatan dengan suhu ruang tanpa perlakuan khusus. Pengaruh kehalusan fly ash berdasarkan zona jatuh (0, 1, 2 dan 3) dan rasio aktivator /fly ash terhadap perilaku kuat tekan beton geopolimer memberikan kontribusi dalam meningkatkan kuat tekan beton geopolimer maksimum sebesar 191.42%.

Kata kunci: Beton, Geopolimer, Aktivator, kehalusan, fly ash

## 1. PENDAHULUAN

Dalam 20 tahun belakangan penelitian yang mengembangkan penggunaan 100% *fly ash* menunjukkan hasil yang baik untuk perkembangan material beton. Pemanfaatan fly ash sebagai pengganti keseluruhan semen dan berfungsi sebagai bahan ikat memiliki potensi yang dapat digunakan dalam pembuatan material beton. Fly ash yang direkayasa menjadi suatu bahan perekat melalui reaksi kimia dengan suatu jenis aktivator yang mengandung silika menghasilkan material jenis baru yang disebut geopolimer. Tipe dan karakteristik fly ash yang digunakan dalam pembuatan beton geopolimer memungkinkan untuk penggantian seluruh semen dalam aplikasi konstruksi beton.

Penelitian awal mengenai pengaruh tingkat kehalusan fly ash terhadap nilai kuat tekan mortar geopolimer menunjukkan bahwa karakteristik fly ash berdasarkan tingkat kehalusan yang diperoleh dari perlakuan penyaringan dan dibedakan sesuai dengan zona jatuhnya mempengaruhi nilai kuat tekan mortar (Firdaus, 2015). Penelitian ini merupakan penelitian lanjutan yang bertujuan untuk mengetahui pengaruh kehalusan fly ash terhadap sifat kuat tekan beton geopolimer serta mengetahui komposisi campuran optimum dari rasio penggunaan aktivator *Sodium Silicate* dan *Sodium Hydroxide (Potasium)* terhadap kandungan fly ash pada sifat mekanik kuat tekan beton geopolimer.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

### Perkembangan beton geopolimer

Teknologi geopolimer menunjukkan kemajuan dalam perkembangannya dan menjanjikan aplikasi pada industri beton. Proses polimerisasi dari bahan anorganik yang disintesa sehingga memungkinkan bahan non semen dikembangkan menjadi material beton memberikan potensi manfaat dalam perkembangannya. Istilah geopolimer yang diusulkan pertama kali oleh Davidovits (1988), menjelaskan tentang mineral polimer yang dihasilkan melalui geochemistry (Andriati, 1987) sebagai bentuk anorganik alumina-silika yang disintesa dari material yang banyak mengandung silika (Si) dan Alumina (Al) yang berasal dari alam atau material hasil sampingan industri. Komposisi kimia material geopolimer serupa dengan zeolit, tetapi memiliki mikrostruktur amorphous (Andriati, 1987). Selama proses sintesa, silika dan alumina menyatu dan membentuk blok yang secara kimia memiliki struktur mirip dengan batuan alam.

Dengan teknologi geopolimer dari bahan yang mengandung silika dan alumina, menginspirasi penggunaan fly ash sebagai material yang mengandung komposisi silika sekaligus sebagai sumber limbah yang melimpah. Dengan pemanfataan material limbah berupa fly ash, diharapkan mampu menjadi solusi dalam menghasilkan material konstruksi hijau yang ramah lingkungan. Oleh karena itu riset pada bidang material ini cukup menyita perhatian.

### Karakteristik geopolimer

Karakteristik utama beton secara umum berupa kuat tekan menjadi indikator awal dalam investigasi mengenai karakteristik beton geopolimer. Hal ini dilakukan karena kuat tekan menggambarkan kualitas beton dan digunakan sebagai salient parameter dalam desain dan untuk tujuan-tujuan khusus lainnya (Neville, 2000). Menurut Hardjito dan Rangan (2005) bahwa rasio molar komposisi $H_2O$ terhadap $Na_2O$ yang semakin kecil, waktu perawatan yang lebih lama mampu meningkatkan kuat tekan. Kekuatan tekan juga akan lebih meningkat bila suhu perawatan semakin tinggi (Palomo, Grutzeck dkk, 1999; Hardjito dan Rangan, 2005). Kuat tekan juga akan meningkat saat penggunaan bahan fly ash yang lebih halus (telah melalui proses perlakuan berupa penyaringan) (Firdaus, 2015).

### Beton geopolimer

Ikatan yang dihasilkan oleh interface antara material geopolimer dan agregat berupa ikatan kimia dan mekanik menjadi penentu sifat dari beton geopolimer. Kualitas ikatan ini mempengaruhi kekuatan beton geopolimer yang dihasilkan. Beton geopolimer dapat dibentuk dari komposisi yang bahan dasarknya berupa:

1. Natural Pozzolan
   Jenis geopolimer pada tahap awal sudah ditemukan oleh bangsa Romawi dengan menggunakan jenis material ini untuk membuat semen, yaitu dengan mencampur natural pozzolan tersebut dengan batu kapur. Erupsi gunung berapi umumnya menjadi sumber dari bahan pozzolan ini
2. Iron Blast Furnace Slag
   Blast Furnace Slag biasanya digunakan sebagai bahan tambahan dalam pembuatan beton, yang merupakan bahan sampingan produksi logam. Limbah ini berpotensi dalam pengembangannya disebabkan oleh makin banyaknya industri logam.
3. Coal Fly Ash
   Penggunaan fly ash sudah sangat meluas dalam bidang material disebabkan oleh karakteristik dan potensinya yang bermanfaat dalam rekayasa material khususnya material konstruksi. Kandungan air dan ukuran partikelnya fly ash yang halus, serta kandungan oksida silika yang dapat bereaksi dalam proses hidrasi semen mampu menghasilkan kemampuan untuk mengikat, sebagaimana karakteristik semen.

Sedangkan bahan dasar dari material geopolimer tersusun atas:

1. Prekursor
   Umumnya prekursor berasal dari bahan limbah industri berupa bahan mineral aluminosilikat yang menjadi bahan dasar/mentah dari geopolimer. Bahan ini bersumber dari limbah yang banyak mengandung alumina dan silica Contohdari bahan limbah tersebut dapat berupa fly ash, granit, maupun redmud (lumpur merah).
   Proses rekayasa dibutuhkan untuk mensintesa bahan dasar tersebut menjadi geopolimer. Daya ikatnya dalam beton memiliki mekanisme berbeda dengan semen portland.
2. Aktivator
   Pembentukan polimer melalui reaksi polimerisasi monomer dan silika membutuhkan bahan activator. Umumnya larutan natrium silikat (waterglass) yang digunakan sebagai aktivator. Ion Na+ pada larutan berfungsi sebagai penambah pada proses polimerisasi. Sedangkan sodium silikat yang terlarut dalam air, menghasilkan lingkungan reaksi berupa cairan dan bahan padat yang bersifat ideal untuk pelarutan material prekursor.

## 3. PROGRAM EKSPERIMENTAL

### Parameter dan variabel penelitian

Parameter dan variabel penelitian yang akan dilakukan pada penelitian ini terdiri dari terdiri dari parameter kekuatan tekan beton. Penelitian meliputi tingkat kehalusan fly ash (4 tingkat kehalusan), persentase penggunaan aktivator (3 persentase) dan umur uji (28 hari). Masing-masing variabel disusun dalam tabel 1 berikut.

ISBN: 978-602-60286-0-0

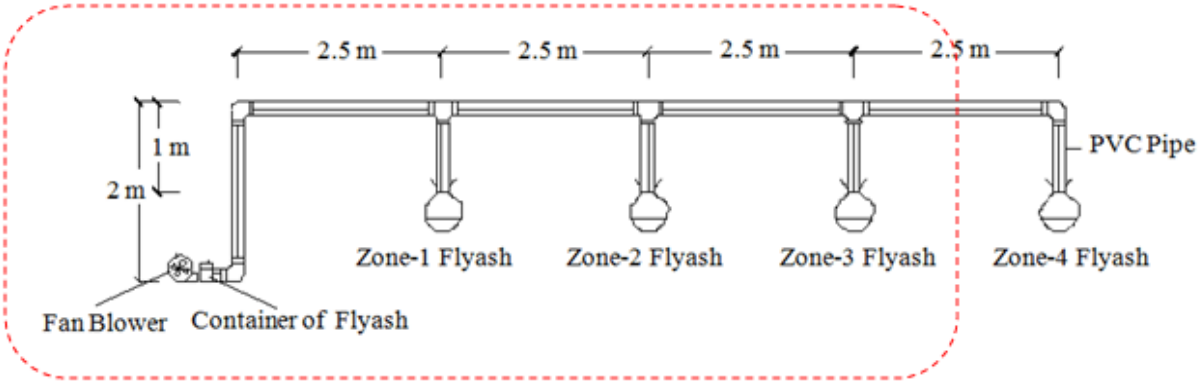
Tabel 1. Parameter dan Variabel Penelitian

| Kehalusan Fly ash | Persentase Aktivator | Jenis Spesimen | Jumlah (buah) | Total (buah) |
|---|---|---|---|---|
| Z0 | 0,25 (P1) | Z0-G1-P1 | 3 | 9 |
| | 0,35 (P2) | Z0-G1-P2 | 3 | |
| | 0,45 (P3) | Z0-G1-P3 | 3 | |
| Z1 | 0,25 (P2) | Z1-G1-P1 | 3 | 9 |
| | 0,35 (P3) | Z1-G1-P2 | 3 | |
| | 0,45 (P4) | Z1-G1-P3 | 3 | |
| Z2 | 0,25 (P2) | Z2-G1-P1 | 3 | 9 |
| | 0,35 (P3) | Z2-G1-P2 | 3 | |
| | 0,45 (P4) | Z2-G1-P3 | 3 | |
| Z3 | 0,25 (P2) | Z3-G1-P1 | 3 | 9 |
| | 0,35 (P3) | Z3-G1-P2 | 3 | |
| | 0,45 (P4) | Z3-G1-P3 | 3 | |

## Penyaringan fly ash

Seperti halnya penelitian yang dilakukan sebelumnya (Firdaus, 2015), maka jenis fly ash yang digunakan dalam penelitian ini jenis dan perlakuan terhadap fly ash dalam penyaringannya sama. Fly ash yang diperoleh dari sumbernya tidak digunakan secara langsung sebagai bahan campuran beton, namun dilakukan perlakuan berdasarkan parameter jarak jatuh fly ash sehingga mempengaruhi tingkat kehalusan fly ash.

Parameter zona jatuhnya fly ash dimodifikasi dengan alat yang digunakan untuk menerbangkan fly ash yang dilustrasikan pada gambar 1. Zona jatuhnya fly ash ditentukan dengan jarak tertentu dan dibagi menjadi 4 zona. Fly ash yang jatuh pada masing-masing zona tersebut digunakan sebagai bahan dalam pembuatan geopolimer. Penelitian sebelumnya yang menggunakan 5 zona fly ash menghasilkan nilai kuat tekan mortar pada zona 4 dan 5 yang relatif identik (tidak meningkat secara signifikan), maka dalam penelitian pada beton geopolimer ini zona terjauh ditentukan pada zona 4.




Gambar 1. Penyaringan fly ash berdasarkan zona jatuh

## Mix desain beton geopolimer

**P**embuatan campuran untuk beton geopolimer dilakukan untuk 3 jenis campuran, dimana komposisi setiap campuran sama hanya dibedakan jumlah kandungan aktivator yang digunakan. Komposisi campuran untuk pembuataan beton geopolimer dapat dilihat pada tabel 2.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 2. Tabel mix desain campuran beton geopolimer

| No | Material | Rasio Aktivator (%) | | |
|---|---|---|---|---|
| | | 0,25 | 0,35 | 0,45 |
| 1 | Fly Ash (gr) | 1101,60 | 1101,60 | 1101,60 |
| 2 | Pasir (gr) | 688,50 | 688,50 | 688,50 |
| 3 | | | | |
| 4 | Sodium Silicate ( Water Glass ) (gr) | 123,18 | 168,02 | 221,60 |
| 5 | Sodium Hydroxide ( Potasium ) (gr) | 48,10 | 66,90 | 87,90 |
| 6 | Air (gr) | 275,40 | 275,40 | 275,40 |
| 7 | Super Plastizer ( gr) | 4,54 | 4,54 | 4,54 |

## 4. HASIL DAN DISKUSI

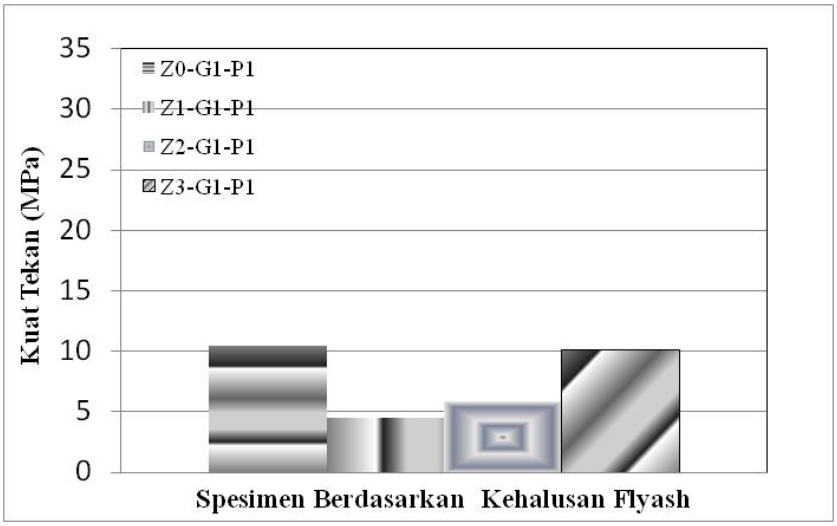
### Hasil pengujian kuat tekan beton

Pengujian untuk beton geopolimer dilakukan terhadap beton dengan jenis aktivator sodium silicate dan *sodium hydroxide* (Potasium) ($G_1$) dengan rasio terhadap kandungan fly ash sebesar 0,25%, 0,35% dan 0,45% dan tingkat kehalusan fly ash terbagi atas $Z_0$, $Z_1$, $Z_2$, dan $Z_3$. Pengujian kuat tekan terhadap beton ini dilakukan pada umur 28 hari dapat dilihat pada tabel 3 berikut.

Tabel 3. Kuat Tekan rata-rata Beton Geopolimer

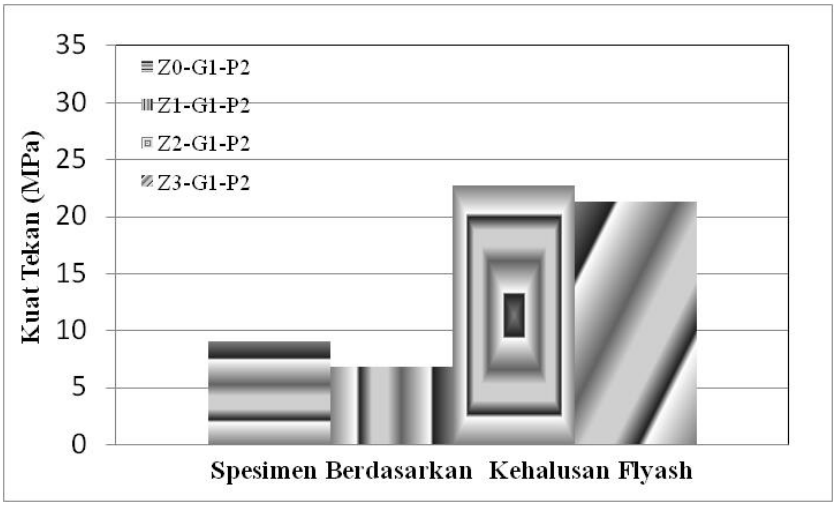
| No. | Kode Benda Uji | 28 (Hari) |
|---|---|---|
| 1 | Z0-G1-P1 | 10.49 |
| 2 | Z1-G1-P1 | 4.45 |
| 3 | Z2-G1-P1 | 5.89 |
| 4 | Z3-G1-P1 | 10.19 |
| 5 | Z0-G1-P2 | 9.10 |
| 6 | Z1-G1-P2 | 6.79 |
| 7 | Z2-G1-P2 | 22.76 |
| 8 | Z3-G1-P2 | 21.33 |
| 9 | Z0-G1-P3 | 10.80 |
| 10 | Z1-G1-P3 | 6.57 |
| 11 | Z2-G1-P3 | 22.23 |
| 12 | Z3-G1-P3 | 30.57 |

### Analisis hasil pengujian kuat tekan beton

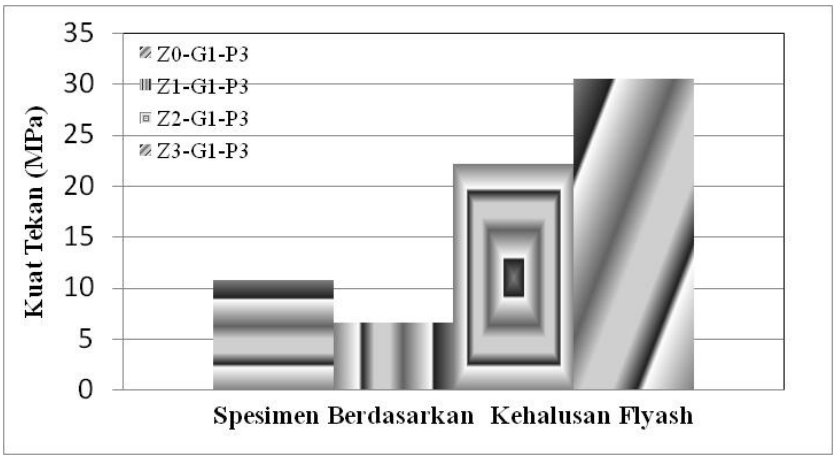



Gambar 2. Hubungan Kuat Tekan vs Kehalusan fly ash (Z) pada Rasio 0.25% (P1)

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 3. Hubungan Kuat Tekan vs Kehalusan fly ash (Z) pada Rasio 0.35% (P2)




Gambar 4. Hubungan Kuat Tekan vs Kehalusan fly ash (Z) pada Rasio 0.45% (P3)

Gambar 2-4. menunjukkan grafik hasil pengujian kuat tekan beton geopolimer dengan menggunakan aktivator. Sodium Silicate dan Sodium Hydroxide (Potasium) (G1) berupa kuat tekan rata-rata untuk beton geopolimer berdasarkan parameter tingkat kehalusan (Z), dan prosentase aktivator (P). Dari Gambar 2 diatas dapat dilihat bahwa kuat tekan beton geopolimer yang menggunakan aktivator G1 dengan kandungannya terhadap fly ash sebesar 0.25% memiliki kuat tekan berturut-turut sebesar 10.49 MPa, 4.45 MPa, 5.89 MPa dan 10.19 MPa, masing-masing pada tingkat kehalusan pada Zone 0( Z0-G1-P1), Zona 1 (Z1-G1-P1), Zona 2 (Z2-G1-P1) dan Zona 3 (Z3-G1-P1). Bila dibandingkan terhadap beton dari Zone 0, maka kekuatan tekan pada jenis beton dengan tingkat kehalusan pada Zona 1 (Z1-G1-P1), Zona 2 (Z2-G1-P1) dan Zona 3 (Z3-G1-P1) mengalami penurunan kuat tekan berturut-turut sebesar 57,58%, 43,85%, 2,86%.

Dari Gambar 3 diatas dapat dilihat bahwa kuat tekan beton geopolimer yang menggunakan aktivator G1 dengan kandungannya terhadap fly ash sebesar 0.35% memiliki kuat tekan berturut-turut sebesar 9.1 MPa, 6.79 MPa, 22.76 MPa dan 21.33 MPa, masing-masing pada tingkat kehalusan pada Zone 0( Z0-G1-P2), Zona 1 (Z1-G1-P2), Zona 2 (Z2-G1-P2) dan Zona 3 (Z3-G1-P2). Bila dibandingkan terhadap beton dari Zone 0, maka kekuatan tekan pada jenis beton dengan tingkat kehalusan pada Zona 1 (Z1-G1-P2), Zona 2 (Z2-G1-P2) dan Zona 3 (Z3-G1-P2) berturut-turut mengalami penurunan kuat tekan sebesar 25.38% dan kenaikan kuat tekan sebesar 150.11% dan 134,40%.

Dari Gambar 5 diatas dapat dilihat bahwa kuat tekan beton geopolimer yang menggunakan aktivator G1 dengan kandungannya terhadap fly ash sebesar 0.45% memiliki kuat tekan berturut-turut sebesar 10.8 MPa, 6.57 MPa, 22.23 MPa dan 30.57 MPa, masing-masing pada tingkat kehalusan pada Zone 0( Z0-G1-P3), Zona 1 (Z1-G1-P3), Zona 2 (Z2-G1-P3) dan Zona 3 (Z3-G1-P3). Bila dibandingkan terhadap beton dari Zone 0, maka kekuatan tekan pada jenis beton dengan tingkat kehalusan pada Zona 1 (Z1-G1-P2), Zona 2 (Z2-G1-P2) dan Zona 3 (Z3-G1-P2) berturut-turut mengalami penurunan kuat tekan sebesar 39,17%, dan kenaikan kuat tekan sebesar 105,83%, dan 183,06%.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 5. KESIMPULAN

Dari hasil penelitian mengenai perilaku beton geopolimer berdasarkan kehalusan fly ash yang telah dilakukan dapat disimpulkan sebagai berikut :

1. Perilaku kuat tekan beton geopolimer dengan menggunakan aktivator sodium silicate dan *sodium hydroxide* (Potasium) dipengaruhi oleh tingkat kehalusan fly ash yang ditentukan berdasarkan zona jatuh pada saat penyaringan. Semakin jauh zona jatuh yang menunjukkan semakin halus fly ash nilai kuat tekan semakin meningkat.
2. Kuat tekan maksimum berdasarkan zona jatuh terjauh (Z3) dicapai oleh campuran beton Z3-G1-P3 sebesar 30.57 MPa dengan peningkatan kekuatan tekan sebesar 183.06% terhadap campuran dengan fly ash asli (zona 0) dengan kode spesimen Z0-G1-P3.
3. Rasio penggunaan bahan aktivator aktivator sodium silicate dan *sodium hydroxide* (Potasium) juga mempengaruhi nilai kuat tekan beton geopolimer. Semain tinggi kandungan bahan aktivator, maka kekuatan tekan beton geopolimer semakin meningkat.
4. Kuat tekan maksimum berdasarkan kandungan aktivator sebesar 0.45% terjadi pada spesimen Z3-G1-P3 sebesar 30.57 MPa dengan peningkatan kekuatan tekan sebesar 200% terhadap campuran dengan kandungan aktivator minimum (0.25%) di zona jatuh yang samayaitu spesimen dengan kode Z3-G1-P1.
5. Peningkatan kuat tekan berdasarkan pada zona jatuh terhadap zona 1 terbesar didapat pada komposisi campuran F5-P2 sebesar 313,74% dan kuat tekan maksimum diperoleh dari komposisi campuran F5-P4 sebesar 28,2 Mpa.
6. Kehalusan fly ash berdasarkan pada Zona jatuh daan persentase penggunaan aktivator sodium silicate dan *sodium hydroxide* (Potasium) terhadap kandungan fly ash hingga persentase 0.45% yang dipergunakan sebagai parameter penelitian memberikan kontribusi dalam meningkatkan kuat tekan beton geopolimer maksimum sebesar 191.42%.

## DAFTAR PUSTAKA


Andriati A.H. (1987). *Pemanfaatan Limbah untuk Bahan Bangunan.* Puslitbang Pemukiman Balitbang Departemen Pekerjaan Umum, Bandung.

Davidovits, J. (2011). “Chemistry of Geopolymer System.” Terminology Paper Presented at the Geopolymer ’99 International Conference, Saint-Quentin, France

Firdaus, Yunus,I. (2015). “Pemanfaatan Limbah Fly ash dalam Rekayasa Mortar dan Beton Geopolimer Berdasarkan Karakteritik Kehalusan Fly ash dan Jenis Aktivator.**”** Laporan Akhir Hibah Penelitian Fundamental 2015

Firdaus, Yunus,I. (2015). “Pemanfaatan *Fly ash* Berdasarkan Tingkat Kehalusan Dalam Rekayasa Mortar Beton Geopolimer.” Konferensi Nasional Teknik Sipil ke-9, Makasar

Hardjito, D. and B. V. Rangan. (2005). "Development and Properties of Low Calcium Fly Ash-Based Geopolymer Concrete." Research Report GC-1, Perth, Australia, Faculty of Engineering, Curtin University of Technology**:** 94.

Neville, A. M. (2000). *Properties of Concrete*, Prentice Hall

Palomo, A., M. W. Grutzeck, et al. (1999). "Alkali-Activated Fly Ashes, A Cement for the Future." Cement and Concrete Research, 29(8): 1323-1329.


ISBN: 978-602-60286-0-0

# PERENCANAAN DAN PELAKSANAAN JEMBATAN PELENGKUNG BETON BERTULANG TYPE *LANGER* SAMOTA

**Sutarja, I Nyoman**

*Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik,Universitas Udayanat, Jln. PB. Sudirman, Denpasar*
*Email: nsutarja_10@yahoo.com*

## ABSTRAK

Teknik jembatan selalu mengalami perkembangan dilihat dari bentuk struktur, material, metode perencanaan,dan cara pelaksanaan konstruksinya. Pada pembangunan jembatan Samota, dipilih type balok pelengkung prismatis beton bertulang diperkaku dengan batang tarik yang dikenal dengan type *Langer* (ACI-1996). Type *Langer* ini dipilih karena tahah keras berada cukup dalam yaitu 40 m di bawah muka tanah, sehingga struktur bangunan atas dibangun di atas tiang pancang. Panjang bentang jembatan pelengkung 80 m, dengan lantai kendaraan di bawah pelengkung (type *Through*). Sistem struktur utama adalah balok pelengkung beton bertulang prismatis ukuran 800/1200 mm, balok tarik beton prategang ukuran 800/1200 mm dan batang tarik penggantung (*hanger*) beton prategang ukuran 400/400 mm. Metode pelaksanaannya konvensional dengan sistem perancah penuh berupa tiang pancang. Seluruh beban bekesting dan beton muda beserta beban lainnya akan dipikul oleh tiang pancang. Perancah baru dibuka sesudah sistim struktur dicor keseluruhan dan memenuhi persyaratan kekuatan. Analisis dan desain menujukkan bahwa pada balok pelengkung dominan terjadi tegangan tekan, sehingga pemilihan material beton bertulang sangat tepat, karena beton sangat kuat menerima tekan. Pemilihan jembatan type *Through*, juga memberikan tampak yang lebih estetis.

Kata kunci: jembatan, pelengkung, beton bertulang, *langer*

## 1. PENDAHULUAN

Teknik jembatan selalu mengalami perkembangan dilihat dari bentuk struktur, material, metode perencanaan,dan cara pelaksanaan konstruksinya. Pada pembangunan jembatan Samota, dipilih type balok pelengkung prismatis beton bertulang diperkaku dengan batang tarik yang dikenal dengan type *Langer* (ACI-1996). Type *Langer* ini dipilih karena tahah keras berada cukup dalam yaitu 40 m di bawah muka tanah, sehingga struktur bangunan atas dibangun di atas tiang pancang. Panjang bentang jembatan pelengkung 80 m, dengan lantai kendaraan di bawah pelengkung (type *Through*). Type *Through* ini dipilih karena muka air banjir sangat tinggi.

Pemilihan type struktur jembatan Samota ini atas beberapa pertimbangan antara lain : 1) secara teknis harus memenuhi persyaratan kekuatan, kekakuan dan stabilitas, 2) ekonomis, mudah pelaksanaannya serta pemeliharaannya 3) pertimbangan geometri dimana diselah kiri dan kanan sungai merupakan dataran, 4) kondisi lapisan tanah keras berada cukup dalam yaitu 40 m di bawah muka tanah, 5) kebutuhan fungsional sebagai jembatan pada jalan Nasional, 5) jembatan berada di dalam kota sehingga harus memenuhi persyaratan estetika.

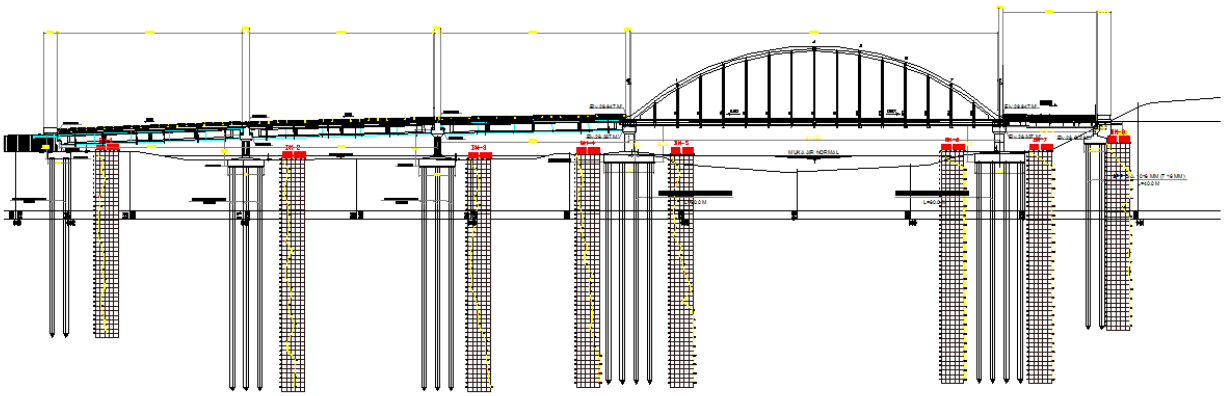
Sistem struktur utama adalah balok pelengkung beton bertulang prismatis ukuran 800/1200 mm, balok tarik beton prategang ukuran 800/1200 mm dan batang tarik penggantung (hanger) beton prategang ukuran 400/400 mm. Perlu dilakukan analisis tentang efektifitas penggunaan balok pelengkung beton bertulang sebagai struktur utama dalam jembatan Samota ini.

Metode pelaksanaannya konvensional dengan sistem perancah penuh berupa tiang pancang. Seluruh beban bekesting dan beton muda beserta beban lainnya akan dipikul oleh tiang pancang. Perancah baru dibuka sesudah sistim struktur dicor keseluruhan dan memenuhi persyaratan kekuatan.

## 2. MATERI DAN METODE

### Materi

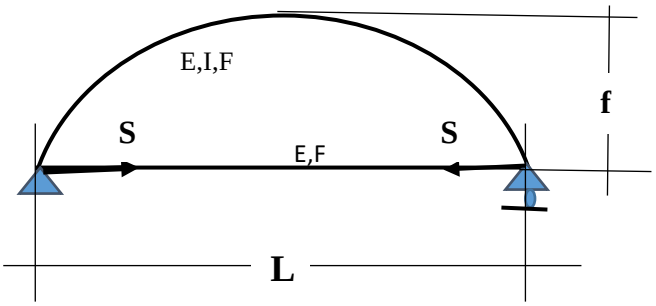
Jembatan Samota ini berlokasi di Sumbawa, Nusa Tenggara Barat, terdiri dari enam bentang. Bentang utama diatas sungai dari sistem struktur balok pelengkung beton bertulang dengan panjang bentang 80 m, berdiri diatas tiang pancang dengan kedalaman 40 m, seperti Gambar 1.



Gambar 1. Potongan memanjang jembatan

## Analisis dan perencanaan

Pelengkung dengan batang tarik dalam perencanaan ini adalah pelengkung dengan dua tumpuan yaitu satu tumpuan sendi dan yang lainnya rol yang dihubungkan dengan batang tarik. Batang tarik ini berfungsi untuk mencegah bergeraknya rol. Bila batang tarik dipotong dan dikerjakan gaya tarik S, maka struktur akan menjadi statis tertentu, seperti Gambar 2.




Gambar 2. Pelengkung, perletakan sendi dan rol, dengan batang tarik (Soemono, 1980)

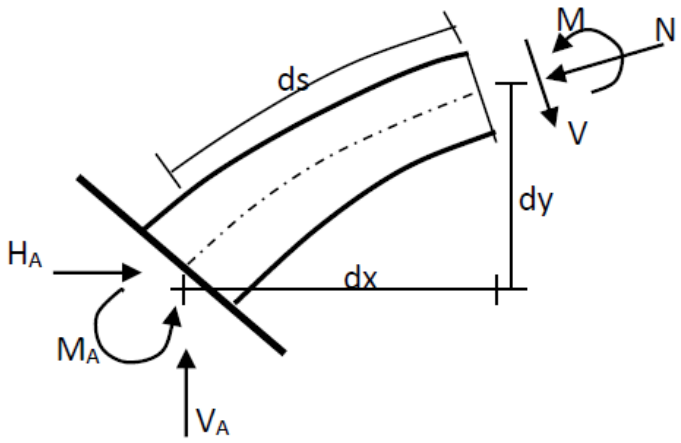
$$\Delta L = SL/EF \quad \text{.....} \quad (1)$$

dengan : ΔL= perpanjangan batang tarik, S = gaya tarik, L = panjang batang tarik, E = modulus elastisitas batang tarik dan F = luas penampang batang tarik

Analisis dengan metode Elemen Hingga, dengan membagi sistem struktur menjadi elemen-elemen kecil seperti Gambar 3.

$$ds = \sqrt{dx^2 + dy^2} \quad \text{.....} \quad (2)$$

ISBN: 978-602-60286-0-0



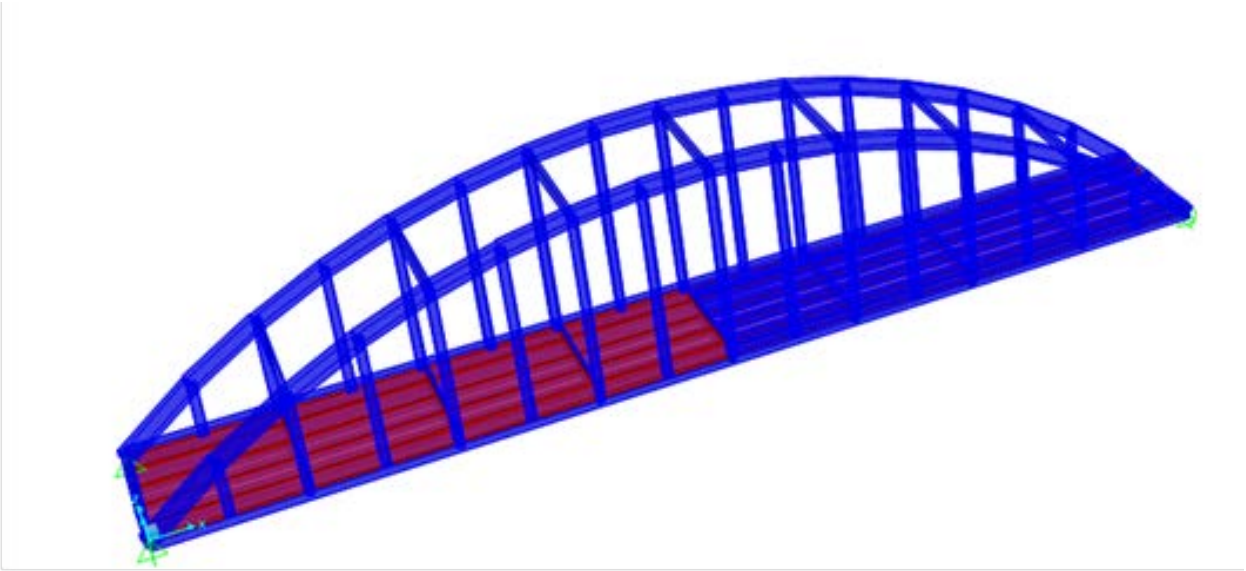

Gambar 3. Elemen balok pelengkung.

Pembebanan dan perencanaan mengikuti standar RSNI T-02-2005 dari RSNI-2010 tentang standar perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan.

## 3. HASIL DAN PEMBAHASAN

### Perencanaan

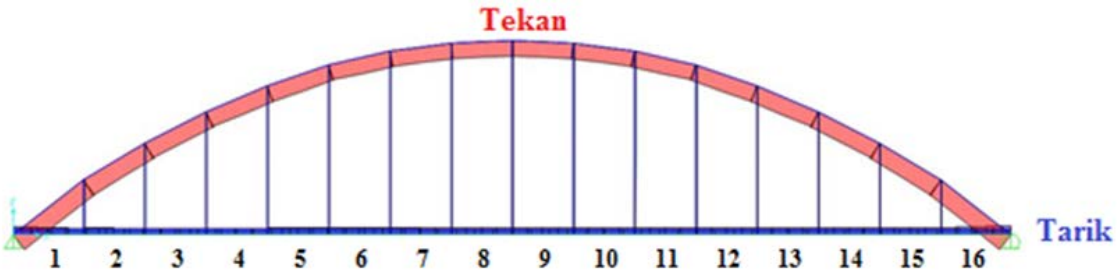
Balok pelengkung beton bertulang prismatis ukuran lebar 800 mm, tinggi 1200 mm dan panjang bentang 80 m, dengan tinggi pelengkung f adalah 14,80 m. Mutu bahan beton fc' 30 MPa, baja tulangan lentur fy 400 MPa dan baja tulangan untuk geser fy 240 MPa.



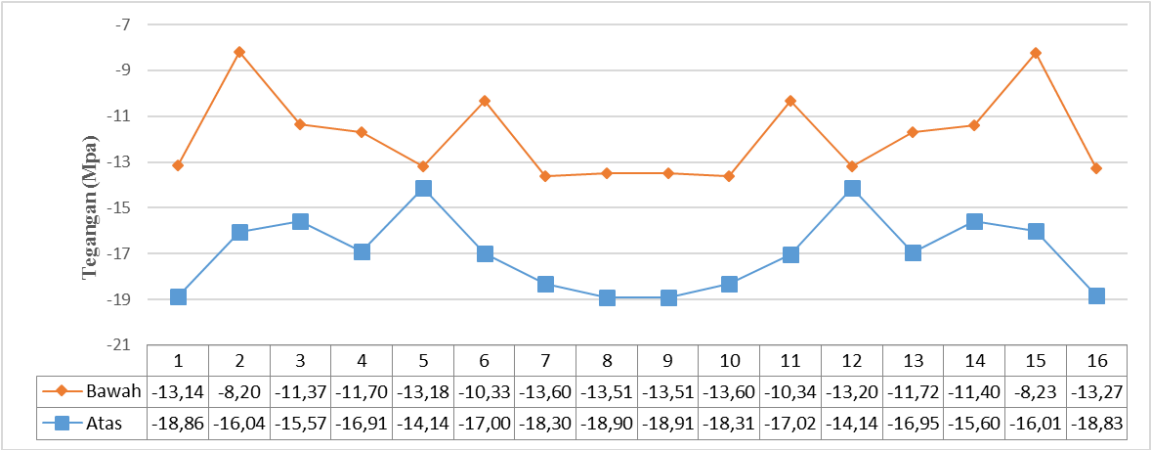
Gambar 4, Model 3D, Struktur jembatan pelengkung (type *Through*).

Sistem struktur utama adalah balok pelengkung beton bertulang prismatis ukuran 800/1200 mm, balok tarik beton prategang ukuran 800/1200 mm dan batang tarik penggantung (hanger) beton prategang ukuran 400/400 mm.

ISBN: 978-602-60286-0-0



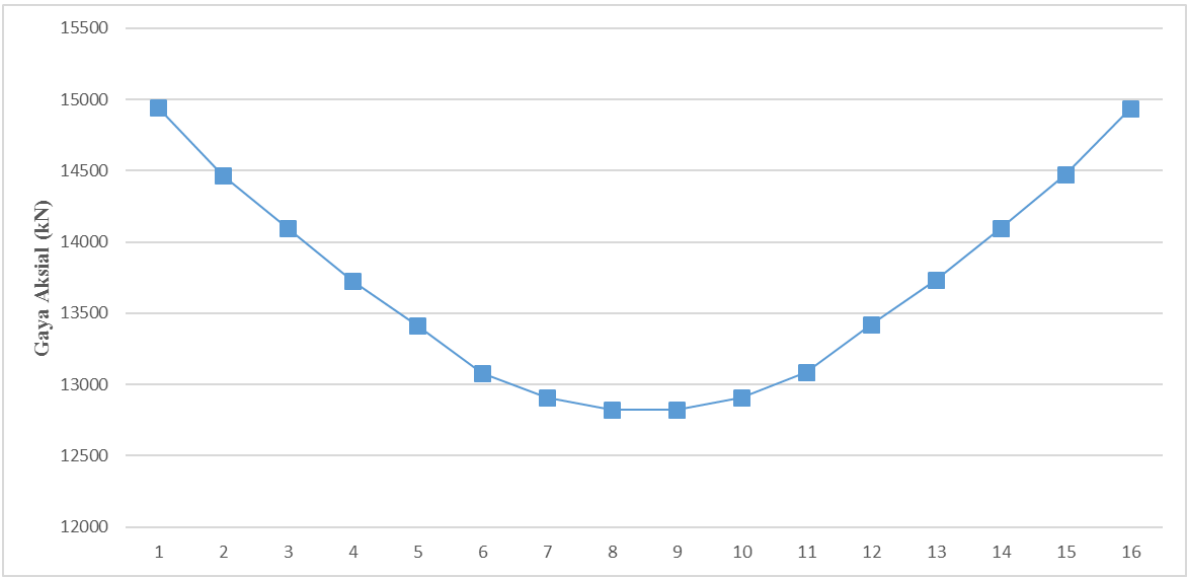

Gambar 5, Tegangan (Tekan) Pada Balok Pelengkung




| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Bawah | -13,14 | -8,20 | -11,37 | -11,70 | -13,18 | -10,33 | -13,60 | -13,51 | -13,51 | -13,60 | -10,34 | -13,20 | -11,72 | -11,40 | -8,23 | -13,27 |
| Atas | -18,86 | -16,04 | -15,57 | -16,91 | -14,14 | -17,00 | -18,30 | -18,90 | -18,91 | -18,31 | -17,02 | -14,14 | -16,95 | -15,60 | -16,01 | -18,83 |

Gambar 6, Besaran Tegangan (Tekan) Pada Serat Atas dan Bawah Balok Pelengkung

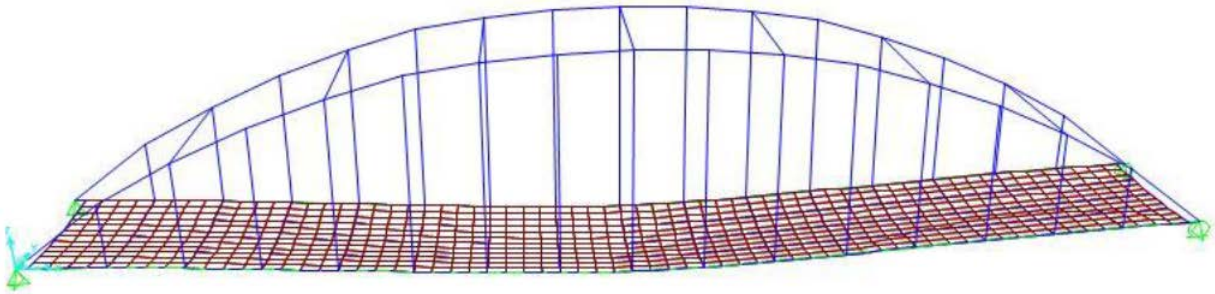
Dari analisis menunjukkan bahwa pada balok pelengkung dominan terjadi tegangan tekan berkisar antara 8,20 MPa sampai dengan 18,86 MPa. Hal ini sangat menguntungkan karena beton sangat kuat dalam menerima gaya tekan, lihat Gambar 6. Sedangkan pada balok induk atau balok induk memanjang bawah timbul gaya aksial tarik maksimum sebesar 14983 kN, seperti pada Gambar 7.




Gambar 7, Besaran Gaya Aksial (Tarik) Pada Balok Induk (Batang Bawah)

.

ISBN: 978-602-60286-0-0



Gambar 8, Hasil analisis lendutan

Sesuai dengan standar Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan (RSNI-T-12-2004), bahwa batas lendutan ijin akibat beban hidup layan adalah $\left(\frac{L}{800}\right)$, sehingga lendutan maksimum yang diperbolehkan terjadi untuk balok pelengkung jembatan adalah (81450/800) = 101,81 mm.

Tabel 1. Lendutan Maksimum Pada Balok Pelengkung dan Balok Induk

| Kombinasi | Lendutan di tengah bentang (cm) | | | |
|---|---|---|---|---|
| | B.I 1 | B.P 1 | B.I 2 | B.P 2 |
| Layan 1 | 6,51 | 6,18 | 6,51 | 6,18 |
| Layan 2 | 6,86 | 6,77 | 6,86 | 6,77 |
| Layan 3 | 6,56 | 6,23 | 6,63 | 6,30 |
| Layan 4 | 5,97 | 5,88 | 6,10 | 6,02 |
| Layan 5 | 5,98 | 5,90 | 6,12 | 6,04 |
| Layan 6 | 5,31 | 5,24 | 5,44 | 5,37 |
| keterangan : B.I = Balok Induk | | | | |
| keterangan : B.P = Balok Pelengkung | | | | |

Dari enam kombinasi pembebanan pada kondisi beban layan, lendutan maksimum terjadi pada tengah bentang balok pelengkung maupun balok induk memanjang adalah sebesar 68,6 mm, lebih kecil dari lendutan yang diijinkan yaitu 101,81 mm.

Perencanaan mempergunakan material beton dengan mutu fc' = 30 MPa, mutu baja tulangan lentur fy = 400 MPa, dan mutu baja untuk geser fy = 240 MPa. Dari perencanaan, diperoleh prosentase tulangan lentur yang diperlukan untuk balok pelengkung sebesar, $\rho$ = 0,018, dengan persyaratan, $\rho$-minimum = 0,0036 dan $\rho$-maksimum = 0,0429.

Dari hasil analisis dan perencanaan yang telah dilakukan diatas bahwa struktur jembatan pelengkung beton bertulang type Langer Samota telah memenuhi persyaratan teknis dilihat dari kekuatan dan kekakuan.

## Pelaksanaan

Pelaksanaan pembangunan jembatan pelengkung Somata ini dengan metode konvensional, yaitu dengan sistem perancah dari tiang pancang dan balok baja IWF, Gambar 9. Pekerjaan beton semuanya dicor di tempat dan perancah baru bisa dibuka setelah pekerjaan beton untuk struktur jembatan di cor secara keseluruhan dengan kekuatan telah memenuhi persyaratan.

Metode pelaksanaan ini akan mengalami beberapa permasalah, terutama dalam hal pemotongan perancah dari tiang pancang baja di dalam air, bila pelaksanaan konstruksi sudah seleasi.

ISBN: 978-602-60286-0-0



Gambar 9, Sistem perancah dari tiang pancang

## 4. KESIMPULAN DAN SARAN

### Keimpulan

Dari hasil analisis dan teknis pelaksanaan yang telah dilakukan, maka dapat disimpulkan :

1. Hasil perencanaan struktur jembatan pelengkung beton bertulang type Langer Samota memenuhi persyaratan teknis dilihat dari kekuatan dan kekakuan.
2. Analisis juga menujukkan bahwa pada balok pelengkung dominan terjadi tegangan tekan, sehingga pemilihan material beton bertulang sangat tepat, karena beton sangat kuat menerima tekan.
3. Pemilihan type *Through* karena pertimbangan estetika dan muka air banjir sangat tinggi.
4. Teknik pelaksanaan konvensional mempergunakan perancah dari tiang pancang baja.

### Saran

Perlu dicarikan metode pelaksanaan yang lain, terutama berkaitan dengan penggunaan perancah dari tiang pancang baja, karena akan mengalami kesulitan dalam melepas tiang tersebut setalah pelaksanaan.

## DAFTAR PUSTAKA

---------- (2004). *Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan, Rancangan RSNI No. T-12 2004*. Dirjen Bina Marga, Jakarta

---------- (2005). *Pembebanan Untuk Jembatan, RSNI No. T 02-2005*. Dirjen Bina Marga, Jakarta

---------- (2010). *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Jembatan*. Rancangan RSNI, Dirjen Bina Marga, Jakarta.

Chen W. (1995). “Arch Bridges”. Proceedings of the First International Conference on Arch Bridges held at Bolton UK on 3-6 September, London, Thomas Telford.

Chen W. And Lian D. (2015). *Bridge Engineering Handbook*, CRC Press London.

Soemono (1980). *Ilmu Gaya, Bangunan-Bangunan Statis Tak Tentu*, Djambatan.

Sutarja I.N. (2009). “Perencanaan Jembatan Balok Pelengkung Beton Bertulang Tukad Yeh Ngongkong, Di Kabupaten Badung-Bali”. Prosiding Konferensi Nasional Teknik Sipil 3, Jakarta, 6-7 Mei.

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PERFORMANCE EVALUATION OF SEMI RIGID STEEL COLUMN BASE CONNECTIONS ON CONCRETE FRAMES USING PUSHOVER ANALYSIS

**Andy Prabowo[1,2]**

*[1]Adjunct Lecturer, Civil Engineering Tarumanagara University, Jl. Let. Jend. S. Parman No. 1, Jakarta*
*[2]Consulting Engineer, Royal HaskoningDHV Indonesia*
*Email: andyprabowo.2011@gmail.com*

## ABSTRACT

The vertical extention of reinforced concrete low rise buildings can be designed by increasing the number of stories which requires the additional structures. Optionally, these may be constructed from steel structures which is relatively lightweight and practical. The extended structures could employ the hybrid performance of steel and concrete structures to withstand the earthquake forces. Special attention is prerequisite regarding the proper assumption when designing the steel column base connections to avoid any connection failures. A rigid connection assumption is often applied in order to control the story dispalcements including column sizes. Some laboratory tests revealed those connections may only reach semi rigid actions since there were limited stiffness available and due to large deformation on the components. However, the semi rigid connections may also show potentially ductile performance ensuring structural inelastic behaviour adopting the nature of rigid connections. Therefore, this paper presents the numerical studies of the performance evaluation on the semi rigid steel column base connection using pushover analysis. A case study of four stories reinforced concrete frames extended by 2 story levels using steel frames which are analyzed using ETABS. In addition, three spring rotation variations included to evaluate semi rigid actions sensitivities. The results show that stiffness variations would not really affect yield displacement, yield strength, and effective lateral stiffness except the connection performance. As the stiffness becomes more flexible, the connection exhibit greater rotations and broader inelastic behavior. Overall, the hybrid structures performance and their semi rigid connections with Life Safety level.

Keyword: semi rigid connection, column base connection, vertical extension, connection performance

## 1. INTRODUCTION

The large increase of the population in the dense areas/cities has led to the space demand. In the other hand, the availability of the empty land to meet with space demand is getting limited. This has changed the city regulations allowing higher floor area ratio of one building located in the congested areas. It has consequence to the possibility of building extention vertically by adding number of stories above the existing top story.

The additional stories level involves the additional structures while lightweight and practical to construct are two major items considered. For this reason, the steel frame structures become an option for an extension of low rise building from reinforced concrete structures. Such extension involves the connection design between steel structures and concrete structures by which using base plate connections as the column bases.

Traditionally, there are 2 major assumptions while designing base plate connections, i.e. rigid connection and simple connection. Rigid connection are designed to be able withstand the moment on the column base. This connection are associated with smaller story displacement and column sizes compared to simple connection. The drawbacks are complex detailing and design since it has to provide large degree of rotation stiffness.

Those 2 preceding assumptions may simplify the connection design process. However, from the finite element study by Razzaghi & Khoshbakht (2012) showed such base plate connections behave in semi rigid manner. Moroever, from the experimental study (Gomez et al. 2010) of the rigid base plate connections exhibited some flexibility under large moments from seismic loads which results significant rotations in the connection.

The evaluation of rigid connection design of the steel column bases above the reinforced concrete frames (Prabowo, 2015) reveals the necessary of using high strength of anchors and extremely thick plates as the components of connection. It will not be visible and practical to execute even though it ensures high degree of fixity. For this reason, the semi rigid connection is proposed to also deal with the realistic connection performance.

The semi rigid connection design can be categorized as performance based design since the expected behavior could be defined. As a tool, pushover analysis could be performed to evaluate such assumptions of the initial connection design. In addition, it can also be presented the realistic structural behavior beyond elastic range including strength and stiffness deterioration associated with inelastic material behavior. (Deirlein et al. 2010)

## 2. BASE PLATE CONNECTION DESIGN

In case the base plate connection is designed to withstand the column base moment, the required flexural strength according to AISC 341-10 shall be at least equal to the lesser of: (i) plastic moment capacity, as applicable, of the column including the strain hardening and material overstrength factor ($R_y$); or (ii) the moment calculated using load combinations of applicable building code, including the amplified seismic load.

Following the earlier description dealing with the connection forces, the base plate connection capacity could refer to AISC *Steel Design Guide 1* (Fisher & Kloiber, 2006). The anchor rods and steel plate are essential to carry the moments primarily, thereby defining the rotational stiffness. In case the large moment is experienced, creating an eccentricity bigger than the crictical eccentricity, then the anchor rods are activated to carry the possible tension loads. Whilst, the plate thickness is calculated based on the unfavorable condition of Figure 1.

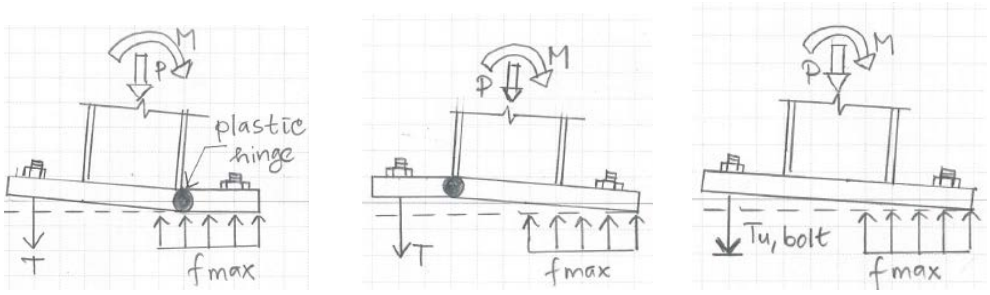



Figure 1. Typical failure modes assumed for base plate designs - (left) plate bending on the compression side, (middle) plate bending capacity on the tension side, and (right) anchor rod tensile capacity. (Gomez et al. 2010)

The experimental study of Gomez et al. (2010) observed that the design procedures outlined in AISC *Steel Design Guide 1* (Fisher & Kloiber, 2006) is significantly conservative in its predictions of base connection strength capacity. The design was governed by the first yield failure of only one component. Furthermore, a new method based on plastic mechanism approach was proposed from the experiment which is highly accurate for predicting the connection strength.

Apart from the moments, there will be shear force in the connections. This force will be predominant in case the column base is modelled as pin support. However, in the rigid support the shear force will be minor and the combination between bending and axial force will be governing.

## 3. ROTATIONAL CONNECTION STIFFNESS

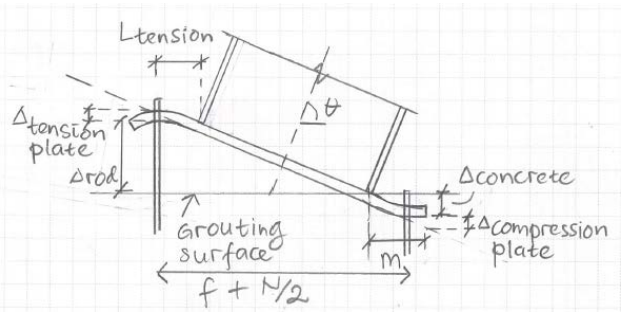



Figure 2. Assumed deformation mode and contribution of various components (Kavinde et al. 2012)

Some methods have been approached to characterize the moment-rotation responses of the column bases based on the component method (Wald et al. 1995; Kavinde et al. 2012). The method by Kavinde et al. (2012) has provided the connection rotational stiffness prediction which consistent with AISC *Steel Design Guide 1*. From the experiment, the method has excellent predictive ability for the case of large eccentricity (under large moments). This condition provides good correlations which is happened on the steel column bases above reinforced concrete frames.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Figure 2 illustrates the component deformations under certain internal forces. It is important to characterize the internal forces and design strength prior to connection stiffness to check whether the base plate under large or small eccentricities. All the component deformations are then determined and followed by the enforcing the compatibity of the deformations to get the connection rotattion stiffness (respectively, Eq. 1 and Eq. 2). $M_y$ (yield moment) in Eq.2 means the applied moment at which any of connection components is loaded to its capacity, corresponds to first yield of the connection.

$$\theta_y = \frac{(\Delta_{rod} + \Delta_{plate}^{tension} + \Delta_{plate}^{compression} + \Delta_{rod})}{s + \frac{N}{2}} \quad (1)$$

$$\beta_y = \frac{M_y}{\theta_y} \quad (2)$$

In the other hand, the code provision (AISC 341-10) regarding the appplication of structural overstrength factor ($\Omega_o$) in the connection required strength may increase the available rotational stiffness. The study from Lase and Prabowo (2015) has proposed the smaller amplification factor while designing rigid base plates rather than to use the corresponding $\Omega_o$ of one seismic force resisting system. The amplification factor of 1.5 to the designed sesimic load does not result premature failure of the connection since its behavior may extend to nonlinearity.

However, for the initial modelling of semi rigid connection, it requires certain allowance as initial stiffness of column base. The initial stiffness has been taken from an abritrary values which may refer to the study by Maan and Osman (2002). Aviram et al. (2010) had parametric study on the response of moment resisting frames under variations of column base rotational stiffness. The measure of semi rigid action was delivered from the stiffness greater than $(4EI/L)_{column}$.

## 4. NONLINEAR MODELLING OF COLUMN BASE CONNECTION

Prior to pushover analysis, a *link* element in ETABS is assigned for the connection modelling of the steel column base to the top of reinforced concrete column. The nonlinear action is activated only on the rotational behavior while the other deformations are assumed linear. The modelling parameters and acceptance criteria conform ASCE 41-13 as illustrated in Figure 3. The selected failure mechanism is bolted end plate partially connections with yielding occurred in base plate.

The initial slope on Figure 3 is the elastic rotational stiffness which is provided from Eq. 2. Then, it continues to nonlinear behavior, expressed by second slope of 0.3% as strain hardening effect. The deformation limit of *Intermediate Occupancy* (IO) level falls smaller than 0.01 while the *Life Safety* (LS) and *Collapse Prevention* (CP) limit is 0.035.

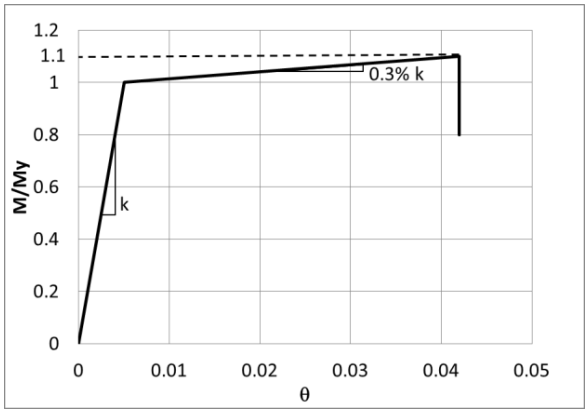



Figure 3. Nonlinear modelling of base plate connection (ASCE 41-13)

## 5. CASE STUDIES AND DESIGN METHODS

In some congested area in urban city like Jakarta, there have been some cases on extension of low rise reinforced concrete buildings. Such extentions are mostly done by having additional stories constructed from steel structures. In this study, the four stories reinforced concrete building expanded to six stories level with additional 2 stories from steel structures are used. All existing structures are assumed to be able withstand the extra weights and the other loads which is caused by additional story. Floor plans and sections of the structure are described in the appendix 1, including the members and loads information.

For simplicity, the lateral force resisting system of the extended structure may utilize the moment frame system while Special Moment Frame is true for reinforced concrete and Intermediate Moment Frame is true for steel structures. On seismic design aspect, the modification response factor ($R$) and overstrength factor ($\Omega_o$) are considered from the study of Prabowo and Lase (2016). The seismic design is according to SNI 1726:2012 and rule of detailing follow SNI 2847:2013 and SNI 1729:2015. It is important to note that the applied hybrid lateral resisting system in this study has not been established in the code.

ISBN: 978-602-60286-0-0

There are in total four modeling variations have been used to represent the sensitivity of connection behavior against the overall structural behavior. For each model, the member design was conducted by assigning an arbritary rotational stiffness in ETABS. There are three variations of steel column base stiffness (as presented in the Table 1) has been taken to represent semi rigid actions. E, I, and L denote the elasticity modulus, moment of inertia, and length of the column, respectively. The member sizes presented in the appendix 1 are valid for all variations.

Table 1. Variation semi rigid modelling

| Variation name | Model 1 | Model 2 | Model 3 |
|---|---|---|---|
| Initial rotational base stiffness | 6EI/L | 1.5EI/L | 0.5EI/L |

In additon, the model with rigid column base (name as Rigid Model) is also made for comparison to the three semi rigid models. On the rigid model, the joints between steel column and concrete column have moment restrained. ETABS will calculate the bending moment on the steel column bases based on stiffness of the connected members on such joints. In this model, the connection behavior is possibly obtained from *link* element after processing a connection design. Such *link* behavior may refer to the study of Prabowo (2015). For the pushover analysis rigid model, the *link* element will not be used and the pushover will implemented on the same model from member design.

Table 2. Summary of base plate connection design for semi rigid model

| | ***Model 1*** | | ***Model 2*** | | ***Model 3*** | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Frame direction | X | Y | X | Y | X | Y |
| Base plate size (mm) | 530x490x40 | 560x480x40 | 530x490x40 | 560x480x40 | 530x400x35 | 560x450x40 |
| Anchor rods ($mm^2$) | 4021 | 4021 | 2454 | 2454 | 1521 | 1473 |
| Rotational spring (MNm/rad) | 286 | 426 | 252 | 369 | 139 | 206 |
| Shear spring (MN/m) | 847 | 847 | 338 | 338 | 291 | 202 |
| Axial Spring (MN/m) | 1600 | 1600 | 11300 | 10700 | 6290 | 2760 |

From the initial modelling of column base, the output forces are obtained from ETABS analysis. Then, the base plate connection is calculated based on those forces which includes the amplification factor of 1.5 (Lase & Prabowo, 2015). The result will provide certain configuration and correspond with certain stiffness measurements as provided on Table 2. Then, those spring stiffnesses are assigned to *link* elements before the pushover analysis.

Pushover analysis has been conducted according to ASCE 41-13 as a standard for nonlinear analysis. The plastic hinge of beams and columns are assigned using node element where the modelling parameters and acceptance criteria for nonlinear analysis comply table 9-6 for steel structure while table 10-7 and 10-8 are for reinforced concrete. Moreover, the lateral load distributions are consist of uniform distribution in proportion to the story mass (Load 1) and corresponding dynamic force distribution from the response spectrum analysis (Load 2).

## 6. STRUCTURAL DYNAMIC RESPONSE

The variation on the steel column base rigidity to the concrete column definitely influences the dynamic behavior of the hybrid moment frame structure. It can be seen on the Table 3, as the joint stiffness goes smaller it will increase the fundamental natural period of the structure. In contrast, the mass participation factor decreases when the column base connection is more flexible. However, all the three variations and rigid model has the same fundamental mode pattern which consecutively consist of translation X, translation Y, and Rotation Z.

The column base flexibility has also effect to the interstory drift. The drift has to be checked prior to further member design and detailing to control the flexibility level of the joint. The more flexible the joint, the larger interstory drift values will be, as shown in Figure 4. None of the stiffness in Table 1 cause the interstory drifts fall below the permissible limit (2% of story height) according to SNI 1726:2012. The figure also indicates the behavior of the hybrid frame structures while the steel structure is much more flexible than the reinforced concrete.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Table 3. Modal participating mass ratio (%)

| *Variation* | *Mode 1* | | *Mode 2* | | *Mode 3* | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | *T (s)* | *%* | *T (s)* | *%* | *T (s)* | *%* |
| Rigid | 1.2680 | 70.78 | 1.2597 | 71.05 | 1.0757 | 77.84 |
| Model 1 | 1.3001 | 67.89 | 1,2893 | 68.29 | 1.0907 | 76.16 |
| Model 2 | 1.371 | 62.08 | 1.3562 | 62.57 | 1.1239 | 72.45 |
| Model 3 | 1.4673 | 55.58 | 1.3753 | 61.03 | 1.1665 | 67.86 |

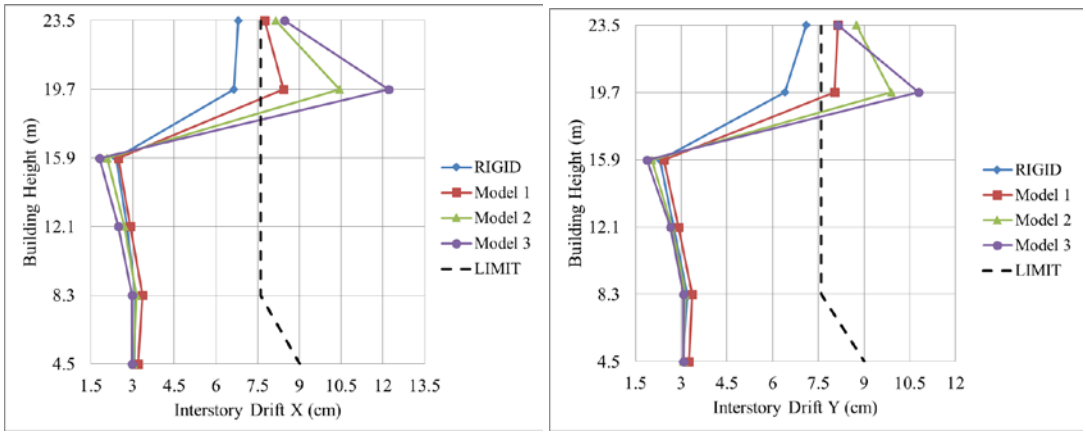



Figure 3. Interstory drift check during member design (left: x direction, right: y direction)

Traditionally, it is possible to enlarge the steel beam and steel column sizes to stiffen the structure. However, the stiffness will also increase when designing the base plate connection due to amplification factor ($\Omega_o$) which may also reduce the drifts. This can be seen in Figure 5 which illustrates the interstory drifts at target displacements using load pattern Load 2. Model 1 does not have drift more than permissible limit while it is contrary with Model 2 and Model 3. Eventhough, the part of steel structures have smaller inelastic drift compare with the predicted in Figure 4.

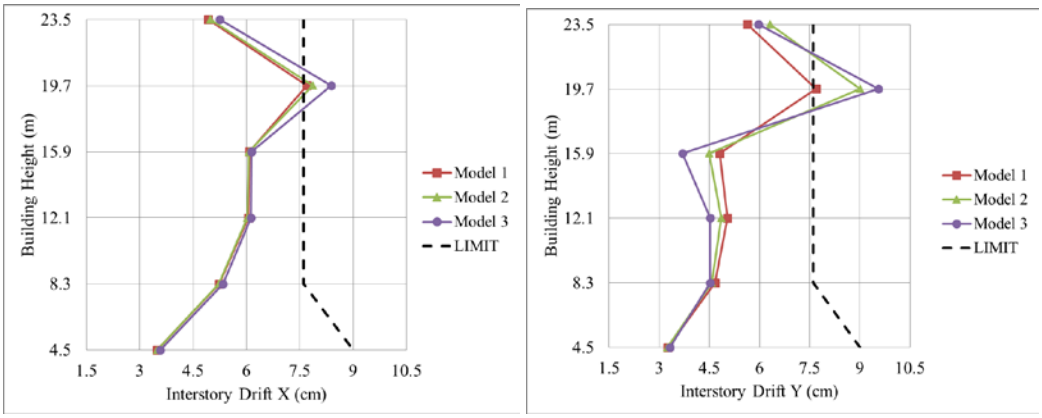



Figure 4. Interstory drift using *link* in the models (left: X direction, right: Y direction)

## 7. PUSHOVER CURVE

Figure 6 illustrates the pushover analysis results on such variation models for X and Y direction of lateral load. There are 2 load patterns used, consist of DIN and ACC which denote Load 2 and Load 1 respectively. Generally, the column base stiffness variation does not affect to the pushover curve. It can be seen on Figure 6 if the curve of 4 models coincide in single line starting from elastic range until inelastic range. It also suprises if the curve of initial semi rigid model meet with rigid model. One clear distinction is only on the structural degradation.

Some important features of pushover curve are presented in Table 4 and the values correspond to the curves on Figure 6. All the models have very close result so it can be combined in one value for each parameter. The values are uniqe between X and Y directions due to the aspect ratio of building layout and the connection flexibilities.

ISBN: 978-602-60286-0-0

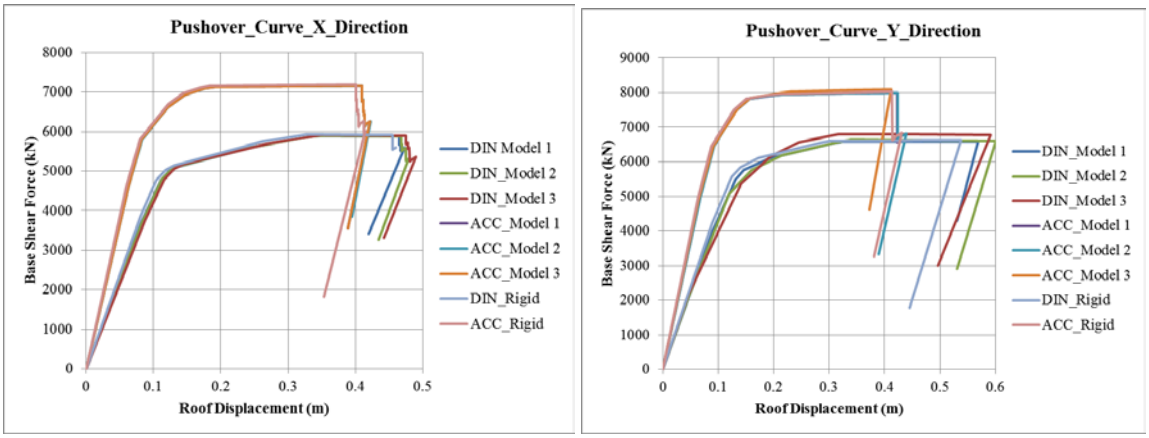



Figure 5. Pushover curve of four variation models

Despite the stiffness variations, Table 4 is also indicates if the lateral load pattern result variations on analysis. The yield strength of Load 1 is greater than Load 2 for both directions while the yield displacement is contrary with yield strength. Furthermore, the analysis result due to Load 1 creates greater the lateral stiffness and and overstrength factor compare with Load 2.

Table 4. Pushover curve parameter values

| Lateral load pattern | ***Load 1*** | | ***Load 2*** | |
|---|---|---|---|---|
| Lateral load direction | ***X*** | ***Y*** | ***X*** | ***Y*** |
| Yield strength, $V_y$ (kN) | 6600 | 7400 | 5400 | 6200 |
| Yield displacement, $\delta_y$ (kN) | 0.09 | 0.1 | 0.12 | 0.144 |
| Effective lateral stiffness (kN/m) | 73000 | 74000 | 45000 | 43000 |
| Overstrength factor | 2.2 | 2.45 | 1.8 | 2.0 |

From Table 4, it shows the importance of selection suitable load pattern while conducting pushover analysis. In this study, Load 2 has defined more poor behavior. The lateral force distribution of Load 2 has similar patten as fundamental mode pattern which implies the lateral force increment as the story higher. It has also detrimental effect in the steel structures including their connection designs. Therefore, the structural and connection performance will be evaluated based on analysis using Load 2.

## 8. TARGET DISPLACEMENT AND PERFORMANCE LEVEL

According to ASCE 41-13, target displacement is defined as an estimate of the maximum expected displacement of the roof of a building calculated for the design earthquake. In this study, target displacements shall be taken from the lesser value from Eq. (7-28) of ASCE 41-13 and the maximum inelastic displacement from SNI 1726:2012. The inelastic displacement is formulated from elastic story displacement multiplied by deflection amplification factor ($C_d$), but not greater than 2% of total building height.

Table 5. Target Displacement for Performance Evaluation

| Code | ***ASCE 41-13*** | | ***SNI 1726:2012*** | |
|---|---|---|---|---|
| Frame direction | X | Y | X | Y |
| Rigid model | 0.228 | 0.227 | 0.273 | 0.273 |
| Model 1 | 0.234 | 0.232 | 0.281 | 0.281 |
| Model 2 | 0.234 | 0.233 | 0.295 | 0.296 |
| Model 3 | 0.237 | 0.229 | 0.309 | 0.296 |

Table 5 presents the result of target displacement calculations from 2 applied codes. The values are not related with the lateral load patterns. The displacements of X and Y direction including all variations are most likely similar. Consistent in the whole models, the target displacements of SNI 1726:2012 are greater than ASCE 41-13. In this case, the larger values shall be used to evaluate the performance of the structure.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Table 6. Roof displacement and the base shear force around target displacement

| | ***Roof displacement (m)*** | | | | ***Base shear at roof displacement (kN)*** | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Load Pattern | ***Load 1*** | | ***Load 2*** | | ***Load 1*** | | ***Load 2*** | |
| Frame direction | X | Y | X | Y | X | Y | X | Y |
| Rigid model | 0.2831 | 0.3204 | 0.313 | 0.2989 | 7199 | 8040 | 5906 | 6588 |
| Model 1 | 0.2908 | 0.3231 | 0.3348 | 0.3111 | 7147 | 7964 | 5877 | 6546 |
| Model 2 | 0.2912 | 0.3248 | 0.3366 | 0.3249 | 7145 | 7968 | 5882 | 6599 |
| Model 3 | 0.4102 | 0.3482 | 0.3441 | 0.3159 | 7160 | 7200 | 5914 | 6788 |

The values in Table 6 comes from the evaluation of pushover curve table where the roof displacements are taken from the nearest value of target displacement each model in Table 5. The base shear force indicates the forces associated with roof displacement. Overall, there are little variations in the number considering the reviewed models. It seems also if the models meet with target displacement.

Noticeably, the lateral load pattern has some effects to base shear force. In general, the base shear forces come from Load 1 are bigger than Load 2 while in between the models has almost similar result. In average, the base shear force caused by Load 1 is around 20% higher than Load 2 either in X or Y direction. Moreover, at target displacement, the structures have experienced inelastic behaviour since the base shear forces exceed the yield strength in Table 4.

At the same time, most of the roof displacements are also dependent by the load pattern except on model 3. In this model, the Load 1 causes larger displacement than Load 2. The value difference among the target displacement to roof displacement is substantial to the performance level. If the distance is too far then the performance level become not reliable. The performance level of the whole models are presented in Table 7.

Table 7. Performance level

| Load Pattern | ***Load 1*** | | ***Load 2*** | |
|---|---|---|---|---|
| Frame direction | X | Y | X | Y |
| Rigid model | IO-LS | IO-LS | IO-LS | IO-LS |
| Model 1 | IO-LS | IO-LS | IO-LS | IO-LS |
| Model 2 | IO-LS | IO-LS | IO-LS | IO-LS |
| Model 3 | C-D | IO-LS | IO-LS | IO-LS |

The performance level of the whole models range between Intermediate Occupancy (IO) and Life Safety (LS) except in model 3 for X direction. This because the roof displacement has significant distance with target displacement. However, the other models show accepted performance. Noted that the evaluations are employed using response spectrum according to SNI 1726:2012 which is based on the two thirds Maximum Considered Earthquake (MCE). Implicitly, the evaluation under this code has to attain Life Safety performance. It can be concluded if the semi rigid model could possess satisfaction performance.

## 9. CONNECTION PERFORMANCE

The connection performance can be assessed through the force and deformation relation (curve) of *link* element. The force and deformation in the curves in Figure 7 expressed by the moment ratio to yield strength and rotation, respectively. The red line indicates the performance of *links* in the X direction frames and blue line indicates the Y direction. The bilinear curve of orange and green line designate as ideal connection performance as the boundary of actual performance.

In the three graphs, there are significant distinctions on force-deformation curve affected by *link* properties eventhough all connections experience nonlinear behavior. As the stiffness is lesser, the greater deformation will be experienced followed by inelastic actions. It is shown if Model 3 with the initial stiffness of 0.5EI/L undergoes the maximum deformation above 0.015 and possess widely inelastic action. In contrast, the maximum deformation of Model 1 is only one third of maximum deformation of Model 3. Uniqely, the *link* behavior in X directions for the oveall models are still far below the maximum strength.

Model 1 and model 2 have the connections performance below IO since the maximum deformation is smaller than 0.01. Whilst, the model 3 has performance beyond IO level but it falls below LS level. Overall, all the performance level of three models are acceptable but model 3 may indicate noticable damage.

ISBN: 978-602-60286-0-0

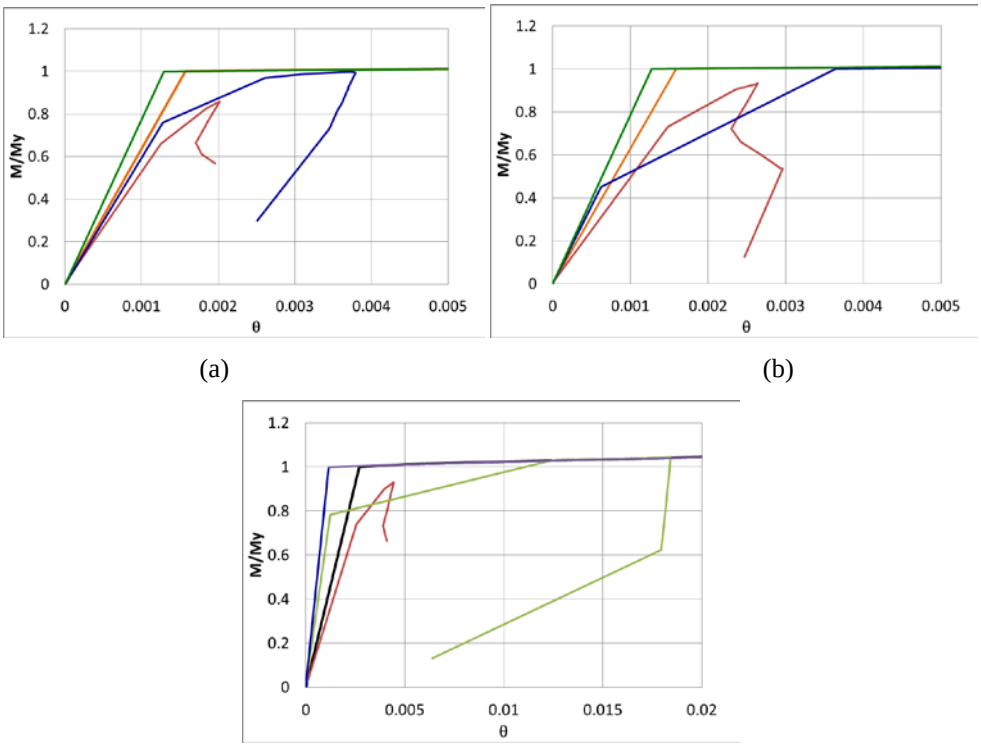



Figure 6. Rotational connection performance (a) Model 1 (b) Model 2 (c) Model 3

The evaluation of shear force in the *links* of X directions are still less than the shear capacity of the anchors for all models as presented in Figure 8. It contrasts with the unity check of shear forces against the capacity for the frames in Y directions. As given in Figure 9, the unity check greater than 1 is likely happened in Model 3 while Model 1 and 2 have no doubt on shear failure. It is concluded if the Model 3 indicates a connection shear failure.

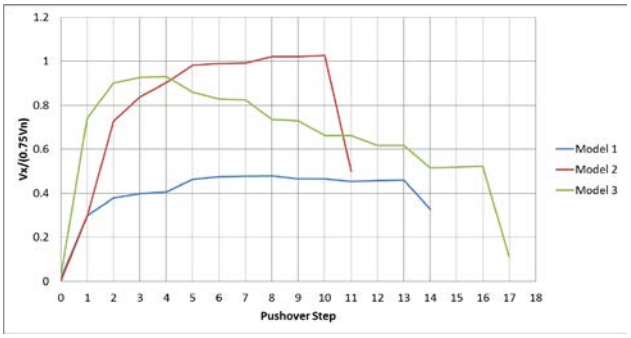



Figure 7. Ratio of link shear force to the connection capacity (X direction)

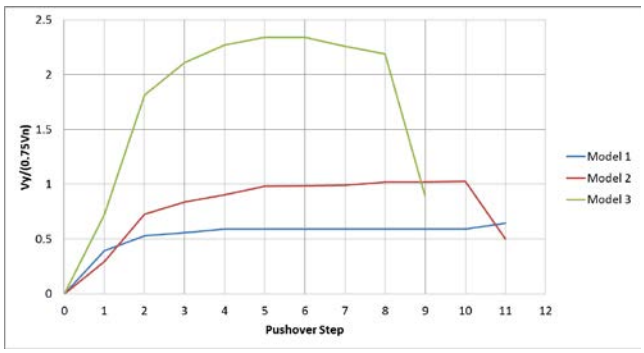



Figure 8. Ratio of link shear force to the connection capacity (Y direction)

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 10. CONCLUSION

The pushover analysis have been performed to the three variation models to measure the sensitivity of semi rigid assumption in the behavior of hybrid moment resisting frame structures. Based on the preceeding analysis, it be concluded as below:

1. The behavior of semi rigid models do not have such deviations with rigid model. A semi rigid connection option shall be more realistic when designing hybrid moment resisting frame structures.
2. Such variations of connection stiffness do not really affect on the overall structural behavior but it does have an effect on the connection behavior. The structural performance under semi rigid connection falls between *Intermediate Occupancy* and *Life Safety* level under seismic force of SNI 1726:2012.
3. The semi rigid connection possess widely ductile range behavior. It is shown on the force-deformation curve of the *links* element where inelastic actions are likely to happen. However, the connection performance of the three models are meet with *Life Safety* level.
4. For desirable performance, the initial stiffness of 6 $(EI/L)_{column}$ is relatively suitable since no excessive deformation foreseen on the connection performance. It is important to note that the stiffness of 0.5EI/L may result shear failure in the connection.
5. A stiffness degradation and connection strength deterioration may not be captured well in this study. These results may trigger to further study of semi rigid actions using nonlinear time history analysis to convince the acceptability of the proposed theory.

## REFERENCES


AISC. (2010). *Seismic provisions for structural steel buildings, AISC 341-10.* Chicago, IL: American Institue for Steel Construction.

ASCE. (2014). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, ASCE 41-13.* Reston, VA: American Society of Civil Engineers.

CSI. (2005). *CSI analysis reference manual.* Berkeley, California: Computers and Structures, Inc.

Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010, October). "Nonlinear structural analysis for seismic design". *NEHRP Seismic Design Technical Brief No.4*. Gaithersburg, MD.: National Institue of Standard and Technology.

Fisher, J. M., & Kloiber, L. A. (2006). *Design Guide 1: Base plate and anchor rod design (2nd ed.).* Chicago, IL: American Institute for Steel Construction.

Gomez, I., Deirlein, G., & Kavinde, A. (2010). "Exposed column base connections subjected to axial compression and flexure". Final Report presented to American Institute of Steel Construction. Chicago.

Kavinde, A. M., Grili, D. A., & Zareian, F. (2012). "Rotational stiffness of exposed column base connections: experiment and analytical models". Journal of Structural Engineering, 138, 549-560.

Lase, Y., & Prabowo, A. (2015). "Tinjauan nilai omega nol pada perancangan sambungan rigid dasar kolom rangka baja di atas rangka beton bertulang dengan analisis pushover". HAKI Annual Seminar and Conference. Jakarta: Himpunan Ahli Konstruksi Indonesia.

Maan, O., & Osman, A. (2002). "The influence of column bases flexibility on the seismic response of steel framed structures". 4th Structural Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering. Canada.

Prabowo, A. (2015). "Evaluasi perancangan sambungan rigid kolom dasar rangka baja di atas rangka beton bertulang menggunakan analisis pushover". Master Thesis Report. Civil Engineering Department University of Indonesia.

Prabowo, A., & Lase, Y. (2016). "Tinjauan nilai faktor modifikasi respons dan faktor kuat lebih pada struktur gabungan rangka baja dan rangka beton bertulang dengan analisis pushover". Jurnal Teknik Sipil, 75-88.

Razzaghi, J., & Khoshbakht, A. (2012). "Numerical Evaluation of Column Base Rigidity". International Conference on Computational Structures Technology (p. Paper 5). Stirlingshire, Scotland: Civil-Comp Press.

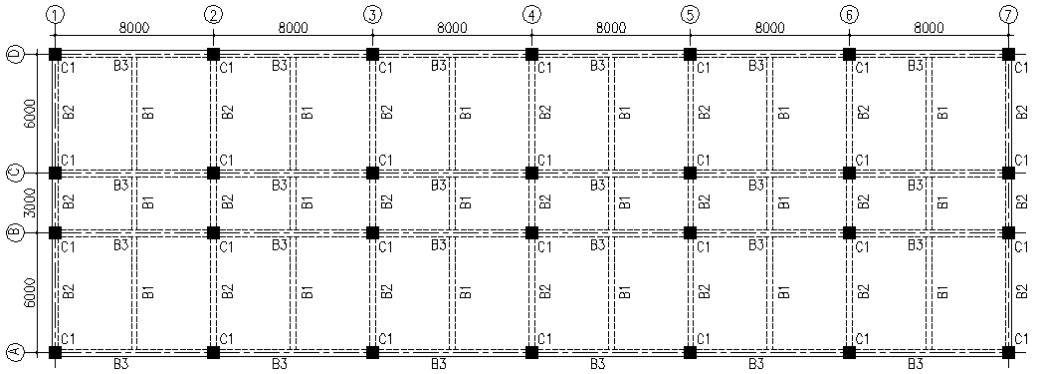
SNI1726:2012. (2012). *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung.* Jakarta: National Standardization Board.

SNI1729:2015. (2015). *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural.* Jakarta: National Standardization Board.

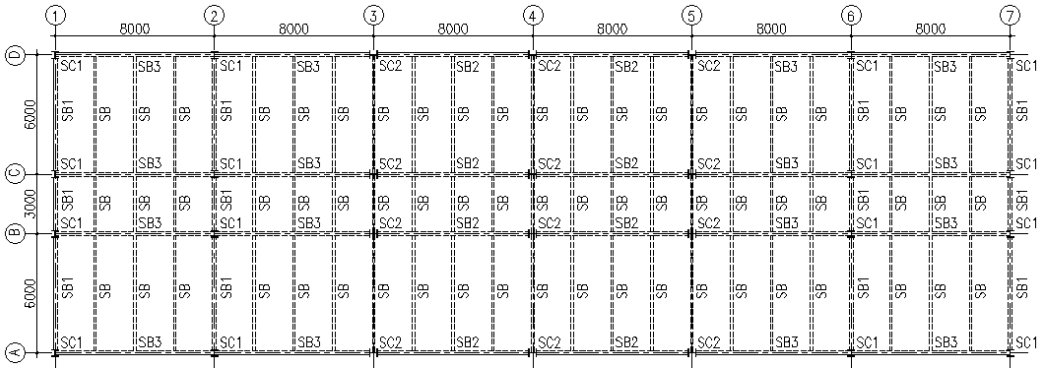
SNI2847:2013. (2013). *Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung.* Jakarta: National Standardization Board.


## APPENDIX 1: BUILDING INFORMATION

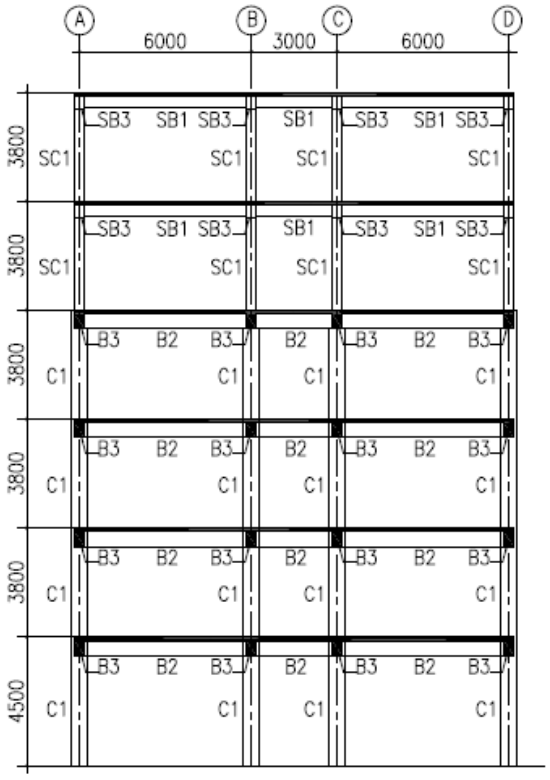
ISBN: 978-602-60286-0-0




**Reinforced Concrete Floor Plan (1:100)**




**Steel Floor Plan (1:100)**




**Frame on Axis 1, 2, 6, and 7 (1:100)**

Material Properties:
fc' = 29 MPa (K-350)
$fy_{rebar}$ = 400 MPa
$fy_{steel\ profile}$ = 240 MPa (BJ-37)

Reinforced Concrete Members (mm):
B1 = 300x500
B2 = 300x650
B3 = 350x700
C1 = 600x600
Floor Thickness = 130

Steel Members:

| Notation | Steel Members |
|---|---|
| SB | WF 250x125x6x9 |
| SB1 | WF 400x200x8x12 |
| SB2 | WF 500x200x10x16 |
| SB3 | WF 450x200x9x14 |
| SC1 | H350x350x12x19 |
| SC2 | H400x400x13x21 |

Loading Data:
Live Load = 2 kPa (typical on each story)
Superimposed Dead Load on typical floors = 1,4 kPa
Superimposed Dead Load on roof = 1,8 kPa

ISBN: 978-602-60286-0-0

# STUDI PENGGUNAAN WIREMESH DAN SCC SEBAGAI MATERIAL RETROFIT TERHADAP KEKUATAN GESER BALOK BETON BERTULANG

**A. Arwin Amiruddin[1], Herman Parung[2], Riswal K[3]**

*[1,2,3]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Hasanuddin, Jl. Perintis Kemerdekaan Km. 10 Makassar 90245*
*Email: a.arwinamiruddin@yahoo.com*

## ABSTRAK

*Wiremesh* menjadi suatu altenatif penggunaan tulangan pada beton bertulang. Begitu pula dengan material *Self Compacting Concrete* (SCC) yang merupakan material yang dapat mengalir sendiri (*un-vibrated*), sehingga kompaksitas material menjadi lebih baik. Penelitian ini bertujuan untuk menganalisis kapasitas geser retrofit *wiremesh* dan SCC. Metode eksperimental dipilih untuk melakukan pengujian, dimana akan digunakan benda uji sebanyak 4 balok beton bertulang dengan dimensi 200mm x 200mm x 1500mm. Kuat tekan beton rencana sebesar 30MPa. Balok beton bertulang terdiri dari 2 balok beton yang tidak diretrofit sebagai balok kontrol dan 2 balok beton diretrofit dengan wiremesh M4 (4.06mm) spasi 50 x 50mm, selanjutnya dibungkus dengan beton SCC setebal 25mm. Pengujian dilakukan dengan uji geser balok beton bertulang. Hasil penelitian menunjukkan bahwa lapisan *wiremesh* M4 (4.06mm) dan SCC 25mm mampu meningkatkan kapasitas geser balok retrofit sebesar 71.82% terhadap balok kontrol.

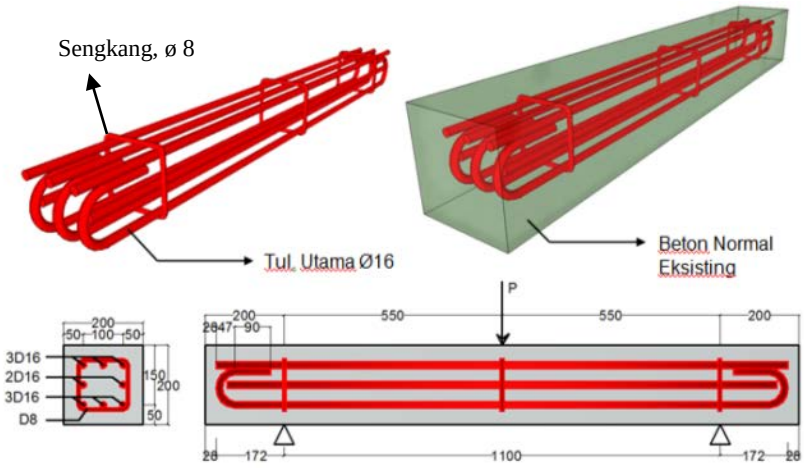
Kata kunci: Kapasitas geser, Wiremesh, SCC, retrofit

## 1. PENDAHULUAN

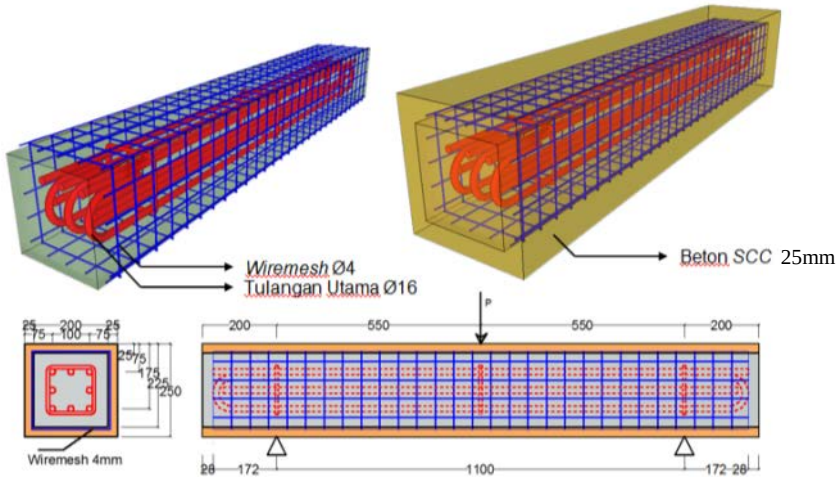
Kegagalan geser merupakan salah satu penyebab keruntuhan yang fatal dalam konstruksi balok beton bertulang. Beban geser yang melebihi kapasitas penampang balok beton bertulang akan mengakibatkan retakan-retakan diagonal disepanjang balok beton tersebut. Retakan-retakan tersebut dapat terjadi lebih awal dan pada akhirnya akan berakibat terjadi keruntuhan yang sifatnya tiba-tiba (brittle failure) pada balok. Agar elemen struktur tersebut terhindar dari keruntuhan terutama akibat kegagalan geser diperlukan evaluasi kekuatan struktur bangunan pada kondisi eksisting dan perkuatan (strengthening) eksternal pada bagian yang mengalami kerusakan atau penurunan kekuatan bila diperlukan sebelum struktur diberi beban yang baru. Salah satu cara perkuatan adalah metode retrofit dengan begitu tidak perlu dilakukan pembongkaran ataupun direkonstruksi ulang sebagai dampak pencegahan terhadap kemungkinan runtuhnya konstruksi yang mungkin menimbulkan korban jiwa. Berdasarkan penelitian yang dilakukan oleh A. A. Amiruddin (2009) pada benda uji balok beton bertulang dengan perkuatan geser diretrofit dengan *Carbon Fiber Reinforced Polymer* (CFRP) Grid, didapatkan 3 kali lebih kuat dari beton normal (tanpa retrofit). Akan tetapi dikarenakan CFRP merupakan material yang tidak lazim di kalangan masyarakat dan harganya yang mahal, maka dipilih material *wiremesh* sebagai alternatif pengganti CFRP grid. Material SCC telah dikembangkan untuk pertama kalinya di jepang, yaitu beton yang memiliki fluiditas cukup tinggi dengan penambahan *water-reducing superplasticizer* dan memiliki kuat tekan tinggi bila dibandingkan dengan dengan *Normal Vibrated Concrete* (NVC). Menurut Okumura dan Ouchi (1999), *self-compacting concrete* dapat mengurangi kerja konstruksi karena adanya knock-on yang dapat berefek pada ketahan (*durability*) beton dan menguragi sejumlah skill pekerja. *Wiremesh* adalah jaring kawat baja las yang berkualitas tinggi, setiap detil *wiremesh* dibuat dengan pengawasan yang sangat teliti. Dimana mulai dari pemilihan material atau bahan yaitu besi melalui kontrol yang ketat kemudian di las dengan mesin las otomatis yang berteknologi tinggi, sehingga menghasilkan *wiremesh* berkualitas tinggi. Perbaikan struktur pada umumnya bertujuan untuk mengembalikan atau meningkatkan kekuatan elemen struktur agar mampu menahan beban sesuai dengan beban rencana. Umumnya, struktur perlu perkuatan apabila terjadi perubahan fungsi bangunan sehingga perlu tambahan faktor keamanan atau pada saat perencanaan, elemen-elemen strukturnya dirancang sesuai tata cara yang lama dimana beban gempa nominalnya lebih rendah dari yang ditetapkan oleh tata cara yang baru. Salah satu cara perkuatan adalah dengan metode *external reinforcement* (*retrofit*). Balok beton dapat diperkuat untuk menahan beban dengan cara menempelkan *wiremesh* yang dilapisi *Self Compacting Concrete (SCC*) pada daerah lentur, daerah geser dan atau pada daerah kombinasi lentur dan geser balok dan kolom. Dengan penambahan ini diharapkan *wiremesh* dapat membantu meningkatkan kemampuan balok untuk menahan beban. Kontribusi dari *wiremesh* M4 dalam mentrasfer perkuatan terhadap kapasitas geser pada balok beton bertulang yang diretrofit menjadi studi dalam penelitian ini.

## 2. MATERIAL BENDA UJI

Penelitian ini didesain berdasarkan pada konsep kegagalan geser pada balok beton bertulang dengan mengkaji pengaruh wiremesh dan SCC sebagai material retrofit terhadap kapasitas geser. Dalam penelitian ini menggunakan benda uji sebanyak 4 balok beton bertulang dengan dimensi 200mm x 200mm x 1500mm. Benda uji dibuat dengan nilai kuat tekan fc' sebesar 30 MPa. Benda uji terdiri dari 2 tipe, yaitu tipe 1 (BN) adalah terdiri dari 2 balok beton bertulang yang tidak diretrofit (balok kontrol) dan tipe 2 (BWS) adalah terdiri dari 2 balok beton bertulang yang diretrofit dengan *wiremesh* M4 dan SCC setebal 25mm. Pada ke 4 sampel balok normal tersebut diberikan tulangan geser hanya sebanyak 3 titik yang terletak di tengah bentang dan kedua sisi perletakkan (Gambar 1). Tujuannya agar kegagalan yang terjadi pada benda uji adalah kegagalan geser seperti pada desain sehingga dapat memudahkan dalam analisis pengaruh retrofit pada balok yang berperilaku gagal geser. Tabel 1 memperlihatkan hasil pengujian karakteristik beton. Selanjutnya pada Tabel 2 dan Gambar 2 memperlihatkan pengujian tarik baja tulangan dan *wiremesh*. Gambar 3 memperlihatkan set-up alat pengujian kapasitas geser balok beton bertulang.




(a) Tipe 1, tidak diretrofit (BN)




(b) Tipe 2, diretrofit (BWS)

Gambar 1. Tipe benda uji: (a) BN (tidak diretrofit) dan (b) BWS (diretrofit *wiremesh* M4 dan SCC 25mm)

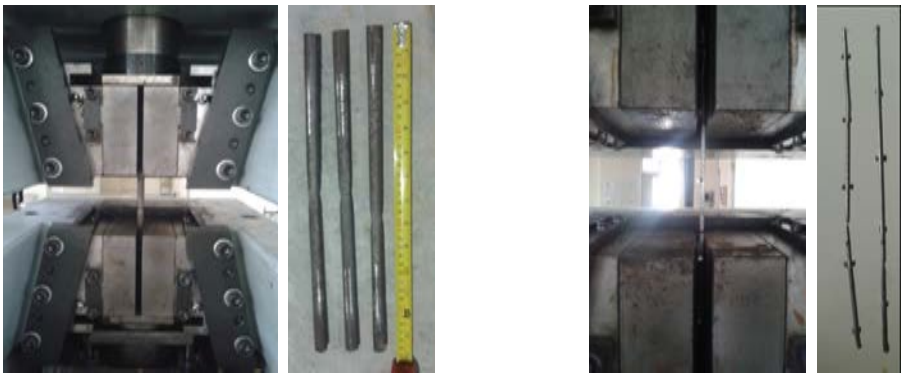
ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 1. Karakteristik benda uji beton

| *Beton* | *Desain (MPa)* | *Karakteristik beton umur 28 Hari (MPa)* | | | *Modulus Elastisitas (MPa)* |
|---|---|---|---|---|---|
| | | *Tekan* | *Lentur* | *Tarik Belah* | |
| Normal | 30 | 32,663 | 4,64 | 3,743 | 23.412 |
| SCC | 30 | 35,680 | 4,96 | 4,012 | 25.187 |

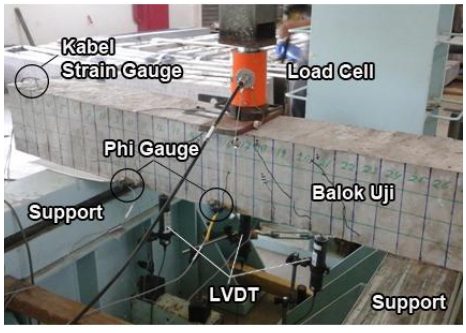
Tabel 2. Hasil pengujian tarik baja tulangan dan *wiremesh*

| *Diameter sampel* | *Arah* | $\varepsilon_y$ | $F_y$ | $f_{max}$ | $E_s$ |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | *(MPa)* | *(MPa)* | *(MPa)* |
| ø 8 | Transversal | 2013,5 | 320,860 | 465,220 | 159.423 |
| ø 16 | Longitudinal | 2014,53 | 438,870 | 649,827 | 217.852 |
| Wiremesh M4 ø 4 | Transversal dan longitudinal | 2002,4 | 240,839 | 524,136 | 120.275 |



(a) Baja tulangan (b) *Wiremesh* M4

Gambar 2. Pengujian tarik: (a) baja tulangan dan (b) *wiremesh* M4




Gambar 3. Set-up alat pengujian kapasitas geser balok beton bertulang

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 3. PROGRAM PENGUJIAN

Pada pengujian balok beton bertulang dibagi menjadi 2 tahapan, yaitu **Tahapan Pertama**, pengujian balok normal tanpa retrofit. Pada pengujian ini, pembebanan diberikan secara bertahap demi bertahap hingga mencapai pembebanan maksimum dimana ditunjukkan dengan hancurnya balok beton akibat kegagalan geser. Pada Tabel 3 terlihat bahwa, pada balok normal tanpa perkuatan secara rata-rata, kondisi retak awal terjadi pada beban 10,746 kN. Hasil ini tidak berbeda jauh dengan analisa desain, yaitu beban 10,74 kN. Pada kondisi leleh nilai beban diperoleh berdasarkan hubungan beban dan regangan tulangan geser yang berada ditengah bentang, yang mana saat beban mencapai regangan tekan (-) maksimum dan arahnya berubah menuju tarik (+) diasumsikan beban dalam kondisi leleh dan diperoleh Py sebesar 83,3 kN hingga mencapai beban ultimit dari hasil pengujian diperoleh Pu sebesar 144,94 kN sementara untuk hasil analisa desain dimana Py sebesar 96,032 kN sementara Pu sebesar 139,918 kN. Secara garis besar, pada kondisi awal retak, dan pada beban ultimit, data analisa desain relatif sama dengan hasil pengujian, hanya saja terlihat sedikit perbedaan atas hasil analisa dan eksperimen pada kondisi leleh. **Tahapan Kedua**, pengujian balok yang diperkuat dengan retrofit wiremesh dan SCC. Pada Tabel 3 terlihat bahwa, kondisi retak awal terjadi pada beban rata-rata sebesar 15,244 kN. Sementara analisa desain, yaitu beban 17,036 kN. Pada kondisi tulangan leleh hingga mencapai beban ultimit, hasil pengujian dapat dilihat bahwa untuk kondisi leleh, diperoleh Py sebesar 119,869 kN, hingga mencapai beban puncak Pu sebesar 249,033 kN. Hasil ini hampir sama dari nilai desain dimana untuk kondisi leleh, diperoleh diperoleh Py sebesar 130,53 kN, dan beban puncak Pu sebesar 238,721 kN.

Tabel 3. Perbandingan hasil Analisis dan Eksperimen

| ***Tipe*** | ***Analisis*** | | | ***Eksperimen*** | | | ***Rasio*** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $P_{cr}$ ***(kN)*** | $P_y$ ***(kN)*** | $P_u$ ***(kN)*** | $P_{cr}$ ***(kN)*** | $P_y$ ***(kN)*** | $P_u$ ***(kN)*** | $(P_{eksp}/P_{anls})$ |
| BN-1 | 10,74 | 96,03 | 139,92 | 10,66 | 81,97 | 153,11 | 1.09 |
| BN-2 | 10,74 | 96,03 | 139,92 | 10,83 | 84,63 | 136,78 | 0.98 |
| BN Rata2 | 10,74 | 96,03 | 139,92 | 10,75 | 83,3 | 144,94 | 1.04 |
| BWS-1 | 17,04 | 130,5 | 238,72 | 15,33 | 121,62 | 251,57 | 1.05 |
| BWS-2 | 17,04 | 130,5 | 238,72 | 15,16 | 118,12 | 246,5 | 1.03 |
| BWS Rata2 | 17,04 | 130,5 | 238,72 | 15,24 | 119,87 | 249,03 | 1.04 |

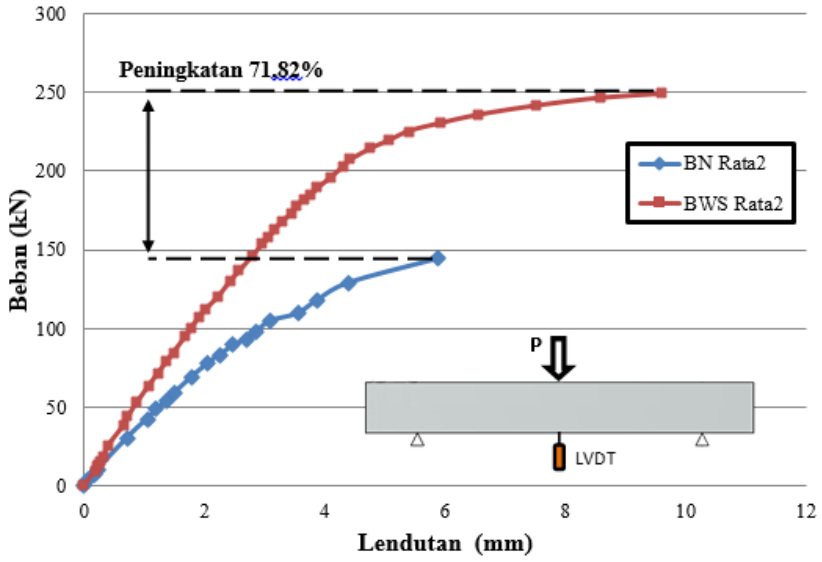
Tabel 4. Prosentase perbandingan Ps dan Pu

| ***Jenis balok*** | | ***Beban penelitian (kN)*** | | ***Beban rata-rata (kN)*** | | ***Persentase terhadap balok kontrol (%)*** |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $P_S$ | $P_U$ | $P_S$ | $P_U$ | $P_S$ & $P_U$ |
| Balok normal | BN-1 | 81,967 | 153,11 | 83,3 | 144,94 | - |
| | BN-2 | 84,633 | 136,78 | | | |
| Balok retrofit | BWS-1 | 121,62 | 251,57 | 119,9 | 249,03 | 71,82% |
| | BWS-2 | 118,12 | 246,50 | | | |

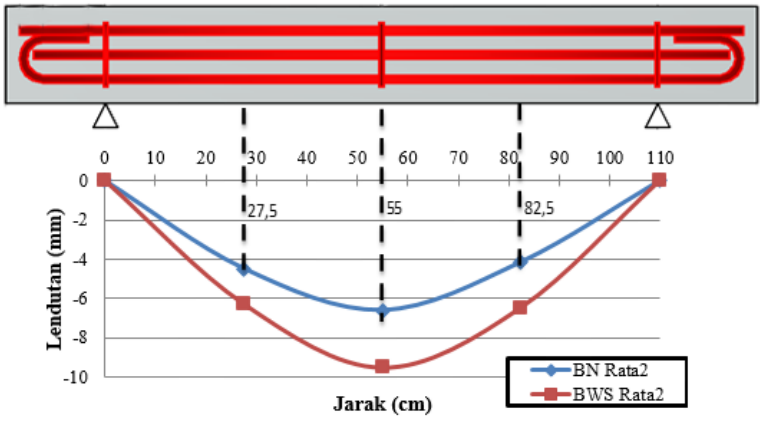
Pada Tabel 4 dapat dijelasakan bahwa beban ultimit (Pu) untuk balok BWS-1 yaitu sebesar 251,566 kN dan beban geser (Ps) diperoleh sebesar ½ PU = 121,62 kN sedangkan untuk balok BWS-2 pada beban ultimit (Pu) sebesar

ISBN: 978-602-60286-0-0

246,499 kN dan beban geser (Ps) diperoleh sebesar ½ PU = 118,12 kN dengan demikian diperoleh beban maksimum BWS rata-rata beban ultimit sebesar 249,033 kN dan beban geser rata-rata 144,94 kN dengan persentasi peningkatan perkuatannya sebesar 71,82% terhadap balok normal/kontrol rata-rata. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa untuk balok retrofit (BWS) yang berfungsi sebagai pengekangan dan perkuatan meningkatkan persentasi peningkatan kekuatan gesernya rata-rata sebesar 71,82% terhadap balok kontrol (BN) rata-rata yang perkuatannya menggunakan wiremesh M4 Ø 4,06mm spasi 50 x 50mm pada permukaan lentur dan geser yang dilapisi SCC setebal 25mm. Pada Gambar 4 memperlihatkan hubungan beban dan lendutan. Dari hasil hubungan beban dan lendutan balok normal diperoleh daktalitas dari balok normal BN-1 sebesar 2,620 dan untuk balok BN-2 diperoleh daktalitas sebesar 2,031 sehingga diperoleh daktalitas rata-rata untuk balok BN sebesar 2,326. Sedangkan daktalitas untuk balok retrofit BWS-1 sebesar 4,462 dan untuk balok BWS-2 diperoleh daktalitas sebesar 4,184 sehingga diperoleh daktalitas rata-rata untuk balok retrofit BWS sebesar 4,323. Dengan demikian terjadi peningkatan nilai daktalitas sebesar 85,88%. Gambar 5 memperlihatkan lendutan saat beban maksimum pada balok beton bertulang.




Gambar 4. Hubungan antara beban dan lendutan

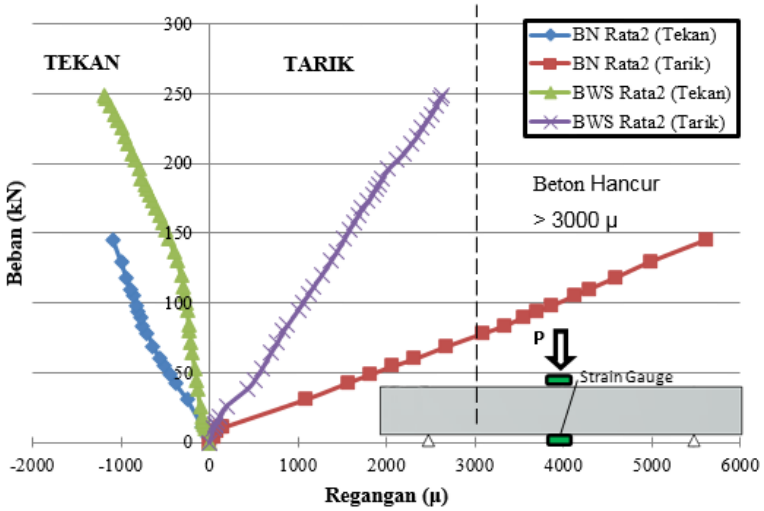



Gambar 5. Lendutan saat beban maksimum pada balok beton bertulang

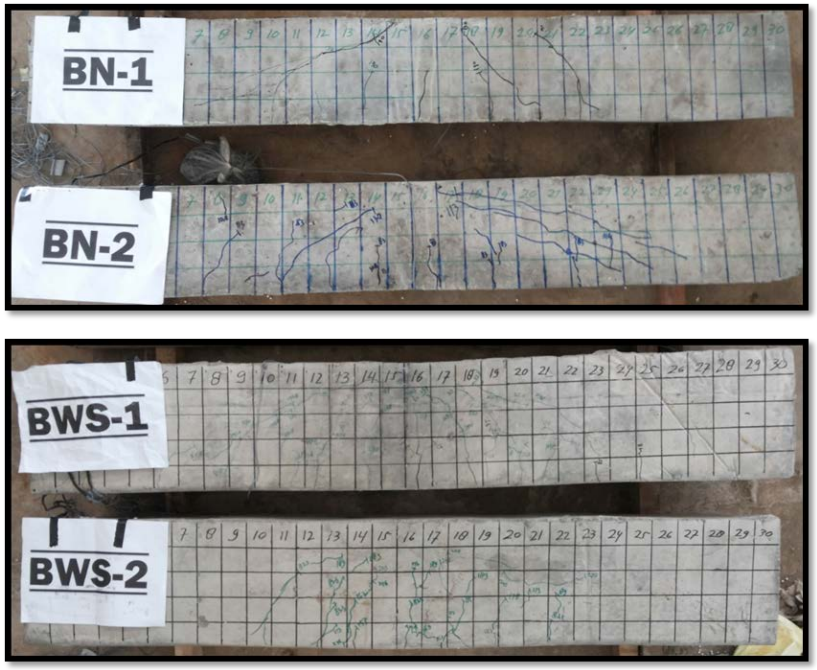
Gambar 6 memperlihatkan hubungan beban dan regangan beton (pada daerah Tarik dan Tekan Beton). Pada hubungan beban dan regangan beton dapat dilihat bahwa pada BWS-1 dan BWS-2, cenderung memiliki nilai sama pada saat terjadi retak, dimana untuk balok retrofit (BWS) beban rata-rata sebesar 15,24 kN dan regangan beton area tekan rata-rata sebesar –83,897 μ dan area tarik rata-rata sebesar 84,977 μ. Sedangkan saat kondisi leleh, beton retrofit (BWS) pada kondisi tulangan leleh beban rata-rata sebesar 119,87 kN dan regangan beton area tekan rata-rata sebesar – 320,78 μ dan area tarik rata-rata sebesar 1265,609 μ hingga balok retrofit (BWS) mengalami keruntuhan pada beban rata-rata sebesar 249,03 kN dan regangan beton area tekan rata-rata sebesar – 1189,351 μ

ISBN: 978-602-60286-0-0

dan area tarik rata-rata sebesar 2632,865 μ. Dari hubungan beban dan regangan, dapat dilihat bahwa regangan beton untuk balok retrofit (BWS) mengalami penurunan jika dibandingkan dengan balok kontrol (BN). Terutama regangan beton tarik, di mana terjadi penurunan regangan yang cukup jauh dari balok normal. Dari grafik tersebut terlihat bahwa beton area tarik pada balok normal telah hancur dikarenakan regangannya melebihi 3000 μ sedangkan untuk area tekan belum hancur. Begitu pula regangan beton area tekan dan tarik belum hancur itu terlihat pada nilai regangan betonnya yang masih dibawah 3000μ. Gambar 7 memperlihatkan keruntuhan geser balok BN dan BWS.




Gambar 6. Hubungan beban dan regangan beton (pada daerah Tarik dan Tekan Beton)




Gambar 7. Keruntuhan geser balok beton bertulang BN dan BWS

## 4. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil penelitian yang dilakukan maka dapat disimpulkan sebagai berikut :

1. Lapisan wiremesh M4 Ø 4,06mm dan SCC tebal 25mm mampu meningkatkan kapasitas geser maksimum pada balok retrofit (BWS) sebesar 71,82% terhadap balok kontrol (BN).
2. Hasil pengujian menunjukkan bahwa BN yang didesain sebagai balok kontrol mengalami kegagalan geser. Namun, pada benda uji retrofit (BWS) juga mengalami kegagalan geser dan kondisi ini sejalan dengan konsep desain pada penelitian ini.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## DAFTAR PUSTAKA

Adiana, Sang M., Lusman (2011). “Studi Kekuatan Tulangan Ulir dengan Menggunakan Material Self Compactting Concreate”. Skripsi tidak diterbitkan, Makassar : Universitas Hasanuddin Makassar.

Akkas, Abdul Madjid (1996). “Rekayasa Bahan / Bahan Bangunan”. Makassar: Jurusan Sipil.

Akkas, Abdul Madjid., dkk. (2012). “Studi Pengaruh Sistem Pencampuran Terhadap Kuat Tekan Beton Berkekuatan Tinggi”. Makassar: Jurusan Sipil.

American Standard for Testing and Material (2003). Annual Book of ASTM. Concrete and Aggregates. Volume 04.02. US and Canada.

Amiruddin, Andi Arwin (2009). “A Study On Seismic Retrofit Design of Existing RC Bridge Piers Using CFRP Grid and PCM Shotcrete”. Kyusu University. Japan.

Dualembang, Hery (2014). “Studi Perkuatan Lentur Balok Beton Bertulang dengan Metode Retrofit Menggunakan Wiremesh dan SCC”. Universitas Hasanuddin. Makassar.

Ismhayanti, Ma’rifah (2014). “Studi Perkuatan Lentur Balok Beton Bertulang dengan Metode Retrofit Dikekang pada Daerah Lentur dan Geser Menggunakan Wiremesh dan SCC”. Universitas Hasanuddin. Makassar.

Nawi, Edward. G. (1998). *Beton Bertulang*. Jilid 1. Bandung: Refika Aditama.

Nugraha, Paul, Antoni (2007). *Teknologi Beton*. Yogyakarta: Andi.

Panggoa, Vinriani (2011). “Studi Kekuatan Lekatan Antara Tulangan Polos terhadap Material SCC”. Skripsi tidak diterbitkan. Makassar: Universitas Hasanuddin.

Standar Nasional Indonesia (2002). “Tata Cara Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung. SNI-03-2847-2002”. Badan Standarnisasi Nasional.

_____ (2005). “The European Guidelines for Self-Compacting Concrete Specification, Production and Use”.

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# ANALISA KONSTRUKSI RUMAH TRADISIONAL TORAJA (TONGKONAN)

**Reni Oktaviani Tarru[1], Yusri Limbongallo[2]**

*[1]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Kristen Indonesia Toraja, Jl. Nusantara No. 12 Makale 91811, Tana Toraja*
*Email: renarta_trj@yahoo.com*
*[2] Jurusan Teknik Sipil, Universitas Kristen Indonesia Toraja, Jl. Nusantara No. 12 Makale 91811, Tana Toraja*
*Email: yusrilimbongallo@gmail.com*

## ABSTRAK

Toraja adalah salah satu Kabupaten yang berada di atas pegunungan bagian utara Provinsi Sulawesi Selatan. Di Toraja, terdapat sebuah bangunan adat yang disebut masyarakat setempat dengan sebutan Tongkonan. Tongkonan ini berfungsi sebagai pusat kegiatan masyarakat Toraja. Walaupun berada di dataran tinggi, masyarakat Toraja berhasil membangun sebuah rumah adat yang memiliki atap menjulang tinggi dan Tongkonan ini hanya berdiri bebas di atas sebuah pondasi yang terbuat dari batu cadas. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui bagaimana sistem konstruksi dan struktur yang digunakan oleh masyarakat Toraja sehingga bisa membangun sebuah bangunan tinggi yang bisa menahan beban angin yang cukup besar. Metode pengumpulan data dilakukan dengan pengamatan, eksplorasi dari berbagai sumber pustaka, para Ahli, Praktisi dan Masyarakat setempat. Hasil penelitian menunjukkan bahwa bagian dari bangunan yang menjadi pusat penahan beban pada bagian atap adalah sebuah balok kayu yang menggantung secara vertikal yang disebut oleh masyarakat sekitar dengan sebutan Busu- busu. Selain sebagai penahan beban, Busu- Busu ini sangat berperan dalam pembentukan lengkungan atap pada Tongkonan. Atap yang terbuat dari bambu yang disusun sedemikian rupa juga berfungsi sebagai peredam beban angin, sehingga, beban angin yang diterima oleh Tongkonan tidak terlalu besar. Arah bangunan ini juga menjadi kunci untuk meminimalisir beban angin. Dimana di Toraja beban angin yang cukup besar bertiup dari bagian Barat Daya, sehingga Tongkonan menghadap kea rah Utara dan Selatan. Angin yang berasal dari Barat Daya inilah yang diredam oleh bamboo- bamboo yang disusun sebagai atap Tongkonan.

Kata kunci: Konstruksi, Struktur, Tongkonan, Atap, Beban Angin,

## 1. PENDAHULUAN

Indonesia merupakan sebuah negara yang terdiri dari masyarakat majemuk. Mulai dari adat, budaya dan agama yang begitu beragam menjadi satu kesatuan. Seperti yang kita ketahui bahwa manusia adalah makhluk yang berbudaya. Manusia menciptakan budaya yang dimana, budaya itu berkembang dan memberikan arah dalam kehidupan manusia. Nilai inilah yang menjadi landasan yang mendasari langkah- langkah yang harus dilakukan untuk bertahan hidup sehubungan dengan kondisi alam dan pola hidup masyarakat.

Kebudayaan yang saling terkait satu sama lain menghasilkan sebuah gagasan atau ide yang mendorong terjadinya aktifitas yang beragam dan menghasilkan sebuah karya atau kebudayaan yang bersifat fisik. Salah satu bentuk kebudayaan fisik tersebut adalah bangunan rumah.

Masyarakat Toraja atau Suku Toraja memiliki konsep bahwa Rumah Adat mereka yaitu Tongkonan tidak hanya memiliki fungsi sebagai tempat hunian saja, tetapi sebagai pusat kegiatan. Masyarakat Toraja mempunyai kebudayaan tersendiri dalam membangun rumahnya, sehingga menghasilkan sebuah bangunan yang memiliki keunikan tersendiri dibandingkan dengan bangunan lainnya.

Pembangunan bangunan ini tidak didasarkan pada perhitungan struktur, tetapi berdasarkan hasil coba- coba atau biasa disebut Trial and Error dengan cara belajar pada kondisi alam dan pola hidup masyarakat setempat.

Berdasarkan latar belakang inilah, sehingga pertanyaan penelitian tentang konstruksi Rumah Tongkonan dapat disusun sebagai berikut:

1. Bagaimana Tongkonan dapat menahan beban angin yang cukup besar di dataran tinggi?
2. Bagian mana dari Tongkonan yang membentuk lengkungan pada atap?

Adapun tujuan dari penelitian ini diharapkan dapat mengungkap atau mengetahui bagaimana sistem konstruksi dan struktur yang digunakan oleh masyarakat Toraja sehingga bisa membangun sebuah bangunan tinggi yang bisa menahan beban angin yang cukup besar. Selain itu, tujuan dari penelitian ini adalah agar dapat mendorong masyarakat untuk

meningkatkan apresiasinya terhadap bangunan tradisional, baik itu dari segi struktur, konstruksi maupun dari segi arsitektur.

## 2. KAJIAN PUSTAKA

### Rumah tradisional

Rumah tradisional merupakan rumah yang dibangun dengan cara yang sama dari generasi kegenerasi dan tanpa atau sedikit sekali mengalami perubahan. Menurut Van Romondt (1965, dalam Said, 2004) rumah tradisional adalah suatu shelter atau tempat berlindung manusia dalam menghadapi cuaca panas, dingin, hujan dan angin.

Rumah tradisional merupakan salah satu representasi kebudayaan yang paling tinggi dalam sebuah komunitas suku atau masyarakat. Keberadaan rumah tradisional di Indonesia sangat beragam dan mempunyai arti yang penting dalam perspektif sejarah, warisan, dan kemajuan masyarakat dalam sebuah peradaban.

Di Indonesia, setiap daerah memiliki rumah- rumah adat dengan bentuk dan arsitektur yang berbeda- beda sesuai dengan budaya adat lokal. Rumah adat biasanya dihiasi dengan ukiran- ukiran yang memiliki corak dan makna yang berbeda- beda. Sampai saat ini, masih banyak rumah tradisional yang berdiri kokoh dan sengaja dipertahankan dan dilestarikan sebagai simbol budaya Indonesia.

Rumah tradisional Toraja yang disebut Tongkonan mempunyai peranan yang sangat penting bagi masyarakat setempat karena masih berhubungan langsung dengan kepercayaan *Aluk Todolo*, terutama dalam pesta adat serta ritual kemasyarakatan yang dilaksanakan.

Menurut keyakinan Aluk Todolo sebagai tempat berpijaknya sendi kebudayaan orang Toraja mengatakan bahwa: Hubungan Rumah dengan manusia yang mendiaminya dengan segala bagiannya adalah bagaikan dalam bentuk atau keadaan yang bersamaan dalam kualitas yang sama (Tangdilintin, 2014).

### Sistem struktur dan konstruksi rumah tradisional

Tahapan pembangunan rumah tradisional masih dilakukan secara adat dan melalui proses yang penuh dengan ritual dan upacara adat. Pemilihan material yang digunakan berdasarkan ketersediaan material di alam. Pondasi menggunakan batu kali atau batu cadas yang tersedia di alam sekitar sedangkan konstruksi rumah menggunakan jenis kayu atau bambu yang dahulu kala banyak ditemukan.

Teknik pembangunan masih menggunakan teknik kuno dengan sistem sambungan masih menggunakan pasak, takikan maupun ikatan dengan peralatan yang masih sangat sederhana. Tapi, walaupun menggunakan teknik yang masih sangat sederhana, mampu menghasilkan bangunan yang bisa bertahan selama puluhan bahkan ratusan tahun.

### Atap Bangunan

Atap merupakan bagian dari struktur bangunan yang berfungsi sebagai penutup atau pelindung bangunan dari panas terik matahari dan hujan sehingga memberikan kenyamanan bagi pengguna bangunan. Struktur atap pada umumnya terdiri dari tiga bagian utama yaitu struktur penutup atap, gording dan rangka kuda- kuda.

Penutup atap akan didukung oleh struktur rangka atap, yang terdiri dari kuda- kuda, gording, usuk dan reng. Beban-beban atap akan diteruskan ke dalam pondasi melalui kolom dana tau balok.

### Beban Angin

Besarnya beban angin yang bekerja pada struktur bangunan tergantung dari kecepatan angin, rapat massa udara, letak geografis, bentuk dan ketinggian bangunan, serta kekuatan struktur. Bangunan yang berada pada lintasan angin, akan menyebabkan angin berbelok atau dapat berhenti. Sebagai akibatnya, energi kinetik dari angin akan berubah menjadi energi potensial, yang berupa tekanan atau hisapan pada bangunan.

Salah satu faktor penting yang mempengaruhi besarnya tekanan dan isapan pada bangunan pada saat angin bergerak adalah kecepatan angin. Kecepatan angin rencana biasanya didasarkan untuk periode ulang 50 tahun. Karena kecepatan angin berbanding lurus dengan ketinggian di atas muka tanah, sehingga semakin tinggi bangunan, maka semakin tinggi juga kecepatan angin rencana.

Perilaku dinamis dari angin sebenarnya merupakan hal yang sangat penting, dimana efek dinamis dari angin dapat muncul dari berbagai cara. Salah satunya bahwa angin sangat jarang dijumpai dalam keadaan tetap (steadystate). Dengan demikian, sebuah bangunan dapat mengalami beban yang terbalik arah. Pola aliran udara di sekitar bangunan selalu tidak teratur.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Jika bangunan- bangunan terletak pada lokasi yang berdekatan, pola angin menjadi semakin kompleks karena dapat terjadi suatu aliran yang turbulen di antara bengunan- bangunan tersebut. Aksi angin tersebut dapat menyebabkan terjadinya goyangan pada bangunan ke berbagai arah.

Ada dua jenis kekuatan angin yang dapat diterima oleh bangunan. Kedua kekuatan tersebut yaitu tekanan angina (beban positif) dan hisapan angina (beban negatif). Tekanan angin dirasakan oleh bagian sisi angin datang dan hisapan dirasakan oleh bagian sisi dimana angin pergi.

## 3. METODOLOGI

Metode penelitian yang digunakan adalah metode pengumpulan data yang dilakukan dengan pengamatan, eksplorasi dari berbagai sumber pustaka, para Ahli, Praktisi dan Masyarakat setempat.

## 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

### Tinjauan Geografis, Topografis dan Administratif

Pusat tempat penelitian dilakukan di Kabupaten Toraja Utara. Kabupaten Toraja Utara merupakan salah satu Kabupaten dari 24 Kabupaten di Provinsi Sulawesi Selatan. Kabupaten Toraja Utara terletak antara 2º35" LS – 3º15" LS dan 119º – 120" Bujur Timur dengan luas wilayah 1.151,47 $km^2$ terdiri dari Hutan Lindung 47.900 Ha, Hutan Rakyat 5.260 Ha, kebun 14,620 Ha dan Pemukiman 9.865 Ha dan berada pada ketinggian 704- 1.646 meter di atas permukaan laut.

Di tengah- tengah wilayah berbukit- bukit tersebut mengalir dari Utara ke selatan Sungai Sa'dang yang berpengaruh secara sosial, budaya dan ekonomi bagi masyarakat Toraja (Mashuri, 2012)

### Karakteristik arsitektur dan konstruksi rumah tradisional Toraja (Tongkonan)

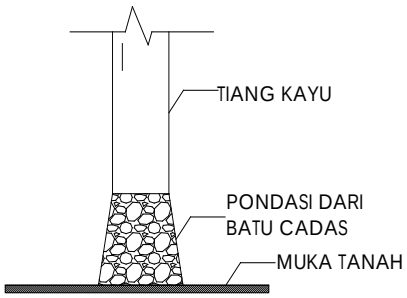
Tongkonan dibangun dengan menggunakan alat yang serba sederhana serta menggunakan bahan yang mudah didapat dan banyak terdapat di Toraja. Sampai sekarang, konstruksi dasar dari Tongkonan ini sendiri tidak berubah, selain penggunaan material untuk tiang yang awalnya dari kayu, sekarang kebanyakan menggunakan beton. Selain itu penggunaan material atap yang juga awalnya menggunakan atap yang terbuat dari bambu, sekarang menggunakan atap seng. Tetapi dalam penelitian ini, objek penelitiannya mengacu pada Tongkonan yang benar- benar menggunakan konstruksi tradisional.

Alat penyambung pada Tongkonan menggunakan pasak kayu bertampang bundar dan tidak menggunakan paku. Salah satu kunci penting dalam konstruksi bangunan Tongkonan adalah pertemuan antara kayu- kayunya yang merupakan penentuk kekuatan dan ketahanan dari bangunan ini.

Pada umumnya, ukuran tinggi dan panjang suatu bangunan Tongkonan tergantung dari lebar bangunan Tongkonan ini sendiri. Perbandingan antara lebar dan panjang Tongkonan sekurang- kurangnya 1:2 atau 1:2 + 0,05 meter atau setinggi- tingginya 1:2 + 0,25. Perbandingan ini juga digunakan untuk menentukan tinggi Tongkonan dengan mengacu pada lebar Tongkonan.

### Pondasi

Sistem pondasi yang digunakan pada bangunan Tongkonan menggunakan batu. Jenis batu yang digunakan adalah sejenis batu cadas atau batu kali yang banyak ditemukan di sekitar lokasi pembangunan Tongkonan. Batu pondasi ini tidak ditanam di dalam tanah melainkan diletakkan di atas permukaan tanah. Sedangkan tiang dari Tongkonan ini diletakkan bebas di atas permukaan pondasi tersebut tanpa menggunakan pasak ataupun pen.




Gambar 1. Bentuk pondasi pada Tongkonan

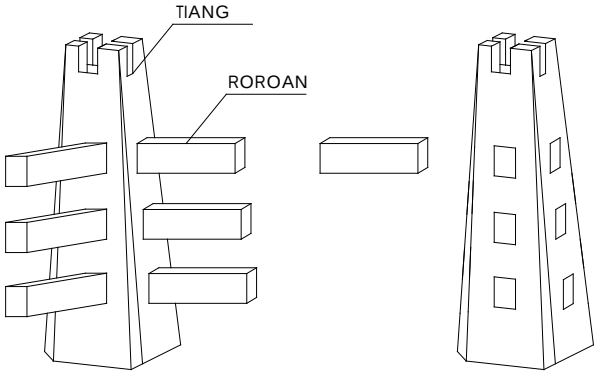
ISBN: 978-602-60286-0-0

## Sambungan pada tiang dan dinding

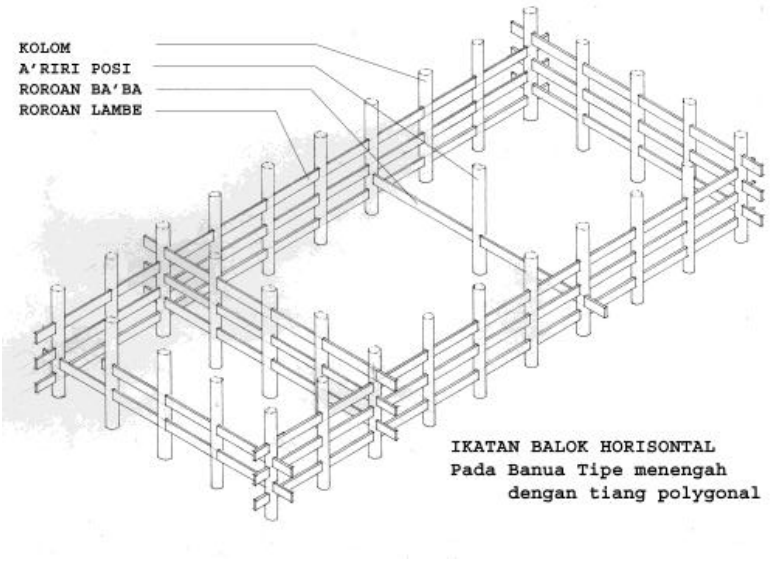
Pada Tongkonan, terdapat beberapa jenis tiang yaitu Tulak Somba yaitu tiang penopang yang cukup tinggi dan besar dan terletak di bagian depan dan belakang rumah. Sedangkan jenis tiang yang lainnya disebut Lentong yang menopang badan Tongkonan serta tiang yang disebut A'riri Posi' yang terletak di tengah- tengah bangunan.

Tiang yang disebut Lettoan berbentuk persegi yang disusun berjajar dengan ikatan balok horizontal yang disebut oleh masyarakat setempat dengat sebutan Roroan. Ketinggian tiang ini hanya sampai pada lantai rumah. Tiang ini selalu berjumlah ganjil dimana tiang bagian depan dan belakang bangunan masing- masing terdiri dari 5 buah tiang sedangkan bagian sisi kiri dan kanan bangunan biasanya masing- masing terdiri dari 11 buah tiang, dimana tiang bagian tengah sebagai pusat atau sumbu simetri.

Cara pemasangan Roroan atan balok horizontal dengan tiang adalah dengan melubangi tiang dengan ukuran yang sama dengan ukuran balok, kemudian balok dimasukkan ke dalam lubang tersebut untuk merangkai tiang- tiang. Pada bagian ujung bangunan, balok disengaja dilebihkan guna untuk mencegah lepasnya ikatan antara balok dan tiang.



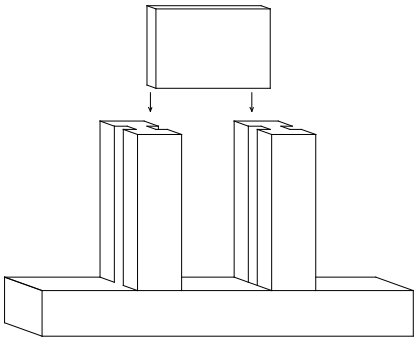

Gambar 2. Bentuk pemasangan balok (Roroan) pada tiang Tongkonan




Gambar 3. Ikatan antara balok dan tiang
Sumber: Nurdiah (2003)

Pada dinding Tongkonan, jenis sambungan yang digunakan adalah sambungan pasak persegi. Dinding bangunan dipasang pada tiang- tiang kayu yang disebut Sangkinan Rinding yang biasanya memiliki ketebalan 8 cm dan ukuran panjang serta tingginya sekitar 20cm x 210 cm.

ISBN: 978-602-60286-0-0



Gambar 4. Cara pemasangan dinding

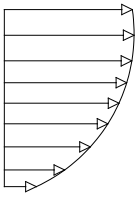
## Atap Tongkonan

Penutup atap dari Tongkonan umumnya menggunakan bambu yang disusun secara berlapis lapis dan setiap lapisan dari bambu tersebut ditahan oleh reng yang berasal dari petung. Bambu untuk atap ini dibelah menjadi dua bagian kemudian disusun secara berselang seling.



Gambar 5. Susunan bambu sebagai penutup atap

Susunan bambu ini tidak hanya berfungsi sebagai penutup atap dari Tongkonan tetapi berfungsi sebagai penetralisir atau peredam beban angin. Tongkonan yang berada di wilayah perbukitan dan memiliki atap yang menjulang tinggi akan sangat rawan sekali terguling akibat adanya tekan angina. Ditambah lagi, Tongkonan hanya berdiri bebas di atas pondasi batu cadas.



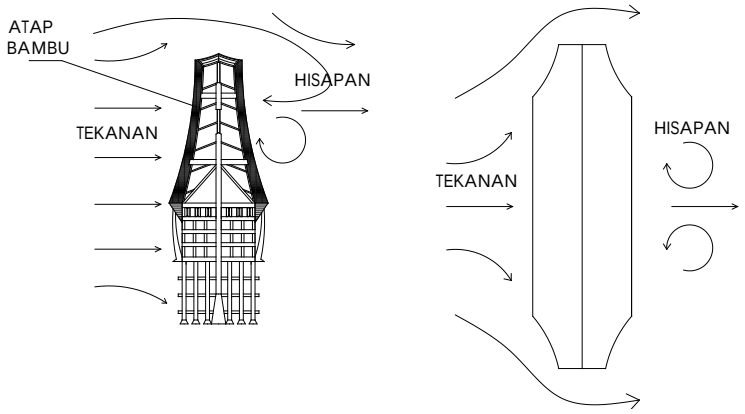
Gambar 6. Besarnya tekanan angin pada bangunan Tongkonan

Di Toraja, tiupan angin terbesar berasal dari bagian Barat Daya. Hal inilah salah satu alasan kenapa Tongkonan selalu menghadap ke Utara Selatan. Angin yang berasal dari Barat, akan masuk ke dalam celah- celah bambu yang menyebabkan beban angin perlahan mengecil sehingga tidak memberikan tekanan besar secara langsung ke bagian atap Tongkonan yang bisa menyebabkan Tongkonan dapat terguling.

Biasanya, dalam satu wilayah atau tempat, terdapat beberapa buah bangunan Tongkonan yang terletak pada lokasi yang berdekatan. Hal ini akan menyebabkan pola angin menjadi semakin kompleks karena dapat terjadi suatu aliran yang turbulen di antara bengunan- bangunan tersebut. Aksi angin tersebut dapat menyebabkan terjadinya goyangan pada bangunan ke berbagai arah.

Tetapi, dengan penggunaan atap bambu turbulen tersebut dapat diminimalisir. Selain tekanan dari bagian Barat, bangunan Tongkonan juga akan menerima gaya hisapan dari bagian Timur.

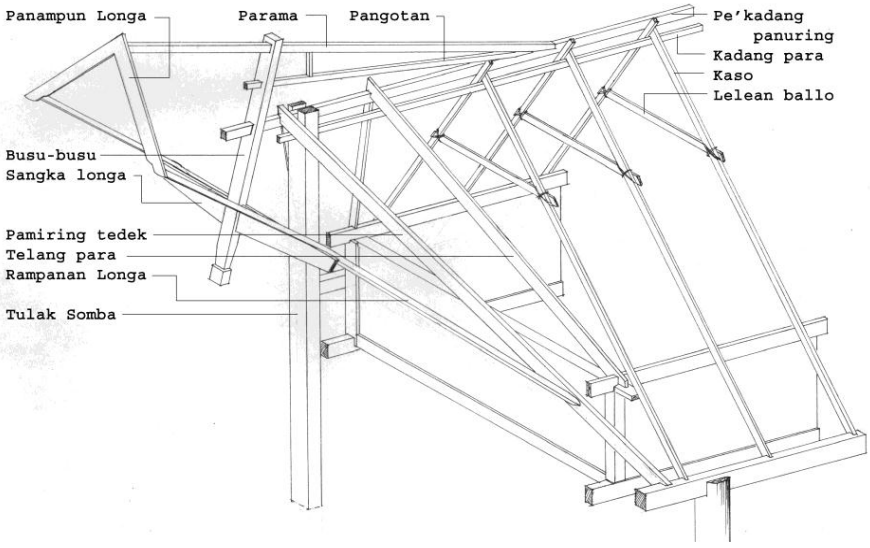
ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 7. Tekanan dan hisapan angin pada bangunan Tongkonan

Rangka atap bangunan Tongkonan terbuat dari batang kayu dan bambu. Sistem pemasangan pada rangka atap menggunakan sistem ikat dan pasak. Sistem ikat menggunakan rotan dan sistem pasak menggunakan kayu yang sangat keras. Kantilever atap pada bangunan Tongkonan ditopang oleh tiang yang disebut Tulang Somba. Tetapi, elemen atau bagian utama dalam pembentukan lengkungan atap pada bangunan Tongkonan adalah tiang pendek yang menggantung secara vertikal yang disebut busu- busu.

Selain pembentuk lengkungan atap pada bangunan Tongkonan, busu- busu adalah bagian dari atap bangunan Tongkonan yang menaha beban paling besar yaitu beban dari atap dan beban gravitasi. Balok busu- busu ini ditopang oleh tiga buah balok yang disebut Parana, Pangotan dan Pa'kadang Panuring.




Gambar 8. Konstruksi atap bangunan Tongkonan
Sumber: Nurdiah (2003)

Keempat bagian di atas yang saling berkaitan satu dengan yang lainnya memungkinkan bagian atap dari bangunan Tongkonan menjorok ke luar dan menjulang ke atas serta membentuk lengkungan.

## 5. KESIMPULAN

Hasil penelitian menunjukkan bahwa bagian dari bangunan yang menjadi pusat penahan beban pada bagian atap adalah sebuah balok kayu yang menggantung secara vertikal yang disebut oleh masyarakat sekitar dengan sebutan Busu- busu. Selain sebagai penahan beban, Busu- Busu ini sangat berperan dalam pembentukan lengkungan atap pada Tongkonan.

Atap yang terbuat dari bambu yang disusun sedemikian rupa juga berfungsi sebagai peredam beban angin, sehingga, beban angin yang diterima oleh Tongkonan tidak terlalu besar. Arah bangunan ini juga menjadi kunci untuk meminimalisir beban angin. Dimana di Toraja beban angin yang cukup besar bertiup dari bagian Barat Daya, sehingga Tongkonan menghadap kea rah Utara dan Selatan. Angin yang berasal dari Barat Daya inilah

ISBN: 978-602-60286-0-0

yang diredam oleh bambu- bambu yang disusun sebagai atap Tongkonan. Sedangkan sistem sambungan yang digunakan pada bangunan Tongkonan adalah sistem pasak dan ikatan.

## DAFTAR PUSTAKA

Mashuri. (2012). “Perwujudan Kosmologi pada Bangunan Rumah Tradisional Toraja”. LANTING Journal of Architecture, Vol.1, 3

Nurdiah, E.A. (2011). “Studi Struktur dan Konstruksi Rumah Tradisional Suku Batak Toba, Minangkabau dan Toraja”. Laporan Penelitian Universitas Kristen Petra Surabaya, 24-56

Said, A.A. (2004). *Simbolisme Unsur Visual Rumah Tradisional Toraja*. Ombak, Yogyakarta.

Tangdilintin, L.T. (2014). *Tongkonan Rumah Adat Toraja*. Lembaga Kajian dan Penulisan Sejarah Budaya Sulawesi Selatan, Makassar.

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PENGARUH PENGGANTIAN LANTAI JEMBATAN RANGKA BAJA (*REDECKING*) DENGAN PANEL BAJA ORTOTROPIK TERHADAP PERUBAHAN BERAT LANTAI JEMBATAN

**Erik Wahyu Pradana[1] dan Andreas Triwiyono[2]**

*[1] Program Studi Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia, Jl. Kaliurang KM 14,5 Yogyakarta*
*Email: erikwpradana@uii.ac.id*
*[2] Departemen Teknik Sipil dan Lingkungan, Universitas Gadjah Mada, Jl. Grafika No. 2 Yogyakarta*
*Email: andreas.triwiyono@ugm.ac.id*

## ABSTRAK

Jembatan biasa pada umumnya direncanakan dengan umur layan 50 tahun. Selama umur layan tersebut dimungkinkan terjadi kerusakan. Salah satu kerusakan jembatan rangka terjadi pada lantai jembatan. Perbaikan lantai jembatan yang terbuat dari beton bertulang biasanya memerlukan waktu lama dan sering menggangu kelancaran lalu lintas. Penggantian lantai *(redecking)* dengan panel baja ortotropik (*orthotropic steel deck, OSD)* dapat dijadikan alternatif pengganti lantai eksisting karena instalasinya cepat dan mudah, lebih ringan dibanding lantai beton bertulang, dan kontrol mutu yang terjamin karena penggunaan material fabrikasi. *OSD* terbuat dari pelat baja yang diperkaku oleh rusuk (*ribs*) pada arah longitudinal dan transversal didukung oleh balok melintang (*floorbeam*). Dalam makalah ini dibahas *redecking* jembatan rangka baja kelas A standar Bina Marga bentang 60 m dengan *OSD*. Pemodelan struktur *OSD* dilakukan dengan bantuan *software* ABAQUS CAE, didesain berdasarkan pertimbangan kondisi layan, kuat batas ultimit, dan fatik dengan variasi umur rencana *OSD* disesuaikan dengan umur sisa jembatan (10, 20, 30, 40, dan 50 tahun) dan lalu-lintas harian rata-rata, LHR (1000, 2000, dan 3000 truk/hari), sehingga akan didapatkan kebutuhan tebal pelat (*plate*), rusuk (*ribs*), dan balok melintang (*floorbeam*). Selanjutnya akan diteliti perubahan berat lantai jembatan akibat *redecking*. Dari hasil analisis disimpulkan bahwa kombinasi umur rencana *OSD* dan LHR yang semakin besar menghasilkan desain *OSD* yang lebih berat. Untuk kombinasi umur rencana *OSD* 10, 20, 30, 40, dan 50 tahun serta LHR 1000, 2000, dan 3000 truk/hari didapatkan pengurangan berat lantai jembatan antara 19,802% - 42,186% dengan pengurangan berat total jembatan antara 9,660% - 20,581%.

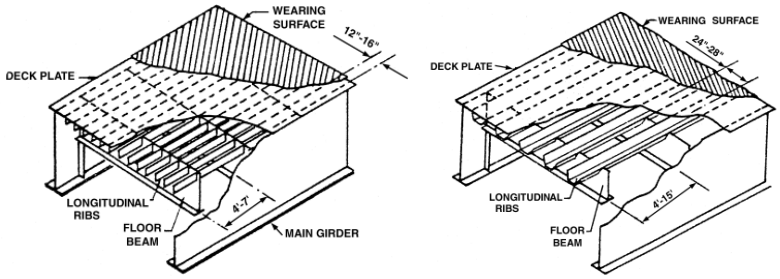
Kata kunci: *redecking*, panel baja ortotropik, umur rencana, LHR, fatik

## 1. PENDAHULUAN

Transportasi darat menjadi salah satu unsur penting dalam roda perekonomian nasional. Infrastruktur transportasi darat termasuk di dalamnya terdapat 89.000 jembatan (1050 km), terdiri dari 54.000 jembatan (390 km) di ruas jalan kabupaten/kota dan 35.000 jembatan (660 km) di ruas jalan nasional dan provinsi, dimana berdasarkan tipe bangunan atas berupa 32% rangka, 51% gelagar, 7% *culvert*, dan 10% tipe lainnya (Sukmana dan Vaza, 2008). Berdasarkan hasil kajian Dirjen Bina Marga pada akhir tahun 2009 pada 17.964 jembatan nasional, 42,81% dalam kondisi baik sekali; 24,20% dalam kondisi baik; 19,61% dalam kondisi rusak ringan; 8,51% dalam kondisi rusak berat; 3,01% dalam kondisi kritis; dan 1,86% dalam kondisi runtuh. Kegiatan perawatan (*maintenance*) harus terus dilakukan selama umur layan jembatan mengingat keberadaan jembatan yang sangat penting dalam jaringan transportasi dan roda perekonomian nasional. Pada umumnya jembatan rangka direncanakan dengan umur rencana 50 tahun (RSNI T-03-2005). Selama umur rencana tersebut dimungkinkan terjadi kerusakan pelat lantai jembatan. Perbaikan pelat lantai jembatan, khususnya yang terbuat dari beton bertulang memerlukan waktu yang lama untuk mencapai kekuatan beton sehingga menggangu kelancaran lalu lintas. Penggantian pelat lantai jembatan *(redecking)* dengan panel baja ortotropik (*orthotropic steel deck, OSD)* dapat diterapkan karena alasan instalasinya cepat dan mudah, berat sendiri lebih ringan dibanding pelat beton bertulang serta kontrol mutu yang terjamin akibat penggunaan material fabrikasi. Panel lantai ini berupa segmental, terdiri dari pelat baja yang diperkaku oleh rusuk (*ribs*) pada arah longitudinal dan transversal didukung oleh balok melintang (*floorbeam*). Dalam paper ini dibahas *redecking* jembatan rangka baja standar Bina Marga bentang 60 m dengan *OSD*. Pemodelan struktur dilakukan dengan bantuan *software* ABAQUS CAE, dengan desain ditinjau terhadap kondisi kuat batas ultimit, batas layan, dan fatik. Untuk variasi umur rencana *OSD* (10, 20, 30, 40, dan 50 tahun) dan lalu-lintas harian rata-rata (1000, 2000, dan 3000 truk/hari) akan dicari kebutuhan tebal pelat (*plate*), rusuk (*ribs*), dan balok melintang (*floorbeam*).

## 2. ORTHOTROPIC STEEL DECK (OSD)

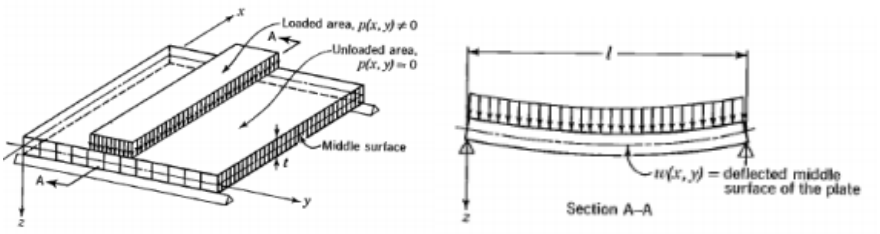
Sistem *orthotropic steel deck* (*OSD*) terdiri dari pelat baja yang didukung oleh rusuk (*ribs*) pada arah longitudinal dan balok melintang (*floorbeam*) pada arah transversal. Istilah *orthotropic* dipatenkan oleh insinyur Jerman pada tahun 1948. Istilah ini merupakan singkatan dari *orthogonal* dan *anisotropic* yang didasari oleh *ribs* dan *floorbeam* yang saling tegak lurus dan memiliki kekakuan yang berbeda pada arah longitudinal dan transversal (Troitsky, 1987). *OSD* secara umum dibedakan menjadi dua berdasarkan jenis *ribs* yang digunakan yaitu *open ribs* (rusuk terbuka) dan *closed ribs* (rusuk tertutup) (lihat Gambar 1). Sistem *open ribs* sangat populer pada masa teknologi komputasi belum maju seperti sekarang sehingga analisis struktur masih dilakukan secara manual. Saat ini sistem *closed ribs* lebih populer karena teknologi komputasi sudah berkembang dengan pesat sehingga analisis struktur dapat diselesaikan lebih mudah dan cepat dengan bantuan komputer. Kelebihan sistem *closed ribs* dibanding *open ribs* yaitu lebih ringan dan area yang perlu dilindungi terhadap korosi lebih sedikit.




(a) (b)

Gambar 1. (a) *Open ribs* (rusuk terbuka) dan (b) *closed ribs* (rusuk tertutup)
(Bridge Engineering Handbook, 2000)

Pelat ortotropik dapat didefinisikan sebagai pelat yang memiliki kekakuan berbeda pada sumbu x dan y (lihat Gambar 2). Karena ketebalan pelat tetap dan material pelat menerus, perbedaan kekakuan dalam sumbu x dan y ($E_x \neq E_y$) disebabkan oleh perbedaan modulus elastisitas dan perbedaan nilai *poisson ratio* ($v_x \neq v_y$) dari material yang digunakan. Sehingga dalam teori pelat ortotropik, pelat diasumsikan sebagai material anisotropik (Wolchuk, 1963).




Gambar 2. Pelat ortotropik sebagai sistem anisotropik (Wolchuk, 1963)

Kekakuan pelat ortotropik dapat didefiniskan dalam 3 koefisien kekakuan, yaitu: kekakuan lentur arah sumbu x ($D_x$), kekakuan lentur arah sumbu y ($D_y$), dan kekakuan torsi (H). Kekakuan $D_x$ dan $D_y$ menggambarkan tahanan lentur sebuah lajur pelat dengan lebar dan ketebalan tertentu yang diformulasikan sebagai berikut:

$$D_x = \frac{e_x t^3}{12(1 - v_x v_y)} \tag{1}$$

$$D_y = \frac{e_y t^3}{12(1 - v_x v_y)} \tag{2}$$

Kekakuan torsi (H) menggambarkan kemampuan segmen pelat dalam menahan puntir yang diformulasikan sebagai berikut:

$$2H = 4C + v_y D_x + v_x D_y \tag{3}$$

dimana,

2C = koefisisen kakakuan torsi didefiniskan sebagai sudut puntir dari elemen pelat dengan $d_x = d_y = 1$ akibat momen puntir $M_{xy} = M_{yx} = 1$ seperti dalam Gambar 3 atau $2C = \frac{1}{\vartheta}$ (4)

Pelat isotropik dapat dianggap sebagai kasus khusus dari pelat ortotropik dengan ($E_x = E_y$) dan ($v_x = v_y$). Sehingga persamaan (1) dan (2) menjadi:

$$D_x = D_y = \frac{Et^3}{12(1 - v^2)} \tag{5}$$

ISBN: 978-602-60286-0-0

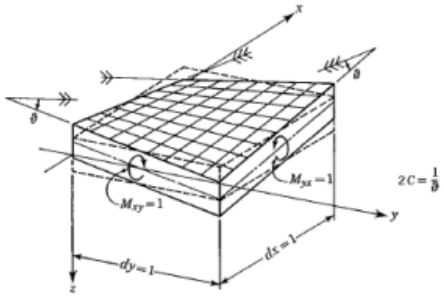
Koefisien kekakuan torsi untuk pelat isotropik adalah sebagai berikut:

$$2C = \frac{Et^3}{12(1-v^2)} \tag{6}$$

Dengan mensubstitusikan persamaan (5) dan (6) ke persamaan (3), kekakuan torsi (H) diformulasikan sebagai berikut:

$$2H = \frac{Et^3}{6(1-v^2)} = 2D \tag{7}$$

Atau $H = D$



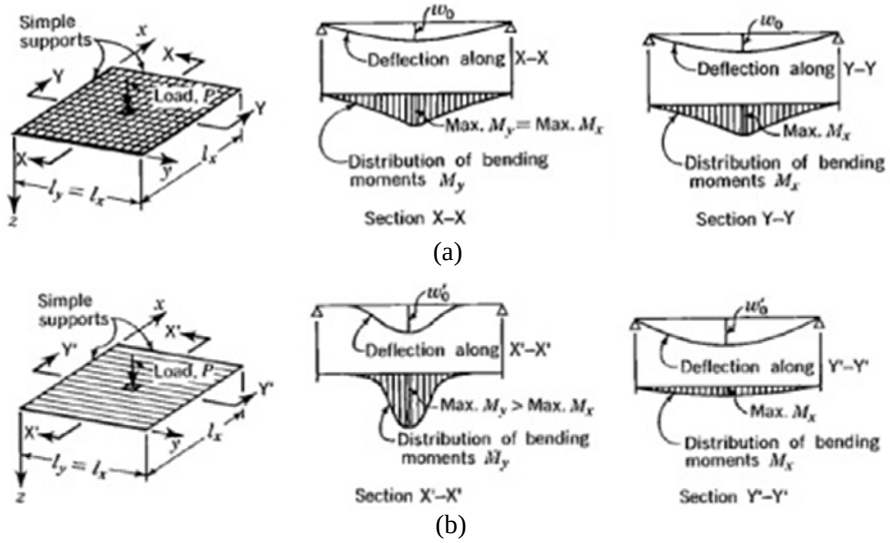

Gambar 3. Elemen pelat yang terpuntir (Wolchuk, 1963)

Dalam persamaan tersebut dapat dilihat bahwa untuk pelat isotropik kekakuan torsi dan kekakuan lentur memiliki nilai yang sama. Perbandingan perilaku struktur pelat isotropik seperti pelat baja atau beton dengan ketebalan tetap dengan pelat ortotropik dapat dilihat pada Gambar 4. Kedua pelat berbentuk persegi, didukung pada keempat sisi, dan dibebani beban P (beban area pada segmen kecil pelat di tengah bentang). Pada Gambar 4(a), besar beban yang didukung pada kedua sumbu adalah sama dengan defleksi dan momen pada sumbu x dan y adalah sama. Untuk pelat ortotropik pada Gambar 4(b), kekakuan lentur sumbu y ($D_y$) lebih besar dibanding sumbu x ($D_x$). Defleksi sepanjang garis potong X'-X' dan Y'-Y' tidak sama kecuali pada area dibawah beban. Beban utamanya didukung pada arah dengan kekakuan yang lebih besar (arah y) yang dapat dilihat terjadi momen lentur yang lebih besar ($M_y$) terjadi pada sumbu kaku dibanding $M_x$ yang terjadi pada sumbu lemah dari pelat. Hal ini juga dapat dilihat bahwa momen lentur maksimum ($M_y$) pada pelat ortotropik lebih besar dibanding nilai momen lentur maksimum pelat isotropik.

Persamaan diferensial yang menunjukkan hubungan antara defleksi dan beban pada pelat ortotropik mengacu pada Persamaan Huber yaitu sebagai berikut:

$$D_x \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = p(x,y) \tag{8}$$

dimana,
ω = defleksi permukaan tengah pelat pada suatu titik (x,y)

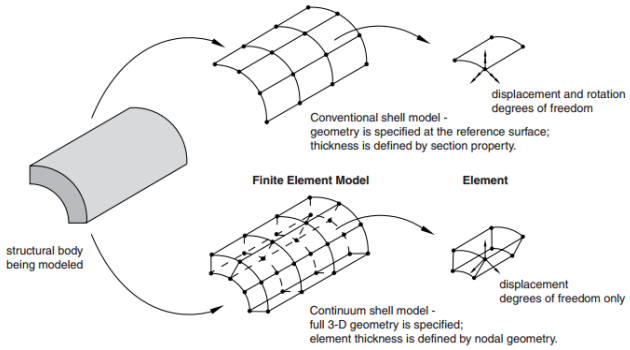



Gambar 4. (a) Pelat isotropik $D_x = D_y$, (b) pelat ortotropik $D_x < D_y$ (Wolchuk, 1963)

ISBN: 978-602-60286-0-0

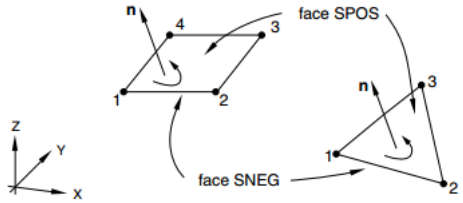
## 3. ELEMEN CANGKANG (*SHELL*) DALAM ABAQUS CAE

Elemen cangkang (*shell*) digunakan dalam pemodelan struktur dengan ketebalan struktur jauh lebih kecil dibanding dimensi lainnya. Pada Gambar 5 disajikan elemen cangkang konvensional dan kontinum dalam *software* ABAQUS CAE. Ketebalan struktur dalam elemen cangkang konvensional ditentukan dari input definisi penampang sedangkan dalam elemen cangkang kontinum ditentukan dari geometri nodal. Elemen cangkang konvensional memiliki derajat kebebasan berupa lendutan dan rotasi sedangkan elemen cangkang kontinum berupa lendutan. Secara umum elemen cangkang kontinum mirip dengan elemen *3D Solid* tetapi dengan persamaan kinematik dan konstitutif yang serupa dengan elemen cangkang konvensional.




Gambar 5. Elemen cangkang (*shell*) kontinum dan konvensional (Abaqus Analysis User's Manual)

Pemodelan struktur *OSD* dalam paper ini dilakukan dengan bantuan *software* ABAQUS CAE menggunakan elemen cangkang konvensional. Penggunaan elemen ini harus memperhatikan permukaan atas dan bawah cangkang karena berhubungan dengan arah beban bekerja (lihat Gambar 6). Permukaan atas pada elemen cangkang konvensional adalah permukaan pada arah sumbu positif.




Gambar 6. Permukaan atas dan bawah elemen cangkang konvensional (Abaqus Analysis User's Manual)

## 4. KONDISI KUAT BATAS ULTIMIT, BATAS LAYAN, DAN FATIK

### Kuat Batas Utimit

Kondisi kuat batas ultimit berupa kapasitas *OSD* dalam mendukung beban yang ditentukan oleh geometri dan sifat material. Dalam AASHTO LRFD 2012, ada dua kondisi kuat batas yaitu kuat batas I dan II yang keduanya harus dipenuhi pada kondisi *buckling* dan *yielding*. Pada kuat batas I bekerja beban hidup HL-93 yang merepresentasikan lalu lintas secara acak, sedangkan pada kuat batas II bekerja beban hidup dengan besar sesuai permintaan *owner*. Untuk desain *OSD* dalam paper ini digunakan kuat batas I dengan beban hidup truk standar RSNI T-02-2005. Kondisi kuat batas ultimit menggunakan faktor beban mati 1,25 dan faktor beban mati tambahan 1,50. Sedangkan faktor beban hidup (truk) 1,75 dengan faktor beban dinamis 33%.

### Batas Layan

Kondisi batas layan menggunakan faktor beban 1,0 untuk masing-masing komponen beban dengan faktor beban dinamis untuk beban hidup (truk) 33%. Dalam AASHTO LRFD 2012, kondisi tersebut termasuk dalam kondisi batas layan I. Untuk *OSD*, kondisi batas layan I harus dipenuhi untuk semua lendutan ijin pada pelat (L/3000) dan rusuk (*ribs*) (L/1000) dan defleksi relatif rusuk (*ribs*) yang berdekatan (2 mm).

### Fatik

Kondisi batas fatik dalam AASHTO LRFD 2012 ada dua macam yaitu desain umur tak hingga (fatik I) dan desain umur hingga (fatik II). Untuk desain *OSD* pada paper ini digunakan fatik II. Kondisi batas fatik menggunakan faktor beban 1,0 untuk masing-masing komponen beban dengan faktor beban dinamis untuk beban hidup (truk) 15% dan harus memenuhi kondisi berikut ini:

ISBN: 978-602-60286-0-0

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n \tag{9}$$

dimana,

$\gamma$ = faktor beban untuk kombinasi beban fatik (0,75 untuk fatik I dan 1,50 untuk fatik II)

$(\Delta f)$ = tegangan ultimit akibat kombinasi beban fatik (kN/m$^2$)

$(\Delta F)_n$ = tahanan fatik nominal (kN/m$^2$)

Untuk fatik I:

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_{TH} \tag{10}$$

Untuk fatik II:

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}} \tag{11}$$

$$N = (365)(75)\, n\, (ADTT)_{SL} \tag{12}$$

dimana,

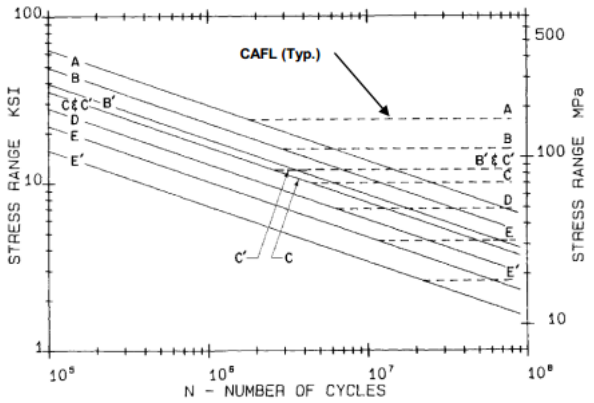
A = konstanta dari Tabel 6.6.1.2.5-1 AASHTO LRFD 2012

N = jumlah siklus beban

$(ADTT)_{SL}$ = LHR truk untuk satu lajur lalu lintas (truk/hari)

$(\Delta F)_{TH}$ = *constant-amplitude fatigue threshold* dari Tabel 6.6.1.2.5-3 AASHTO LRFD 2012

Untuk desain umur fatik *t* tahun selain 75 tahun maka *t* dapat dimasukkan ke dalam persamaan (12). Nilai $(\Delta F)_n$ dapat dicari menggunakan persamaan (11) dan kurva S-N (lihat Gambar 7.)

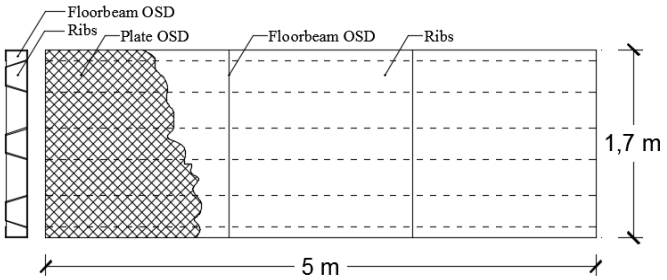



Gambar 7. Kurva S-N untuk setiap kategori detail (FHWA, 2012)

## 5. GEOMETRI DAN PEMBEBANAN PANEL OSD

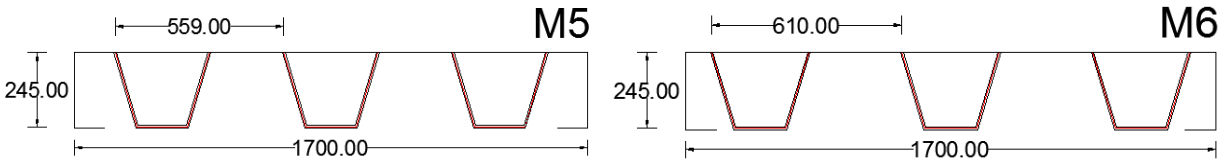
### Geometri *OSD*

Panel *OSD* didesain dengan dimensi 1,70 x 5,00 m menyesuaikan jarak antar *stringer* dan *crossbeam* dari jembatan rangka baja standar Bina Marga bentang 60 m (lihat Gambar 8). Dimensi dan jarak antar *ribs* mengikuti *Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridge* yang diterbitkan FHWA. Tinggi profil *ribs* diambil 245 mm mendekati tebal pelat lantai beton eksisting 255 mm. Jarak antar *ribs* yang ditinjau ada 2 yaitu 559 mm dan 610 mm (lihat Gambar 9). Dari hasil analisis didapatkan jarak antar *ribs* optimum adalah 610 mm dimana menghasilkan tegangan yang lebih kecil dibanding jarak antar *ribs* 559 mm untuk ketebalan pelat yang sama.




Gambar 8. Panel *OSD* dengan dimensi 1,70 x 5,00 m

ISBN: 978-602-60286-0-0

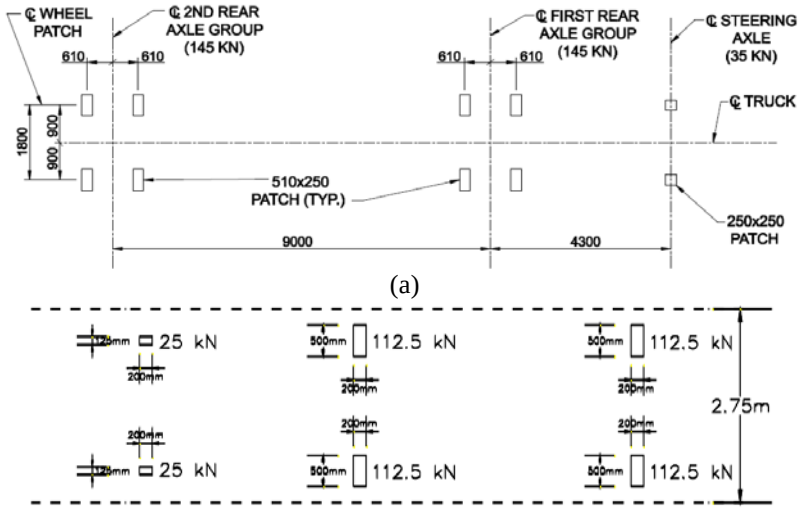



(a) (b)

Gambar 9. Potongan melintang panel *OSD* (a) jarak *ribs* 559 mm (b) jarak *ribs* 610 mm

## Pembebanan *OSD*

Di Indonesia belum diterbitkan peraturan mengenai *OSD* sehingga dalam paper ini digunakan AASHTO LRFD 2012 *Bridge Design Specifications* dan *Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridge* yang diterbitkan FHWA dalam proses desain namun dengan sedikit modifikasi berupa penggunaan beban truk standar sesuai dengan RSNI T-02-2005 Standar Pembebanan untuk Jembatan. Hal ini dilakukan untuk mengakomodasi beban truk standar yang berlaku di Indonesia dan beban truk standar RSNI T-02-2005 lebih besar dibandingkan dengan AASHTO LRFD 2012 sehingga didapatkan desain yang lebih konservatif (lihat Gambar 10). Pada Tabel 1. disajikan beban rencana untuk kondisi kuat batas ultimit, batas layan, dan fatik.




(a)

(b)

Gambar 10. (a) Beban truk standar HL-93 (AASHTO LRFD, 2012) dan (b) beban truk standar (RSNI T-02-2005)

Tabel 1 Beban rencana *OSD*

| Kondisi Batas | Beban Rencana | | |
|---|---|---|---|
| | Berat Sendiri ($kN/m^2$) | Beban Mati Tambahan ($kN/m^2$) | Beban Truk ($kN/m^2$) |
| Kuat Batas Ultimit | Berat sendiri *OSD* dihitung otomatis oleh *software* ABAQUS CAE | 4,036 | 2618,438 |
| Batas Layan | | 2,691 | 1496,250 |
| Fatik | | 2,691 | 1293,750 |

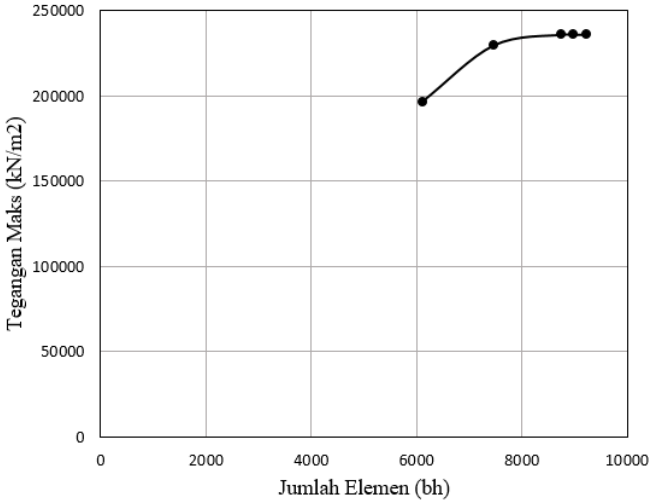
## 6. PEMODELAN STRUKTUR

### Pemodelan Struktur

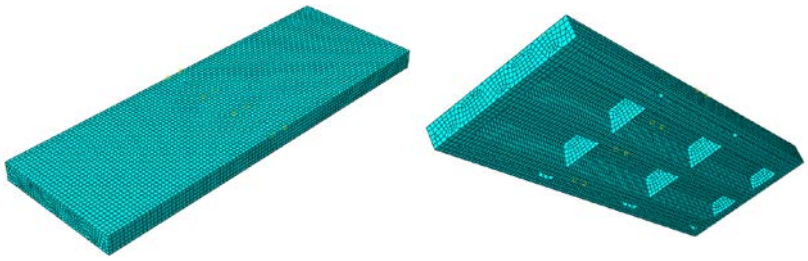
Pemodelan struktur dilakukan dengan bantuan *software* ABAQUS CAE menggunakan elemen *shell*. Dalam *Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridge* disebutkan analisis struktur *OSD* menggunakan metode elemen hingga cukup menggunakan analisis linier tanpa memperhitungkan sifat non-linier geometri dan material. Dalam paper ini diteliti struktur *OSD* dengan mutu baja BJ-37 dengan *fy* = 240 MPa dan *fu* = 370 MPa. Penentuan ukuran *mesh* yang digunakan dalam model numeris berdasarkan pada hasil uji konvergensi

ISBN: 978-602-60286-0-0

*mesh* (lihat Gambar 11). Model struktur *OSD* dalam paper ini menggunakan ukuran *mesh* 0,05 x 0,05 m (lihat Gambar 12). Beban mati tambahan diinput sebagai beban merata pada pelat *OSD* dan beban truk diinput sebagai beban roda di tengah pelat *OSD* (lihat Gambar 13). Hasil dari pemodelan struktur menggunakan *software* ABAQUS CAE berupa kontur tegangan dan lendutan dapat dilihat pada Gambar 14.

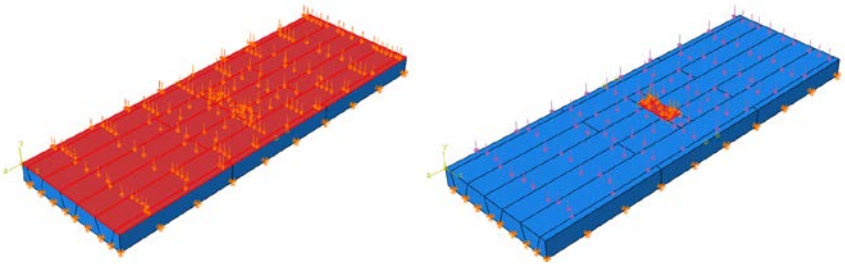



Gambar 11. Grafik hubungan jumlah elemen dan tegangan maksimum (uji konvergensi *mesh*)



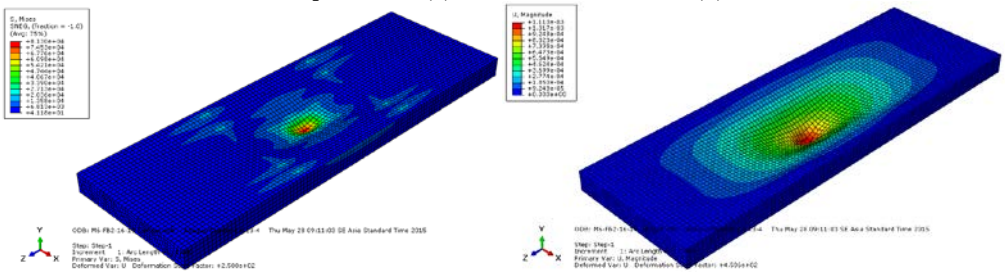
(a) (b)

Gambar 12. Ukuran *mesh OSD* (a) tampak atas *OSD* (b) tampak bawah *OSD*



(a) (b)

Gambar 13. Input beban (a) beban mati tambahan (b) beban truk



(a) (b)

Gambar 14. (a) Kontur tegangan *OSD* (b) Lendutan *OSD*

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 7. HASIL DESAIN DAN PEMBAHASAN

Kondisi batas yang paling menentukan dalam desain *OSD* adalah fatik. Hal ini dapat dilihat dalam Tabel 2 s/d 4 dimana nilai tegangan pada batas fatik mendekati nilai tegangan izin fatik namun nilai tegangan pada kuat batas ultimit masih jauh di bawah tegangan leleh baja yang digunakan. Kebutuhan tebal *ribs*, *floorbeam*, dan *plate* untuk variasi umur rencana (10, 20, 30, 40, dan 50 tahun) dan LHR (1000, 2000, dan 3000 truk/hari) disajikan dalam Tabel 2 s/d 4. Kebutuhan tebal *ribs*, *floorbeam*, dan *plate* untuk masing-masing variasi umur rencana dan LHR telah memenuhi kuat batas layan (tegangan yang terjadi kurang dari *fy*), batas layan (lendutan yang terjadi kurang dari lendutan ijin), dan fatik (tegangan yang terjadi kurang dari tegangan izin fatik).

Penggunaan *OSD* untuk *redecking* jembatan rangka baja standar Bina Marga bentang 60 m dapat mengurangi berat lantai jembatan 19,802% - 42,186% dengan pengurangan berat total jembatan 9,660% - 20,581% untuk variasi umur rencana (10, 20, 30, 40, dan 50 tahun) dan variasi LHR (1000, 2000, dan 3000 truk/hari) dimana berat lantai beton eksisiting = (0,255 x 6,80 x 60) x 24 kN/m$^3$ / 10 = 249,696 ton.

Hubungan antara umur rencana *OSD* dengan tegangan izin fatik untuk variasi umur rencana (10, 20, 30, 40, dan 50 tahun) dan variasi LHR (1000, 2000, dan 3000 truk/hari) disajikan dalam Gambar 15(a). Sedangkan hubungan antara umur rencana *OSD* dengan pengurangan berat sendiri jembatan untuk masing-masing variasi LHR disajikan dalam Gambar 15(b).

Tabel 2. Berat sendiri dan kebutuhan tebal pelat, *floorbeam*, dan *ribs OSD* pada LHR 3000 truk/hari

| No. | Umur Rencana *OSD* (tahun) | LHR (truk/hari) | N | Tegangan Izin Fatik (MPa) | Tegangan Leleh, *fy* (MPa) | Lendutan Izin 2 *Ribs* yang Berdekatan (mm) | Tegangan pada Kondisi Batas Fatik (MPa) | Tegangan pada Kuat Batas Ultimit (MPa) | Perbedaan Lendutan 2 *Ribs yang Berdekatan* (mm) | Kebutuhan Tebal Baja | | | Berat Sendiri Tiap Panel (1,7 x 5 m) | | Pengurangan Berat Jembatan Setelah *Redecking* (% ) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | *Ribs* (mm) | *Floorbeam* (mm) | *Plate* (mm) | Berat Panel *OSD* (ton) | Pengurangan Berat Lantai Jembatan Setelah *Redecking* (% ) | |
| 1 | 10 | 3000 | 1.10E+07 | 50.878 | 240 | 2.00 | 49.002 | 132.087 | 1.061 | 16 | 16 | 20 | 3.274 | 37.055 | 18.078 |
| 2 | 20 | 3000 | 2.19E+07 | 40.382 | 240 | 2.00 | 38.249 | 103.070 | 0.916 | 16 | 16 | 24 | 3.541 | 31.924 | 15.575 |
| 3 | 30 | 3000 | 3.29E+07 | 35.277 | 240 | 2.00 | 34.548 | 93.082 | 0.863 | 16 | 16 | 26 | 3.675 | 29.359 | 14.323 |
| 4 | 40 | 3000 | 4.38E+07 | 32.051 | 240 | 2.00 | 31.599 | 85.004 | 0.816 | 16 | 16 | 28 | 3.808 | 26.794 | 13.072 |
| 5 | 50 | 3000 | 5.48E+07 | 29.754 | 240 | 2.00 | 29.472 | 79.406 | 0.699 | 19 | 19 | 28 | 4.172 | 19.802 | 9.660 |

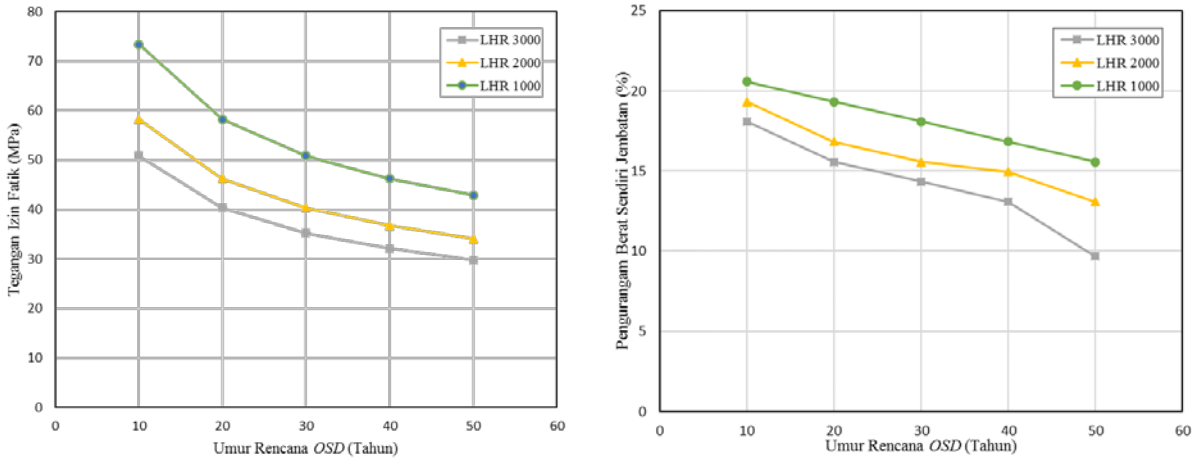
Tabel 3. Berat sendiri dan kebutuhan tebal pelat, *floorbeam*, dan *ribs OSD* pada LHR 2000 truk/hari

| No. | Umur Rencana *OSD* (tahun) | LHR (truk/hari) | N | Tegangan Izin Fatik (MPa) | Tegangan Leleh, *fy* (MPa) | Lendutan Izin 2 *Ribs* yang Berdekatan (mm) | Tegangan pada Kondisi Batas Fatik (MPa) | Tegangan pada Kuat Batas Ultimit (MPa) | Perbedaan Lendutan 2 *Ribs yang Berdekatan* (mm) | Kebutuhan Tebal Baja | | | Berat Sendiri Tiap Panel (1,7 x 5 m) | | Pengurangan Berat Jembatan Setelah *Redecking* (% ) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | *Ribs* (mm) | *Floorbeam* (mm) | *Plate* (mm) | Berat Panel *OSD* (ton) | Pengurangan Berat Lantai Jembatan Setelah *Redecking* (% ) | |
| 1 | 10 | 2000 | 7.30E+06 | 58.241 | 240 | 2.00 | 57.117 | 153.983 | 1.166 | 16 | 16 | 18 | 3.141 | 39.620 | 19.329 |
| 2 | 20 | 2000 | 1.46E+07 | 46.226 | 240 | 2.00 | 42.929 | 115.700 | 0.981 | 16 | 16 | 22 | 3.408 | 34.490 | 16.826 |
| 3 | 30 | 2000 | 2.19E+07 | 40.382 | 240 | 2.00 | 38.249 | 103.070 | 0.916 | 16 | 16 | 24 | 3.541 | 31.924 | 15.575 |
| 4 | 40 | 2000 | 2.92E+07 | 36.690 | 240 | 2.00 | 36.296 | 97.798 | 0.888 | 16 | 16 | 25 | 3.608 | 30.642 | 14.949 |
| 5 | 50 | 2000 | 3.65E+07 | 34.060 | 240 | 2.00 | 31.599 | 85.004 | 0.816 | 16 | 16 | 28 | 3.808 | 26.794 | 13.072 |

Tabel 4. Berat sendiri dan kebutuhan tebal pelat, *floorbeam*, dan *ribs OSD* pada LHR 1000 truk/hari

| No. | Umur Rencana *OSD* (tahun) | LHR (truk/hari) | N | Tegangan Izin Fatik (MPa) | Tegangan Leleh, *fy* (MPa) | Lendutan Izin 2 *Ribs* yang Berdekatan (mm) | Tegangan pada Kondisi Batas Fatik (MPa) | Tegangan pada Kuat Batas Ultimit (MPa) | Perbedaan Lendutan 2 *Ribs yang Berdekatan* (mm) | Kebutuhan Tebal Baja | | | Berat Sendiri Tiap Panel (1,7 x 5 m) | | Pengurangan Berat Jembatan Setelah *Redecking* (% ) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | *Ribs* (mm) | *Floorbeam* (mm) | *Plate* (mm) | Berat Panel *OSD* (ton) | Pengurangan Berat Lantai Jembatan Setelah *Redecking* (% ) | |
| 1 | 10 | 1000 | 3.65E+06 | 73.379 | 240 | 2.00 | 68.349 | 184.287 | 1.310 | 16 | 16 | 16 | 3.007 | 42.186 | 20.581 |
| 2 | 20 | 1000 | 7.30E+06 | 58.241 | 240 | 2.00 | 57.117 | 153.983 | 1.166 | 16 | 16 | 18 | 3.141 | 39.620 | 19.329 |
| 3 | 30 | 1000 | 1.10E+07 | 50.878 | 240 | 2.00 | 49.002 | 132.087 | 1.061 | 16 | 16 | 20 | 3.274 | 37.055 | 18.078 |
| 4 | 40 | 1000 | 1.46E+07 | 46.226 | 240 | 2.00 | 42.929 | 115.700 | 0.981 | 16 | 16 | 22 | 3.408 | 34.490 | 16.826 |
| 5 | 50 | 1000 | 1.83E+07 | 42.912 | 240 | 2.00 | 38.249 | 103.070 | 0.916 | 16 | 16 | 24 | 3.541 | 31.924 | 15.575 |

ISBN: 978-602-60286-0-0




(a) (b)

Gambar 15. (a) Grafik hubungan umur rencana *OSD* dengan tegangan izin fatik, (b) Grafik hubungan umur rencana *OSD* dengan pengurangan berat sendiri jembatan

## 8. KESIMPULAN DAN SARAN

Penggunaan *OSD* untuk *redecking* jembatan rangka baja standar Bina Marga bentang 60 m dapat mengurangi berat lantai jembatan 19,802% - 42,186% dengan pengurangan berat total jembatan antara 9,660% - 20,581% untuk variasi umur rencana (10, 20, 30, 40, dan 50 tahun) dan variasi LHR (1000, 2000, dan 3000 truk/hari) dimana berat lantai beton eksisiting = (0,255 x 6,80 x 60) x 24 kN/m$^3$ / 10 = 249,696 ton.

Penelitian yang disajikan dalam paper ini masih dibatasi oleh beberapa batasan penelitian. Oleh karena itu, berikut ini disampaikan beberapa saran yang dapat dijadikan pertimbangan untuk penelitian selanjutnya. Untuk hasil analisis fatik yang lebih akurat, perlu dilakukan survey lalu lintas pada jembatan yang ditinjau sehingga desain *OSD* sesuai dengan kondisi arus lalu lintas di lapangan dan memungkinkan untuk didapatkan desain yang lebih hemat pada arus lalu lintas yang rendah. Pengurangan berat sendiri lantai jembatan mengakibatkan penurunan gaya-gaya dalam yang bekerja pada rangka jembatan. Namun demikian, perlu dilakukan pengecekan frekuensi natural jembatan agar getaran yang terjadi akibat beban angin atau kendaraan yang melintasi jembatan, masih dalam taraf aman sehingga tidak terjadi resonansi.

## DAFTAR PUSTAKA

AASHTO. (2012). *AASHTO LRFD 2012 Bridge Design Specification*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C.

Badan Standardisasi Nasional. (2005). *RSNI T-02-2005 Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan*. BSN, Jakarta.

Badan Standardisasi Nasional. (2005). *RSNI T-03-2005 Standar Pembebanan untuk Jembatan*. BSN, Jakarta.

Direktorat Jendral Bina Marga. (2010). "Rencana Strategis 2010-2014 Direktorat Jendral Bina Marga". Direktorat Jendral Bina Marga. Kementrian Pekerjaan Umum, Jakarta.

FHWA. (2012). *Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridge*. US Department of Transportation Federal Highway Administration, Washington D.C.

Mangus, AR. and Sun, S. (2000). *Orthotropic Deck Bridge*. Chapter 14th Bridge Engineering Handbook. CRC Press, New York.

Sukmana, F. dan Vaza, H. (2008). "Jembatan Indonesia: Sekarang dan Mendatang". Konferensi Regional Teknik Jalan Ke-10, Himpunan Pengembangan Jalan Indonesia, 11-12 November 2008, Surabaya.

Troitsky, MS. (1987). *Orthotropic Bridge Theory and Design.* 2nd Ed. The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland OH.

Wolchuk, R. (1963). *Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridge*. American Institute of Steel Construction, Chicago

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# GAYA UPLIFT DALAM PERENCANAAN UNDERGROUND RESERVOIR

**Johannes Tarigan[1], Simon Dertha[2], dan Philip Amsal Apriano Ginting[3]**

*[1]Staff Pengajar Departemen Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara Jl. Perpustakaan No. 1 Kampus USU, Medan*
*Email:* johannes_tarigan@usu.ac.id
*[2]Departemen Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara, Jl. Perpustakaan No. 1 Kampus USU, Medan*
*Email: simondertha2003@yahoo.com*
*[3]Departemen Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara, Jl. Perpustakaan No. 1 Kampus USU, Medan*
*Email:* philipsipilusu@gmail.com

## ABSTRAK

Dalam merencanakan bangunan bawah tanah seperti reservoir dan memiliki muka air tanah yang tinggi, gaya uplift akibat muka air tanah sangat penting untuk diperhatikan karena apabila terjadi gaya uplift pada bangunan, dapat mengakibatkan kerusakan-kerusakan yang ringan, berat, sampai bangunan tidak bisa digunakan lagi. Pada tahun 2013 ada pembangunan reservoir di Medan dengan kapasitas 9000 $m^3$ . Namun pada pertengahan masa konstruksi sekitar bulan Desember 2014 terjadi masalah karena struktur reservoir mengalami uplift terangkat 1,2 m dan bergeser horizontal sejauh 1 m akibat naiknya level muka air tanah. Sebelum peristiwa ini terjadi, curah hujan di sekitar lokasi pembangunan tinggi, dimana terjadi hujan deras dua hari berturut-turut. Level air di sekitar galian konstruksi semakin tinggi, namun tidak diimbangi dengan proses dewatering yang memadai mengakibatkan bangunan reservoir terangkat dan mengapung seperti kapal. Bangunan reservoir tersebut berukuran panjang 63 m, lebar 39 m, tinggi 5,2 m, kedalaman 5,7 m dari muka tanah asli, dan rumah pompa berukuran panjang 24 m, lebar 9 m, tinggi 6,6 m untuk lantai 1, 4,5 m untuk lantai 2, kedalaman 6,6 m dari muka tanah asli. Muka air tanah ekstrim berada pada 1,1 m dari muka tanah asli. Dalam makalah ini dibahas tiga metode yang dapat digunakan untuk mengatasi gaya uplift pada reservoir yaitu metode penambahan berat sendiri bangunan, metode penambahan pondasi tiang pancang, dan metode penambahan *ground anchor*. Dari ketiga metode tersebut akan dihitung metode yang mana yang paling ekonomis yang dapat digunakan untuk mencegah gaya *uplift*. Dari hasil analisis dapat disimpulkan bahwa Rencana Anggaran Biaya untuk metode penambahan berat sendiri bangunan adalah Rp.6,2 M, untuk metode penambahan pondasi tiang pancang adalah Rp 10 M, dan untuk metode penambahan ground anchor adalah Rp 16.M. sehingga dapat diketahui bahwa metode yang paling ekonomis adalah metode penambahan berat sendiri bangunan.

Kata kunci : Gaya *Uplift*, Reservoir, *Ground Anchor*, Tiang Pancang

## ABSTRACT

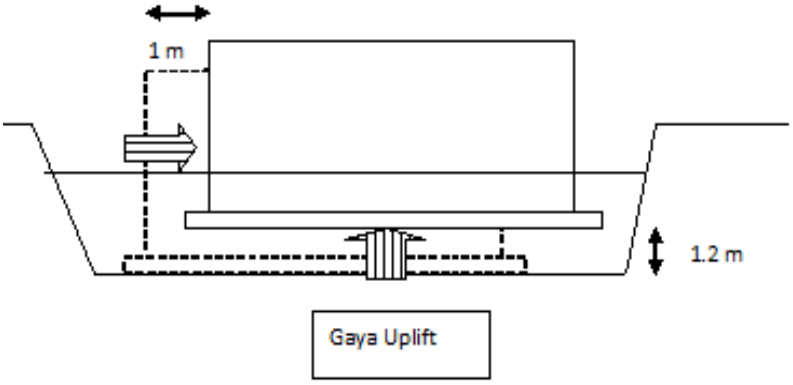
In a construction planning of underground building such as a reservoir and have high groundwater level, the uplift force due to the ground water level is very important to note because in the event of force uplift on buildings, could result light, heavy damage, until the building can not be used anymore. In 2013, there was a reservoir construction with a capacity of 9000 $m^3$. But in mid-construction period of about December 2014 there was a problem because the structure of the reservoir uplifted 1.2 m and shifted horizontally with a distance of 1 m as a result of an increased level of groundwater levels. Before this event occurs, there was a high rainfall in vicinity of site construction, where there is a heavy rain two days in a row. The water level around the excavation get higher, but not balance with adequate dewatering process which is make the reservoir lifted and floated like boats.The reservoir building has 63 m length, 39 m width, 5.2 m height, 5.7 m depth from the original ground level, and the pump housing has 24 m length, 9 m width, 6.6 m height on the 1st floor, 4.5 m height to the 2nd floor, 6.6 m depth from the original ground level. Extreme ground water level is at 1.1 m from the original ground level. In this paper discussed three methods that can be used to overcome uplift force in the reservoir, they are adding dead weight method, pile foundation method, and ground anchor method. From the three methods will be calculated method which is the most economical that can be used to prevent uplift force. From the analysis it can be concluded that the Budget Plan for adding dead weight method is Rp.6.2billions, pile foundation method is Rp 10.billions, and ground anchor method is Rp 16 billions, so it can be seen that the most economical method adding dead weight method..

*Keywords: Uplift, Reservoir, Ground Anchor, Pile Foundation.*

## 1. PENDAHULUAN

### Latar belakang

Pada tahun 2013 di Medan dibangun Reservoir dengan kapasitas 9000 $m^3$. Namun pada pertengahan masa konstruksi sekitar bulan Desember 2014 terjadi masalah karena struktur reservoir mengalami uplift terangkat 1,2 m dan bergeser horizontal sejauh 1 m akibat naiknya level muka air tanah. Sebelum peristiwa ini terjadi, curah hujan di sekitar lokasi pembangunan tinggi, dimana terjadi hujan deras dua hari berturut-turut. Level air di sekitar galian kosntruksi semakin tinggi, namun tidak diimbangi dengan proses *dewatering* yang memadai mengakibatkan bangunan reservoir terangkat dan mengapung seperti kapal. Lihat pada gambar 1.




Gambar 1. Ilustrasi Kondisi Reservoir Terangkat Akibat Uplift

Kontraktor telah menggeser reservoir terhadap horizontal dengan tanah sehingga berhasil menggeser kembali kearah horizontal ke posisi semula. Akibat pergeseran tersebut maka dinding dibeberapa tempat retak, pelat atap ada retak dan posisi reservoir agak miring. Akan tetapi kontraktor belum berani menurunkan reservoir dikarenakan akan retak pada slab, dll karena dibawah reservoir sudah ada lumpur. Maka lumpur tersebut dibersihkan terlebih dahulu. Dikhawatirkan sewaktu diturunkan ada *diffrential settlement* sehingga lantai, kolom, slab bisa rusak, sehingga dilakukan terlebih dahulu perkuatan.

Setelah reservoir mengalami uplift, maka kami melakukan kajian dan penanganan agar reservoir ini dapat digunakan. Hal inilah menjadi tulisan yang disampaikan pada makalah ini.

### Rumusan masalah

Dari latar belakang diatas, penulis merumuskan masalah yang akan dibahas dalam penelitian ini, yaitu, sejauh mana gaya uplift pada reservoir tersebut, apa solusi yang dilakukan untuk mencegah agar bangunan reservoir tidak terangkat dan metode apa saja yang dapat dilakukan untuk mencegah bangunan reservoir terangkat akibat gaya uplift. Dan kemudian akan dihitung dari beberapa metode yang paling murah dan akan diterapkan di lapangan.

### Tujuan penelitian

Adapun tujuan penelitian ini dilakukan yaitu :

1. Untuk menganalisis apakah desain reservoir terhadap gaya uplift sudah sesuai dengan building code.
2. Untuk menentukan metode yang paling ekonomis dilakukan untuk mencegah agar reservoir tidak terangkat dan dapat difungsikan kembali.

### Pembatasan masalah

Pembatasan masalah dalam penelitian ini antara lain :

1. Jenis reservoir yang dibahas dalam penelitian ini yaitu underground reservoir dalam tanah berbentuk segi empat dengan dimensi lebar = 39 m ; panjang 63 m ; dan kedalaman 5,35 m, dan disampingnya ada rumah pompa lebar 9 m ; panjang 24 m ; dan kedalaman 6,3 m. Kedalaman dari tanah asli adalah 5,7 m s/d 6,6 m, seperti pada gambar 3.
2. Review desain reservoir hanya difokuskan terhadap gaya uplift.

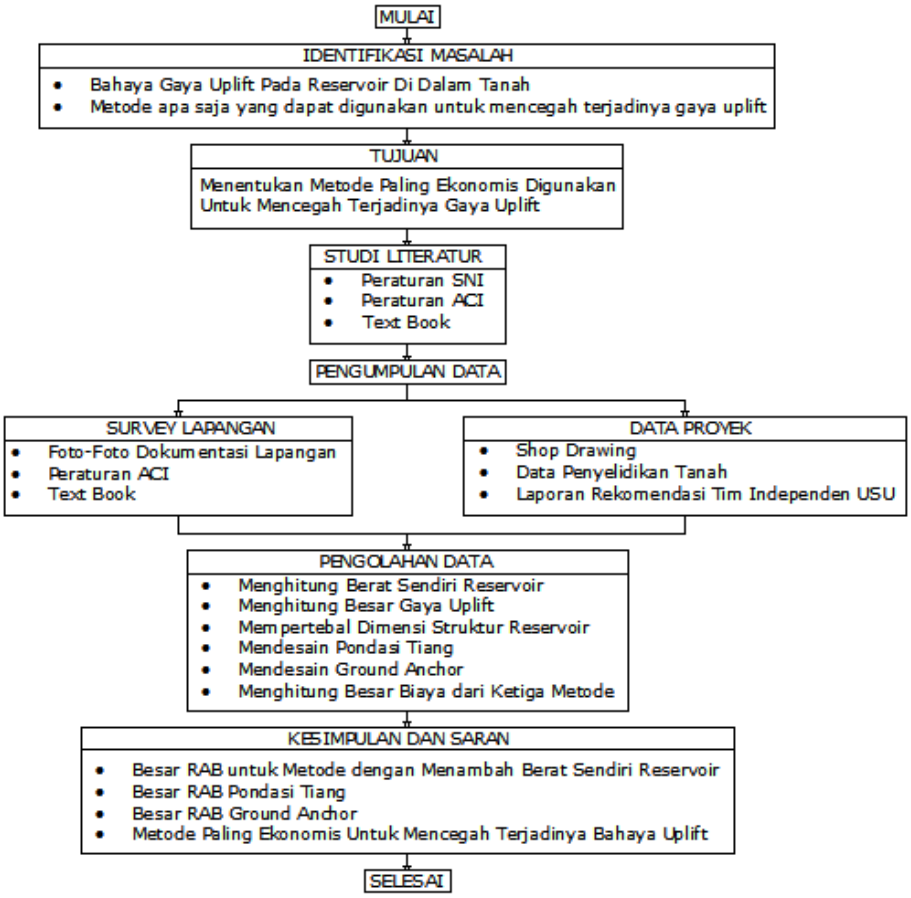
ISBN: 978-602-60286-0-0

### Manfaat penelitian

Adapun manfaat penelitian ini dilakukan yaitu :
Mengetahui cara mendesain reservoir terhadap gaya uplift yang benar dan bagaimana cara memperbaiki reservoir yang sudah mengalami uplift sewaktu konstruksi berjalan dengan harga yang plaing ekonomis..

## 2. METODOLOGI PENELITIAN

Metode penelitian dapat dilihat di flow chart seperti di gambar 2 yakni dari identifikasi masalah, studi literature, survey lapangan, pengolahan data dan kesimpulan. Baru kemudian rekomendasi.




Gambar 2. *Flow Chart* Penelitian

## 3. TINJAUAN PUSTAKA

Apabila beban mati struktur tidak dapat memenuhi faktor keamanan yang cukup terhadap gaya uplift, pilihan-pilihan berikut ini dapat dipertimbangkan, masing-masing atau bersamaan (Anonim2, 2004) :

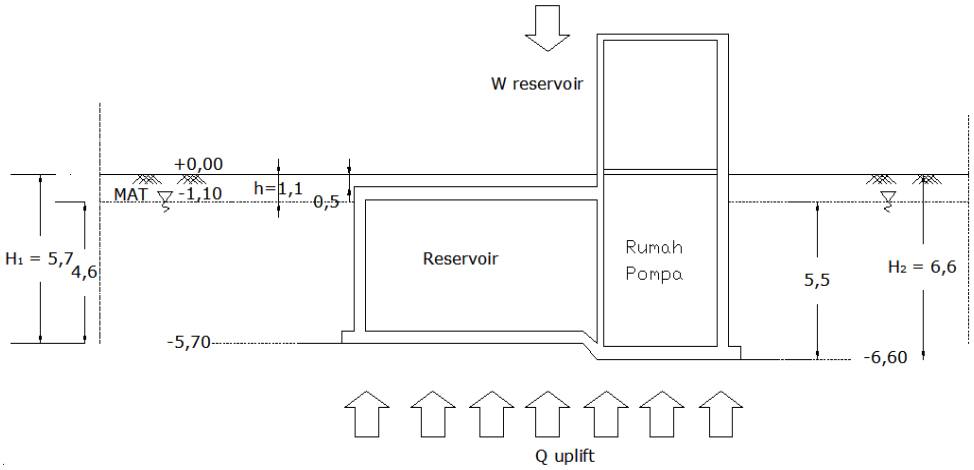
1. Menambah tebal pelat dasar, tebal pelat atap, atau tanah penutup untuk meningkatkan tahanan terhadap gaya uplift. Apabila menambah tebal pelat dasar, pastikan untuk menghitung perbesaran gaya uplift jika kedalaman struktur juga bertambah.
2. Menambah panjang pelat dasar pada sayap reservoir sehingga menambah beban tanah pada sayap reservoir untuk meningkatkan tahanan terhadap gaya uplift. Gaya uplift hidrostatis pada penambahan pelat harus diperhitungkan dalam analisis (Anchor, Robert.D., 1992).
3. Tergantung pada kondisi pondasi, tiang pancang, tiang bor, atau *ground anchor* dapat digunakan untuk meningkatkan tahanan terhadap gaya uplift. Stabilitas terhadap gaya uplift secara keseluruhan, termasuk berat apung tanah atau batu harus dipertimbangkan sebagai tambahan untuk desain tiang atau angkur. Juga dicatat bahwa apabila lapisan tanah yang lebih lembut berada diatas lapisan tanah keras atau batu, beban tekan dari struktur dan penurunan tanah harus dipertimbangkan bila menggunakan sistem pondasi ini.

ISBN: 978-602-60286-0-0

4. Apabila air tanah dapat disalurkan menjauh dari struktur dengan gravitasi, sistem drainase yang didesain dengan baik dapat diandalkan untuk menurunkan muka air tanah.

## Pemodelan struktur

Pemodelan struktur reservoir untuk menghitung besar gaya uplift dapat dilihat pada gambar 3, dimana reservoir mempunya kedalaman 5,7 s/d 6,6 m.




Gambar 3. Pemodelan Struktur Reservoir

## Perhitungan gaya uplift

Besarnya gaya uplift (Anonim1, 1999), (Anonim2, 2004) adalah :

$$Q = \gamma * z * A \quad (1)$$

Dimana : Q = gaya uplift (ton), ϒ = berat jenis air (1 ton/m$^3$), A = luas dasar reservoir (m$^2$), z = perbedaan tinggi muka air tanah dengan kedalaman dasar reservoir (m)

## Faktor keamanan terhadap gaya uplift

Besar faktor keamanan terhadap gaya uplift yaitu beban mati struktur dibagi dengan total gaya hidrostatis uplift (Anonim2, 2004). Dapat ditulis dengan persamaan :

$$SF = \frac{W}{Q} > 1{,}25 \quad (2)$$

Dimana SF = faktor keamanan terhadap gaya uplift, W = Beban mati / berat sendiri struktur reservoir (ton), Q = Gaya uplift hidrostatis (ton).

Agar safety factor mencapai 1,25 maka ada beberapa cara yakni, membuat berat reservoir itu seberat mungkin agar dicapai 1,25. Kemudian boleh juga menggunakan tiang pancang yang menggunakan *friction* untuk menahan gaya uplift. Cara lainnya adalah dengan menggunakan *ground anchor*.

## Jumlah pondasi tiang perlu

Jumlah tiang yang diperlukan dihitung dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan daya dukung tiang (Pamungkas, A. dan Harianti, E., 2013).

$$np = \frac{P}{P_{ijin}} \quad (3)$$

Dimana : np = jumlah tiang, P = gaya aksial yang terjadi, $P_{ijin}$ = daya dukung ijin tiang

## Efisiensi kelompok tiang

Perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus Converse-Labbarre dari *Uniform Building Code* AASHTO (Bowles, Joseph.E., 1997) adalah :

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (4)$$

Dimana :$E_g$ = efisiensi kelompok tiang, θ = arc tan (D/s) (derajat), D = ukuran penampang tiang, s = jarak antar tiang (as ke as), m = jumlah tiang dalam satu kolom, n = jumlah tiang dalam satu baris

ISBN: 978-602-60286-0-0

### Desain ground anchor

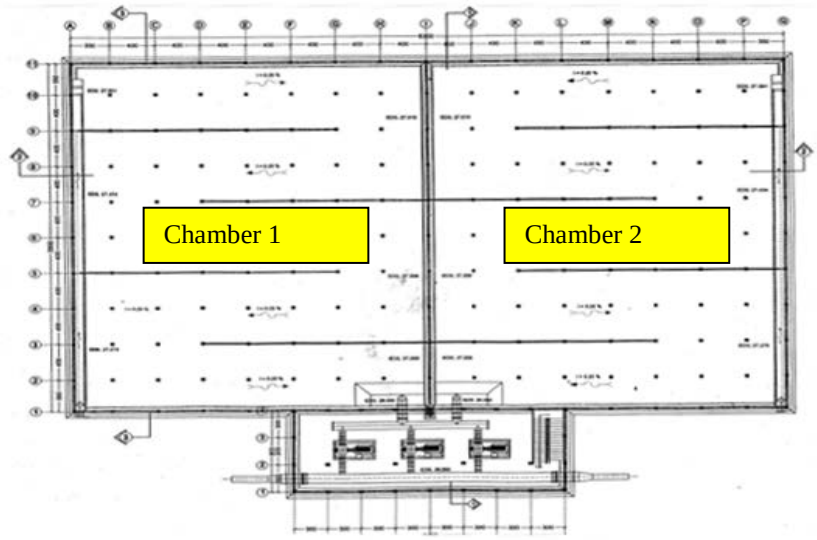
Pada penelitian ini, perhitungan desain *ground anchor* dibatasi sampai banyak titik ground anchor yang dibutuhkan berdasarkan *safety factor* (faktor keamanan), *safety factor* yang digunakan sebesar 2 (Anonim3, 1989) dimana :

$$SF = \frac{P_u}{P_{ijin}} \quad (5)$$

Dimana : $P_u$ = kuat tarik putus, $P_{ijin}$ = daya dukung ijin ground anchor

## 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

Gambar denah reservoir dapat dilihat pada gambar 4, sedangkan potongan ada pada gambar 5.




Gambar 4. Denah Rencana Reservoir

Reservoir tersebut mengalami uplift terlebih dahulu sebesar 1,2 m dan setelah air tanah turun menjadi 40 s/d 50 cm, lihat gambar 5.




(a) (b)

Gambar 5. Kondisi lapangan yang terjadi pada Reservoir

Dari persamaan (1) dapat dihitung besar gaya uplift yaitu sebesar 13323,186 ton dan dengan $\Upsilon_{beton}$ = 2,4 ton/m3, $\Upsilon_{tanah}$ = 1,8 ton/$m^3$ dapat dihitung berat sendiri reservoir dengan timbunan = 8158,9 ton, berat sendiri reservoir tanpa timbunan = 4701,976 ton.

Selanjutnya perhitungan berat air di dalam reservoir (2 chamber, lihat gambar 4) dimana ukuran panjang 39 m ; lebar 31,5 m ; tinggi air 4,1 m ; maka dapat dihitung berat air pada kedua chamber reservoir yaitu : $W_{chamber\ 1}$ = $\Upsilon$*p*l*t = 1*39*31,5*4,1 = 5036,85 ton dan $W_{chamber\ 2}$ = $\Upsilon$*p*l*t = 1*39*31,5*4,1 = 5036,85 ton, lihat gambar 4.

Maka, berat air pada kedua chamber yaitu 5036,85 + 5036,85 = 10073,7 ton.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Kemudian perhitungan safety factor terhadap uplift, dari persamaan (2) dapat dihitung safety factor reservoir terhadap gaya uplift yaitu dengan membandingkan berat sendiri reservoir dengan gaya uplift yang terjadi, sehingga : Safety factor gaya uplift dalam keadaan kosong dengan timbunan adalah 8158,9/13323,186 besarnya SF = 0,612. Dengan demikian reservoir tidak aman/kurang berat.

Pada saat konstruksi dimana belum ada timbunan maka berat reservoir 4701, 976 ton, sedangkan gaya uplift adalah 13323,186 ton, maka SF = 0,353. Maka pada waktu hal ini terjadi, hujan turun lebat, dewatering tidak ada. Reservoir mengapung.

Sedangkan dalam kondisi air penuh berat reservoir adalah 18232,6 ton, sehingga SF = 1,386. Akan tetapi secara desain harus diambil SF > 1,25 waktu dalam keadaan kosong, seperti pada persamaan 2 diatas. Dengan demikian solusi ada 3 metode yakni : penambahan berat reservoir, penambahan pondasi tiang pancang, dan penambahan ground anchor.

## Metode penambahan berat reservoir

Metode penambahan berat reservoir dapat dilakukan dengan penambahan tebal dimensi reservoir dan berat timbunan, atau salah satunya. Pada penelitian ini penambahan berat sendiri reservoir dilakukan dengan melakukan kedua-duanya. Besarnya tebal dimensi reservoir dan tebal timbunan disesuaikan dengan safety factor terhadap gaya uplift sebesar 1,25. Dari perhitungan, dapat ditentukan besar penambahan tebal dimensi reservoir dan timbunan yaitu :

- Pelat atap dipertebal sebesar 25 cm, wiremesh M10-150, shear connector D13-500, Kuat tekan beton K-350.
- Dinding beton bertulang dipertebal sebesar 55 cm, wiremesh M12-150 2 lapis, shear connector D13-500, Kuat tekan beton K-350.
- Pelat dasar dipertebal sebesar 40 cm, wiremesh M10-150 2 lapis, shear connector D13-500, Kuat tekan beton K-350.
- Kolom diperkuat menjadi 40/40 dengan profil IWF 150.75.5.7, sengkang D10-200, *chemical anchor* D10-500, kuat tekan beton K-350.
- Timbunan atas ditambah dengan beton tumbuk tebal 60 cm, kuat tekan beton K-175.

Dalam mendesain penambahan berat reservoir harus diperhatikan juga daya dukung tanah eksisting, dimana daya dukung tanah eksisting harus mampu menahan berat reservoir agar tidak terjadi *settlement* (penurunan tanah). Reaksi tegangan antara pelat dasar reservoir dan tanah yang berbeda-beda disetiap titik mengakibatkan *settlement* yang terjadi di setiap titik pasti akan berbeda juga (apabila tanah tidak mampu menahan berat bangunan).

## Perhitungan rencana anggaran biaya (RAB) penambahan berat reservoir

RAB Penambahan Berat Reservoir setelah dihitung yaitu Rp. 6,2 M.

## Metode penambahan pondasi tiang pancang

Pondasi tiang yang didesain dalam metode ini yaitu *friction pile*, yaitu pondasi yang daya dukungnya dominan terletak pada gaya gesek pada selimut tiang. Dalam mendesain pondasi ini harus diperhatikan jenis tanah eksisting dimana, untuk tanah berpasir gaya gesernya sangat kecil sedangkan tanah berlempung gaya gesernya sangat besar. Sehingga metode tiang pancang lebih ekonomis digunakan pada tanah berlempung. Dalam penelitian ini penambahan pondasi tiang pancang dihitung hanya sampai pada dimensi tiang pancang dan banyak tiang pancang yang diperlukan. Besar gaya tarik desain dihitung dengan menghitung besar gaya uplift terjadi dikurangi dengan berat sendiri reservoir dengan timbunan. Maka :

- Besar gaya tarik desain reservoir ($T_{reservoir}$) = ($SF*Q_{reservoir}$) – $W_{reservoir}$ = (1,25*11968,1) – 7105,37 = 7854,75 ton.
- Direncanakan dilakukan penambahan tiang pancang pada 180 unit kolom 30/30 reservoir, sehingga beban tarik desain untuk satu kolom yaitu 7854,75/180 = 43,6375 ton.
- Besar gaya tarik desain rumah pompa ($T_{rumah\ pompa}$) = ($SF*Q_{rumah\ pompa}$) – $W_{rumah\ pompa}$ = (1,25*1355,09) – 1053,53 = 640,333 ton.
- Direncanakan dilakukan penambahan tiang pancang pada 26 unit kolom 30/40 rumah pompa, sehingga beban tarik desain untuk satu kolom yaitu 640,333/26 = 24,628 ton.

Pada penelitian ini terdapat 2 data penyelidikan tanah yang diambil untuk menghitung kapasitas daya dukung tiang pancang yaitu data *Cone Penetration Test* (CPT) dan data *Standard Penetration Test* (SPT). Dari kedua data tanah ini dapat dihitung besar daya dukung tiang pancang. Dimensi tiang pancang yang digunakan yaitu ukuran 60x60

ISBN: 978-602-60286-0-0

$cm^2$, kuat tekan K-450 untuk reservoir dan ukuran 40x40 $cm^2$, kuat tekan K-450 untuk rumah pompa. Berikut adalah tabel hasil perhitungan kapasitas daya dukung friksi pondasi tiang pancang berdasarkan masing-masing data tanah :

Tabel 1. Kapasitas daya dukung pondasi tiang pancang reservoir

| Metode | Panjang pondasi tiang (m) | Daya Dukung Ijin Tarik Pondasi Tiang (Ton) |
|---|---|---|
| BH-04 | 9,3 | 24,41 |
| BH-05 | 9,8 | 24,43 |
| CPT-04 | 8,7 | 16,66 |
| CPT-05 | 9,3 | 16,03 |

Dari tabel diatas dapat ditentukan daya dukung pondasi tiang pancang reservoir yang digunakan yaitu 16,03 ton dengan panjang pondasi tiang 9,3 m.

Tabel 2. Kapasitas daya dukung pondasi tiang pancang rumah pompa

| Metode | Panjang pondasi tiang (m) | Daya Dukung Ijin Tarik Pondasi Tiang (Ton) |
|---|---|---|
| BH-04 | 8,4 | 13,34 |
| BH-05 | 8,9 | 13,25 |
| CPT-04 | 7,8 | 8,42 |
| CPT-05 | 8,4 | 8,29 |

Dari tabel 2 dapat ditentukan daya dukung kapasitas pondasi tiang pacang rumah pompa yang digunakan yaitu 8,29 ton dengan panjang pondasi tiang 8,4 m.

## Perhitungan jumlah tiang pancang perlu

Dari persamaan (3) dapat dihitung jumlah tiang pancang perlu pada reservoir dan rumah pompa, yaitu :

- $np_{reservoir} = p/p_{ijin} = 43{,}6375/16{,}03 = 2{,}722$ tiang, maka digunakan 4 pondasi tiang dalam satu kolom.
- $np_{rumah\ pompa} = p/p_{ijin} = 24{,}628/8{,}29 = 2{,}97$ tiang, maka digunakan 4 pondasi tiang dalam satu kolom.

## Efisiensi kelompok pondasi tiang

Dari persamaan (4) dapat dihitung efisiensi kelompok pondasi tiang reservoir dan rumah pompa, yaitu :

- Untuk efisiensi kelompok pondasi tiang reservoir, $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{D}{s}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{60}{150}\right) = 21{,}801$ , maka

$$E_g = 1-\theta\left(\frac{(n-1)m+(m-1)n}{90mn}\right) = 1-21{,}801*\left(\frac{(2-1)2+(2-1)2}{90*2*2}\right) = 0{,}7577$$

- Untuk efisiensi kelompok pondasi tiang rumah pompa, $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{D}{s}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{40}{100}\right) = 21{,}8$ , maka

$$E_g = 1-\theta\left(\frac{(n-1)m+(m-1)n}{90mn}\right) = 1-21{,}8*\left(\frac{(2-1)2+(2-1)2}{90*2*2}\right) = 0{,}7577$$

## Daya dukung kelompok pondasi tiang

Daya dukung kelompok pondasi tiang dapat dihitung dengan persamaan :

- Untuk reservoir, daya dukung aksial = Eg * jumlah pile * daya dukung satu tiang = 0,7577*4*16,03 = 48,584 ton.
- Untuk rumah pompa, daya dukung aksial = Eg*jumlah pile*daya dukung satu tiang = 0,7577*4*8,29 = 25,125 ton.

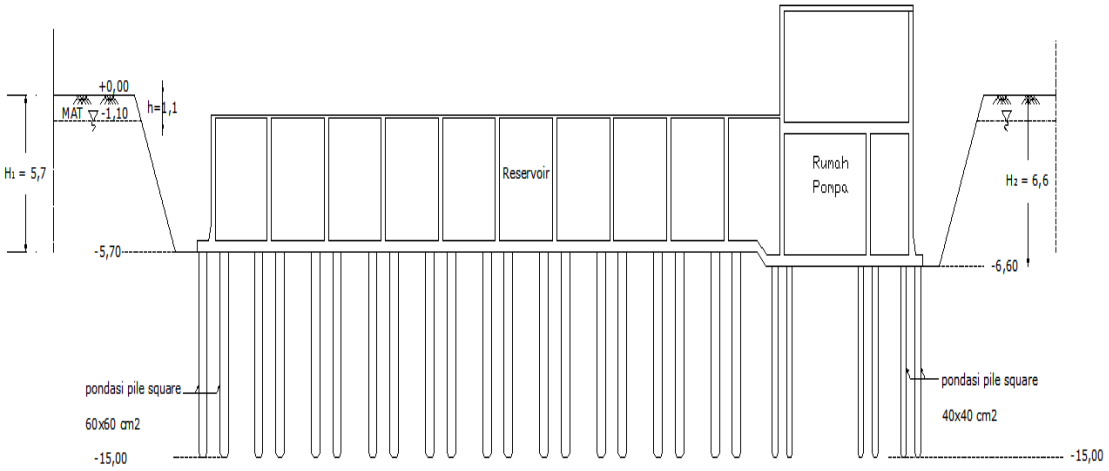
## Kontrol daya dukung pondasi tiang

Daya dukung pondasi tiang harus lebih besar dari gaya tarik desain, sehingga :Untuk reservoir, daya dukung pondasi tiang > gaya tarik desain , dimana daya dukung adalah 48,584 ton > 43,6375 ton (gaya tarik desain, maka

ISBN: 978-602-60286-0-0

memenuhi), maka jumlah pondasi tiang perlu = 4*180 = 720 tiang. Sedangkan untuk rumah pompa, daya dukung pondasi tiang > gaya tarik desain, daya dukung adalah sebesar 25,125 ton > 24,971 ton gaya tarik desain (juga memenuhi), maka jumlah pondasi tiang perlu = 4*26 = 104 tiang. Pondasi tiang pancang dapat dilihat pada gambar 6.

Dengan memakai tiang pancang maka Rencana Anggaran Biaya (RAB) untuk pondasi tiang pacang adalah sebesar Rp. 10 M.




Gambar 6. Gambar potongan penambahan pondasi tiang

## Metode penambahan ground anchor

Dalam penelitian ini penambahan *ground anchor* dihitung hanya sampai pada jumlah *ground anchor* yang diperlukan. Besar gaya tarik desain perlu dihitung dengan menghitung besar gaya uplift terjadi dikurangi dengan berat sendiri reservoir dengan timbunan. Maka :

- Besar gaya tarik desain reservoir ($T_{reservoir}$) = (SF*$Q_{reservoir}$) – $W_{reservoir}$ = (1,25*11968,1) – 7105,37 = 7854,75 ton.
- Direncanakan dilakukan penambahan *ground anchor* sebanyak 123 titik pada reservoir, sehingga beban tarik desain untuk satu *ground anchor* ($T_{reservoir}$) = 7854,75/123 = 63,859 ton dengan kedalaman rencana 9,3 m dari dasar reservoir.
- Besar gaya tarik desain rumah pompa ($T_{rumah\ pompa}$) = (SF*$Q_{rumah\ pompa}$) – $W_{rumah\ pompa}$ = (1,25*1355,09) – 1053,53 = 640,333 ton.
- Direncanakan dilakukan penambahan *ground anchor* sebanyak 10 titik pada rumah pompa, sehingga beban tarik desain untuk satu *ground anchor* ($T_{rumah\ pompa}$) = 640,333/10 = 64,033 ton dengan kedalaman rencana 8,4 m dari dasar rumah pompa.
- Free Length = 2,4 m (asumsi), dan Fixed Length = 6 m (asumsi)

Spesifikasi Material Tendon (Anonim1, 1999), Tujuh kabel strand standar ASTM A416 mempunyai Grade-270 dengan Relaksasi rendah. Diameter nominal, $D_n$ = 12,7 mm, Luas penampang nominal, $A_n$ = 98,71 $mm^{2,}$ Kuat tarik putus, $P_u$ = 183,7 kN, Kuat tarik leleh, $P_y$ = 165,3 kN, Modulus elastisitas, E = 196000 MPa

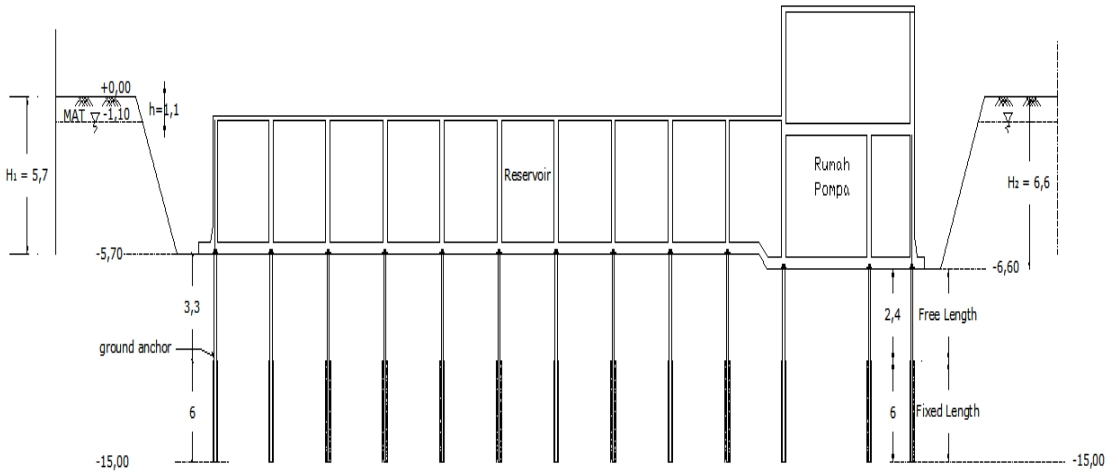
## Kontrol kuat tarik ijin

Dengan SF = 2. Dapat dikontrol besar kuat tarik yang terjadi pada kabel *ground anchor*, yaitu :

- Untuk reservoir, $P_{ijin} = \frac{P_u}{SF} = \frac{18{,}37*7}{2} = 64{,}295 ton$ → $T_{reservoir} < P_{ijin}$ , 63,859 ton < 64,295 ton
- Untuk rumah pompa, $P_{ijin} = \frac{P_u}{SF} = \frac{18{,}37*7}{2} = 64{,}295 ton$ → $T_{rumah\ pompa} < P_{ijin}$ ,64,033 ton < 64,295 ton

Dengan demikian, tendon yang direncanakan dengan $D_n$ = 12,7 mm, aman untuk dipakai. Gambar ground anchor dapat dilihat pada gambar 7. Sedangkan RAB untuk penambahan *ground anchor* setelah dihitung yaitu Rp. 16 M.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 7. Gambar potongan penambahan *ground anchor*

## 5. KESIMPULAN

Berdasarkan dari desain dan analisa yang telah dilakukan maka dapat ditarik beberapa kesimpulan yaitu:

1. Bangunan reservoir tidak aman terhadap gaya uplift sehingga harus dilakukan perbaikan terhadap desain, dimana safety factor yang dihitung tidak lebih besar dari 1,25 sesuai dengan peraturan ACI. Gaya uplift yang terjadi lebih besar 63 % dari berat sendiri reservoir sehingga menyebabkan reservoir terangkat dan terapung, dengan safety hanya 0,612. Secara teori safety harus 1.25.
2. Hasil Metode Penambahan Berat Sendiri Reservoir yaitu Pelat atap dipertebal sebesar 25 cm, Dinding beton bertulang dipertebal sebesar 55 cm, Pelat dasar dipertebal sebesar 40 cm, Kolom diperkuat menjadi 40/40, kuat tekan beton K-350,Timbunan atas ditambah dengan beton tumbuk tebal 60 cm, kuat tekan beton K-175, sehingga Rencana Anggaran Biaya yang diperlukan sebesar Rp. 6,2 M
3. Hasil Metode Penambahan Pondasi Tiang yaitu 720 unit Pondasi tiang 60x60 $cm^2$ K-450 dengan panjang tiang 9,3 m untuk reservoir, 104 unit pondasi tiang 40x40 $cm^2$ K-450 dengan panjang tiang 8,4 m untuk rumah pompa, Rencana Anggaran Biaya (RAB) yang diperlukan sebesar Rp. 10 M.
4. Hasil Metode Penambahan *Ground Anchor* yaitu 7 kabel prategang *ground anchor* diameter 12,7 mm dengan kedalaman 9,3 m dari dasar reservoir sebanyak 123 titik. 7 kabel prategang *ground anchor* diameter 12,7 mm dengan kedalaman 8,4 m dari dasar rumah pompa sebanyak 10 titik, sehingga Rencana Anggaran Biaya (RAB) yang diperlukan sebesar Rp. 16 M.
5. Metode dengan biaya paling murah yaitu metode penambahan berat sendiri reservoir.

## DAFTAR PUSTAKA

Anonim1. (1999). *Ground Anchors and Anchored Systems.* U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, Washington, D.C

Anonim2. (2004), *Design Considerations for Enviromental Engineering Concrete Structures (ACI 350.4R-04).* American Concrete Institute, Farmington Hills

Anonim3. (1989). *British Standard Code of Practice for Ground Anchorages (BS 8081:1989),* British Standard Institute, London

Anonim4. (2008). *Cara Uji Penetrasi Lapangan Dengan Sondir (SNI 2827-2008).* Badan Standarisasi Nasional, Jakarta

Anonim5. (2008). *Cara Uji Penetrasi Lapangan Dengan SPT (SNI 4153-2008).* Badan Standarisasi Nasional, Jakarta

Anchor, Robert. D. (1992). *Design of Liquid Retaining Concrete Structures*, 90 Tottenham Court Road : London

Bowles, Joseph E. (1997). *Analisis dan Desain Pondasi Jilid 2 Edisi 4*. Erlangga, Jakarta

Pamungkas, A. dan Harianti, E. (2013). *Desain Pondasi Tahan Gempa*. ANDI. Yogyakarta

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# BALOK BETON KOMPOSIT CAMPURAN MORTAR DAN PARTIKEL KAYU DALAM POLA RESPON MEKANIK LENTUR DAN GESER

**Shyama Maricar[1], Nirmalawati[1] dan Agus Rivani[1]**

*[1]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Tadulako, Jl. Soekarno Hatta Km. 8, Palu*
*Email: Shyamamaricar@yahoo.co.id*

## ABSTRAK

Beton komposit antara beton normal dengan mortar yang menggunakan partikel kayu sebagai bahan campuran beton ringan akan memiliki kekuatan tekan yang lebih rendah dari beton normal. Dalam beberapa kasus, kuat tekan beton tidak menjadi faktor penentu tetapi justru elastisitas, geser dan daktilitasnya yang menentukan. Salah satu upaya untuk memperoleh bobot struktur yang ringan yaitumelalui pemakaian limbah partikel kayu dalam campuran mortar pada inti balok. Hal ini akan dapat meningkatkan elastisitas dan mengurangi beban struktur baik beban gravitasi maupun beban gempa. Serangkaian pengujian secara eksperimental telah dilakukan dengan berbagai pemodelan ketebalan dan variasi penghubung geser. Data uji diperoleh dari pengukuran besaran dasar elemen balok yang menginterpretasikan respon mekanik lentur dan geser terhadap beban statis. Sampel penelitian terdiri dari balok beton komposit dan balok beton normal dengan ukuran 15x20x120cm dan penghubung geser bervariasi sesuai bentuk yang ditetapkan. Uji geser dan lentur dilakukan dengan pembebanan lateral statik di empat titik pembebanan. Hasil pengujian menunjukkan bahwa kuat lentur rata-rata balok komposit dengan berbagai variasi penghubung geser dan ketebalan zona inti mengalami peningkatan secara signifikan dibandingkan balok beton normal, kecuali pada balok komposit dengan penghubung geser tipe U. Persentase kuat lentur sampel balok BK1, BK2, BK3, V1, V2 dan V3 terhadap BN secara berurutan adalah 5,80%; 4,90%; -4,49%; 18,03%; 13,86%; 7,59%. Adapun persentase kuat gesernya adalah 4,74%; 4,56%; -4,83%; 15,85%; 12,32%; 5,60%. Hal ini mengindikasikan bahwa tingkat kegetasan sangat berpengaruh terhadap kuat lentur dan geser balok uji.

Kata kunci: balok komposit, mortar, partikel kayu kelapa

## 1. PENDAHULUAN

Bahan beton komposit adalah sebagai suatu sistem material yang tersusun dari campuran/ kombinasi dua atau lebih unsur-unsur utamanya yang secara makro berbeda di dalam bentuk dan atau komposisi material yang pada dasarnya tidak dapat dipisahkan, (Schwartz, 1984). Material komposit terdiri dari dua buah penyusun yaitu filler (bahan pengisi) dan matrik, di mana filler adalah bahan pengisi yang digunakan dalam pembuatan komposit, biasanya berupa serat atau serbuk. serat yang sering digunakan dalam pembuatan komposit antara lain serat E-Glass, Boron, Carbon dan lain sebagainya. Bisa juga dari serat alam antara lain serat kenaf, jute, rami, cantula dan lain sebagainya; sedangkan Matrik menurut Gibson (1994) adalah struktur komposit dari bahan polimer, logam, maupun keramik, dimana secara umum berfungsi untuk mengikat serat menjadi satu struktur komposit. Penggunaan material komposit mempunyai beberapa keuntungan diantaranya, yaitu (1) bobot ringan, (2) mempunyai kekuatan dan kekakuan yang baik, serta (3) biaya produksi murah dan tahan korosi.Beton komposit antara beton normal dengan beton mortar yang menggunakan partikel kayu sebagai bahan campuran beton ringan akan memiliki kekuatan tekan yang lebih rendah dari beton normal. Akan tetapi peningkatan daktilitas dan perilaku geser serta lenturnya diperlukan penelitian lebih jauh. Dalam beberapa kasus kuat tekan beton tidak menjadi faktor penentu tetapi justru elastisitas, geser dan daktilitasnya yang menentukan. Salah satunya bahan campuran adalah partikel kayu karena memiliki nilai kerapatan partikel yang berkisar 0,35-0,65 gr/cm$^3$ sangat memungkinkan untuk dipakai dalam pembuatan beton ringan.

Limbah partikel kayu dari penggergajian banyak yang tidak dimanfaatkan, utamanya di wilayah provinsi Sulawesi Tengah. Dari penelitian awal Maricar dkk (2013) yang meneliti mengenai bahan campuran beton dan partikel kayu dilakukan untuk mengetahui kekuatan kuat tekan, kuat tarik dan elastisitas, mendapatkan kesimpulan bahwa pemanfaatan limbah industri penggergajian dan meubel yang berupa partikel kayu dapat dimanfaatkan sebagai material pembuatan beton ringan.

Bangunan yang dikatakan tahan gempa adalah bangunan yang merespon gempa dengan sifat daktilitas yang mampu bertahan dari keruntuhan dan memiliki fleksibilitas dalam meredam getaran gempa, yaitu: (a) dirancang dan diperhitungkan; (b) kombinasi beban dan analisis struktur; (c) penggunaan material yang ringan; dan (d)

penempatan massa struktur yang terpisah namun saling berinteraksi. Karena hal tersebut penggunaan beton ringan akan sangat membantu dalam pembuatan konstruksi bangunan tahan gempa.

Campuran beton ringan akan sangat berguna dipakai dalam bidang konstruksi, terutama di wilayah provinsi Sulawesi Tengah yang rawan gempa. Beton ringan tersedia dalam bentuk blok dan panel yang dapat dipakai untuk dinding, pelat lantai ataupun tangga. Beton ringan memiliki kekurangan yaitu daya dukung yang dimiliki beton ringan relatif rendah jika dibandingkan dengan beton normal. Jika diaplikasikan dalam bentuk solid, maka akan diperoleh kekakuan yang kurang memadai. Karenanya masih kurangnya penelitian untuk pemanfaatan penggunaan beton ringan terutama dengan menggunakan campuran bahan lain seperti serbuk kayu kelapa.

Berdasarkan beberapa uraian di atas, maka peneliti tertarik untuk melakukan eksperimen mengenai kinerja beton ringan berbasis partikel kayu bila diterapkan secara komposit dengan beton normal. Penerapan sistim ini akan menghasilkan konstruksi ringan dengan kekakuan yang memadai. Dari hasil penelitian awal seperti yang disebutkan di atas, maka selanjutnya peneliti ingin mengetahui kekuatan beton komposit antara beton normal dan ringan dengan partikel kayu kelapa, dengan meninjau variasi ketebalan dari zona inti dan berbagai tipe penghubung geser yang efektif dari segi kinerja balok terhadap tegangan geser *interface*. Sehingga diharapkan hasil dari penelitian ini akan diketahui hasil kekuatan beton komposit dengan campuran antara beton normal dan mortar dengan menggunakan variasi ketebalan zona inti dan berbagai tipe penghubung geser yang efektif dari segi kinerja balok terhadap tegangan geser yang akan terjadi.

## 2. METODE PENELITIAN

Penelitian ini merupakan penelitian eksperimental dengan pemodelan struktur. Data uji diperoleh dari serangkaian pengukuran besaran dasar yang menginterpretasikan respon mekanik mortar dan partikel kayu dan elemen balok komposit. Bahan dan alat yang digunakan dalam penelitian ini adalah: Bahan, yaitu: (1) Pasir (Quarry Sungai Palu), semen Portland type I (Tonasa), air, dan baja tulangan polos (BJTP 24); (2) partikel kayu dari limbah pengolahan kayu kelapa di wilayah kelurahan Tavaeli. Alat yang digunakan adalah: (1) oven dan timbangan digital (*ELE*), untuk uji kadar air partikel; (2) *UTM 10T* (*ELE*), untuk Uji Tarik Baja, Kuat Lekatan dan Kuat Tekan Beton; (3) *Hydraulics Beam Test 10T* (*ELE*), untuk uji lentur beton solid dan balok komposit; (4) *Dial Gauge 0,001mm* (*PEACOK*), untuk pembacaan defleksi aktual.

Uji karakteristik mortar dan partikelJumlah dan bentuk sampel uji karakteristik mortar dan partikel kayu seperti terlihat pada Tabel berikut:

Tabel 1. Jumlah dan variasi benda uji karakteristik mortar dan partikel kayu

| **Kode** | **Jenis Pengujian** | **Bentuk Benda Uji** | **Jumlah** |
|---|---|---|---|
| TKN- x | Kuat tekan | Cetakan mortar | 8 x 9 |
| TRK - x | Tarik belah | | 8 x 9 |
| ELS - x | Elastisitas | | 8 x 9 |
| LKT- x | Kuat Lekat | | 8 x 9 |
| GSR -x | Uji Geser | H 5/5 | 8 x 9 |

Keterangan:
Kode : x = 0, 1, 2, …… 12 (kandungan partikel kayu dalam persen)
Variasi setiap jenis pengujian berdasarkan kadar partikel dalam adukan sebagai berikut 0%, 1%, 2%, 4%, 6%, 8%, 10%, 12% terhadap berat adukan (8 variasi).

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 2. Proporsi dan variasi benda uji karakteristik mortar dan partikel kayu

| **Jumlah Semen (kg)** | **Jumlah pasir (kg)** | **Kadar Partikel Kayu (%)** |
|---|---|---|
| 416,7 | 1084,7 | 0 |
| 416,7 | 1073,8 | 1 |
| 416,7 | 1063,0 | 2 |
| 416,7 | 1041,3 | 4 |
| 416,7 | 1019,6 | 6 |
| 416,7 | 997,9 | 8 |
| 416,7 | 976,2 | 10 |
| 416,7 | 954,5 | 12 |

### Pelaksanaan pengujian dan pengumpulan data

Prosedur uji karaktersitik bahan dilaksanakan berdasarkan Standar Nasional Indonesia sebagai berikut:

- Uji kuat tekan, tarik dan elastisitas dilakukan dengan alat pada pembebanan diaplikasikan secara perlahan 4 kg/cm$^2$ perdetik sampai benda uji hancur (SNI. 03–1974–1990). Dari pengujian ini diperoleh data deformasi benda uji dan beban hancur serta pola hubungan tegangan-regangan.
- Uji kuat lekat antara baja tulangan dengan beton dilakukan pada umur 28 hari menggunakan *Universal Testing Machine*. Kecepatan penambahan beban 22 kN/ menit, kemudian dihentikan bila dicapai titik leleh baja tulangan, beton penutup pecah atau tulangan telah bergeser minimum 2,5 mm (SNI:03–4809 – 1998). Dari pengujian ini diperoleh data tegangan lekat baja dan tulangan maksimum.
- Uji beton normal, kuat tekan, tarik dengan alat *Compaction Test*. Dari pengujian diperoleh kekuatan beton normal.
- Penentuan ketebalan *core zone* untuk balok dengan memperhitungkan tebal dan lebar balok serta dimensi dari baja tulangan.
- Pembuatan bekesting untuk desain balok dengan ukuran dimensi yang telah ditetapkan.
- Perakitan penghubung geser dengan beberapa variasi.
- Pelaksananan pengecoran ketebalan *core zone*, campuran mortar dan *core zone* sebagai bentuk balok komposit.
- Uji lentur balok komposit.
- Korelasi ketebalan *core zone* terhadap kinerja balok komposit.
- Pola deformasi dan keruntuhan balok komposit.
- Ketebalan *core zone* optimum dalam konteks deformasi dan daya dukung.
- Tipe penghubung geser yang efektif.
- Peralatan pelengkap yang digunakan dalam pengujian adalah *dial gauge* untuk mengukur deformasi benda uji balok selama pembebanan berlangsung. *Dial gauge* yang digunakan merk PEACOCK dengan maksimum lendutan 5 cm dan ketelitian 0,01 mm.

## 3. HASIL PENELITIAN

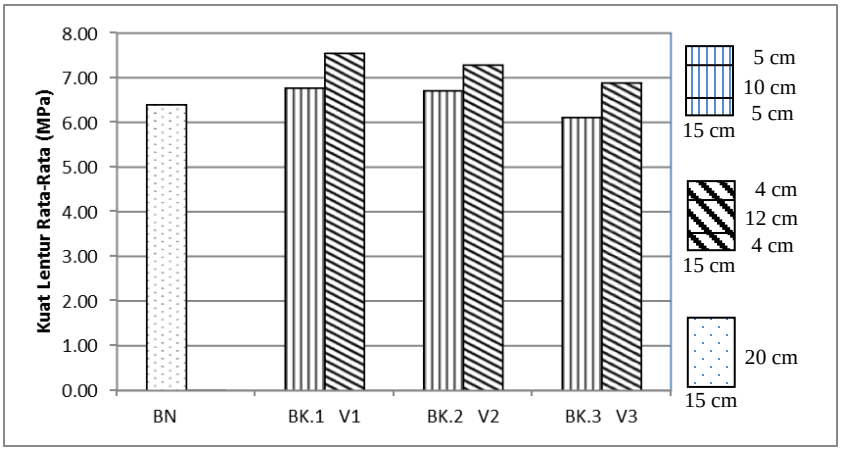
Hasil penelitian menunjukkan bahwa kuat lentur rata-rata balok komposit dengan berbagai variasi penghubung geser dan ketebalan zona inti mengalami peningkatan secara signifikan dibandingkan balok beton normal, kecuali pada balok komposit BK3 dengan penghubung geser tipe U. Hal ini disebabkan pemodelan penghubung geser pada balok ini memiliki bentuk U yang lebih lemah dibanding penghubung geser yang berbentuk persegi. Untuk itu dapat diuraikan bahwa pemodelan penghubung geser memiliki dampak pada kuat lentur balok komposit. Di sisi lain, perbandingan beton bertulang konvensional dan balok komposit yang diuji dengan perbedaan ketebalan, menunjukkan hasil bahwa ketebalan *exterior zone* 4 cm memiliki peningkatan kuat lentur sebesar 11,56% dibanding ketebalan 5 cm. Hal ini mengindikasikan bahwa tingkat kegetasan sangat berpengaruh terhadap kuat lentur balok uji. Berdasarkan hasil analisis dari beberapa sampel yang diuji, diperoleh hasil seperti terlihat pada Tabel 3 berikut ini:

ISBN: 978-602-60286-0-0

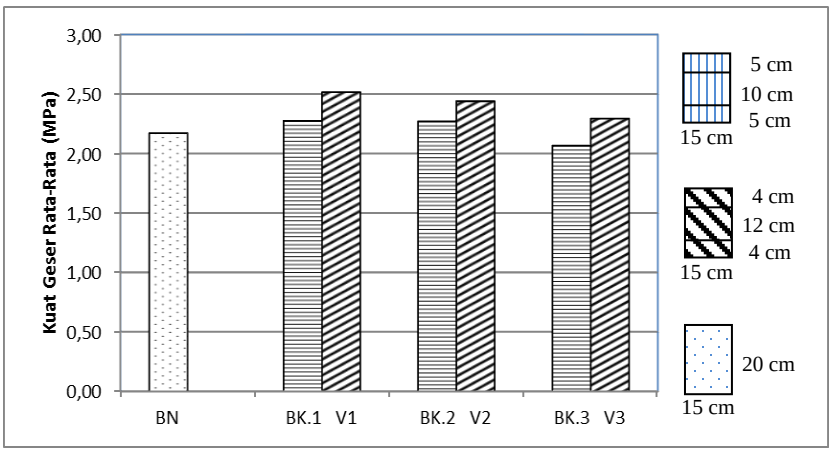
Tabel 3. Kuat lentur dan kuat geser maksimum sampel balok (MPa)

| No | Kode sampel | Dimensi (cm) | Variasi ketebalan (cm) | *Shear connector* | Kuat lentur maksimum rata-rata (MPa) | Kuat geser maksimum rata-rata (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | BN | 15 x 20 x 120 | 20 | Persegi | 6,394 | 2,171 |
| 2 | BK.1 | 15 x 20 x 120 | 5-10-5 | Persegi | 6,765 | 2,274 |
| 3 | BK.2 | 15 x 20 x 120 | 5-10-5 | Diagonal | 6,707 | 2,270 |
| 4 | BK.3 | 15 x 20 x 120 | 5-10-5 | Model U | 6,106 | 2,066 |
| 5 | V.1 | 15 x 20 x 120 | 4-12-4 | Persegi | 7,547 | 2,516 |
| 6 | V.2 | 15 x 20 x 120 | 4-12-4 | Diagonal | 7,280 | 2,439 |
| 7 | V.3 | 15 x 20 x 120 | 4-12-4 | Model U | 6,879 | 2,293 |

Beberapa visualisasi gambar berupa grafik perbandingan kuat lentur dan geser rata-rata balok beton bertulang dan komposit dengan variasi penghubung geser dan ketebalan, ditampilkan berturut-turut pada Gambar 1 dan 2, berikut ini:




Gambar 1. Grafik perbandingan kuat lentur rata-rata balok beton bertulang dan komposit dengan variasi penghubung geser dan ketebalan




Gambar 2. Grafik perbandingan kuat geser rata-rata balok beton bertulang dan komposit dengan variasi penghubung geser dan ketebalan

ISBN: 978-602-60286-0-0

Adapun dokumentasi hasil pengujian adalah sebagai berikut:



Gambar 3. Dokumentasi Hasil Pengujian

Pada Gambar 3 terlihat bahwa kecenderungan terjadinya keruntuhan balok lebih disebabkan oleh lentur, sehingga pengaruh geser *interface* pada balok komposit, tidak terlalu berpengaruh secara siginifikan terhadap pergeseran pada sisi *core zone* maupun sisi *exterior zone*. Dengan demikian, pemberian sengkang sudah cukup memadai untuk memberikan ikatan yang cukup pada sisi atas dan sisi bawah dari *exterior zone*, tanpa memberikan kerusakan yang berarti pada *core zone* akibat beban yang diterapkan pada sampel balok komposit.

## 4. KESIMPULAN DAN SARAN

Ketebalan *exterior zone* 4 cm memiliki kuat lentur yang efektif dibanding ketebalan 5 cm. Hal ini mengindikasikan bahwa tingkat kegetasan sangat berpengaruh terhadap kuat lentur balok uji. Semakin tinggi tingkat kegetasan material beton, maka akan membuat balok relatif lemah terhadap lenturan. Demikian pula untuk kuat geser balok dengan sengkang persegi masih lebih efektif memberikan kontribusi tahanan geser dibanding sengkang diagonal maupun model U.

Untuk pembuatan balok komposit disarankan untuk lebih memperbanyak variasi ketebalan *core zone* dan diperlukan analisis lebih lanjut mengenai tegangan geser antar lapisan balok komposit dan *shear connector*.

## DAFTAR PUSTAKA

Abdullah. (2000). “Ferosemen Sebagai Alternatif Material untuk Memperkuat Kolom Beton Bertulang”. Prosiding Seminar on Air-PPI Tokyo of Tecnology 19999-2000. No.1. p: 143-147.

Barrett, J., F.Lam., dan W.Lau. (1995). “Size effect in Visually Graded Softwood Structural Lumber”. Journal of Materials in Civil Engineering. 7(1): 19-30.

Chang, C. T., P. Monteiro, dan K. Shyu. (1996). “Behaviour of Marble Under Compression”. Journal of Materials in Civil Engineering. 8 (3) : 157-170.Gong A, R. Hachandran and P. Kamdem, 2004., Compression Tests on Wood-Cement Particle Composites Made of CCA-Treated Wood Removed From Service. Environmental Impacts of Preservative-Treated Wood Conference to be held in Orlando, Florida, February 8-10.

Gibson, F.R., (1994), “Principles of Composite Material Mechanics”, International Edition”, McGraw-Hill Inc, New York.

Herbudiman. B dan Andreas. (2003), “Peningkatan Workabilitas Beton Ringan Struktural dengan Pemberian Aditif Superplasticizer”. Prosiding Seminar Tjipto Utomo, Vol. 2, Bandung, 21 Agustus, p: E.2-1- E. 2-6

ISBN: 978-602-60286-0-0

Herbudiman, B dan Andreas. (2004). “Penggunaan Lightweight Concrete dengan Artificial Lightweight Aggregates: Uji Kualitas Eksperimental dan Studi Analisis Struktur Bangunan Ruko”. Prosiding Konferensi Nasional Rekayasa Kegempaan, Yogyakarta, 20 Januari 2004, No. 2. p:160-170.

Murdock L, J., K. M. Brook., dan S. Hindarko., (1999). “Bahan dan Praktek Beton, Penerbit Erlangga”. Jakarta.

Salet. T.A.M. (1990). “Structural Analysis of Sandwich Beams Composed of Reiforced Concrete Faces and A Foamed Concrete Core”. Desertasi Doktoral, Technische Universiteit Eindhoven.

Satyarno, I. (2004). “Panel Beton Styrofoam Ringan Untuk Dinding”. Jurusan Teknik Sipil UGM.

Schwartz, M.M. (1984). *Composite Material Handbook.* Mc Graw Hill, Singapore.

Soltis, L.A., and D.R. Rammer. (1997). “Bending to Shear Ratio Approach for Beam Design”. Forest Products Journal. 47 (1) : 104-108.

Somayaji, S. (1995). *Civil Engineering Materials*. Prentice-Hall, Inc. New Jersey.

Wolfe, R.W. and Gjinolli, A. (1997). “Cement-Bonded Wood Composites as an Engineering Material The Use of Recycled Wood and Paper in Building Applications”. Proceedings No. 7286 Forest Products Society. ISBN 0-935018-88-3 Printed in the United States of America.

Wolfe, R.W. And Gjinolli, A. (1999). “Durability And Strength Of Cement- Bonded Wood Particle Composites Made From Construction Waste”. Forest Products Journal Vol. 49, No. 2.

ISBN: 978-602-60286-0-0

# ANALISIS PERILAKU GESER BALOK KASTELLA KOMPOSIT MORTAR

**Andina Prima Putri[1], Iman Satyarno[2)], Suprapto Siswosukarto[3)]**

*[1)] Dosen Teknik Sipil Universitas 17 Agustus 1945 Jakarta, Jl.Sunter Permai Raya, Sunter Podomoro Jakarta Utara, Telp (021) 647156666, Fax. (021) 641 0287*
*Email : andinap.putri@gmail.com*
*[2)] Dosen Teknik Sipil Universitas Gadjah Mada Yogyakarta, Jl. Grafika no.2 Kampus UGM, Yogyakarta, Telp (0274) 545675, Fax. (0274) 545676*
*[3)] Dosen Teknik Sipil Universitas Gadjah Mada Yogyakarta, Jl. Grafika no.2 Kampus UGM, Yogyakarta, Telp (0274) 545675, Fax. (0274) 545676*

## ABSTRAK

Balok Kastella merupakan pengembangan dari profil IWF (*I Wide Flange*). Dalam proses pembuatannya profil IWF dibelah menjadi dua bagian, hal ini dimaksutkan agar tinggi balok kastella dapat disesuaikan dengan tinggi yang sudah didesain. Balok kastella memiliki keunggulan dalam hal peningkatan kapasitas momen, sekaligus dapat mengatasi permasalahan yang ditimbulkan pada balok kastella yaitu berupa web buckling dan penurunan kapasitas geser. Penelitian ini memiliki tujuan untuk mengetahui perilaku geser balok kastella serta untuk mengatahui beban ultimit yang dapat diterima oleh benda uji. Penelitian ini dilakukan dengan 1 buah benda uji, yaitu balok kastella dengan penyambung diagonal tulangan baja D22 dan komposit mortar dengan dimensi 275x75x7x5 mm. Panjang bentang profil IWF untuk pengujian ini sebesar 780 mm. Pengujian ini memakai tumpuan sendi dan rol. Beban yang diaplikasikan pada balok adalah beban dua titik yang bekerja pada arah tegak lurus bidang balok, dimana posisi titik pembebanan adalah 1/3 dan 2/3 dari panjang total benda uji. Benda uji ini akan dianalisis secara numerik menggunakan program Abaqus dan akan diuji di laboratorium. Hasil penelitian menggunakan program Abaqus dan pengujian di laboratorium menunjukkan bahwa pola keruntuhan pada balok kastella adalah pola keruntuhan formasi geser, hal ini terlihat ketika seiring penambahan beban, retak pada benda uji semakin melebar dan menyebar. Pada hasil penelitian menggunakan program Abaqus didapatkan beban maksimum sebesar 584.23 kN sedangkan hasil penelitian di laboratorium didapatkan beban maksimum pada benda uji sebesar 715 kN.

Kata kunci: profil IWF, balok Kastella, perilaku geser

## 1. PENDAHULUAN

Penggunaan profil IWF (*I Wide Flange*) sebagai komponen struktur pendukung beban mulai umum digunakan. Salah satu upaya yang dilakukan untuk menghemat biaya konstruksi dan memperoleh desain konstruksi yang ekonomis adalah dengan meminimalisasi bahan pada balok profil IWF yang dilakukan dengan menambah tinggi balok melalui pembuatan balok yang dibelah menjadi dua bagian pada badan, yang dikenal dengan balok kastella. Bukaan pada balok kastella ini dapat berupa bukaan lingkaran, elips, heksagonal, segi empat dan penyambung diagonal.

Balok kastella dengan bentuk bukaan heksagonal, lingkaran, persegi dan penyambung diagonal mempunyai beberapa kekurangan, diantaranya yaitu penambahan tinggi yang terbatas, proses pemotongan perlu dilakukan dengan lebih teliti, terjadi masalah tekuk, mekanisme kegagalan yang terjadi didominasi oleh mekanisme *vierendeel* karena berkurangnya kekakuan pada *flens* dan terjadi buckling pada penyambung diagonal.

Penenelitian ini menggunakan kastella balok modifikasi dengan penyambung tulangan baja agar dapat meninimalisir kelemahan yang terjadi pada kastella balok dengan bentuk bukaan heksagonal, lingkaran, persegi, penyambung diagonal dan mendapatkan kelebihan antara lain:

Pemotongan profil dilakukan secara lurus tepat ditengah badan profil sepanjang bentang. Dapat memiliki tinggi yang tidak terbatas, tetapi tentunya juga harus mempertimbangkan kekurangan-kekurangan yang ada pada balok baja kastella modifikasi tersebut. Terjadinya mekanisme *vierendeel* dapat diminimalisasi karena tinggi *stem* balok mencapai 0,5 h. Mengurangi terjadinya tekuk pada pangaku diagonal. Tujuan penelitian ini adalah untuk

mengetahui perilaku geser balok kastella komposit mortar serta untuk mengetahui beban ultimit yang terjadi pada balok kastella.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

### Balok Baja Kastella

Balok baja kastella merupakan balok yang ditingkatkan dari profil IWF dengan tujuan memperbesar momen inersia untuk memperoleh kapasitas lentur yang lebih besar dari profil IWF standar. Pada umumnya balok kastella dibuat dari profil IWF dengan cara membelah profil secara zig-zag sepanjang sumbu balok, sehingga didapat dua potongan profil yang selanjutnya kedua potongan profil ini disusun kembali/disatukan dengan cara dilas, dengan demikian diperoleh profil baru yang lebih tinggi dari profil standar (Blodgett, 1982).

### Penelitian Balok Kastella Komposit

Heldita (2012) melakukan pengujian mengenai perilaku geser balok kastella dengan tulangan dan komposit mortar. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui perilaku geser pada baja kastella dengan tulangan dan komposit mortar. Berdasarkan hasil pengujian yang telah dilakukan didapatkan hasil kastella komposit memiliki beban ultimit sebesar 582 kN. Hasil ini lebih besar bila dibandingkan dengan pengujian kastella non komposit yaitu 34 kN. Berdasarkan pola retak yang terjadi, balok baja kastella komposit dikategorikan mengalami keruntuhan atau kegagalan geser.

Atmaja (2012) melakukan pengujian mengenai perilaku geser balok kastella bukaan heksagonal dengan selimut mortar. Tinjauan yang dilakukan adalah perilaku geser dan lendutan yang terjadi. Berdasarkan hasil pengujian balok BCK didapatkan beban saat retak pertama sebesar 50,94 kN dengan lebar retak sebesar 0,30 mm pada posisi tengah bentang, beban leleh pada beban 381,9428 kN, beban ultimit kastella komposit adalah sebesar 470,9428 kN. Penelitian pada benda uji ini mengalami keruntuhan geser yang ditandai dengan pola retak dari bagian tumpuan ke posisi beban secara diagonal.

Heidy (2014) melakukan pengujian mengenai perilaku geser balok kastella modifikasi dengan penyambung profil siku dan komposit mortar. Tinjauan yang dilakukan adalah perilaku geser dan lendutan yang terjadi. Berdasarkan hasil pengujian balok kastella komposit didapatkan beban saat retak pertama (*first crack*) sebesar 30,9 kN dengan lebar retak sebesar 0,01 mm pada posisi tengah bentang balok. Kemudian balok kastella komposit mencapai beban leleh pada beban 420 kN. Beban ultimit pada balok kastella komposit adalah sebesar 627 kN.

## 3. METODE PENELITIAN

### Benda Uji Pendahuluan

Benda uji pendahuluan meliputi benda uji kuat tekan mortar, benda uji kuat tarik baja IWF,benda uji kuat tari siku dan benda uji kuat tarik tulangan serta pengujian *material properties* dari agregat halus (pasir) yang akan digunakan sebagai bahan pembuat mortar. Adapun spesifikasi benda uji pendahuluan disajikan pada Tabel 1.

Tabel 1. Spesifikasi Benda Uji Pendahuluan

| Jenis Pengujian | Jumlah | Keterangan |
|---|---|---|
| Kuat Tekan Mortar | 3 buah | Silinder (d=150 mm, h=300 mm) |
| Kuat Tarik Baja IWF | 3 buah | Panjang 50 mm |
| Kuat Tarik Baja Siku | 2 buah | Panjang 50 mm |
| Kuat Tarik Tulangan D 22 | 3 buah | Panjang 50 mm |
| Material Properties Agregat Halus | - | Daerah Merapi, Yogyakarta |

### Benda Uji Utama

Benda uji utama terdiri dari satu buah benda uji yaitu balok baja kastella komposit mortar. Balok komposit yang digunakan merupakan balok IWF kastella 275x75x5x7 yang diperkuat dengan komposit mortar campuran 1 : 1,5 dengan fas 0,4 dan bahan tambah *viscocrete-10* 1,5 % dari berat semen.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 2. Spesifikasi Benda Uji Kastella Komposit Mortar

| L (mm) | H (mm) | $b_w$ (mm) | $t_f$ (mm) | Tw (mm) | Tumpuan ke titik pembebanan (mm) |
|---|---|---|---|---|---|
| 910 | 275 | 75 | 7 | 5 | 260 |



Gambar 1. Balok Baja Kastella Komposit Mortar

### Pelaksanaan Penelitian

Tahapan persiapan dan pembuatan benda uji balok kastella modifikasi meliputi persiapan alat dan bahan, pengujian pendahuluan berupa uji tarik baja profil IWF dan profil L, pembuatan balok kastella modifikasi, pemasangan *strain gauges* pada balok kastella modifikasi.

Saat benda uji balok kastella modifikasi selesai dibuat, dilakukan *setting up* pengujian. Pengukuran *displacement* dengan memasang LVDT secara vertikal. 2 buah LVDT dipasang secara vertikal dibawah beban dan di tengah bentang,. Nilai regangan pada balok kastella diperoleh dengan pemasangan *strain gauges* pada *flens* dan pada silang siku profil penyambung balok kastella modifikasi. Pemasangan *strain gauges* dan *LVDT* dipasang pada balok kastella modifikasi sebelum pengujian dilaksanakan.

Setelah pengujian eksperimental selesai dilakukan, selanjutnya dilakukan analisis data dengan menggunakan program abaqus CAE. Kemudian hasil eksperimen tersebut dibandingkan dengan analisis program abaqus CAE.

## 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

### Pengujian Pendahuluan

Hasil pengujian pendahuluan dilakukan untuk mengetahui nilai kuat tarik baja yang akan digunakan. Dari hasil pengujian didapatkan kut tekan mortar sebesar 31,06 MPa, kuat tarik ultimit baja IWF sebesar 505,23 MPa, kuat tarik ultimit baja tulangan D22 sebesar 638,07 MPa, dan hasil kuat tarik ultimit baja profil siku adalah sebesar 570,91 Mpa. Hasil pengujian kuat tarik baja disajikan pada Tabel berikut ini.

Tabel 3. Hasil pengujian kuat tekan mortar

| Benda Uji | Beban (N) | Luas Permukaan ($mm^2$) | Kuat Tekan (MPa) | Kuat Rata-Rata (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| Silinder A | 620000 | 17671,46 | 3,10 | 31,06 |
| Silinder B | 560000 | 17671,46 | 31,70 | |
| Silinder C | 460000 | 17436,62 | 26,39 | |

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 4. Hasil pengujian kuat tarik baja IWF

| Benda Uji | Tegangan Leleh (MPa) | Tegangan Ultimit (MPa) |
|---|---|---|
| IWF 1 | 330,44 | 484,65 |
| IWF 2 | 379,07 | 515,04 |
| IWF 3 | 350,87 | 515,99 |
| **Rata-Rata** | **353,46** | **505,23** |

Tabel 5. Hasil pengujian kuat tarik baja tulangan D22

| Benda Uji | Tegangan Leleh (MPa) | Tegangan Ultimit (MPa) |
|---|---|---|
| Tul. Baja 1 | 369,85 | 625,61 |
| Tul. Baja 2 | 375,76 | 643,31 |
| Tul. Baja 3 | 385,59 | 645,25 |
| **Rata-Rata** | **377,07** | **638,07** |

Tabel 6. Hasil pengujian kuat tarik baja siku

| Benda Uji | Tegangan Leleh (MPa) | Tegangan Ultimit (MPa) |
|---|---|---|
| Siku 1 | 327,54 | 568,24 |
| Siku 2 | 353,44 | 573,57 |
| **Rata-Rata** | **340,49** | **570,91** |

## Hasil Analisis Menggunakan Program Abaqus CAE

Analisis dengan menggunakan program ini bertujuan untuk mengetahui besarnya nilai kapasitas beban dan lendutan yang terjadi dari setiap level atau tahapan pembebanan sampai mencapai nilai maksimum (ultimit) dan untuk mengetahui pola keruntuhan yang terjadi. Dari hasil analisis program didapatkan beban ultimit sebesar 584.2665 kN dengan lendutan 4,091 mm.

## Hasil Analisis Eksperimen Di Laboratorium

Hasil dari pengujian di labolatorium retak pertama terjadi pada saat pembebanan 90 kN dengan lebar retak 0,01 mm, kondisi leleh terjadi pada pembebanan 617 kN, hal ini ditandai dengan nilai tegangan pada profil IWF bagian tarik sebesar 357,40 yang telah melampaui nilai tegangan leleh hasil pengujian kuat tarik baja siku sebesar 353.46 yang telah dilakukan sebelumnya. Proses pembebaban pada balok kastella komposit terus dilakukan sampai mencapai beban maksimum, kondisi ultimit terjadi pada pembebanan mencapai 715 kN.

## Pola Keruntuhan Balok Kastella Komposit Mortar

Pola keruntuhan balok *castellated* komposit pertama kali ditandai dengan terjadinya retak pertama (*first crack*) dengan lebar retak 0,01 mm pada beban 90 kN dimana terjadi pada bagian sepertiga bentang. Retak-retak semakin berkembang dan menyebar mendekati kearah tumpuan seiring dengan peningkatan beban.Pola retak geser mulai terlihat ketika beban telah mencapai 110,4 kN, pola retak geser ini terjadi pada tumpuan mengarah ke posisi beban. Pembebanan pada balok terus dilanjutan hingga mencapai kondisi leleh pada beban 617 kN. Terjadi perpanjangan dan pertambahan retak di beberapa lokasi. Beban maksimum tercapai sebesar 715 kN dengan lendutan maksimum sebesar 3,32 mm.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Mekanisme keruntuhan terakhir ditandai dengan kerusakan bahan mortar pada serat tekan terluar. Keruntuhan yang paling terlihat terjadi pada daerah rol dan juga pada sekitar lubang yang ada pada mortar. Dari pengujian ini dapat disimpulkan bahwa tipe keruntuhan yang terjadi untuk benda uji balok *castellated* tulangan komposit adalah keruntuhan atau kegagalan geser.

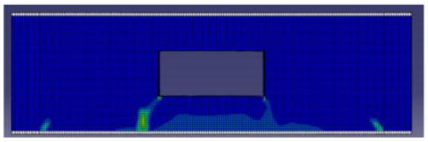
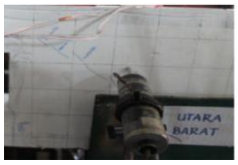
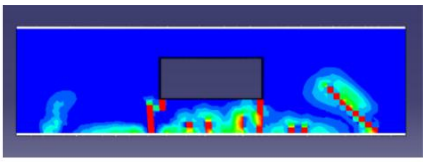
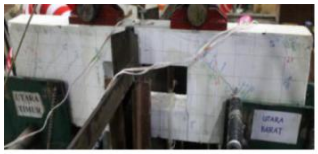
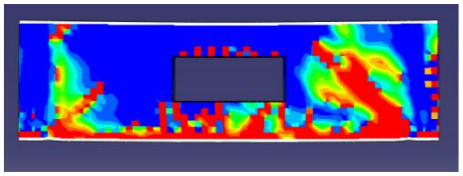


Gambar 2. Pola Keruntuhan Balok Kastella Komposit Mortar

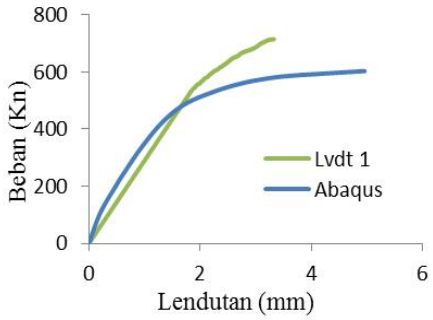
## Perbandingan kapasitas beban hasil eksperimen dan analisis program *Abaqus CAE*

Analisis dengan menggunakan program *Abaqus CAE* bertujuan untuk mengetahui besarnya nilai kapasitas beban dan lendutan yang terjadi dari setiap level atau tahapan pembebanan sampai mencapai nilai maksimum (ultimit) dan untuk mengetahui pola keruntuhan yang terjadi. Dari hasil analisis program abaqus didapatkan beban ultimit sebesar 584.2665 kN dengan lendutan 4,091 mm. Hasil beban ultimit pada abaqus lebih kecil bila dibandingkan dengan hasil eksperimen yaitu 715 kN, namun hasil lendutan abaqus yang didapatkan lebih besar bila dibandingkan dengan hasil eksperimen yaitu 3,32 mm.

Tabel 7. Perbandingan Keretakan Hasil Eksperimen Dan Analisis Program Abaqus CAE

| Pembanding | |
|---|---|
| Eksperimen | Abaqus |
|  |  |
| 90 kN | 114,40 kN |
|  |  |
| P = 110 kN | P = 175,89 kN |
|  |  |
| P = 611 | P = 584.23 kN |

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 2. Hubungan beban dan lendutan hasil analisis Abaqus CAE

## 5. KESIMPULAN

Pola keruntuhan pada balok kastella modifikasi komposit mortar adalah pola keruntuhan formasi geser, hal ini dapat dilihat dari pola retak yang terjadi saat pengujian. Kerusakan retak rambut terjadi pada saat beban masih relatif rendah. Seiring dengan peningkatan beban yang terjadi, mulai muncul retak geser, hal ini terlihat ketika retak pada benda uji semakin melebar dan berkembang menuju ke daerah tekan dan terjadi retak dari tumpuan ke titik pembebanan secara diagonal. Kerusakan pada mortar serat tekan terluar mulai terjadi saat beban mendekati beban maksimum, sedangkan *spalling* terjadi pada saat tercapai beban maksimum.

Hasil beban ultimit pada abaqus lebih kecil bila dibandingkan dengan hasil eksperimen yaitu 715 kN, sedangkan hasil program abaqus sebesar 584,2665 kN.

## DAFTAR PUSTAKA

Anonim (2002) *SNI 03-1729-2002 Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung*, Badan Standarisasi Nasional

Anonim (1990). *Abaqus CAE v.6.11-2 serial number 62491fdb license by Teknik mesin dan industry*. Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta

Bradley, T. P. (2003). "Stability of Kastella Beams During Erection". Thesis submitted to the Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg

Blodgett, O. (1982). *Design of Welded Structures*, *in Wide-Flange Beams*, The James F Lincoln Arc Welding Foundation, Ohio

Boyer, J.P. (1964). *Kastella Beams-New Developments*, AISC National Engineering Conference, Omaha

Nebraska Park and Paulay (1974). *Reinforced Concrete Structures*, University Of Canterbury, New Zealand

Satyarno, I. (2012) "Mekanika Plastis". Bahan Kuliah Fakultas Teknik Sipil Universitas Gadjah Mada. Salmon, CG. *Struktur Baja Desain Dan Perilaku*., Jilid 1 dan 2, Gramedia, Jakarta.

Tjokrodimudjo, K. (2007). *Teknologi Beton*, Biro Penerbit Teknik Sipil UGM, Yogyakarta

Timoshenko (1985). *Mechanics of Materials*, Wadsworth, Inc., Ledds

ISBN: 978-602-60286-0-0

# STUDI NUMERIK SAMBUNGAN DENGAN BAUT-GUSSET PLATE PADA STRUKTUR GABLE FRAME TIGA SENDI

**Pinta Astuti[1], Martyana Dwi Cahyati[2], Hakas Prayuda[3]**

*[1]Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Yogyakarta, Jl. Lingkar Selatan, Tamantirto, Kasihan, Bantul, 55183*
*Email:pinta.astuti@ft.umy.ac.id*
*[2]Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Yogyakarta, Jl. Lingkar Selatan, Tamantirto, Kasihan, Bantul, 55183*
*Email: martyana.dc@ft.umy.ac.id*
*[3]Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Yogyakarta, Jl. Lingkar Selatan, Tamantirto, Kasihan, Bantul, 55183*
*Email: hakas.prayuda@ft.umy.ac.id*

## ABSTRAK

Penelitian ini difokuskan pada sambungan struktur *gable frame* tiga sendi yang memiliki tinggi 5 m (Laminated Veneer Lumber (LVL), species *Paraserianthes falcataria* (Sengon), kadar air, 12.8%, *specific gravity*, 0.38) dengan penampang balok dan kolom non prismatis. Penampang balok dan kolom 200x200 mm pada salah satu ujung dan ujung lainnya sebesar 400x200 mm. Sambungan ini terdiri dari baut dengan variasi diameter 9.45 mm (Awaludin dan Astuti, 2016), 12 mm, dan 16 mm dan gusset plate setebal 3.8 mm. Studi numerik dilakukan dengan analisis *finite element* pada program ABAQUS dengan mengasumsikan LVL sebagai material elastik orthotropik, dengan propertis teknisnya didapatkan dari penelitian sebelumnya, sedangkan baut dan *gusset plate* baja dimodelkan sebagai material elastoplastis. Kontak elemen pada setiap elemen pada sambungan dimodelkan. Pembebanan dilakukan secara monotonik. Untuk mendapatkan kekakuan rotasi pada struktur gable frame dengan variasi diameter baut dan panjang bentang, maka pemodelan sambungan dilakukan untuk bentang 6 m, 8 m (Awaludin dan Astuti, 2016), 10 m, dan 12 m. Hasil analisis didapatkan semakin banyak baut yang digunakan dalam sambungan maka kekakuan rotasi akan semakin meningkat dan semakin panjang bentang maka kekakuan rotasi sambungan semakin rendah.

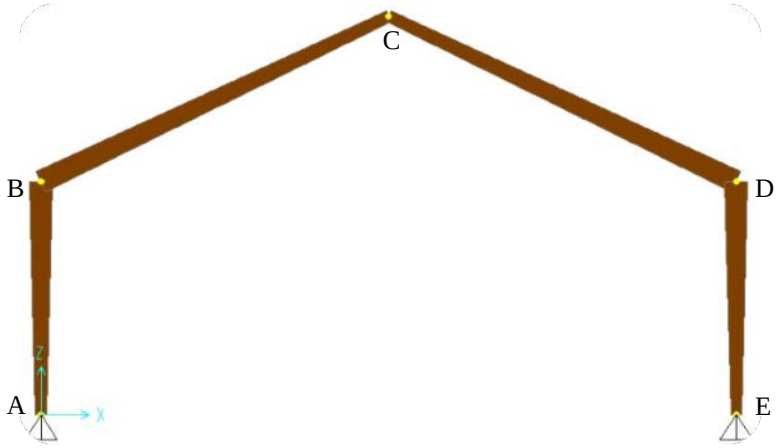
Kata kunci: LVL Sengon, baut-*gusset plate*, analisis *finite element*, kekakuan rotasi

## 1. PENDAHULUAN

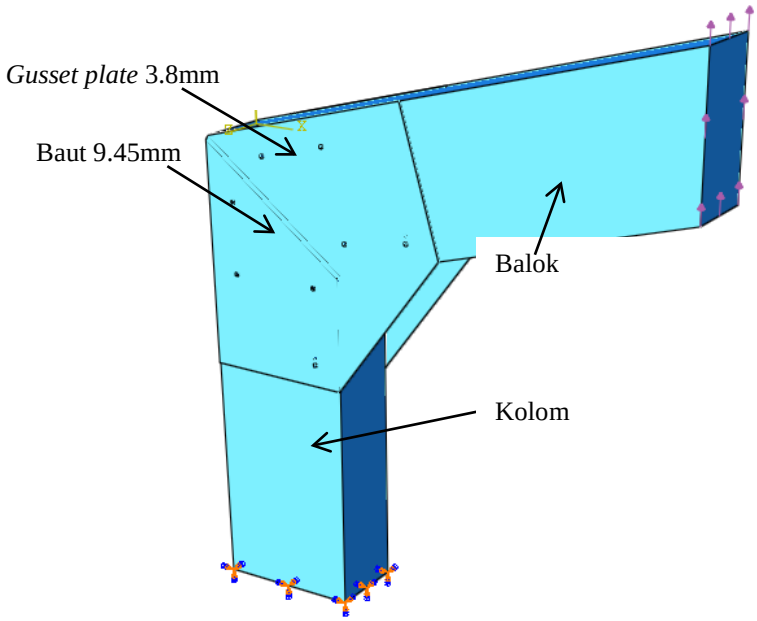
Awaludin dan Astuti (2016) telah melakukan penelitian dengan memanfaatkan *Laminated Veneer Lumber* (LVL) yang diproduksi dari Kayu Sengon spesies *Paraserianthes falcataria*. LVL Sengon tersebut berbentuk balok dengan penampang tidak seragam (non prismatis). Adapun pemanfaatan balok yang telah dilakukan yaitu digunakan sebagai konstruksi portal pelana (*gable frame*) yang berupa dua buah balok dan dua buah kolom yang membentuk portal seperti pada Gambar 1 dengan bentang 8 m dan tinggi 5 m. Adapun karakteristik join A dan E merupakan tumpuan sendi, join C bersifat sebagai *pin* atau sendi. Analisis numerik untuk mendapatkan kekakuan rotasi menggunakan *finite element* pada program ABAQUS dilakukan dan divalidasi menggunakan pengujian skala penuh pada sambungan struktur *gable frame*. Adapun sambungan pada join B dan D tersebut berupa 1 buah balok, 1 buah kolom, 8 buah baut ukuran 9.45 mm, 12mm,16mm, dan 2 buah *gusset* plate setebal 3.8 mm yang dirangkai seperti pada Gambar 1.

Material LVL Sengon yang dipilih pada penelitian ini karena karakteristik propertisnya yang ringan (*specific grafity*, 0.38) sehingga dapat digunakan sebagai alternatif material untuk konstruksi pada daerah rawan gempa (Astuti dan Faizah, 2016). Selain itu, sengon merupakan spesies memiliki usia tebang 6-8 tahun (Awaludin dan Astuti, 2016). Struktur *gable frame* tetap dijadikan objek studi pada penelitian ini karena struktur ini banyak digunakan pada konstruksi khususnya untuk struktur gudang dan pabrik karena kemudahan fabrikasi dan kecepatan dalam pemasangan.

Pada penelitian ini dilakukan dengan mengembangkan variasi yang telah dilakukan oleh Awaludin dan Astuti (2016) yang telah melakukan penelitian mengenai kekakuan rotasi sambungan struktur *gable frame* pada bentang 8 m, sedangkan dalam penelitian ini struktur dikembangkan mulai dari bentang 6m, 8m,10m dan 12 m. Dengan variasi diameter baut 9,45 mm, 12 mm dan 16 mm, sedangkan jumlah bautnya digunakan variasi sebanyak 4 jenis yaitu 4,6,8,10 buah baut.




Gambar 1. Geometri struktur *gable frame*




Gambar 2. Detail sambungan D pada struktur *gable frame*

## 2. ANALISIS NUMERIK DENGAN *FINITE ELEMENT*

Analisis numerik dilakukan dengan pemodelan tiga dimensi dengan analisis *finite element* pada program ABAQUS. Setiap elemen yang berupa balok, kolom, baut, dan plat baja dimodelkan tampak seperti pada Gambar 3.

G*usset plate*, balok, dan kolom dilubangi untuk sebesar 11 mm sesuai dengan letak baut yang akan dipasang. Kontak pada setiap elemen menggunakan *penalty method* diaplikasikan pada: balok LVL, kolom LVL, sepasang *gusset plate*, dan baut dengan mendefinisikan kontak *master* dan *slave* yang difasilitasi dalam ABAQUS. Karakteristik normal dan *sliding* dihitung otomatis oleh ABAQUS sesuai propertis material dan koefisien friksi antara *gusset plate* dan LVL adalah 0.1 yang telah diinputkan (Kiwelu, 2013).

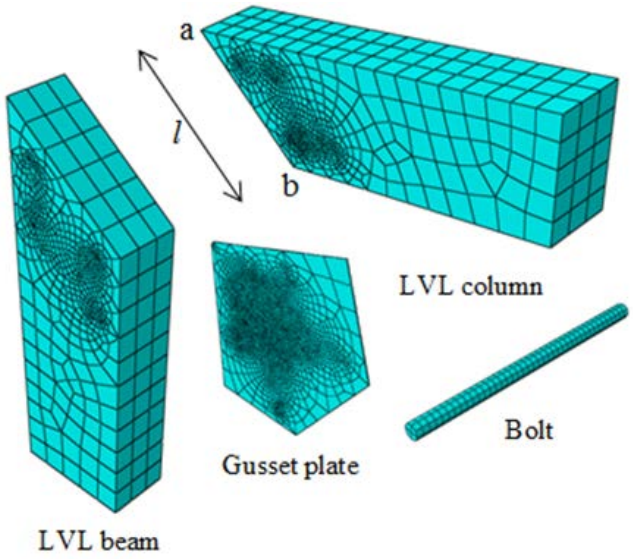
LVL Sengon diasumsikan sebagai material elastik orthotropik (Mirianon, 2008), sedangkan baut dan *gussete plate* diasumsikan sebagai material elastoplastik (Baljid dkk, 2002 dan Ardalany, 2010). Propertis material yang digunakan dalam pemodelan struktur *gable frame* didapatkan dari pengujian di laboratorium dan dari penelitian sebelumnya (Awaludin dan Astuti, 2016), adapun nilainya ditampilkan dalam Tabel 1

Adapun parameter material elastik orthotropik antara lain, $E_R$, $E_T$, $E_L$ adalah modulus elastis dalam tiga sumbu; $G_{RT}$, $G_{LT}$, $G_{LR}$ adalah modulus geser; $\nu_{RT}$, $\nu_{LT}$, $\nu_{LR}$ adalah *Poisson's ratio*. Baut dan *gusset plates* diasumsikan sebagai material elastoplastik (Baljid, dkk, 2002) dengan propertis teknis: modulus elastis 200 GPa, kuat leleh lentur 400 MPa, dan *Poisson's ratio* 0.3.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 1. Propertis material balok dan kolom

| | | |
|---|---|---|
| $E_R$ | 70 | MPa |
| $E_T$ | 75 | MPa |
| $E_L$ | 1500 | MPa |
| $G_{RT}$ | 22 | MPa |
| $G_{LT}$ | 49 | MPa |
| $G_{LR}$ | 50 | MPa |
| $v_{RT}$ | 0.05 | |
| $v_{LT}$ | 0.30 | |
| $v_{LR}$ | 0.38 | |
| ρ | 381 | kg/m$^3$ |




Gambar 3. Sistem sambungan pada model *finite element* 3D (Awaludin dan Astuti, 2016)

Dalam pemodelan numerik, ujung kolom dimodelkan sebagai jepit sedangkan pada balok dibebani dengan beban yang bervariasi. Lengan balok pada model sambungan sangat pendek sehingga diasumsikan bersifat kaku dan deformasi lentur akibat pembebanan sangat kecil. Rotasi dihitung berdasarkan *slip* antara *gusset plate* dan batang LVL pada sambungan. Rotasi didefinisikan sebagai penjumlahan *displacement* pada nodal a dan b dibagi dengan jarak diantara kedua nodal (*l*), dengan momen sambungan merupakan hasil perkalian antara beban yang diaplikasikan dengan jarak tegak lurus antara kedua lengan pada pusat sambungan. Untuk mendapatkan respons momen dan rotasi pada model sambungan ini, pembebanan yang dilakukan seperti pada Gambar 2 yaitu beban permukaan mengarah vertikal.

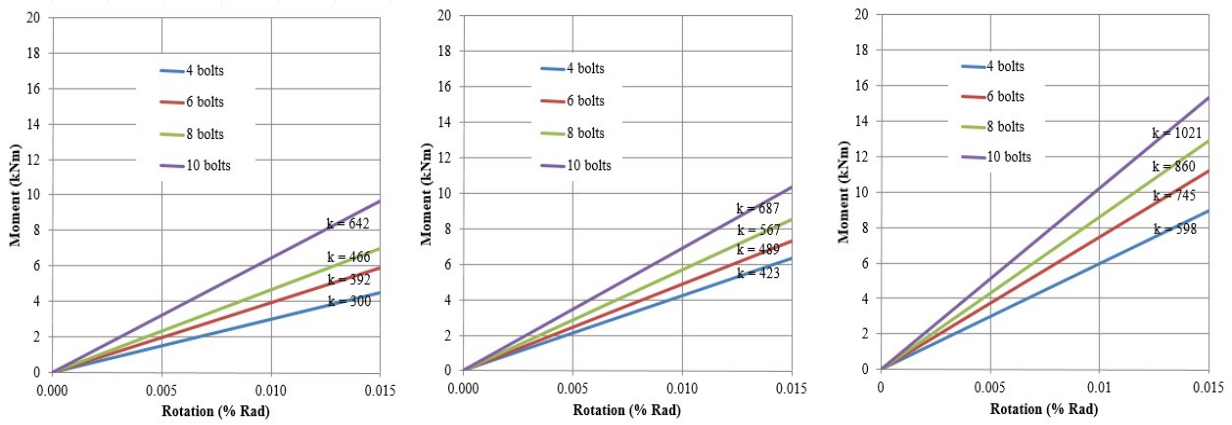
## 3. HASIL DAN PEMBAHASAN

Kurva hubungan momen dan rotasi pada struktur *gable frame* dengan bentang 8 m telah diteliti oleh Awaludin dan Astuti (2016) seperti pada Gambar 5. Hasil kurva momen dan rotasi pada penelitian ini yang merupakan pengembangan dari penelitian sebelumnya, ditampilkan pada Gambar 4. untuk struktur dengan bentang 6 m, Gambar 7. untuk struktur bentang 10 m, dan Gambar 8. untuk struktur bentang 12 m.

Hubungan momen dan rotasi pada sambungan ini bersifat linier hingga rotasi mencapai 0.015 % radian. Hal ini telah divalidasi dengan hubungan momen dan rotasi yang didapat dari hasil pengujian model skala penuh sambungan di laboratorium yang telah dilakukan oleh Awaludin dan Astuti (2016). Gambar 4 menjelaskan bahwa dengan panjang bentang 6m dengan diameter baut 9,45mm memperoleh konstanta kekakuan rotasi adalah 300 kNm/%rad pada jumlah baut 4 buah, 392 kNm/%rad pada jumlah baut 6 buah, 466 kNm/%rad pada jumlah baut 8 buah, dan 642

ISBN: 978-602-60286-0-0

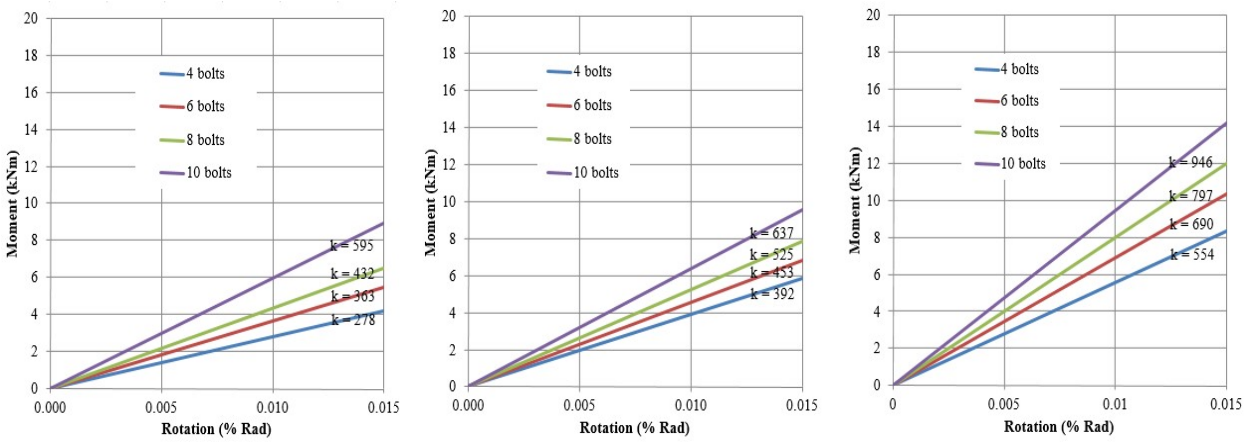
kNm/%rad pada jumlah baut 10 buah, dari hasil tersebut konstanta kekakuan rotasi terus meningkat berturut-turut 23,46%,15,87% dan 27,41%. Pada diameter baut 12mm memperoleh konstanta kekakuan rotasi adalah 423 kNm/%rad pada jumlah baut 4 buah, 489 kNm/%rad pada jumlah baut 6 buah, 567 kNm/%rad pada jumlah baut 8 buah, dan 687 kNm/%rad pada jumlah baut 10 buah, dari hasil tersebut konstanta kekakuan rotasi terus meningkat berturut-turut 13,49%, 13,75% dan 17,46%. Pada diameter baut 16mm memperoleh konstanta kekakuan rotasi adalah 598 kNm/%rad pada jumlah baut 4 buah, 745 kNm/%rad pada jumlah baut 6 buah, 860 kNm/%rad pada jumlah baut 8 buah, dan 1021 kNm/%rad pada jumlah baut 10 buah, dari hasil tersebut konstanta kekakuan rotasi terus meningkat berturut-turut 19,73%, 13,37% dan 15,77%. Dengan panjang bentang 6m dapat dilihat bahwa semakin banyak jumlah baut, maka nilai konstanta kekakuan pun akan bertambah. Dengan semakin besar diameter baut, maka nilai konstanta kekakuan juga semakin meningkat.




a. Baut 9.45 mm b. Baut 12 mm c. Baut 16 mm

Gambar 4. Kurva momen-rotasi sambungan pada bentang struktur 6 m

Pada bentang 8 m dengan diameter baut 9,45mm memperoleh konstanta kekakuan rotasi adalah 278 kNm/%rad pada jumlah baut 4 buah, 363 kNm/%rad pada jumlah baut 6 buah, 432 kNm/%rad pada jumlah baut 8 buah, dan 595 kNm/%rad pada jumlah baut 10 buah, dari hasil tersebut konstanta kekakuan rotasi terus meningkat berturut-turut 23,42%, 15,97% dan 27,39%. Pada diameter baut 12mm memperoleh konstanta kekakuan rotasi adalah 392 kNm/%rad pada jumlah baut 4 buah, 453 kNm/%rad pada jumlah baut 6 buah, 525 kNm/%rad pada jumlah baut 8 buah, dan 637 kNm/%rad pada jumlah baut 10 buah, dari hasil tersebut konstanta kekakuan rotasi terus meningkat berturut-turut 13,46%, 13,71% dan 17,58%. Pada diameter baut 16mm memperoleh konstanta kekakuan rotasi adalah 554 kNm/%rad pada jumlah baut 4 buah, 690 kNm/%rad pada jumlah baut 6 buah, 797 kNm/%rad pada jumlah baut 8 buah, dan 946 kNm/%rad pada jumlah baut 10 buah, dari hasil tersebut konstanta kekakuan rotasi terus meningkat berturut-turut 19,91%, 13,43% dan 15,75%. Dengan panjang bentang 8m dapat dilihat bahwa semakin banyak jumlah baut, maka nilai konstanta kekakuan pun akan bertambah. Dengan semakin besar diameter baut, maka nilai konstanta kekakuan juga semakin meningkat.

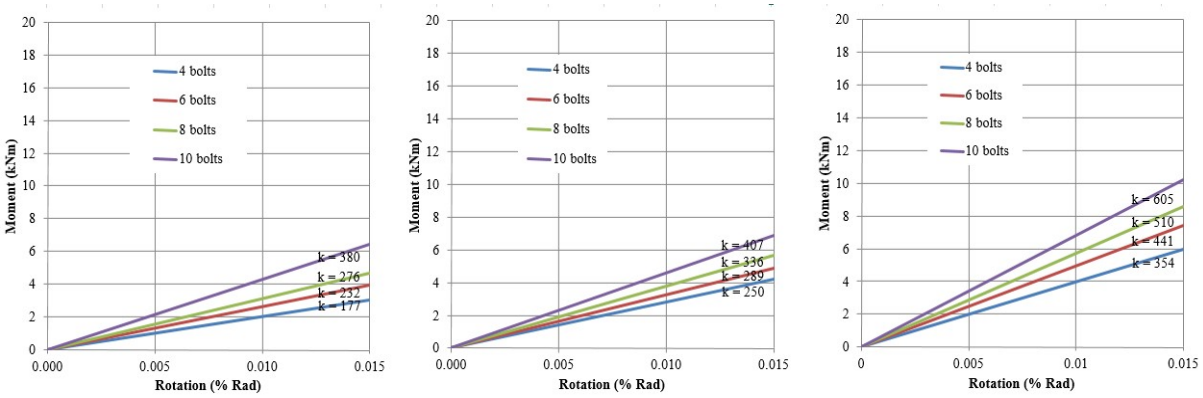



a.Baut 9.45 mm b. Baut 12 mm c. Baut 16 mm

Gambar 5. Kurva momen-rotasi sambungan pada bentang struktur 8 m (Awaludin dan Astuti, 2016)

ISBN: 978-602-60286-0-0

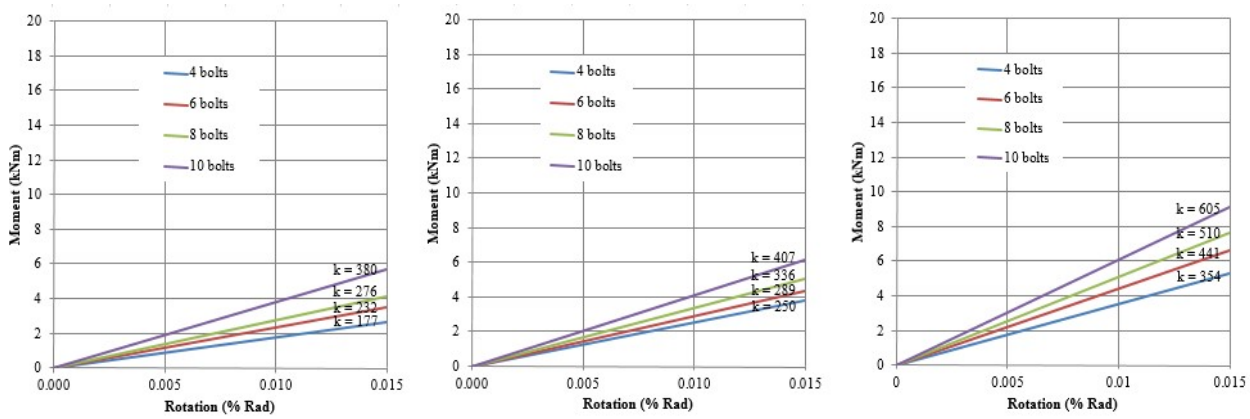
Pada bentang 10 m dengan diameter baut 9,45mm memperoleh konstanta kekakuan rotasi adalah 177 kNm/%rad pada jumlah baut 4 buah, 232 kNm/%rad pada jumlah baut 6 buah, 276 kNm/%rad pada jumlah baut 8 buah, dan 380 kNm/%rad pada jumlah baut 10 buah, dari hasil tersebut konstanta kekakuan rotasi terus meningkat berturut-turut 23,71%, 15,94% dan 27,37%. Pada diameter baut 12mm memperoleh konstanta kekakuan rotasi adalah 250 kNm/%rad pada jumlah baut 4 buah, 289 kNm/%rad pada jumlah baut 6 buah, 336 kNm/%rad pada jumlah baut 8 buah, dan 407 kNm/%rad pada jumlah baut 10 buah, dari hasil tersebut konstanta kekakuan rotasi terus meningkat berturut-turut 13,49%, 13,98% dan 17,55%. Pada diameter baut 16mm memperoleh konstanta kekakuan rotasi adalah 354 kNm/%rad pada jumlah baut 4 buah, 441 kNm/%rad pada jumlah baut 6 buah, 510 kNm/%rad pada jumlah baut 8 buah, dan 605 kNm/%rad pada jumlah baut 10 buah, dari hasil tersebut konstanta kekakuan rotasi terus meningkat berturut-turut 19,73%, 13,53% dan 15,70%. Dengan panjang bentang 10m dapat dilihat bahwa semakin banyak jumlah baut, maka nilai konstanta kekakuan pun akan bertambah. Dengan semakin besar diameter baut, maka nilai konstanta kekakuan juga semakin meningkat.




a.Baut 9.45 mm b. Baut 12 mm c. Baut 16 mm

Gambar 6. Kurva momen-rotasi sambungan pada bentang struktur 10 m

Pada bentang 12 m dengan diameter baut 9,45mm memperoleh konstanta kekakuan rotasi adalah 177 kNm/%rad pada jumlah baut 4 buah, 232 kNm/%rad pada jumlah baut 6 buah, 276 kNm/%rad pada jumlah baut 8 buah, dan 380 kNm/%rad pada jumlah baut 10 buah, dari hasil tersebut konstanta kekakuan rotasi terus meningkat berturut-turut 23,71%, 15,94% dan 27,37%. Pada diameter baut 12mm memperoleh konstanta kekakuan rotasi adalah 250 kNm/%rad pada jumlah baut 4 buah, 289 kNm/%rad pada jumlah baut 6 buah, 336 kNm/%rad pada jumlah baut 8 buah, dan 407 kNm/%rad pada jumlah baut 10 buah, dari hasil tersebut konstanta kekakuan rotasi terus meningkat berturut-turut 13,49%, 13,98% dan 17,44%an . Pada diameter baut 16mm memperoleh konstanta kekakuan rotasi adalah 354 kNm/%rad pada jumlah baut 4 buah, 441 kNm/%rad pada jumlah baut 6 buah, 510 kNm/%rad pada jumlah baut 8 buah, dan 605 kNm/%rad pada jumlah baut 10 buah, dari hasil tersebut konstanta kekakuan rotasi terus meningkat berturut-turut 19,72%, 13,53% dan 15,70%. Dengan panjang bentang 12m dapat dilihat bahwa semakin banyak jumlah baut, maka nilai konstanta kekakuan pun akan bertambah. Dengan semakin besar diameter baut, maka nilai konstanta kekakuan juga semakin meningkat.




Baut 9.45 mm b. Baut 12 mm c. Baut 16 mm

Gambar 7. Kurva momen-rotasi sambungan pada bentang struktur 12 m

ISBN: 978-602-60286-0-0

Setelah dilakukan pengembangan model untuk bentang yang berbeda, yaitu bentang 6 m, 10 m, dan 12 m, maka didapatkan bahwa pada diameter baut dan jumlah baut yang sama, nilai konstanta kekakuan rotasi yang tertinggi terjadi pada bentang yang paling pendek yaitu 6 m. Oleh karena itu, didapatkan nilai kekakuan rotasi sambungan B pada struktur *gable frame* akan semakin rendah apabila digunakan dalam bentang yang semakin panjang. Selain itu, jumlah baut juga mempengaruhi nilai konstanta kekakuan rotasi, semakin bertambah jumlah baut, maka nilai kekakuan rotasi akan semakin besar dengan nilai terbesar diperoleh dengan jumlah baut 10 diameter 16mm dengan bentang 6m.

## 4. KESIMPULAN

Di dalam studi ini, pemodelan *finite element* secara tiga dimensi yang dilakukan dengan program ABAQUS untuk memprediksi hubungan momen dan rotasi linier pada sambungan struktur *gable frame* tiga sendi, dimana kontak elemen ditentukan antara permukaan dengan permukaan elemen lain diantaranya, baut-*gusset plate,* LVL-baut, dan LVL-*gusset plate*. Hasil analisis didapatkan semakin banyak baut yang digunakan dalam sambungan maka kekakuan rotasi akan semakin meningkat dan semakin panjang bentang maka kekakuan rotasi sambungan semakin rendah.

## DAFTAR PUSTAKA

Ardalany, M., B. L. Deam, & M. Fragiacomo. (2010). “Numerical Investigation of the Load Carrying Capacity of Laminated Veneer Lumber (LVL) Joist with Holes”. World Conference on Timber Engineering.

Astuti, P. dan Faizah, R. (2016). “Model struktur portal pelana untuk rumah tinggal satu lantai sebagai mitigasi bangunan di daerah rawan gempa”, Pertemuah Ilmiah Tahunan Ke-3 Ikatan Ahli Kebencanaan Indonesia, Institut Teknologi Bandung, 23-24 Mei 2016.

Astuti, P. (2016). “Studi eksperimental sambungan baut-gusset plate pada struktur gable frame tiga sendi”. Prosiding Seminar Nasional Teknik Sipil Ke-VI Universitas Muhammadiyah Surakarta, Surakarta, 25 Mei 2016, 357-363.

Awaludin, A. dan Astuti, P. (2016).“Study on utilization of LVL Sengon (Paraserianthes falcataria) for three-hinged gable frame structures”.Internasional Journal of Engineering and Technology Innovation, Vol 6. No. 3.

Baljid, B. et.al. (2002). “Block Shear of Bolted Gusset Plates”. 4th Structural Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering.

Kiwelu, H. M. “Finite Element Models of Moisture on Bolt Embedment and Connection Properties of Glulam”, Ph.D. dissertation, The University of Bruncwick, Canada, 2013.

Mirianon, F., et al. (2008). *A Method to Model Wood by Using ABAQUS Finite Element Softwere, Part 1 Constitutive Model and Computational Details.* Finland: VTT Technical Research Centre.

ISBN: 978-602-60286-0-0

# KEKUATAN BALOK LENTUR TERSUSUN DENGAN KAYU LOKAL

**Parang Sabdono[1], Sukamta[2], Davied Hamonangan[3] dan Faldy[4]**

*[1]Laboratorium Bahan dan Konstruksi Teknik Sipil, Universitas Diponegoro, Jl. Prof.Sudharto Kampus UNDIP Tembalang, Semarang*
*Email: parang_sabdono@yahoo.com*
*[2] Departemen Teknik Sipil, Universitas Diponegoro, Jl. Prof.Sudharto Kampus UNDIP Tembalang, Semarang*
*Email: kamt_id@yahoo.co.id*
*[3] Departemen Teknik Sipil, Universitas Diponegoro, Jl. Prof.Sudharto Kampus UNDIP Tembalang, Semarang*
*Email: daviedhamonangan@gmail.com*
*[4] Departemen Teknik Sipil, Universitas Diponegoro, Jl. Prof.Sudharto Kampus UNDIP Tembalang, Semarang*
*Email: fal.dy27@gmail.com*

## ABSTRAK

Kayu merupakan salah satu material struktur yang dapat diperbaharui (*renewable*). Sifat-sifat kayu akan sangat berpengaruh pada kekuatan kayu. Barbagai jenis kayu dapat tumbuh dan berkembang di Indonesia, budi daya tanaman kayu sudah berkembang. Jenis spesies kayu di Indonesia sekitar 4000 spesies, dengan populasi yang bervariasi. Dari jumlah tersebut tidak lebih dari 200 spesies yang sudah diteliti. Secara umum untuk mendapatkan kayu dengan kekuatan tinggi membutuhkan waktu yang lama dibandingkan kayu dengan kekuatan rendah. Tulisan ini membahas balok kayu tersusun dengan menggunakan kayu lokal, kayu lokal yang digunakan adalah glugu dan sengon. Kayu yang dipakai sebagai pembanding adalah kayu kruing yang secara ekonomis harganya berlipat-lipat dibandingkan dengan kayu lokal. Kayu glugu dan kayu sengon digunakan pada penelitian ini karena banyak sekali terdapat dipasaran, serta penggunaannya saat ini hanya untuk bangunan temporer. Disamping mudah didapatkan dan kemudahan dalam budi daya waktu untuk menanamnya relatif pendek. Penelitian dilakukan untuk balok kayu tersusun dari kayu glugu, sengon maupun kombinasi. Kayu sengon ukuran 4x6 cm dipasang diantara kayu glugu ukuran 4x6 cm sehingga didapatkan ukuran total 6x12 dengan panjang balok 200 cm, serta variasi glugu tersusun dan sengon tersusun/laminasi. Masing-masing benda uji dibuat sebanyak 5 buah. Pembuatan benda uji kayu tersusun dengan menggunakan lem kayu yang ada dipasaran. Pengujian dilakukan dengan uji beban langsung / beban titik untuk mendapatkan grafik hubungan antara beban dan lendutan serta regangan. Metode pengujian dengan *one point load* , untuk mendapatkan gaya digunakan *load cell* dengan kapasitas yang sesuai, regangan dengan *straingauge* sedangkan lendutan dengan LVDT. Dari hasil pengujian diperoleh bahwa balok kayu tersusun dengan kayu sengon dan kayu glugu menunjukkan peningkatan kuat lentur, sehingga dapat diperoleh efisiensi penggunaan kayu.

Kata kunci: kayu sengon, kayu glugu, lentur, tersusun.

## 1. PENDAHULUAN

Indonesia merupakan negara dengan luas wilayah daratan sebesar 1.904.950 $km^2$ dengan luas hutan sebesar 884.950 $km^2$ atau 46,46 % terhadap daratan. Luas hutan tersebut terdiri dari berbagai tipe hutan seperti hutan lindung, hutan suaka, hutan produksi, hutan bakau dan lain-lain. Hutan di Indonesia menghasilkan sekitar 4000 spesies tanaman. Dari ke 4000 spesies baru sekitar 200 spesies yang diteliti baik secara mekanis maupun kimiawi. Sejak tahun 2009 kerusakan hutan menjapai lebih dari 1,1 juta ha pertahun, sampai hari ini proses perusakan masih berlangsung. Meskipun kayu dapat diperbaharui (renewable) tetapi waktu yang diperlukan untuk menanam sampai siap untuk digunakan memakan puluhan tahun sampai ratusan tahun tergantung dari besaran diameter yang akan digunakan. Untuk mengembalikan hutan tanaman keras memerlukan waktu yang lama. Jenis kayu yang saat ini penggunaannya hanya untuk temporer diantaranya adalah sengon dan glugu/kelapa, nilai ekonomis kayu tersebut sangat murah. Kayu jenis tersebut banyak ditanam oleh masyarakat karena waktu panen yang relatif singkat antara 5 sampai 10 tahun. Kedua jenis kayu tersebut belum dimanfaatkan seperti kayu tanaman keras karena diragukan kekuatannya dan keawetannya.

Maksud dari penelitian kekuatan lentur kayu adalah untuk mendapatkan jenis kayu yang murah dengan kekuatan dan keawetan yang memadai sesuai dengan fungsi bangunan. Jika memungkinkan dapat menyamai kekuatan kayu keras. Penelitian dilakukan pada kedua jenis kayu glugu dan sengon dengan pembanding digunakan kayu kruing.

## 2. METODE

Penelitian dilakukan pada elemen balok lentur. Bentuk penampang yang diuji dibatasi yaitu persegi dengan dimensi yang disesuaikan dengan dimensi kayu yang ada dipasaran.

Sebagai pembanding digunakan kayu yang utuh dengan ukuran 8 x 12 cm, digunakan jenis kayu kruing.

Jenis kayu yang digunakan adalah Sengon dan Glugu. Ukuran kayu di pasaran yang banyak dijumpai adalah 4 x 6 cm dan 5 x 7 cm. Sehingga untuk mendapatkan tinggi penampang balok yang sama dengan balok kruing maka harus disusun dengan menggunakan lem. Lem yang digunakan adalah lem kayu yang biasa didapat di toko. Ukuran yang didapatkan setelah diserut menjadi 4 x 12 cm dan 6 x 12 cm, ini berupa balok tersusun 2 buah, 3 buah dan 4 buah.

Tinjauan hanya dilihat dari aspek kekuatan saja, aspek keawetan kayu tidak diperhitungkan.

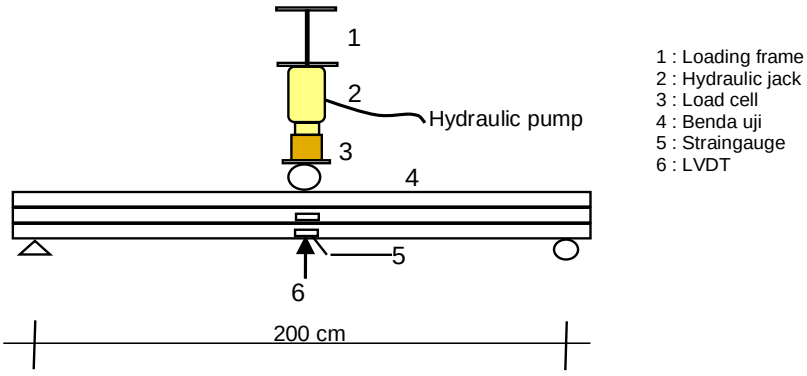
Sampel benda uji yang disediakan untuk diuji sebanyak 5 buah. Sampel benda uji diambil dari toko kayu yang sama dengan harapan perbedaan hasil uji tidak terlalu berbeda jauh karena material kayu berasal dari toko kayu yang sama.

### Bahan dan alat

Penyediaan material kayu berasal dari toko kayu diwilayah Semarang. Kayu yang digunakan adalah kayu glugu dan sengon dengan pemilihan dimensi berdasarkan dimensi pasaran, dengan pertimbangan nilai kegunaan penelitian dan kemudahan pengembangan penelitian maupun aplikasinya bagi masyarakat. Peralatan pengujian disediakan laboratorium Bahan dan Konstruksi Departemen Teknik Sipil Universitas Diponegoro.

### Setup pengujian

Pengujian dengan pemodelan *simple beam one point load*. Dengan membuat dua tumpuan untuk meletakan benda uji yaitu sendi dan rol, serta pembebanan terpusat. Bentang balok yaitu jarak dari tumpuan sendi ke tumpuan rol sebesar 2 meter. Setup pengujian pada gambar 1 digunakan alat-alat seperti *loading frame, actuator/hydraulic jack, hydraulic pump, Load Cell, Linear Variable Displacement Transducer (LVDT), strain gauge kayu* dan *Data Logger*. Kecepatan pembebanan 2 kN permenit. Gambar 2 adalah foto setup pelaksanaan pengujian, kayu kruing gambar 2a, kayu tersusun glugu-glugu gambar 2b, kayu tersusun glugu-sengon-glugu gambar 2c dan kayu tersusun sengon 4 buah gambar 2d.




Gambar 1. Setup pengujian

ISBN: 978-602-60286-0-0



(a) kayu kruing (b) kayu glugu-glugu



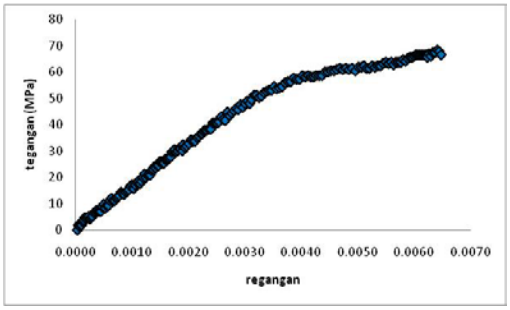
(c) kayu glugu-sengon (d) kayu sengon

Gambar 2. Setup pengujian (a) kayu kruing, (b) kayu glugu, (c) kayu glugu-sengon dan (d) kayu sengon

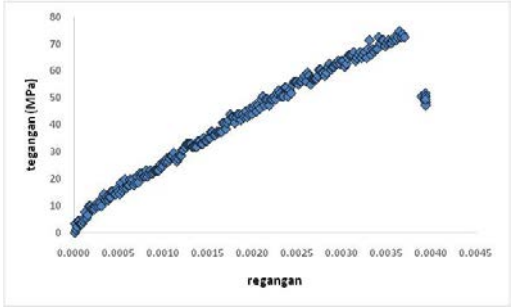
## 3. HASIL DAN DISKUSI

Pengujian direkam gaya, defleksi dan regangan pada lapisan-lapisan kayu.

Gambar 3 – 6 adalah data pengujian berupa grafik tegangan regangan

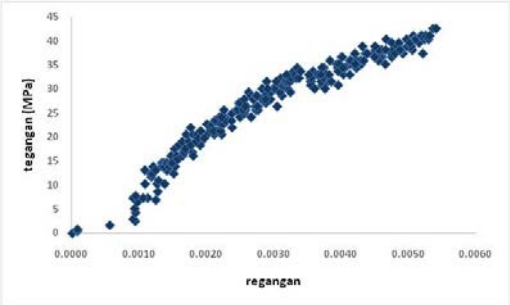



Gambar 3. Grafik tegangan (MPa) – regangan kayu kruing

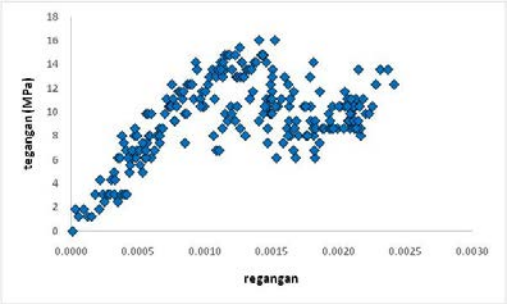



Gambar 4. Grafik tegangan (MPa) – regangan kayu tersusun glugu-glugu

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 5. Grafik tegangan (MPa) – regangan kayu tersusun glugu-sengon



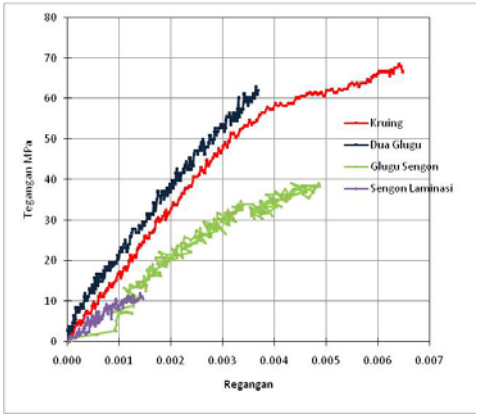

Gambar 6. Grafik tegangan (MPa) – regangan kayu laminasi sengon-sengon

## Diskusi

Tabel 1 merupakan perbandingan hasil ke 4 macam benda uji. Jenis yang ke 1 adalah Kruing merupakan kayu utuh sedang yang lainnya merupakan kayu tersusun dengan menggunakan lem / glulam.

Tabel 1. Perbandingan hasil pengujian ke 4 benda uji

| | ***Kruing*** | ***Glugu-glugu*** | ***Glugu-sengon*** | ***Sengon*** |
|---|---|---|---|---|
| Defleksi max (mm) | 59,88 | 51,46 | 43,46 | 54,8 |
| Tegangan max (MPa) | 70 | 73 | 43 | 14 |
| Regangan max | 0,0065 | 0,0063 | 0,0025 | 0,004 |
| Kerusakan | Putus vertikal pada bag. bawah | Putus vertikal pada kayu atas | Putus miring pada kayu bag bawah | Tidak rusak |



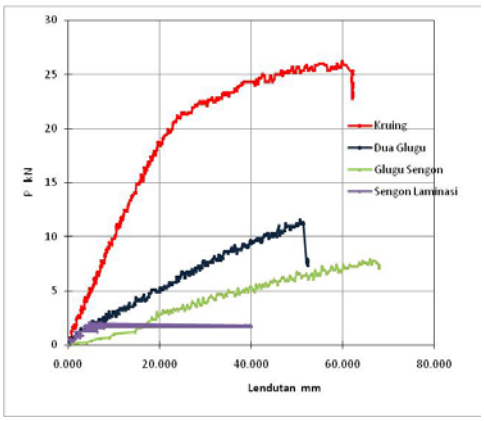

Gambar 7. Grafik tegangan – regangan

Tegangan yang paling besar pada benda uji tersusun glugu-glugu sedangkan benda uji sebagai acuan (kruing) adalah yang kedua. Pada gambar 7 terlihat bahwa grafik hubungan tegangan regangan pada kayu tersusun glugu-glugu masih linear sebelum putus, hal ini menandakan pada elemen tersebut tidak terjadi penurunan kekakuan. Sedangkan kruing, glugu – sengon dan laminasi sengon mengalami penurunan sebelum retak / putus.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Kayu struktural menurut SNI Tatacara perencanaan konstruksi kayu Indonesia mempunyai batasan kuat lentur 18 – 66 MPa. Semua memenuhi criteria SNI kecuali laminasi sengon.

Perbandingan tegangan antara kayu tersusun glugu-glugu dengan kayu kruing adalah 1,04 kalinya, antara kayu tersusun glugu – sengon dengan kayu kruing 0,61 sedangkan kayu laminasi sengon dengan kayu kruing 0,2. Berdasarkan tegangan lentur kayu glugu dapat menggantikan kayu kruing untuk elemen struktur sedangkan kayu tersusun dengan kayu glugu – sengon dapat digunakan pada struktur tertentu.

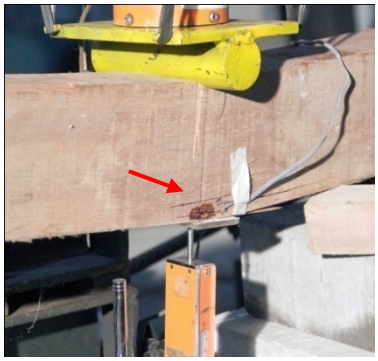



Gambar 8. Grafik beban – lendutan

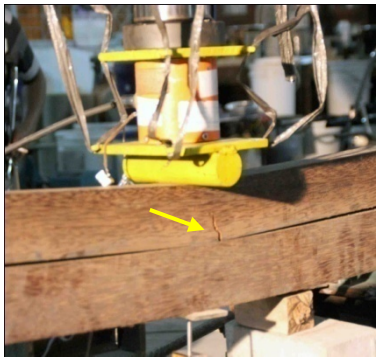
Dari gambar tersebut menunjukkan kekakuan terbesar adalah benda uji kayu kruing, sedangkan benda uji yang lainnya berada di bawah kayu kruing. Hal ini disebabkan karena kayu laminasi dan kayu tersusun masih terjadi perlemahan pada sambungan lem.

## Kerusakan yang terjadi

Kerusakan pada kayu kruing (gambar 9a) rusak lentur yaitu patah pada bidang tarik.



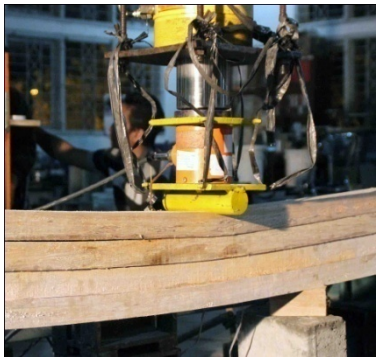
(a) Kayu kruing



(b) kayu glugu



(c)kayu glugu-sengon



(d) kayu sengon

Gambar 9. Kerusakan yang terjadi pada (a) kayu kruing, (b) kayu glugu, (c) kayu glugu-sengon dan (d) kayu sengon

ISBN: 978-602-60286-0-0

Kerusakan pada kayu glugu tersusun (gambar 9b) rusak lentur yaitu patah pada bidang tarik tetapi pada kayu bagian atas ini mengindikasikan bahwa lem untuk merekatkan kedua kayu tersebut sudah terlepas, sehingga terjadi slip diantara lapisan.

Kerusakan kayu glugu tersusun dengan sengon (gambar 9c) rusak lentur yaitu kerusakan yang terjadi seperti pada geser, tetapi karena serat kayu pada glugu yang digunakan tidak lurus maka retak yang terjadi miring. Seperti kayu glugu tersusun juga mengalami slip.

Kerusakan kayu sengon tersusun / laminasi (gambar 9d) tidak mengalami patah atau putus pada serat kayu, kerusakan yang terjadi lepasnya lem perekat antara kayu satu dengan lainnya sehingga defleksinya besar tetapi respons gaya semakin kecil.

## 4. KESIMPULAN

Pengujian yang dilakukan masih dapat ditingkatkan hasilnya, terutama pada kayu tersusun dan kayu laminasi. Karena kerusakan kayu tersusun / laminasi terjadi pada sambungan lem, pemilihan lem berdasarkan yang umum berada di pasaran. Untuk mendapatkan hasil yang lebih baik maka perlu dipilih lem yang khusus sehingga kayu tersusun dan kayu laminasi bisa mempunyai sifat seperti kayu solid yang tanpa perlemahan.

Penggunaan kayu lokal yaitu glugu dan sengon dapat menggantikan kayu yang selama ini beredar dipasaran dengan harga yang jauh lebih mahal. Khusus pada kayu glugu tersusun mendapatkan hasil yang lebih baik dari kayu pembanding.

## DAFTAR PUSTAKA

ASTM. (2006) d 143-94. *Standart test Methods for Small Clear Specimens of Timber*. Annual Book of ASTM Standart, Philadelphia.

Martawijaya, A dan Kartasujana. 1977. “Ciri Umum dan Kegunaan Jenis-jenis Kayu Indonesia. Lembaga Penelitian Hasil Hutan”, Bogor.

Rohman, A dan Warsono. “Tinjauan Kuat Lentur antara Balok Laminasi antara Kayu Sengon dan Kayu Jati dengan Perekat Epoxy”. Simposium Nasional RAPI XI, FT UMS.

Suryawan, LH dan Poerwodihardjo, FE. (2007). “Sifat-sifat Fisika dan Mekanik Kayu Keruing – Sengon”. Teodolita, Vol 8, 39-44.

_____, (2005). “Statistik Kehutanan Indonesia”. Departemen Kehutanan, Jakarta.

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PERBAIKAN ELEMEN STRUKTUR BALOK BETON BERTULANG AKIBAT KEBAKARAN DENGAN METODE INJEKSI DAN GRAVITASI *GROUT*

**Hazairin[1], Bernardinus Herbudiman[2], dan Egi Nuamsyah Kosasih[3]**

*[1]Staf Pengajar, Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Nasional, jl. P.K.H. Mustafa 23 Bandung*
*E-mail: herin_hz@yahoo.com*
*[2] Staf Pengajar, Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Nasional, Bandung*
*E-mail: herbudimanb@yahoo.com*
*[3]Mahasiswa, Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Nasional, Bandung*
*E-mail: eginuamsyahk@gmail.com*

## ABSTRAK

Kebakaran pada suatu bangunan menimbulkan peningkatan temperatur cukup tinggi yang mengakibatkan rusaknya elemen-elemen struktur. Sehingga perlu dipikirkan cara memperbaiki bangunan pasca kebakaran dengan metode yang tepat. Oleh karena itu, penelitian ini fokus mengkaji perbaikan elemen struktur balok beton bertulang akibat kebakaran dengan metode injeksi *grout* dan gravitasi *grout*. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui apakah metode injeksi *grout* dan gravitasi *grout* dapat diterapkan untuk memperbaiki elemen struktur balok beton bertulang akibat kebakaran. Benda uji yang digunakan adalah balok beton bertulang sejumlah 9 buah berukuran 150 mm x 250 mm x 1100 mm. Satu buah benda uji tanpa pembakaran digunakan sebagai pembanding dari empat benda uji pasca pembakaran selama 2 jam dan empat lainnya selama 5 jam. Perbaikan dilakukan dengan metode injeksi *grout* untuk kerusakan sedang pada benda uji pasca pembakaran 2 jam serta kombinasi antara metode gravitasi *grout* dan injeksi *grout* untuk kerusakan berat pada benda uji pasca pembakaran 5 jam. Hasil penelitian membuktikan bahwa setelah dilakukan perbaikan pada benda uji pasca pembakaran 2 jam, momen aktualnya naik 12,544% dibanding benda uji pasca bakar, tetapi masih dibawah benda uji tanpa bakar sebesar 3,234%. Sedangkan, perbaikan terhadap benda uji pasca pembakaran 5 jam naik 30,895% dibanding benda uji pasca bakar, tetapi masih dibawah benda uji tanpa bakar sebesar 18,087%. Sehingga dapat disimpulkan bahwa metode injeksi *grout* dan gravitasi *grout* dapat digunakan untuk memperbaiki balok beton bertulang akibat kebakaran, namun harus dilakukan juga upaya perbaikan pada tulangannya, terutama tulangan geser agar kekuatan balok dapat kembali seperti semula atau bahkan meningkat.

Kata kunci: perbaikan, balok beton bertulang, injeksi *grout*, gravitasi *grout*, kebakaran

## 1. PENDAHULUAN

Dewasa ini, Indonesia kerap didera sejumlah kasus kebakaran bangunan dengan skala kejadian yang cukup besar. Berdasarkan data yang dihimpun oleh Badan Nasional Penanggulangan Bencana (BNPB) untuk periode 2010-2015, tercatat bahwa kebakaran banguan berada di peringkat keempat dengan skala kejadian sebesar 10% dari seluruh bencana yang terjadi. Terjadinya perubahan temperatur yang cukup tinggi pada peristiwa kebakaran, akan berpengaruh terhadap rusaknya elemen-elemen struktur seperti kolom dan balok. Pada suatu kolom beton bertulang, penurunan kekuatan beton memang sangat mempengaruhi kekuatan kolom. Namun, hal ini hanya berlaku untuk beban aksial saja. Apabila beban lentur pada kolom terjadi seperti pada saat gempa, maka kekuatan baja dan beton baru menjadi sangat penting. Berbeda halnya dengan balok, kekuatan baja dan beton adalah mutlak sama pentingnya karena balok menerima beban lentur, dimana untuk menahan beban lentur tersebut diperlukan gaya tekan dan tarik antara beton dan baja. Berdasarkan penjelasan tersebut, akhirnya objek dalam penelitian ini difokuskan untuk mengkaji elemen struktur balok beton bertulang saja.

Penelitian terhadap pengaruh temperatur tinggi pada beton sudah dilakukan oleh beberapa peneliti, diantaranya penelitian Priyosulistyo (2000) yang menunjukan bahwa kuat tekan maupun kuat lentur beton benda uji silinder yang dipanaskan dalam tungku pada temperatur 200°C meningkat sekitar 10% sampai 15% dibanding beton dalam kondisi tanpa dipanaskan. Namun, jika temperatur dinaikan lagi, maka kekuatan beton cenderung akan terus menurun. Selanjutnya, penelitian Tjokrodimuljo (2000) menyebutkan bahwa beton pada dasarnya tidak diharapkan mampu menahan panas hingga diatas 250°C. Akibat panas, beton akan mengalami retak, terkelupas (*spalling*), dan kehilangan kekuatan. Kehilangan kekuatan terjadi karena perubahan komposisi kimia secara bertahap pada pasta semen. Adapun hasil penelitian Schneider dan Nagale (1989) serta Concrete Society (1978) menyatakan bahwa sampai temperatur 300°C, kekuatan beton tidak mengalami penurunan secara signifikan. Tetapi pada temperatur diatas 500°C, beton sudah tidak mungkin digunakan sebagai bahan struktural. Dari keempat penelitian tersebut

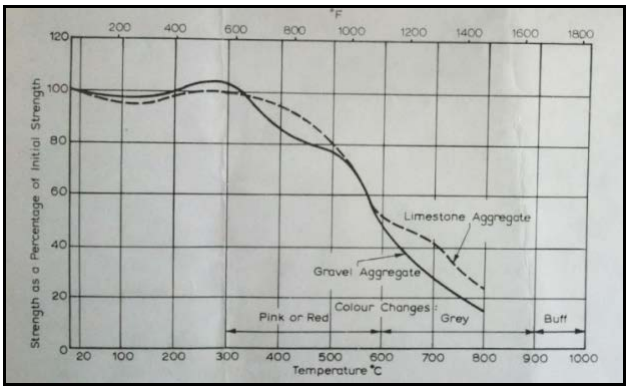
dapat ditemui kesamaan hasil yang menyatakan bahwa pengaruh pemanasan sampai pada temperatur 200°C sebenarnya tidak merusak struktur beton melainkan justru menguntungkan.

Keempat penelitian terdahulu yang telah dijelaskan sebelumnya memiliki kesamaan topik penelitian, yakni mengevaluasi kekuatan struktur beton pasca kebakaran saja tanpa mengkaji lebih lanjut mengenai metode perbaikan yang tepat diterapkan untuk memulihkan kondisinya seperti semula. Sehingga dalam penelitian ini penulis menganggap perlu untuk mengkaji secara eksperimental mengenai metode perbaikan elemen struktur balok beton bertulang akibat kebakaran dengan metode injeksi *grout* dan gravitasi *grout*. Penelitian ini diharapkan mampu memberikan informasi apakah metode injeksi *grout* dan gravitasi *grout* dapat diterapkan untuk memperbaiki elemen struktur balok beton bertulang akibat kebakaran.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

### Pengaruh temperatur terhadap kuat tekan beton

Neville (1975), mengemukakan bahwa adanya penurunan kuat tekan beton jika terjadi kenaikan temperatur pada beton dengan agregat batu kapur dan batu silika. Diduga untuk temperatur diatas 400°C, kuat tekan beton hanya akan turun hingga tinggal 90% dari kuat tekan pada temperatur ruang dan maksimum tinggal 40% apabila pembakaran mencapai temperatur diatas 600°C. Degradasi kuat tekan beton pada berbagai temperatur dapat dilihat pada **Gambar 1.**




Gambar 1. Degradasi kuat tekan beton (Neville, 1975)

Selain mengakibatkan pada menurunnya kuat tekan beton, pengaruh dari pemanasan yang dialami beton juga menyebabkan timbulnya jenis-jenis kerusakan lain, diantaranya yaitu:

a. Perubahan warna
   Perubahan warna beton berdasarkan perubahan temperatur yang pernah dialaminya dapat dilihat pada **Tabel 1**

Tabel 1. Perubahan Warna pada Beton Berdasarkan Pengaruh Temperatur (Wahyuni, E. & Anggraini, R., 2010)

| Temperatur (°C) | Warna Beton |
|---|---|
| 0 – 300 | Normal |
| 300 – 600 | Merah jambu (pink) |
| 600 – 900 | Putih keabu-abuan |
| >900 | Kuning muda |

b. *Spalling* dan c*razing*
   *Spalling* adalah gejala melepasnya sebagian permukaan beton dalam bentuk lapisan tipis. Sementara itu, *crazing* adalah gejala remuk pada permukaan beton

c. Retak (*cracking*)
   Retak akibat pemanasan yang dialami beton dapat terjadi dalam dua tingkat, yaitu retak ringan dan retak berat tergantung dari kedalaman serta lebar retakan yang terjadi.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## Pengujian beton pasca bakar

### Pemeriksaan *visual*

Berdasarkan penelitian yang dilakukan oleh Priyosulistyo (2000), pada dasarnya pemeriksaan *visual* hanya meninjau perubahan fisik pada permukaan beton, yaitu:

a. perubahan warna beton untuk mendeteksi temperatur yang pernah dialami beton
b. ada atau tidaknya retak permukaan untuk mengidentifikasi tingkat kerusakan struktur

### Uji kuat tekan beton

Kuat tekan beton adalah beban per satuan luas yang menyebabkan benda uji hancur bila dibebani. Perhitungan kuat tekan beton terdapat pada **Persamaan 1** (SNI 1974-2011).

$$f'_c = \frac{P}{A} \quad \text{... (1)}$$

dimana:

$f'_c$ = kuat tekan beton (MPa)
$P$ = beban (N)
$A$ = luas penampang benda uji silinder ($mm^2$)

## Uji kuat tarik baja tulangan

Kuat tarik leleh ($f_y$) merupakan gaya tarik yang bekerja saat benda uji mengalami lelehan pertama. Perhitungan kuat tarik leleh terdapat pada **Persamaan 3** (SNI 07-2529-1991).

$$f_y = \frac{P_y}{A} \quad \text{... (2)}$$

dimana:

$f_y$ = kuat tarik leleh baja tulangan (MPa)
$P_y$ = gaya tarik hingga baja tulangan leleh (N)
$A$ = luas penampang semula baja tulangan (mm)

## Klasifikasi tingkat kerusakan elemen struktur beton

Tingkat kerusakan yang dialami elemen struktur beton dapat diklasifikasikan menjadi tiga tingkatan (Rizal, F., 2002) yang meliputi:

a. kerusakan ringan, berupa pengelupasan dan terkadang disertai retak-retak pada plesteran luar beton
b. kerusakan sedang, berupa munculnya retak-retak pada permukaan beton yang berbentuk garis sempit dan tidak terlalu panjang dengan pola menyebar secara tunggal atau berkelompok
c. kerusakan berat, berupa munculnya retak dengan ukuran lebih dalam dan lebar secara tunggal atau kelompok.

## Metode perbaikan elemen struktur beton

Sudarmoko (2000) menjelaskan beberapa metode perbaikan yang dapat digunakan untuk menangani kerusakan elemen struktur beton. Metode perbaikan disesuaikan berdasarkan tingkat kerusakan yang terjadi seperti yang diuraikan sebagai berikut:

a. kerusakan ringan
   melapisi permukaan beton dengan pasta semen, perbaikannya meliputi pengelupasan plesteran lama dan diganti plesteran baru dengan campuran 1 semen : 3 pasir
b. kerusakan sedang
   melakukan injeksi *grout* dengan bahan yang bersifat encer dan mudah mengeras, sehingga mudah dimasukkan pada retakan dengan cara diberi tekanan
c. kerusakan berat
   melakukan gravitasi *grout*, teknik perbaikannya dimulai dengan mengupas dan membersihkan beton pada bagian yang retak tersebut, kemudian baru diisi dengan beton yang baru.

# 3. METODE PENELITIAN

## Deskripsi penelitian

Metode penelitian yang dilakukan bersifat eksperimental yang berdasarkan pada peninjauan literatur dan data aktual laboratorium terhadap sampel yang diuji. Sampel yang digunakan adalah balok beton bertulang dan silinder beton.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Balok beton bertulang dibuat sebanyak 9 buah dengan ukuran lebar 150 mm, tinggi 250 mm, dan panjang 1100 mm. Sementara itu, silinder beton berukuran diameter 100 mm dan tinggi 200 mm dibuat sebanyak 27 buah (3 buah per balok) untuk mewakili nilai kuat tekan beton dari benda uji balok beton bertulang. Salah satu tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui metode perbaikan yang tepat diterapkan pada benda uji, sehingga hasilnya dapat dijadikan sebagai referensi dalam melakukan perbaikan terhadap balok beton bertulang akibat kebakaran yang sesungguhnya. Pembuatan dan pengujian sampel dilakukan di Laboratorium Struktur dan Bahan, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Bandung.

## Standar pengujian

Pada penelitian ini, terdapat suatu standar yang dibuat sebelumnya dan dipakai sebagai acuan dalam melaksanakan penelitian. Standar-standar yang digunakan dalam penelitian ini adalah:

a. Pembuatan benda uji silinder beton : SNI 2493-2011
b. Pembuatan benda uji balok beton bertulang : SNI 2847-2013
c. Pembakaran benda uji : SNI 03-1736-2000
d. Pengujian kuat tekan benda uji silinder : SNI 1974-2011
e. Pengujian kuat tarik baja tulangan beton : SNI 07-2529-1991.

## Perbaikan

Dalam penelitian ini, perbaikan dilakukan pada 1 buah benda uji balok beton bertulang untuk setiap durasi pembakaran yang mewakili kondisi dari benda uji lain pasca pembakaran. Perbaikan dengan metode injeksi *grout* diterapkan pada benda uji pasca bakar selama 2 jam menggunakan material epoxy resin adhesive merk Conbextra $RP_{10}TG$ dan *hardener*nya produksi Fosroc. Spesifikasi material bersifat tidak menyusut, viskositas rendah, kuat tekan maksimum 83 MPa dalam 7 hari, kuat tarik lentur maksimum 63 MPa dalam 7 hari, dan kuat tarik langsung maksimum 26 MPa dalam 7 hari. Proses perbaikan dengan metode injeksi *grout* dapat dilihat pada **Gambar 2.**



Gambar 2. Proses injeksi *grout* benda uji

Kombinasi antara metode gravitasi *grout* dan injeksi *grout* diterapkan pada benda uji pasca bakar selama 5 jam. Material yang digunakan untuk gravitasi *grout* dalam penelitian ini adalah Renderoc RG produksi Fosroc dengan spesifikasi material bersifat tidak menyusut, kuat tekan maksimum 40 MPa dalam 28 hari, kuat tarik lentur maksimum 5 MPa dalam 28 hari, dan kuat tarik langsung maksimum 2 MPa dalam 28 hari. Proses perbaikan dengan metode gravitasi *grout* dapat dilihat pada **Gambar 3.**



Gambar 3. Proses gravitasi *grout* benda uji

ISBN: 978-602-60286-0-0

Setelah pekerjaan gravitasi *grout* berumur 24 jam, bekisting dibuka dan dilakukan proses injeksi *grout* dengan material dan spesifikasi yang sama seperti pada perbaikan benda uji pasca bakar selama 2 jam.

## 4. HASIL PENELITIAN DAN PEMBAHASAN

### Pemeriksaan *visual*

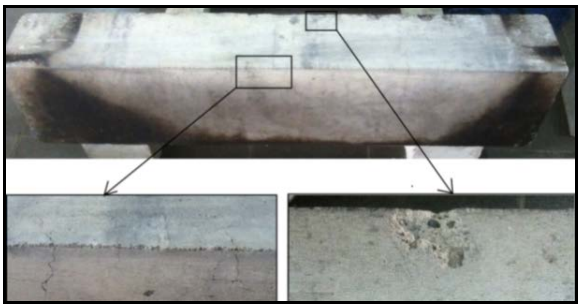
Pada penelitian ini, pemeriksaan *visual* yang dilakukan terhadap benda uji balok beton bertulang tanpa pembakaran dan pasca pembakaran menunjukan hasil sebagai berikut:

a. benda uji tanpa pembakaran
memiliki dimensi sesuai dengan yang disyaratkan, tampak dalam keadaan baik, dan berwarna normal layaknya beton. Sehingga, dapat digolongkan ke dalam benda uji tanpa kerusakan seperti terlihat pada **Gambar 4**



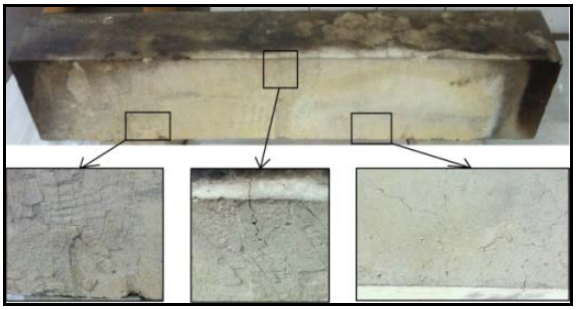
Gambar 4. Kondisi fisik benda uji balok tanpa pembakaran

b. benda uji pasca pembakaran selama 2 jam
berwarna putih keabu-abuan pada area kontak dengan api. Adanya *spalling* di bagian samping balok. Terjadi pula retakan pada permukaan balok yang berupa retak melintang tunggal, retak dengan pola berkelompok, dan yang paling terlihat jelas adalah retak-retak di sudut tepian balok seperti terlihat pada **Gambar 5**



Gambar 5. Kerusakan pada benda uji balok pasca pembakaran 2 jam

c. benda uji pasca pembakaran selama 5 jam
berwarna kuning muda pada area kontak langsung dengan api. Tampak adanya *spalling*, retak memanjang tunggal, retak melintang tunggal, retak dengan pola berkelompok, bahkan yang paling terlihat jelas adalah retak di tengah sudut balok yang panjang dan lebar hingga terlihat sebagai suatu gejala kepatahan seperti terlihat pada **Gambar 6.**



Gambar 6. Kerusakan pada benda uji balok pasca pembakaran 5 jam

ISBN: 978-602-60286-0-0

## Uji kuat tekan beton

Pembakaran selama 2 jam memberikan dampak degradasi kuat tekan hingga 73,063%. Sementara itu pembakaran selama 5 jam memberikan dampak degradasi kuat tekan hingga 83,571%. Nilai sisa dari kuat tekan beton secara rinci disajikan pada **Tabel 2.**

Tabel 2. Persentase Nilai Sisa Kuat Tekan Beton

| Nomor Benda Uji | Kuat Tekan Rata-rata (MPa) | | | Sisa Kuat Tekan (%) | Rata-rata Sisa Kuat Tekan (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| | Tanpa Bakar | Pembakaran 2 Jam | Pembakaran 5 Jam | | |
| 1 | 19,127 | - | - | 100 | 100 |
| 2 | 23,81 | 7,87 | - | 33,053 | 26,937 |
| 3 | 20,21 | 4,08 | - | 20,188 | |
| 4 | 26,14 | 6,395 | - | 24,464 | |
| 5 | 26,53 | 7,97 | - | 30,041 | |
| 6 | 23,145 | - | 5,5 | 23,763 | 16,429 |
| 7 | 20,96 | - | 5,02 | 23,97 | |
| 8 | 23,57 | - | 2,305 | 9,779 | |
| 9 | 35,575 | - | 2,925 | 8,222 | |

## Suhu beton maksimum

Dari data nilai sisa kuat tekan dan perubahan warna pada benda uji, dapat dihitung suhu yang dialami benda uji saat pembakaran dengan didasarkan pada Tabel 1 dan Gambar 1. Durasi pembakaran selama 2 jam menimbukan suhu maksimum pada benda uji hingga sekitar 700°C. Sementara, durasi pembakaran selama 5 jam membuat benda uji mengalami suhu maksimum hingga lebih dari 800°C. Rata-rata suhu beton maksimum yang dialami benda uji secara rinci dapat dilihat pada **Tabel 3.**

Tabel 3. Rata-rata Suhu Beton Maksimum yang Dialami Benda Uji

| Parameter | Benda Uji | | |
|---|---|---|---|
| | Tanpa Bakar | Pembakaran 2 Jam | Pembakaran 5 Jam |
| **Warna** | Normal | Putih keabu-abuan | Kuning muda |
| **Sisa Kuat Tekan (%)** | 100 | 26,937 | 16,429 |
| **Perkiraan Suhu Beton Maksimum (°C)** | 0 | ± 700 | > 800 |

## Uji kuat tarik lentur balok

Pengujian kuat lentur balok dilakukan pada benda uji balok beton bertulang tanpa pembakaran, pasca bakar, dan juga setelah diperbaiki. Namun, terjadi kegagalan pengujian balok tanpa bakar yang disebabkan karena patahnya batang pendistribusi beban. Sehingga, hasil dari pengujian benda uji tanpa bakar tersebut diabaikan. Pola keruntuhan dari benda uji pasca pembakaran selama 2 jam terlihat pada **Gambar 7.**



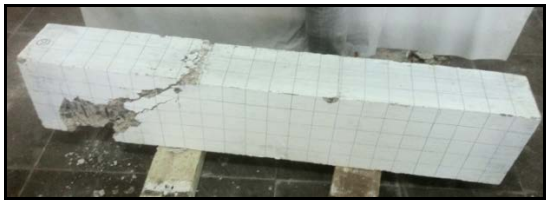
Gambar 7.a. Pola keruntuhan benda uji 4 pasca pembakaran 2 jam



Gambar 7.b. Pola keruntuhan benda uji 5 pasca pembakaran 2 jam

Pola keruntuhan dari benda uji pasca pembakaran selama 5 jam terlihat pada **Gambar 8.**

ISBN: 978-602-60286-0-0

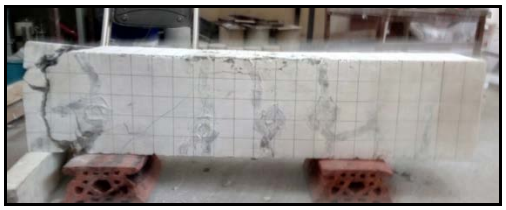


Gambar 8.a. Pola keruntuhan benda uji 6 pasca pembakaran selama 5 jam



Gambar 8.b. Pola keruntuhan benda uji 7 pasca pembakaran selama 5 jam

Pola keruntuhan dari benda uji setelah perbaikan pasca pembakaran selama 2 jam terlihat pada **Gambar 9.**



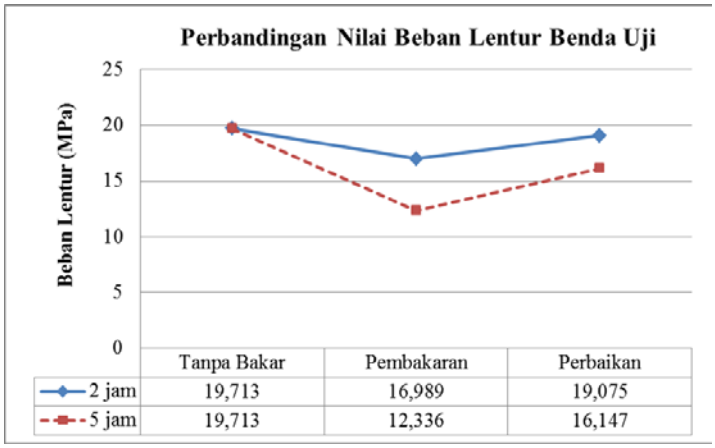
Gambar 9. Pola keruntuhan benda uji setelah perbaikan pasca bakar 2 jam

Pola keruntuhan dari benda uji setelah perbaikan pasca pembakaran selama 5 jam terlihat pada **Gambar 10.**



Gambar 10. Pola keruntuhan benda uji setelah perbaikan pasca bakar 5 jam

Berdasarkan data hasil pengujian, diketahui bahwa pembakaran selama 2 jam pada benda uji memberikan dampak menurunnya beban lentur hingga 13,818%. Kemudian setelah diperbaiki, beban lenturnya naik hingga 12,278% dibandingkan dengan benda uji setelah pembakaran, tetapi masih dibawah benda uji tanpa bakar sebesar 0,638%. Sementara itu, pembakaran selama 5 jam memberikan dampak menurunnya beban lentur hingga 37,422%. Sedangkan setelah diperbaiki, beban lenturnya naik hingga 30,893% dibandingkan dengan benda uji setelah pembakaran, tetapi masih dibawah benda uji tanpa bakar sebesar 18,09% yang disebabkan karena perbaikan hanya terjadi pada mutu beton saja dan tidak sampai mengembalikan mutunya seperti semula. Perbandingan nilai kuat lentur setiap benda uji disajikan pada **Gambar 11.**




Gambar 11. Perbandingan nilai kuat lentur benda uji

## Uji kuat tarik baja tulangan

Berdasarkan hasil pengujian, diketahui bahwa pembakaran selama 2 jam terhadap benda uji memberikan dampak menurunnya kuat tarik baja tulangan untuk tulangan tekan, tarik, dan geser berturut-turut sebesar 2,273%; 2,326%; dan 21,429%. Sementara itu, pembakaran selama 5 jam terhadap benda uji memberikan dampak menurunnya kuat tarik baja tulangan untuk tulangan tekan, tarik, dan geser berturut-turut sebesar 3,409%; 4,651%; dan 45,714%.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Penurunan drastis yang terjadi pada tulangan geser disebabkan karena posisinya terluar dalam rangkaian, sehingga intensitas api dan suhu yang dialaminya lebih besar. Nilai kuat tarik leleh baja tulangan secara rinci dapat dilihat pada **Tabel 4.**

Tabel 4. Hasil Uji Kuat Tarik Leleh ($f_y$) Baja Tulangan

| Parameter | Kuat Tarik Leleh Baja Tulangan (MPa) | | |
|---|---|---|---|
| | Tekan (Ø8) | Tarik (D13) | Geser (Ø8) |
| **Tanpa Bakar** | 440 | 430 | 350 |
| **Pembakaran 2 Jam** | 430 | 420 | 275 |
| **Pembakaran 5 Jam** | 425 | 410 | 190 |

## Kapasitas Penampang

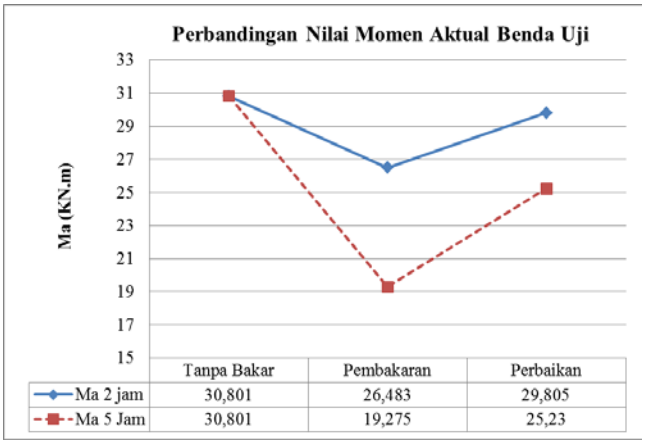
Pemeriksaan kapasitas penampang pada benda uji balok beton bertulang bertujuan untuk mendapatkan nilai momen kapasitas benda uji yang kemudian akan dibandingkan dengan momen aktual dan pola keruntuhannya. Namun, karena terjadi kegagalan pada pengujian kuat lentur balok tanpa bakar, maka kapasitas penampang dari benda uji tersebut hanya menggunakan hasil dari perhitungan teoritisnya. Berdasarkan data-data hasil pengujian dan perhitungan teoritis yang telah dilakukan terhadap benda uji balok beton bertulang, diketahui bahwa meskipun telah diperbaiki, namun benda uji pasca pembakaran selama 2 jam dan 5 jam tetap mengalami pola keruntuhan geser. Masalah ini disebabkan karena tidak dilakukannya upaya perbaikan terhadap baja tulangan terutama pada tulangan geser yang mengalami penurunan mutu sangat drastis, melainkan perbaikan hanya dilakukan pada beton saja. Sehingga dengan cara pembuktian terbalik, diketahui terjadi peningkatan mutu beton benda uji setelah diperbaiki pasca pembakaran selama 2 jam sebesar 136,686% dibandingkan dengan benda uji setelah pembakaran, tetapi masih dibawah benda uji tanpa bakar sebesar 11,2%. Sementara itu, peningkatan mutu beton benda uji setelah diperbaiki pasca pembakaran selama 5 jam terjadi sebesar 61,714% dibandingkan dengan benda uji setelah pembakaran, tetapi masih dibawah benda uji tanpa bakar sebesar 55,56%. Nilai kapasitas penampang benda uji balok beton bertulang tanpa bakar, pasca bakar, dan setelah diperbaiki serta pola keruntuhannya secara rinci tersaji pada **Tabel 5.**

Tabel 5. Kapasitas Penampang Benda Uji Balok dan Pembuktian Pola Keruntuhannya

| | Tanpa Bakar | Pembakaran 2 Jam | Pembakaran 5 Jam | Perbaikan Pasca Pembakaran 2 Jam | Perbaikan Pasca Pembakaran 5 Jam |
|---|---|---|---|---|---|
| **$f'_c$ (MPa)** | 19,127 | 7,1825 | 5,26 | 17 | 8,5 |
| **$f_y$s' Ø8 (MPa)** | 440 | 430 | 425 | 430 | 425 |
| **$f_y$s D13 (MPa)** | 430 | 420 | 410 | 420 | 410 |
| **$f_y$v Ø8 (MPa)** | 350 | 275 | 190 | 275 | 190 |
| **P (KN)** | - | 176,55 | 128,5 | 198,7 | 168,2 |
| **$V_c$ (KN)** | 115,598 | 86,847 | 62,329 | 94,441 | 65,602 |
| **$V_s$ (KN)** | - | 88,275 | 64,25 | 99,35 | 84,1 |
| **$M_c$ (KN.m)** | 30,801 | 23,283 | 19,427 | 29,757 | 25,663 |
| **$M_s$ (KN.m)** | - | 26,483 | 19,275 | 29,805 | 25,23 |
| **Pola Keruntuhan** | - | Lentur dan geser | Geser | Lentur dan geser | Geser |

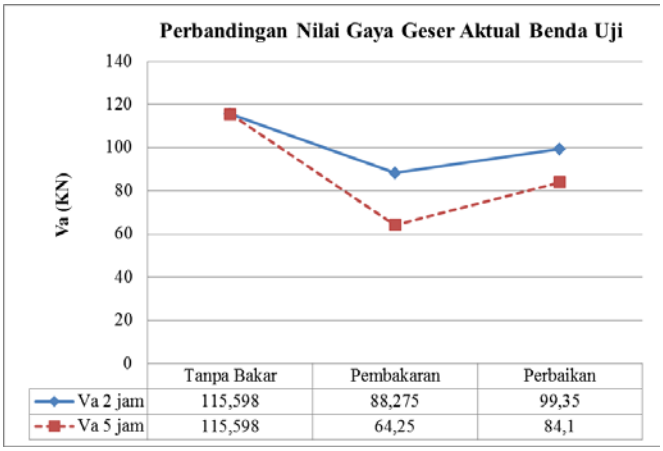
Pembakaran 2 jam terhadap benda uji memberikan dampak menurunnya momen aktual hingga 14,019%. Setelah diperbaiki, momen aktualnya naik hingga 12,544% dibandingkan dengan benda uji setelah pembakaran, tetapi masih dibawah benda uji tanpa bakar sebesar 3,234%. Sementara itu, pembakaran 5 jam memberikan dampak menurunnya momen aktual hingga 37,421%. Sedangkan setelah diperbaiki, naik hingga 30,895% dibandingkan dengan benda uji setelah pembakaran, tetapi masih dibawah benda uji tanpa bakar sebesar 18,087%. Perbandingan nilai momen aktual setiap benda uji disajikan pada **Gambar 12.**

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 12. Perbandingan nilai momen aktual benda uji

Sementara itu, pembakaran selama 2 jam terhadap benda uji memberikan dampak menurunnya gaya geser aktual hingga 23,636%. Kemudian setelah diperbaiki, gaya geser aktualnya naik hingga 12,546% dibandingkan dengan benda uji setelah pembakaran, tetapi masih dibawah benda uji tanpa bakar sebesar 14,056%. Sedangkan, pembakaran selama 5 jam terhadap benda uji memberikan dampak menurunnya gaya geser aktual hingga 44,419%. Setelah diperbaiki, gaya geser aktualnya naik hingga 30,895% dibandingkan dengan benda uji setelah pembakaran, tetapi masih dibawah benda uji tanpa bakar sebesar 27,248%. Perbandingan nilai gaya geser aktual setiap benda uji disajikan pada **Gambar 13.**




Gambar 13. Perbandingan nilai gaya geser aktual benda uji

## 5. KESIMPULAN DAN SARAN

### Kesimpulan

Setelah melakukan analisis terhadap data hasil pemeriksaan, pengujian, dan perhitungan dalam penelitian ini, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

a. Momen aktual akibat perbaikan pasca pembakaran selama 2 jam naik hingga 12,544% dibanding benda uji pasca bakar, tetapi masih dibawah benda uji tanpa bakar sebesar 3,234%. Sementara itu, akibat perbaikan pasca pembakaran selama 5 jam naik hingga 30,895% dibanding benda uji pasca bakar, tetapi masih dibawah benda uji tanpa bakar sebesar 18,087%.
b. Gaya geser aktual akibat perbaikan pasca pembakaran selama 2 jam naik hingga 12,546% dibanding benda uji pasca bakar, tetapi masih dibawah benda uji tanpa bakar sebesar 14,056%. Sedangkan, akibat perbaikan pasca pembakaran selama 5 jam naik hingga 30,895% dibanding benda uji pasca bakar, tetapi masih dibawah benda uji tanpa bakar sebesar 27,248%.
c. Peningkatan momen aktual dan gaya geser aktual yang tidak lebih baik dari kekuatan semula disebabkan karena tidak dilakukannya perbaikan pada baja tulangan terutama tulangan geser yang mengalami penurunan sangat drastis

ISBN: 978-602-60286-0-0

## Saran

Adapun saran yang dapat penulis berikan berkaitan dengan penelitian ini sebagai pertimbangan dalam pelasanaan penelitian selanjutnya adalah:

a. Posisi benda uji silinder pada saat pembakaran harus sejajar dengan balok, agar intensitas api dan suhu yang diterima keduanya sama.
b. Lakukan upaya perbaikan pada baja tulangan terutama tulangan geser seperti menambahkan tulangan geser baru dengan jarak (s) yang lebih rapat.
c. Agar mendapatkan hasil pengujian yang maksimal, maka benda uji hasil perbaikan harus diuji pada usia 7 hari setelah injeksi *grout*, dan 28 hari setelah gravitasi *grout* dan injeksi *grout*.

## DAFTAR PUSTAKA


Badan Standarisasi Nasional (1991*). SNI 07-2529-1991: Metode Pengujian Kuat Tarik Baja Tulangan*. Jakarta: BSN.

Badan Standarisasi Nasional (2000). *SNI 03-1736-2000: Tata Cara Perencanaan Sistem Proteksi Pasif untuk Pencegahan Bahaya Kebakaran pada Bangunan Rumah dan Gedung*. Jakarta: BSN.

Badan Standarisasi Nasional (2011). *SNI 1974-2011: Cara Uji Kuat Tekan Beton dengan Benda Uji Silinder*. Jakarta: BSN.

Badan Standarisasi Nasional (2011). *SNI 2493-2011: Tata Cara Pembuatan dan Perawatan Benda Uji Beton di Laboratorium*. Jakarta: BSN.

Badan Standarisasi Nasional (2013). *SNI 2847-2013: Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung.* Jakarta: BSN.

Concrete Society Technical Report No. 15 (1978). "Assessment of Fire-Damaged Concrete Structures". London: Concrete Society Working Party.

Neville, A.M. (1975). *Properties of Concrete*. London: The English Language Book Society & Pitman Publishing.

Priyosulistyo, H.R.C. (2000). "Sifat-sifat Mekanik Bahan Struktur Terhadap Beban Gempa dan Temperatur Tinggi". Yogyakarta: PAU Ilmu Teknik, Universitas Gadjah Mada.

Rizal, F. (2002). "Evaluasi Kekuatan dan Metode Perbaikan Struktur Beton pada Gedung Pasca Kebakaran". Aceh: Jurnal Teknik Sipil Politeknik Negeri Lhokseumawe.

Schneider, U. & Nagale, E. (1989). "Fire Damage Structures". CIB W14 Report. Kassel: Gesamthochschul – Bibliothek.

Sudarmoko (2000). "Metode Perbaikan dan Cara Pelaksanaan Gedung Pasca Bakar". Yogyakarta: PAU Ilmu Teknik, Universitas Gadjah Mada.

Tjokrodimuljo, K. (2000). "Pengujian Mekanik Laboratorium Beton Pasca Bakar". Yogyakarta: PAU Ilmu Teknik, Universitas Gadjah Mada.

Wahyuni, E. & Anggraini, R. (2010). "Pengaruh Perbedaan Proses Pendinginan Terhadap Perubahan Fisik dan Kuat Tekan Beton Pasca Bakar". Malang: Jurnal Rekayasa Sipil/Volume 4, No. 1 – 2010 ISSN 1978 – 5658.


ISBN: 978-602-60286-0-0

# BETON DENGAN SELUBUNG PIPA PADA SISTEM STRUKTUR PRACETAK

**Ninik Catur E.Y[1]**

[1]*Jurusan Teknik Sipil, Universitas Merdeka Malang, Jl. Terusan raya Dieng No. 62-64 Malang*
*Email: nien_cey@yahoo.com*

## ABSTRAK

Kuat lekat merupakan faktor penting pada struktur beton bertulang. Besaran kuat lekatan antar komponen pracetak sangat mempengaruhi kinerja dan kemampuan sambungan dalam menerima beban. Penelitian ini menguji *bond pull-out* antara baja tulangan dengan bahan grouting "*Sikagrout* 215" serta selubung pipa baja dengan beton. Terdapat 30 benda uji silinder berdiameter 15 cm tinggi 30 cm yang ditanamkan baja tulangan ulir berdiameter 13 mm dan selubung pipa baja secara sentris. Variabel panjang pengangkuran (15 cm dan 30 cm), diameter selubung pipa baja (25 mm dan 35 mm), serta kekasaran pipa selubung (diberi lobang dan tidak ada lobang) akan diteliti pengaruhnya terhadap kuat lekat antara pipa dan beton serta baja tulangan dan bahan *grouting*. Hasil pengujian memperlihatkan bahwa panjang penanaman tulangan, diameter selubung pipa dan jenis permukaan selubung berpengaruh secara signifikan terhadap model kegagalan lekatan dan nilai tegangan lekat antara baja tulangan dengan lapisan *grouting*. Model kegagalan lekatan dan nilai tegangan lekat antara pipa baja dan beton dipengaruhi oleh jenis permukaan pipa baja. Permukaan pipa baja yang kasar memberikan lekatan yang lebih besar dibandingkan dengan permukaan pipa baja yang halus. Sedangkan model kegagalan lekatan dan nilai tegangan lekat antara baja tulangan dengan bahan *grouting* dipengaruhi oleh jenis permukaan pipa, panjang penanaman dan ketebalan lapisan *grouting* dalam pipa baja. Hasil terbaik diberikan oleh benda uji dengan diameter pipa baja sebesar 35 mm, jenis permukaan kasar, dan panjang penanaman 300 mm. Hal ini ditentukan berdasarkan model kegagalan uji tariknya, yaitu putus pada baja tulangan setelah melewati batas lelehnya serta nilai tegangan lekatnya yang cukup besar.

Kata Kunci: **kuat lekat, model kegagalan, *grouting*, pipa selubung**

## 1. PENDAHULUAN

Beton bertulang merupakan material komposit yang terdiri dari beton dan tulangan baja. Sifat yang terpenting adalah beton dan baja tulangan mempunyai tegangan lekat dan tegangan lentur yang cukup besar.

Sistem pracetak merupakan sistem kontruksi beton bertulang yang sangat populer dan banyak diterapkan di Indonesia. Masing-masing komponen beton pracetak akan digabungkan dengan komponen lain menggunakan koneksi tertentu untuk membuat konstruksi bangunan. Sistem sambungan dengan menggunakan grouting adalah salah satu model hubungan struktural yang sering digunakan dalam sistem beton pracetak. Sistem ini digunakan untuk menggabungkan antar komponen beton pracetak. Sistem koneksi dengan menggunakan grouting banyak digunakan karena relatif lebih mudah dalam pelaksanaannya. Sistem koneksi grouting harus mampu memberikan kekuatan yang cukup antara tulangan baja yang terhubung dengan beton. Hal ini berarti bahwa sistem grouting harus mampu memberikan kekuatan tarik pada tulangan yang terhubung dengan beton. Kekuatan hubungan antara baja tulangan dengan beton sangat tergantung pada mekanisme ikatan antara baja tulangan dan grouting di sekeliling tulangan. Ikatan yang dimaksud adalah adhesi antara permukaan tulangan dengan grouting, dan permukaan pipa selongsong dengan beton dan grouting. Pada penelitian ini karena menggunakan pipa yang tertanan dalam beton, maka ikatan ini juga dipengaruhi oleh adhesi antara pipa dengan beton dan pipa dengan lapisan groutingnya.

Agar beton bertulang dapat berfungsi dengan baik sebagai bahan komposit, maka tulangan baja harus saling bekerja sama dengan beton. Untuk mencapai kondisi ini diperlukan adanya lekatan yang baik antara beton dengan tulangan sehingga akan menghindarkan terjadinya *slip* antara tulangan baja dengan beton disekelilingnya.

Menurut Nawy (1998) kuat lekat antara tulangan dan beton dipengaruhi oleh: a. lekatan antara beton dan tulangan baja; b. efek *gripping* (memegang) beton di sekeliling tulangan; c. tahanan gesekan terhadap gelincir dan *interlock* pada saat tulangan mengalami tegangan tarik; d. Mutu beton; e. efek penjangkaran ujung tulangan; dan f. diameter, bentuk dan jarak tulangan.

Besarnya tegangan lekat yang terjadi dapat ditentukan berdasarkan persamaan 1 berikut :

$$u = \frac{P}{\pi . d_b . l_b} \tag{1}$$

dengan u = kuat lekat (MPa), P = gaya tarik (N), $d_b$ = diameter tulangan baja, dan $l_b$ = panjang tulangan yang tertanam. Sedangkan berdasarkan SNI 2847-2013, panjang penyaluran tulangan baja ditentukan berdasarkan persamaan 2 berikut :

$$l_d = \left( \frac{f_y}{1{,}1\lambda\sqrt{f_c'}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b \qquad (2)$$

Dengan $l_d$ = panjang penyaluran tulangan baja (mm), $f_y$ = tegangan leleh baja tulangan (MPa), $\lambda$ = faktor modifikasi berdasarkan kuat tekan beton ( untuk beton normal $\lambda = 1$), $f'_c$ = kuat tekan beton (MPa), $c_b$ = jarak dari pusat tulangan ke permukaan beton terdekat (mm), fy = Tegangan leleh tulangan baja (MPa), $d_b$ = diameter tulangan baja, $K_{tr}$ = indeks tulangan transversal (diambil = 0), $\psi_t$ = Faktor modifikasi yang berkaitan dengan lokasi tulangan ($\psi_t = 1$ untuk $l_d < 300$ mm), $\psi_e$ = Faktor modifikasi yang berkaitan dengan pelapis tulangan ($\psi_e = 1$ untuk tulangan tanpa pelapis), $\psi_s$ = Faktor modifikasi yang berkaitan dengan ukuran tulangn ($\psi_s = 0{,}8$ untuk diameter tulangan < 19 mm)

## 2. METODE PENELITIAN

### Material Penelitian

Pada penelitian ini bahan yang digunakan adalah beton mutu fc' = 20 Mpa, baja tulangan ulir ϕ 13, pipa baja ϕ 25 mm dan 35 mm, bahan grouting *sikagrout 215*. Tiga puluh benda uji silinder berdiameter 15 cm tinggi 30 cm yang ditanamkan baja tulangan ulir berdiameter 13 mm dan selubung pipa baja secara sentris. Selanjutnya ke dalam pipa baja dipasang tulangan ulir berdiameter 13 mm. Pemasangan dilakukan secara sentris. Kemudian ke dalam pipa baja diisikan material grouting, seperti terlihat pada gambar 1 dan gambar 2. Variabel yang ditentukan berupa panjang pengangkuran (150 mm dan 300 mm), diameter selubung pipa baja (25 mm dan 35 mm), serta kekasaran pipa selubung (diberi lobang dan tidak ada lobang). Masing-masing variabel dibuat 3 buah benda uji. Hasil pengujian akan dibandingkan dengan hasil uji kuat lekat terhadap tulangan baja yang langsung tertanam dalam beton tanpa menggunakan pipa dan grouting. Dalam penelitian ini digunakan material grouting *sikagrout 215* yang diproduksi oleh PT. Sika Indonesia. Kuat lekat (*bond strength*). Kelebihan *sikagrout 215* adalah: a. Mudah dalam penggunaanya, hanya dengan cara menambahkan air; b. Mempunyai karakteristik mudah mengalir; c. Adhesi terhadap elemen struktur baik; d. Kekuatan awal sangat cepat; e. Kuat tekan tinggi. f. Tahan terhadap penyusutan ; g. Tahan terhadap benturan dan getaran; h. Tidak menyebabkan korosi; dan i. Tidak beracun.



Gambar 1. Pembuatan Benda uji Bond Pull-out

ISBN: 978-602-60286-0-0



Gambar 2. Benda uji Bond Pull-out

Rincian spesifikasi benda uji adalah sebagai berikut :

Tabel 1. Rincian spesifikasi benda uji

| Kode Benda Uji | Θ selongsong (mm) | Permukaan Selongsong | Panjang Penanaman (cm) |
|---|---|---|---|
| A1<br>A2<br>A3 | 25 | Halus | 30 |
| B1<br>B2<br>B3 | 25 | Halus | 15 |
| C1<br>C2<br>C3 | 25 | Kasar | 30 |
| D1<br>D2<br>D3 | 25 | Kasar | 15 |
| E1<br>E2<br>E3 | 35 | Halus | 30 |
| F1<br>F2<br>F3 | 35 | Halus | 15 |
| G1<br>G2<br>G3 | 35 | Kasar | 30 |
| H1<br>H2<br>H3 | 35 | Kasar | 15 |
| I1<br>I2<br>I3 | - | - | 30 |
| J1<br>J2<br>J3 | - | - | 15 |

## Metodologi Penelitian

Penelitian dilakukan secara eksperimental di laboratorium Struktur & Teknologi Bahan Jurusan Teknik Sipil Universitas Brawijaya. Pengujian *pull out* dilakukan terhadap 30 benda uji silinder berukuran 150 x 300 mm yang mengacu pada ASTM 234-91a. Pengujian kuat lekat (*bond pull out test*) dilakukan dengan menggunakan *Universal Testing Machine* (UTM) terhadap benda uji yang telah berumur 28 hari dengan cara menarik baja tulangan yang

ISBN: 978-602-60286-0-0

tertanam dalam silinder beton kemudian mencatat gaya yang dibutuhkan sampai terjadi kegagalan. Mekanisme pengujian kuat lekat seperti terlihat pada gambar 3.



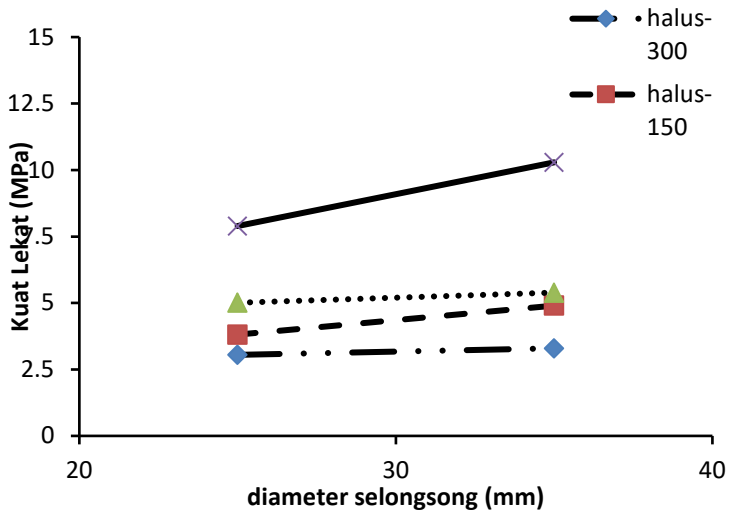
Gambar 3. Seting pengujian Bond Pull Out

## 3. HASIL DAN PEMBAHASAN

### Kuat Lekat

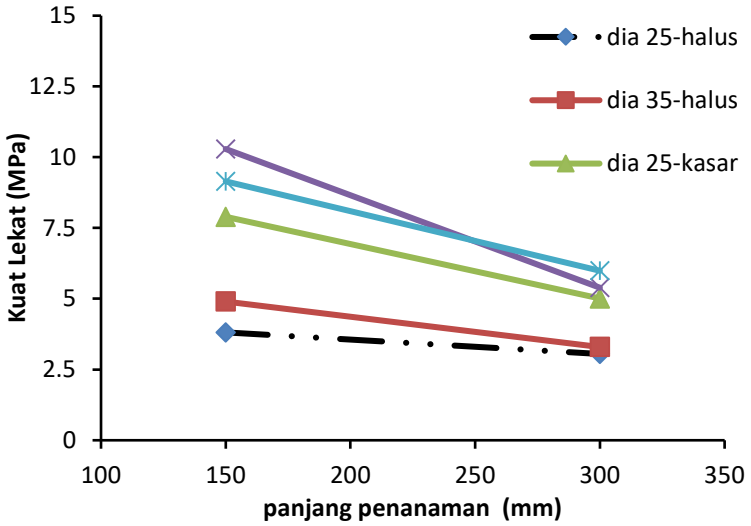
Berdasarkan hasil pengujian terlihat bahwa diameter pipa selongsong, panjang penanaman dan jenis permukaan selongsong berpengaruh terhadap kuat lekat tulangan dan model kegagalan yang terjadi. Model kegagalan yang terjadi dibedakan menjadi 2 macam, yaitu slip pada selongsong dan putus pada tulangan baja.

Hasil pengujian seperti disajikan pada gambar 4, 5, dan 6 berikut. Sedangkan gambar model kegagalan yang terjadi disajikan pada gambar 7.

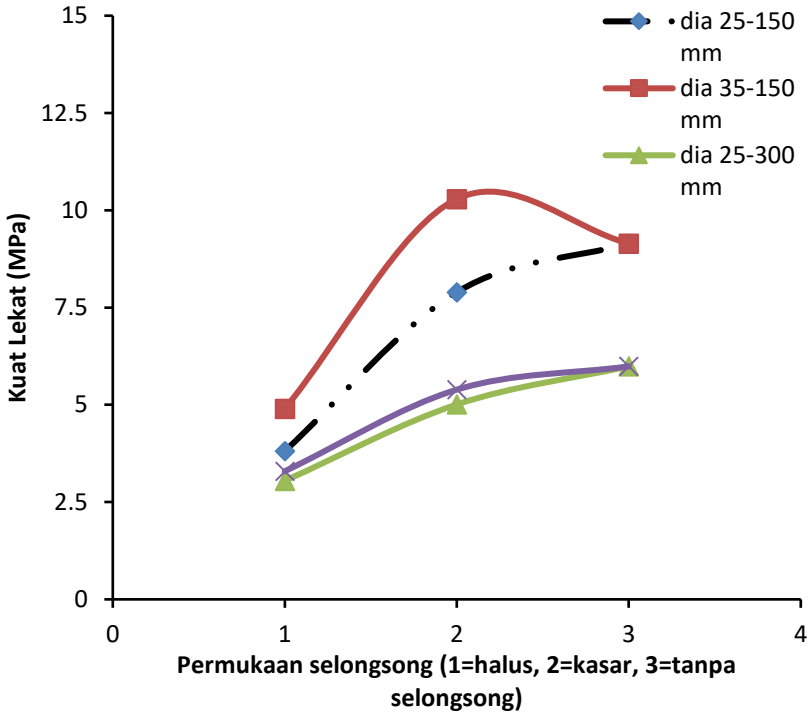



Gambar 4. Hubungan antara diameter selongsong dengan kuat lekat

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 5. Hubungan antara panjang penanaman dengan kuat lekat




Gambar 6. Hubungan antara jenis permukaan selongsong dengan kuat lekat

ISBN: 978-602-60286-0-0





Gambar 7a Gambar 7b

Gambar 7. Model kegagalan pada Bond Pull Out Test
(7a). Putus pada tulangan baja
(7b). Slip pada selongsong

Berdasarkan analisis terhadap hasil pengujian dapat dilihat bahwa kuat lekat yang dihasilkan oleh sistem grouting sangan dipengaruhi oleh diamter selongsong yang berarti ketebalan material grouting, panjang penanaman tulangan baja ke dalam beton/grouting, dan jenis permukaan selongsong. Pemakaian material grouting *sikagrout 215* menghasilkan kuat lekat yang mendekati sama dengan hasil kuat lekat yang dihasilkan oleh tulangan baja yang langsung dicor secara monolit dengan beton. Hal ini menunjukkan bahwa material sikagrout 215 dapat direkomendasikan untuk dipakai sebagai bahan grouting dalam sistem konstruksi pracetak. Hasil yang diperoleh dari pengujian bond pull out ini juga memperkuat hasil penelitan yang dilakukan oleh Ahmad Baharuddin Abd Rahman dkk (2015).

Berdasarkan gambar 4, terlihat bahwa diameter pipa selongsong memberikan kontribusi yang cukup signifikan terhadap peningkatan kuat lekat tulangan baja. Semakin besar pipa selongsong maka lapisan grouting yang menyelimuti tulangan baja semakin tebal sehingga adhesi antara permukaan tulangan baja dan material grouting besar dan dapat meningkatkan kuat lekat yang terjadi.

Gambar 5 menunjukkan bahwa panjang penanaman tulangan baja mempengaruhi besarnya kuat lekat yang terjadi. Pada diameter dan jenis permukaan selongsong yang sama, memperlihatkan kecenderungan yang sama bahwa kuat lekat terbesar dihasilkan oleh penanaman tulangan sepanjang 150 mm. Sedangkan jenis permukaan selongsong memberikan pengaruh yang nyata terhadap kuat lekat.

### Model Keruntuhan

Model keruntuhan yang terjadi akibat pull out test juga ditentukan berdasarkan ketebalan grouting atau diameter pipa, panjang penanaman dan jenis permukaan pipa selongsong. Jenis permukaan pipa selongsong yang halus menghasilkan lekatan yang lebih kecil dibandingkan dengan permukaan yang kasar karena gesekan antara permukaan beton dengan pipa menjadi lebih kecil. Akibatnya model kegagalan yang terjadi adalah slip pada permukaan pipa dengan beton. Sedangkan untuk permukaan pipa selongsong yang kasar, model kegagalan juga dipengaruhi oleh panjang penanaman tulangan dan ketebalan lapisan grouting. Hasil terbaik diberikan oleh benda uji dengan diameter pipa baja sebesar 35 mm, jenis permukaan kasar, dan panjang penanaman 300 mm. Hal ini ditentukan berdasarkan model kegagalan uji tariknya, yaitu putus pada baja tulangan setelah melewati batas lelehnya serta nilai tegangan lekatnya yang cukup besar

## 4. KESIMPULAN

Berdasarkan analisis terhadap hasil pengujian dapat disimpulkan bahwa kuat lekat antara tulangan baja dengan beton yang dicor secara monolit, dapat dimodifikasi dengan cara sistem grouting. Sistem grouting ini dapat dikembangkan

ISBN: 978-602-60286-0-0

untuk pekerjaan konstruksi beton dengan sitem pracetak. Modifikasi pemakaian sistem grouting dengan cara menanam pipa baja ke dalam beton sebagai selongsong dan mengisinya dengan material grouting setelah ditanam tulangan baja. Modifikasi ini harus dilakukan dengan memperhatikan faktor-faktor yang mempengaruhi besarnya kuat lekat dan model kegagalan yang terjadi. Faktor-faktor yang menentukan tersebut adalah diameter pipa selongsong yang menentukan tebal lapisan grouting, panjang penanaman tulangan baja ke dalam bahan grouting dan jenis permukaan pipa selongsongnya. Hasil terbaik diberikan oleh benda uji dengan diameter pipa baja sebesar 35 mm, jenis permukaan kasar, dan panjang penanaman 300 mm. Hal ini ditentukan berdasarkan model kegagalan uji tariknya, yaitu putus pada baja tulangan setelah melewati batas lelehnya serta nilai tegangan lekatnya yang cukup besar.

## 5. UCAPAN TERIMA KASIH

Penulis mengucapakan terimakasih kepada Ditjen Dikti Kemendiknas yang telah mendanai penelitian ini melalui skim Penelitian Hibah Bersaing Tahun Anggaran 2016.

## DAFTAR PUSTAKA

Ahmad baharuddin Abd. Rahman, Mahyar Mahdinezhad, Izni Syahrizal Ibrahim, Roslli Noor Mohamed (2015). “Bond Stress in Grouted Spiral Connectors”. Jurnal Teknologi, 77:23, 49-57.

Alberti M.G., A. Enfedaque, J.C. Gálvez, A. Ferreras (2016). “Pull-out behaviour and interface critical parameters of polyolefin fibres embedded in mortar and self-compacting concrete matrixes”. Construction and Building Materials 112, 607–622.

Arusmalem Ginting, (2008). “Perbandingan Kuat Lekat Tulangan Berdasarkan Direct Tension Pullout Bond Test Dengan Kuat Lekat Tulangan pada Balok”. Wahana TEKNIK SIPIL Vol. 13 No. 1 April 2008: 1 - 6

Badan Standardisasi Nasional (2013). *SNI 2847-2013. Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung*. BSN, Jakarta.

Bin Yu , Zhenyu Jiang , Xiu-Zhi Tang , Chee Yoon Yue , Jinglei Yang (2014). “Enhanced interphase between epoxy matrix and carbon fiber with carbon nanotube-modified silane coating”. Composites Science and Technology 99 (2014) 131–140.

Dejian Shen , Xiang Shi, Hui Zhang, Xiaofang Duan, Guoqing Jiang (2016). “Experimental study of early-age bond behavior between high strength concrete and steel bars using a pull-out test”. Construction and Building Materials 113 (2016) 653–663.

Ismaeel H.Musa Albarwary (2013). “Bond Strength Of Concrete With The Reinforcement Bars Polluted With Oil”. European Scientific Journal, February 2013 edition vol.9, No.6 , 1857 – 7881.

Nawy,E.G. (1990). *Beton Bertulang Suatu Pendekatan Dasar*. Eresco, Bandung.

Shih-Ho Chao, Antoine E. Naaman, and Gustavo J. Parra-Montesinos (2009). “Bond Behavior of Reinforcing Bars in Tensile Strain-Hardening Fiber-Reinforced Cement Composites”. ACI Structural Journal, V. 106, No. 6, November-December 2009, 897-906.

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# KAPASITAS DAN DAKTILITAS AKSIAL KOLOM PENAMPANG PIPIH DENGAN TULANGAN TRANSVERSAL DARI *GALVANIZED WELDED WIRE FABRIC (G-WWF)*

**I Ketut Sudarsana[1], I GN Oka Saputra[1], dan Putu Ayu Rapita Astri[2]**

*[1]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Udayana, Bukit Jimbaran, Badung, Telp/Fax : 0361 703385*
*Email : ksudarsana@unud.ac.id*
*[2]Alumni Jurusan Teknik Sipil, Universitas Udayana, Bukit Jimbaran, Badung*
*Email : rapitaastriastara@gmail.com*

## ABSTRAK

Baja *Galvanized Welded Wire Fabric (G-WWF)* merupakan alternatif tulangan transversal pada kolom untuk mengatasi keruwetan tulangan terutama pada kolom dengan penampang pipih. Untuk mengetahui kapasitas dan daktilitas aksial tekan dari kolom berpenampang pipih ini, maka perlu dilakukan penelitian. Sebanyak 18 buah benda uji dengan 6 variasi tulangan transversal yang kelompokan kedalam 2 grup yaitu Grup I (C1,C2,C3) berukuran 125x425x300 mm mewakili variasi jarak tulangan transversal dan Grup II (C4,C5,C6) berukuran 139x469x300 mm mewakili variasi diameter tulangan transversal. Rasio tulangan longitudinal untuk Grup I dan II adalah masing-masing 1,478% dan 1,205% dengan variasi rasio volumetrik sengkang untuk benda uji C1, C2 dan C3 berturut-turut yaitu 0,402% (BJTP ϕ3 mm), 0,402% (GWWF 100x100, ϕ3 mm), dan 0,804% (GWWF 100x100, ϕ3 mm) sedangkan untuk benda uji C4, C5 dan C6 berturut-turut yaitu 1,097% (GWWF 50x50; ϕ4,06 mm), 0,584% (GWWF 50x50 ; ϕ3 mm), dan 0,287% (GWWF 50x50 ; ϕ2,03 mm). Pengujian dilakukan dengan memberikan beban uniaksial tekan setelah beton berumur 28 hari sampai benda uji mengalami keruntuhan. Adapun data yang diamati dan dicatat selama proses pengujian meliputi peningkatan beban, perpendekan aksial, pola retak, dan beban ultimit. Hasil pengujian menunjukkan bahwa peningkatan rasio volumetrik sengkang mampu meningkatkan kapasitas aksial tekan kolom berpenampang pipih Group I dan Group II. Pada nilai rasio volumetrik sengkang yang sama yaitu 0,402%, kolom dengan tulangan transversal BJTP ϕ3 mm memberikan kapasitas aksial lebih besar dari kolom dengan GWWF 100x100; ϕ3 mm. Nilai daktilitas meningkat dengan penambahan rasio volumetrik sengkang untuk Group I dan Group II. Penggunaan GWWF 100x100 mm tidak terlalu efektif jika dibandingkan dengan WWF 50x50 mm dalam meningkatkan kapasitas aksial dan daktilitas regangan kolom.

Kata kunci: kapasitas aksial, daktilitas regangan, volumetrik sengkang, kolom penampang pipih, *galvanized welded wire fabric*

## 1. PENDAHULUAN

Kolom beton bertulang yang memiliki penampang dengan perbandingan antara sisi pendek dan panjang (c2/c1) lebih kecil dari 0,4 (penampang pipih) banyak dipergunakan untuk bangunan bertingkat rendah antara 2 sampai 3 tingkat. SNI 2847:2013 mensyaratkan bahwa struktur rangka yang dibangun di daerah dengan resiko gempa tinggi seperti di Bali, harus mampu berperilaku daktail. Salah satu persyaratan SNI 2847:2013 untuk struktur rangka daktail adalah memiliki kolom dengan ukuran sisi penampang terkecil yang lebih besar atau sama dengan 300 mm dengan perbandingan (c2/c1) lebih besar atau sama dengan 0,4. Persyaratan ini diperlukan untuk mendapatkan kolom dengan volume inti beton yang lebih besar sehingga dengan pengekangan yang baik dari tulangan transversal akan meningkatkan kapasitas dan daktilitasnya

Dalam praktek, sering dijumpai lebar kolom sama dengan lebar dinding (*hidden column*s) yang umumnya sebesar 150 mm. Hal ini dilakukan untuk memperlihatkan konsep disain minimalis dengan dinding ruangan yang bersih dari kolom. Kolom penampang pipih ini memiliki perbedaan kekakuan yang besar dalam kedua arah sumbu utamanya sehingga sangat berpengaruh terhadap integritas struktur secara keseluruhan terutama akibat beban lateral seperti gempa. Oleh karena itu, kekuatan dan daktilitas dari kolom berpenampang pipih perlu ditingkatkan untuk memperoleh struktur yang aman.

Beberapa penelitian sebelumnya terhadap kolom persegi, persegi panjang dan lingkaran oleh Valenas et. al (1977), Sheikh and Uzumeri (1982), Mender et. al (1984) dan Razvi dan Saatcioglu (1998) menunjukan bahwa pengekangan yang diberikan oleh tulangan transversal kolom telah terbukti mampu meningkatkan kapasitas dan daktilitas kolom. Namun aplikasinya pada kolom dengan penampang pipih belum banyak diteliti. Sugita (2011), Purnawan (2011) dan Sudarsana (2013) melakukan pengujian uniaksial terhadap kolom dengan penampang pipih

dan memperoleh hasil bahwa pengekangan lateral oleh sengkang dapat meningkatkan kapasitas dan daktilitasnya namun bila tulangan sengkang yang rapat menyebabkan inti beton terganggu oleh *hook standard* tulangan sengkang tersebut sehingga inti beton terkekang tidak efektif. Oleh karena itu, untuk mengurangi kemacetan tulangan pada kolom penampang pipih ini maka penggunaan *Welded Wire Fabric (GWWF)* menjadi alternatifnya. Penggunaan WWF sebagai tulangan transversal kolom pernah dilakukan oleh Saatcioglu dan Grira (1999) dan Tavio dkk. (2012). Namun untuk kolom pipih, WWF dengan grid tulangan kurang dari 150x105 mm sulit diperoleh, oleh karena itu pada penelitian ini digunakan *Galvanized Welded Wire Fabric (GWWF).*

## 2. METODE PENELITIAN

### Properti material

Adapun material yang dipergunakan dalam penelitian ini seperti beton, baja tulangan dan GWWF diuji terlebih dahulu. Kuat tekan beton pada umur 28 hari rata-rata sebesar 18,53 MPa. Hasil pengujian tarik dari baja tulangan BJTD 10 mm, BJTP $\phi$3 mm dan GWWF ditampilkan pada Tabel 1.

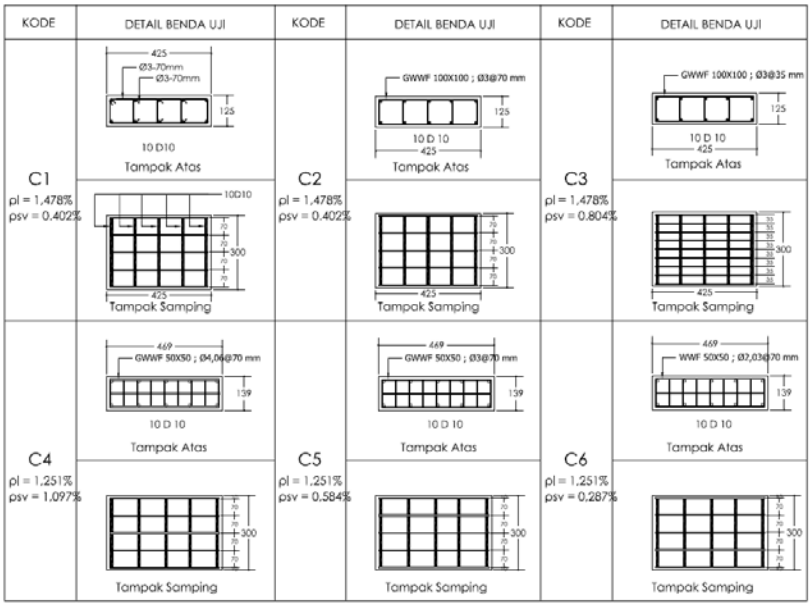
Tabel 1. Hasil pengujian tarik baja tulangan dan GWWF

| Benda Uji | Diameter | Tegangan Leleh (*fy*) | Tegangan Maksimum (*fsu*) | Keterangan |
|---|---|---|---|---|
| | (mm) | (MPa) | (MPa) | |
| 1 | 10 | 297,20 | 437,82 | Baja Ulir |
| 2 | 3 | 159,80 | 185,25 | Baja Polos |
| 3 | 4.06 | 355,17 | 384,51 | GWWF |
| 4 | 3 | 120,20 | 168,28 | GWWF |
| 5 | 2,03 | 117,36 | 188,40 | GWWF |

### Pembuatan benda uji

Benda uji kolom dibuat dalam 2 grup dimana Grup I dengan ukuran 125 mm x 425 mm x 300 mm untuk benda uji C1, C2 dan C3, dan Grup II dengan ukuran 139 mm x 469 mm x 300 mm untuk benda uji C4, C5 dan C6. Ada 6 variasi benda uji (C1, C2, C3, C4, C5 dan C6) dengan masing-masing variasi dibuat 3 buah benda uji sehingga total benda uji yang dibuat adalah 18 buah benda uji. Perbedaan ukuran benda uji pada Grup I dan II ini disebabkan oleh keberadaan ukuran GWWF grid 50x50 mm di pasaran. Semua kolom memiliki tulangan longitudinal 10D10 sehingga memiliki rasio $\rho_l$ sebesar 1,784% dan 1,521% masing-masing untuk benda uji Grup I dan Grup II. Adapun detail penulangan dari benda uji kolom dapat dilihat pada Tabel 2.

Tabel 2. Detail dimensi dan tulangan benda uji




ISBN: 978-602-60286-0-0

Rasio volumetrik sengkang ($\rho_{sv}$) dihitung berdasarkan Persamaan 1 sebagai berikut:

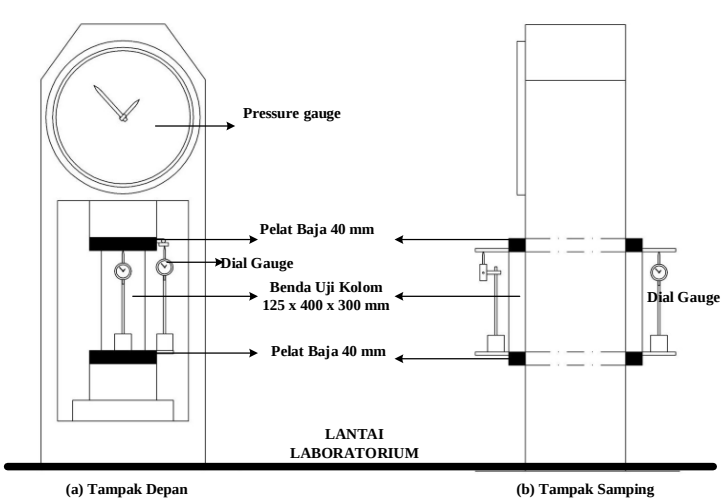
$$\rho_{sv} = \frac{A_{st} x 2x(p+l)}{pxlxs} \quad (1)$$

dengan $\rho_{sv}$ = rasio volumetrik sengkang, $A_{st}$ = luas tulangan Sengkang, $s$ = jarak vertikal antar sengkang dihitung dari pusat ke pusat Sengkang, $p$ = panjang penampang inti beton terkekang, dan $l$ = lebar penampang inti beton terkekang.

Semua benda uji dibuat dan dicetak di Laboratorium Struktur dan Bahan, Jurusan teknik Sipil Universitas Udayana. Setelah 24 jam beton dicetak, kemudian cetakan dilepas dan dilakukan perawatan benda uji dengan menutupi dengan karung goni basah serta plastik untuk mengurangi penguapan. Penyiraman terhadap benda uji dilakukan setiap hari selama 7 hari. Setelah itu, perawatan dihentikan dan benda uji disimpan pada tempat yang aman dalam kondisi suhu ruangan sampai waktu pengujian pada umur 28 hari.

### Setup pengujian dan peralatan

Pengujian kapasitas uniaksial dilakukan dengan alat tekan yang sama dengan pengujian kuat tekan silinder beton. Tiga buah *dial gauge* (depan dan samping kiri-kanan) dipergunakan untuk mengukur perpendekan benda uji selama proses pembebanan. Benda uji ditetakkan secara sentris pada alat dan kemudian diberikan beban terpusat. Agar beban yang dikerjakan merata pada seluruh permukaan kolom maka pada sisi atas dan bawah benda uji kolom ditambahkan pelat baja dengan ukuran 150x475x40 mm. Beban dikerjakan secara bertahap, hingga benda uji mengalami keruntuhan. Perpendekan kolom diukur dan dicatat untuk setiap peningkatan beban sebesar 20 kN. Setup pengujian dan mesin uji yang dipergunakan dapat dilihat pada Gambar 1.




(a) Setup pengujian



(b) Alat uji uniaxial tekan

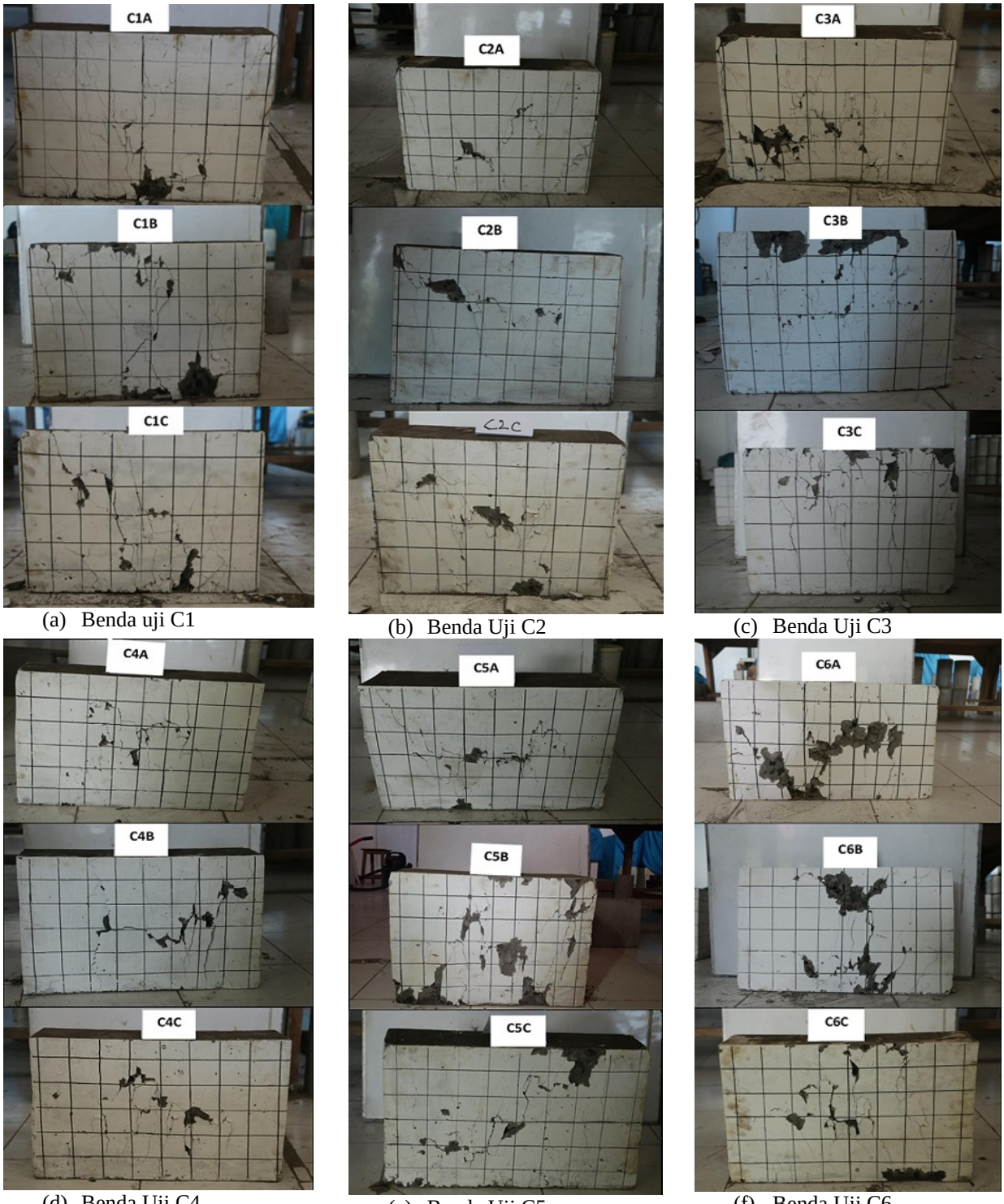
Gambar 1. Setup pengujian dan peralatan

## 3. HASIL DAN PEMBAHASAN

### Mode keruntuhan

Sebagian besar dari benda uji mengalami retak rambut pada tegangan rata-rata antara 32% sampai dengan 57% dari tegangan puncaknya dan perlahan-lahan terjadi perubahan volume ke arah melintang serta perpendekan ke arah vertikal. Kondisi ini menyebabkan beberapa bagian dari selimut beton mulai terlepas. Mode keruntuhan dari semua benda uji ditampilkan pada Gambar 2. Dapat dilihat dari semua benda uji baik yang menggunakan sengkang dari BJTP dan *GWWF* mengalami kehancuran namun tidak sampai terbelah. Retak terjadi pada keseluruhan sisi panjang penampang kolom, sedangkan pada sisi pendek penampang hanya ada beberapa retakan bahkan hanya retak rambut saja. Kondisi tulangan longitudinal tidak mengalami tekuk *(buckling)* dan inti beton masih terjaga dan hanya beberapa bagian dari selimut beton yang terkelupas *(spalling)*.

ISBN: 978-602-60286-0-0




(a) Benda uji C1 (b) Benda Uji C2 (c) Benda Uji C3

(d) Benda Uji C4 (e) Benda Uji C5 (f) Benda Uji C6

Gambar 2. Mode keruntuhan semua benda uji kolom

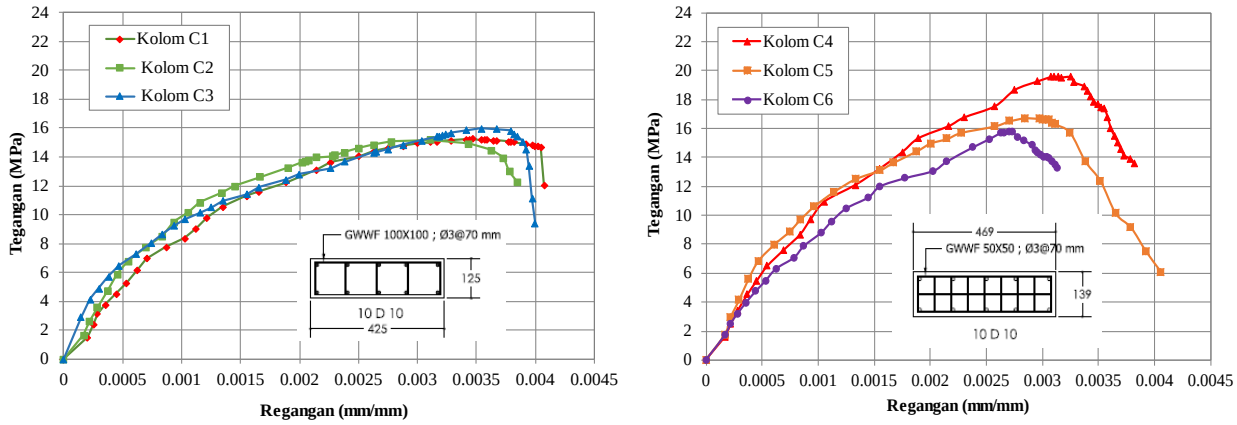
## Hubungan tegangan-regangan

Hubungan antara tegangan dan regangan dari benda uji dihitung dari data beban dan deformasi yang dicatat selama proses pengujian. Tegangan dan regangan masing-masing diperoleh dengan menggunakan luas penampang dan panjang mula-mula (Lo = 300 mm) benda uji. Untuk memudahkan dalam perbandingan, maka kurva tegangan-regangan dibuat dengan cara merata-ratakan tegangan dari suatu titik regangan yang sama terhadap ketiga benda uji untuk setiap variasi mengikuti Persamaan 2.

ISBN: 978-602-60286-0-0

$$\sigma_r = \frac{\sigma_A + \sigma_B + \sigma_C}{3} \quad (2)$$

dengan $\sigma_r$ = tegangan rata-rata; $\sigma_A$, $\sigma_B$, $\sigma_C$ = masing-masing tegangan benda uji A, B dan C dari satu variasi. Nilai tegangan rata-rata ($\sigma_r$) dan regangan ($\varepsilon$) kemudian diplotkan seperti terlihat pada Gambar 3.




(a) Benda Uji Grup I (b) Benda Uji Grup II

Gambar 3. Hubungan tegangan-regangan benda uji

Perilaku dari setiap benda uji secara umum diawali dengan garis yang relatif lurus kemudian kurva akan mulai melengkung cenderung mengikuti kurva parabola hingga mencapai tegangan maksimum yang berkisar antara 15,18 MPa sampai dengan 19,57 MPa dengan regangan dari 0,00273 sampai dengan 0,0054. Kurva mulai menurun setelah mencapai tegangan puncak.

Perilaku kolom Group II (C4, C5, dan C6) dengan mempergunakan GWWF 50x50 mm dengan jarak sengkang sama (s = 70 mm) menunjukkan pengekangan yang lebih baik dibandingkan dengan kolom yang mempergunakan GWWF 100x100 mm pada benda uji Group I (C2 dan C3). Disamping itu kurva tegangan-regangan benda uji dengan GWWF 50x50mm menunjuk perilaku setelah tercapainya tegangan puncak lebih baik.

Dapat pula dilihat pada Gambar 3a dan b, meningkatnya rasio volumetrik sengkang baik akibat dari jarak tulangan sengkang yang dibuat lebih rapat ataupun dengan memperbesar diameter tulangan sengkang dapat meningkatkan tegangan aksial kolom. Hal ini sesuai dengan penelitian Purnawan (2011) dan Sudarsana (2013) dimana penambahan rasio volumetrik sengkang mampu meningkatkan daya dukung aksial tekan kolom.

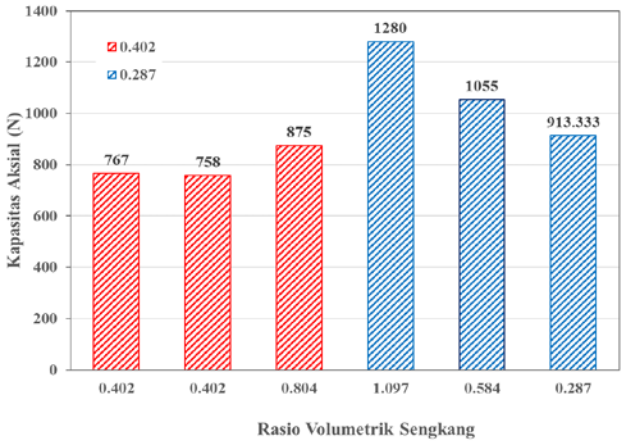
## Pengaruh rasio volumetrik sengkang terhadap kapasitas aksial

Kapasitas aksial dari masing-masing benda uji ditampilkan pada Tabel 3 dan diplot pada Gambar 4. Peningkatan rasio volumetrik sengkang GWWF dapat meningkatkan kapasitas aksial kolom seperti terlihat dari benda uji Grup I dan II. Namun pada rasio volumetrik yang sama (C1 dan C2), penggunaan BJTP menghasilkan gaya aksial yang lebih besar 1,2% dari GWWF. Hal ini mungkin disebabkan oleh perbedaan dari tegangan leleh BJTP dan GWWF. Peningkatan rasio volumetrik GWWF sebesar 2 kali, kapasitas aksial meningkat sekitar 15% untuk GWWF grid 100mm dan 15% sampai 21% untuk GWWF grid 50mm. Ini menunjukan bahwa pengekangan yang diberikan oleh GWWF grid 50 mm lebih baik.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 3. Kapistas aksial rata-rata benda uji

| Kelompok Variasi | Benda Uji | Rasio Volumetrik | Kapasitas Aksial Tekan Rata-rata |
|---|---|---|---|
| | | (%) | (kN) |
| Grup I | C1 | 0,402 | 767,00 |
| | C2 | 0,402 | 758,00 |
| | C3 | 0,804 | 875,00 |
| Grup II | C4 | 1,097 | 1280,00 |
| | C5 | 0,584 | 1055,00 |
| | C6 | 0,287 | 913,33 |




Gambar 4. Perbandingan kapasitas aksial benda uji

## Pengaruh rasio volumetrik sengkang terhadap rasio daktilitas regangan kolom

Menurut Razvi dan Saatcioglu (1989), daktilitas regangan uniaksial kolom dapat dihitung sebagai rasio antara regangan saat tegangan puncak mengalami penurunan sebesar 15% dengan regangan pada saat tercapainya tegangan puncak ($\varepsilon_{cc85}/\varepsilon_{ccmaks}$). Adapun tegangan dan regangan rata-rata yang digunakan dalam menghitung daktilitas regangan diperoleh dari kurva tegangan-regangan pada Gambar 3. Daktilitas regangan dari masing-masing benda uji ditampilkan pada Tabel 4.

Tabel 4. Daktilitas regangan uniaksial benda uji kolom

| Kelompok Variasi | Benda Uji | Rasio Volumetrik | $f'_{cc}$ maks | $\varepsilon_{cc,maks}$ | $f'_{cc\ 85}$ | $\varepsilon_{cc\ 85}$ | Daktilitas Regangan ($\varepsilon_{cc85}/\varepsilon_{ccmaks}$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | % | MPa | mm/mm | Mpa | mm/mm | |
| Grup I | C1 | 0,402 | 15,25 | 0,00347 | 12,96 | 0,00405 | 1,167 |
| | C2 | 0,402 | 15,18 | 0,00351 | 12,95 | 0,00378 | 1,077 |
| | C3 | 0,804 | 15,96 | 0,00354 | 13,57 | 0,00395 | 1,116 |
| Grup II | C4 | 1,097 | 19,57 | 0,00295 | 16,63 | 0,00356 | 1,207 |
| | C5 | 0,584 | 16,72 | 0,00284 | 14,21 | 0,00329 | 1,158 |
| | C6 | 0,287 | 15,77 | 0,00273 | 13,41 | 0,00311 | 1,139 |

Peningkatan rasio volumetrik sengkang dapat meningkatkan nilai daktilitas regangan seperti ditunjukan oleh benda uji Grup I (C2 dan C3) dan Group II (C4, C5, dan C6) pada Tabel 4, walaupun peningkatannya tidak begitu besar. Penggunaan tulangan BJTP pada benda uji C1 memberikan daktilitas regangan lebih besar daripada benda uji C2 yang menggunakan GWWF walaupun rasio volumetriknya sama, hal ini disebabkan oleh nilai tegangan leleh dan tegangan maksimum dari BJTP lebih besar daripada GWWF. Hal ini juga terjadi pada Benda Uji C3 dimana daktilitas regangan uniaksialnya masih lebih kecil dibandingkan dengan benda uji C1 walaupun benda uji C3 memiliki rasio volumetrik sengkangnya dua kali dari benda uji C1.

Penggunaan GWWF grid 50x50mm memberikan kekangan yang lebih baik dibandingkan dengan GWWF grid 100x100mm. Hal ini ditunjukan oleh daktilitas yang dihasilkan benda uji C6 lebih besar dibandingkan dengan benda uji C2 dan C3 walaupun rasio volumetric C6 lebih kecil daripada C2 dan C3. Peningkatan efek kekangan dari GWWF grid 50x50 mm dibandingkan dengan GWWF grid 100x100 mm ini mungkin disebabkan oleh adanya tambahan *cross tie* pada sengkangnya yang memberikan tahanan lateral terhadap pengembangan beton kesamping.

## Pengaruh rasio volumetrik sengkang terhadap kekuatan inti penampang

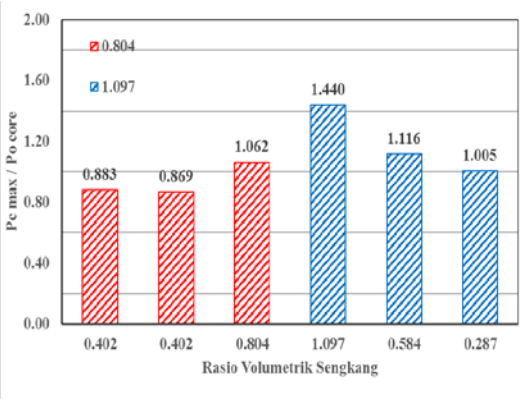
Adanya peningkatan kekuatan inti beton akibat pengekangan dapat dihitung dengan mencari rasio antara kekuatan maksimum dari beton ($P_{o,max}$) dan kekuatan tekan inti beton hasil eksperimen dengan tidak memperhitungkan tulangan dalam beton ($P_{o,core}$) tersebut (Razvi dan Saatcioglu, 1999). Tabel 5 dan Gambar 5 menunjukan perbandingan kekuatan inti beton rata-rata dari semua variasi rasio volumetrik yang ditinjau. Secara umum, inti beton meningkat seiring dengan bertambahnya rasio volumetrik sengkang kecuali untuk benda uji C1 dan C2, dimana pada benda uji ini kekangan tulangan transversal terhadap inti beton tidak bekerja dengan baik. Penggunaan GWWF dengan grid yang lebih kecil untuk mendapatkan adanya cross tie, memberikan kekangan inti beton yang

ISBN: 978-602-60286-0-0

lebih baik dibandingkan dengan hanya meningkatkan rasio volumetrik sengkang saja seperti ditunjukan oleh Benda Uji C3 dan C5.

Tabel 5. Peningkatan kekuatan inti beton

| Klp. Variasi | Benda Uji | Rasio Volumetrik | $P_{o,core}$ | $P_{c,max}$ | $P_{c,max}$ / $P_{o,core}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| | | (%) | (kN) | (kN) | |
| Grup I | C1 | 0,402 | 603,97 | 586,58 | 0,971 |
| | C2 | 0,402 | 603,97 | 576,58 | 0,955 |
| | C3 | 0,804 | 603,97 | 616,58 | 1,021 |
| Grup I | C4 | 1,097 | 726,85 | 1046,58 | 1,440 |
| | C5 | 0,584 | 736,06 | 821,58 | 1,116 |
| | C6 | 0,287 | 676,49 | 679,91 | 1,005 |




Gambar 5. Perbandingan rasio kekuatan inti beton

## Perbandingan Kapasitas Aksial Tekan Eksperimen terhadap Teori

Kapasitas suatu kolom yang dibebani dengan gaya uniaksial saja dapat dihitung menggunakan ketentuan dalam SNI 2847:2013 dimana kapasitas aksial merupakan kontribusi dari beton dan tulangan longitudinal. Dalam menghitung kontribusi beton saja maka tegangan beton yang dipergunakan lebih kecil daripada tegangan beton hasil tes silindernya akibat dari pengaruh *sustain loading*. Razvi dan Saatcioglu (1999) menyarankan dalam menghitung kontribusi dari beton dipergunakan nilai $f'_{co} = 0{,}85f'_{cr}$, dengan $f'_{co}$= kuat tekan beton akibat *sustain loading* dan $f'_{cr}$ = kuat tekan beton rata-rata. Hasil perbandingan kapasitas aksial $P_{o,sni}$ dan $P_{o,test}$ ditampilkan pada Tabel 6

Tabel 6. Kapasitas aksial kolom penampang pipih (f'co=0,85 f'cr)

| Kelompok Variasi | Benda Uji | Rasio Volumetrik | $P_{o,sni}$ | $P_{o,test}$ | $P_{o,test}/P_{o,sni}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| | | (%) | (kN) | (kN) | |
| Grup I | C1 | 0,402 | 945,705 | 767,00 | 0,811 |
| | C2 | 0,402 | 945,705 | 758,00 | 0,802 |
| | C3 | 0,804 | 945,705 | 875,00 | 0,925 |
| Grup I | C4 | 1,097 | 1077,031 | 1280,00 | 1,188 |
| | C5 | 0,584 | 1077,031 | 1055,00 | 0,980 |
| | C6 | 0,287 | 1077,031 | 913,33 | 0,848 |
| | | | | Rata-rata | 0,926 |
| | | | | Standar Deviasi (SD) | 0,133 |
| | | | | Co Variasi (CoV) | 0,143 |

Dari Tabel 6 dapat dilihat bahwa prediksi SNI *overestimate* kapasitas tekan kolom penampang pipih dengan sengkang *GWWF*, diman nilai rata-rata rasio $P_{o,test}/P_{o,sni}$ = 0,926 dengan nilai simpangan SD = 0,133 dan CoV = 0,143. Hanya benda uji dengan rasio volumetrik 1,097% (C4) yang aman bila kapasitas aksialnya diprediksi dengan persamaan pada SNI 2847:2013 dimana nilai rata-rata rasio $P_{o,test}/P_{o,sni}$ bernilai lebih dari 1,0.

## 4. KESIMPULAN

Berdasarkan data hasil pengujian, analisis dan pembahasan yang telah diuraikan sebelumnya maka dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Penambahan rasio volumetrik sengkang dengan mempergunakan jarak sengkang yang lebih rapat dan memperbesar diameter sengkang mampu meningkatkan kapasitas aksial tekan kolom beton bertulang berpenampang pipih baik pada Group I maupun Group II.
2. Untuk benda uji C1 dan C2 yang memiliki nilai rasio volumetrik sengkang yang sama yaitu 0,402% memiliki nilai kapasitas aksial tekan yang nilainya tidak berbeda jauh yaitu 767 kN untuk benda uji C1 dengan menggunakan BJTP ϕ3 mm dan 758 kN untuk benda uji C2 dengan menggunakan GWWF 100x100 ; ϕ3 mm.

ISBN: 978-602-60286-0-0

3. Nilai daktilitas meningkat dengan penambahan rasio volumetrik sengkang untuk Group I dan Group II, walaupun peningkatannya tidak begitu besar ($\mu < 2$).
4. Penggunaan GWWF grid 100x100 mm tidak terlalu efektif jika dibandingkan dengan GWWF grid 50x50 mm dalam meningkatkan kapasitas aksial dan daktilitas regangan kolom yang ditunjukkan dari hasil pengujian Benda Uji C3 dan C5.

## DAFTAR PUSTAKA


Mander, J. B., Priestly, M. J. N., and Park, R. (1988). "Theoritical Stress-Strain Model for Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE. 114(8), 1804-1825

Purnawan, I Kadek. (2011). "Pengaruh Rasio Volumetrik Sengkang Terhadap Kapasitas Aksial Tekan dan Daktilitas Kolom Beton Bertulang Berpenampang Pipih". Tugas Akhir. P. S. Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Udayana.

Razvi, S. R. and Saatcioglu, M. (1998). "Confinement Model for High Strenght Concrete", ASCE Journal of Structural Engineering. 90(5), September-Oktober, 542-552

Saatcioglu, M. and Grira, M. (1999). "Confinement of Reinforced Concrete Columns with Welded Reinforcement Grids" ACI Structural Journal, 96(1). May-June, 29-39.

Sheikh, S. A., and Uzumeri, S. M. (1980). "Strength and Ductility of Tied Concrete Columns", Journal of the Structural Division, ASCE. Volume 106, ST5,1079-1102.

Sudarsana, I K. 2010. "Analisis Pengaruh Konfigurasi Tulangan Terhadap Kekuatan Dan Daktilitas Kolom Beton Bertulang", Jurnal Ilmiah Teknik Sipil. 14(1), Januari.

Sudarsana, I K. (2013). "Experimental study on confined concrete of thin column sections". Prosiding Konferensi Nasional Teknik Sipil 7, Surakarta, 24-26 Oktober 2013, s99-105

Sugita, I Made. (2011). "Pengaruh Konfigurasi Sengkang Terhadap Kapasitas Aksial dan Daktilitas Kolom Beton Bertulang Berpenampang Pipih". Tugas Akhir. P. S. Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Udayana.

Tavio, Benny Kusuma, and Priyo Suprobo. (2012). "Experimental Behavior of Concrete Columns Confined by Welded Wire Fabric as Transverse Reinforcement under Axial Compression", ACI Structural Journal, 109(3). May-June, 339-347.

Vallenas, J., Bertero, V. V., and Popov, E.P. (1977). "Concrete Confined by Rectangular Hoops Subjected to Axial Loads." Report 77/13, Earthquake Engineering Research Centre, Univ. of California, Berkeley, California


ISBN: 978-602-60286-0-0

# EVALUASI DAKTILITAS KURVATUR PILAR JEMBATAN BETON BERTULANG

**Bambang Hadibroto[1], Ade Faisal[2]**

*[1]Prodi Teknik Sipil, Universitas Negeri Medan, Jl. Willem Iskandar – Pasar V Medan Estate*
*Email: hadibroto@unimed.ac.id*
*[2] Jurusan Teknik Sipil, UMSU, Jl. Kapten Mucthar Basri No. 3, Kota Medan, Sumatera Utara*
*Email: faisalade@gmail.com*

## ABSTRAK

Beraneka ragam metode untuk membuat suatu pilar jembatan beton bertulang menjadi lebih daktail, salah satunya dengan pemberian tulangan pengikat. Pemberian tulangan pengikat pada pilar akan mengakibatkan pilar tersebut memiliki kemampuan untuk berdeformasi lebih besar daripada pilar yang tidak diberi tulangan pengikat. Kontribusi pengikatan terhadap tingkat daktilitas pilar dapat dilihat dari diagram momen-kurvaturnya. Pilar yang mengalami tarikan berlebihan akan mengakibatkan retak pada pilar yang diakibatkan oleh lelehnya tulangan. Sehingga suatu saat keruntuhan akan terjadi bila tarikan yang terjadi melebihi kapasitas kekuatan dan deformasi dari pilar. Hal ini menunjukkan bahwa perlu adanya evaluasi terhadap daktilitas kurvatur kolom dengan memperhitungkan kontribusi pengikatan. Ada berbagai formulasi pemodelan diagram momen-kurvatur yang telah diusulkan sampai saat ini untuk dipakai di dalam analisa tidak linear. Perbedaan pemodelan diagram momen-kurvatur ini akan memberikan pengaruh kepada hasil daktilitas kurvatur yang kemudian juga berpengaruh kepada daktilitas simpangan. Studi ini dibuat untuk mengetahui kontribusi pengikatan terhadap daktilitas kurvatur dan simpangan dengan program komputer analisa tampang CUMBIA yang berbasis model makro. Momen-kurvatur dan interaksi gaya aksial-momen dari hasil analisa CUMBIA tersebut kemudian dipakai untuk analisa pushover struktur pilar jembatan dengan SAP2000. Hasil dari studi ini menunjukkan bahwa hasil analisa pushover yang memakai keluaran program CUMBIA memberikan hasil yang mendekati kepada hasil eksperimental milik Chung dkk. (2008). Namun demikian hasil evaluasi simpangan dan daktilitas memakai elemen garis di SAP2000 tidak direkomendasikan untuk dipakai bila data momen-kurvatur dan interaksi gaya aksial-momen diambil dari CUMBIA. Hal ini disimpulkan karena hasil analisa pushover tidak mendekati kurva selubung terluar hasil uji eksperimental.

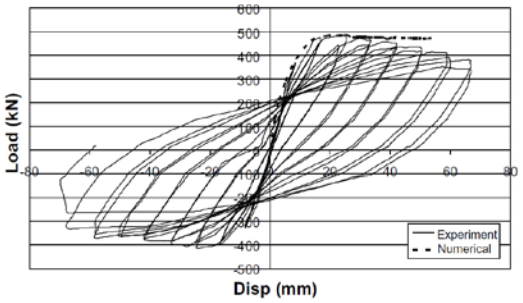
Kata kunci: pilar, momen kurvatur, daktilitas.

## 1. PENDAHULUAN

Belakangan ini perencanaan struktur kolom dalam hal ini pilar jembatan menuntut daktilitas struktur yang lebih tinggi. Hal tersebut disebabkan karena sering terjadi kasus keruntuhan pilar jembatan akibat gempa, penurunan dan pergeseran tanah. Untuk mencegah korban akibat keruntuhan pilar jembatan, diharapkan semua pilar jembatan memiliki perilaku daktail agar dapat menunda waktu keruntuhan akan material beton. Untuk membuat suatu pilar jembatan menjadi lebih daktail ada berbagai macam metode, diantaranya ialah dengan pemberian tulangan pengikat pada pilar jembatan. Dengan pemberian tulangan pengikat pada pilar tersebut mengakibatkan pilar yang diberi tulangan pengikat memiliki kekuatan lebih besar daripada pilar yang tidak diberi tulangan pengikat. Pada umumnya, pengikat dapat menggunakan sengkang biasa ataupun tulangan berbentuk spiral. Pengikatan pilar dengan tulangan berbentuk spiral sangat rapat (pilar spiral) memiliki perilaku yang lebih daktail daripada pengikatan pilar dengan sengkang biasa ataupun pengikatan kolom (pilar) dengan spiral kurang rapat (Nilson dkk, 2004). Pilar spiral akan dapat bertahan lebih lama (daktail) sebelum mengalami keruntuhan dibandingkan dengan pilar yang diberi pengikatan dengan sengkang biasa ataupun dengan spiral kurang rapat (kurang daktail). Hal ini menunjukkan bahwa adanya perbedaan daktilitas bisa sangat mempengaruhi kekuatan pilar dan kekuatan pilar itu sendiri dapat mempengaruhi kecepatan keruntuhan getas pada material beton.

Kontribusi pengikatan terhadap tingkat daktilitas pilar dapat dilihat dari pemodelan diagram Momen-Kurvaturnya. Pada dasarnya, kurvatur adalah gradien kemiringan dari diagram regangan. Nilai kurvatur akan bervariasi sepanjang batang dikarenakan adanya perubahan antara posisi kedalaman garis netral dan regangan antara daerah retak. Retak yang timbul pada pilar (kolom) akibat lelehnya tulangan akan mengakibatkan beton mengalami sedikit tarik (Park dan Paulay, 1976). Sehingga suatu saat beton tidak mampu lagi bertahan dan terjadilah keruntuhan. Hal ini menunjukkan bahwa perlu adanya evaluasi terhadap daktilitas kurvatur kolom dengan memperhitungkan kontribusi pengikatan. Dari paper Erduran dapat dilihat bahwa penelitian dari kolom bangunan atau pilar suatu jembatan dapat

dilakukan secara eksperimental dan numerical. Paper ini memakai kolom ukuran 45,7 x 45,7 cm yg telah diuji eksperimen oleh Azizinamini.




Gambar 1. Perilaku dari kolom eksperimental dan numerik (Erduran, 2004)

Oleh erduran dilakukan penelitian ulang secara numerical dengan menggunakan analisa statik tidak linear (pushover analysis) untuk pendekatan. Hasil Gambar 1. menunjukkan bahwa hasil analisa statik tidak linear dari Erduran tidak klop dengan hasil analisa siklis eksperimen dari Azizinamini secara keseluruhan, tetapi memiliki nilai yang mendekati. Secara umum analisa beban dorong (*pushover analysis*) dapat dipakai untuk mengevaluasi kapasitas berbagai struktur terhadap gaya dan perpindahan akibat gempa. Kapasitas ini dianggap dapat mewakili keadaan gaya-perpindahan histeresis yang dihasilkan oleh gaya dinamis (ATC-55). Analisa beban dorong juga direkomendasikan dipakai untuk mengevaluasi kapasitas dinamis akibat gempa pada struktur pilar jembatan, seperti dijelaskan di dalam Buckle dkk. (2006).

Formulasi-formulasi pemodelan diagram Momen-Kurvatur yang telah memperhitungkan kontribusi pengikatan terhadap daktilitas kurvatur kolom telah diusulkan oleh peneliti seperti Chung dkk. (2008), dan masih banyak usulan lainnya. Pemodelan diagram Momen-Kurvatur oleh para peneliti inilah yang akan diperhitungkan dalam menganalisis daktilitas kurvatur penampang kolom beton bertulang. Apabila kita ingin mendesain suatu penampang pilar (kolom) dan mengecek kemampuan layan (serviceability) serta menganalisis daktilitas kurvatur penampang pilar tersebut, maka akan lebih mudah apabila menggunakan suatu program komputer atau software. Beberapa program komputer yang dapat menfasilitasi kita untuk dapat menganalisis daktilitas kurvatur penampang pilar tersebut adalah CUMBIA (Montejo dan Kowalsky, 2007). CUMBIA dibuat mengacu kepada metoda Mander (1988) yaitu sebuah model makro berbasis gaya-perpindahan.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

Dalam merencanakan struktur jembatan beton yang harus diperhitungkan adalah kemampuan struktur jembatan tersebut untuk memikul beban-beban yang bekerja pada struktur tersebut, seperti beban gravitasional dan beban lateral. Jadi, dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa harus diperhitungkan efek dari gaya lateral yang bersifat siklis (bolak-balik) yang dialami oleh elemen struktur selama terjadinya gempa bumi. Agar struktur dapat memikul gaya lateral yang terjadi, maka diperlukan beberapa kriteria seperti daktilitas yang memadai di daerah joint dan penggunaan elemen struktur yang tahan gempa. Pelaksanaan konsep desain kapasitas struktur adalah memperkirakan urutan kejadian dari kegagalan suatu struktur berdasarkan beban maksimum yang dialami struktur. Sehingga kita merencanakan bangunan dengan elemen-elemen struktur tidak dibuat sama kuat terhadap gaya yang direncanakan, tetapi ada elemen-elemen struktur atau titik pada struktur yang dibuat lebih lemah dibandingkan dengan yang lain dengan harapan di elemen atau titik itulah kegagalan struktur terjadi pada saat beban gempa maksimum bekerja.

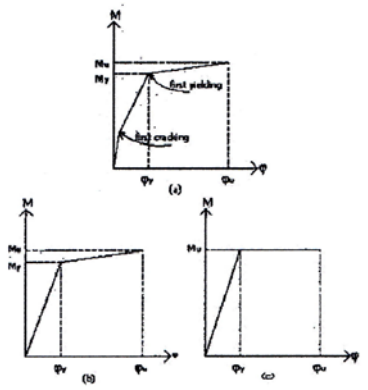
Berdasarkan hal tersebut, perencanaan struktur dapat direncanakan dengan mengetahui skenario keruntuhan dari struktur tersebut dalam menahan beban maksimum yang bekerja. Pelaksanaan konsep desain kapasitas struktur adalah memperkirakan urutan kejadian dari kegagalan suatu struktur berdasarkan beban maksimum yang dialami struktur. Sehingga kita merencanakan bangunan dengan elemen-elemen struktur tidak dibuat sama kuat terhadap gaya yang direncanakan, tetapi ada elemen-elemen struktur atau titik pada struktur yang dibuat lebih lemah dibandingkan dengan yang lain dengan harapan di elemen atau titik itulah kegagalan struktur terjadi pada saat beban gempa maksimum bekerja. Berdasarkan konsep mekanisme keruntuhan ini, pertama kali terbentuk sendi plastis pada struktur balok, baru pada tahap-tahap akhir plastis terjadi pada ujung-ujung bawah kolom (*strong column weak beam*). Hal ini dimaksudkan agar sejumlah besar sendi plastis yang terjadi pada struktur secara daktail. Struktur yang daktail dapat memencarkan energi melalui proses pelelehan struktur dan diharapkan dapat menyerap beban gempa. Secara matematis konsep "*strong column weak beam*" dapat dituliskan dalam bentuk persamaan sebagai berikut :

ISBN: 978-602-60286-0-0

$$\sum Mn_{balok} < \sum \frac{5}{6} Mn_{kolom} \quad (1)$$

## Hubungan Momen Kurvatur

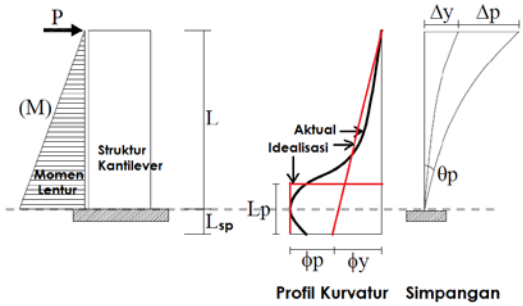
Analisis momen kurvatur diperlukan untuk mengetahui daktilitas dari suatu elemen struktur yang erat kaitannya dengan redistribusi momen. Redistribusi momen mi berpengaruh dalam sebuah desain, yaitu dapat mcngurangi besarnya tulangan baja yang diperlukan pada sebuah perletakan menerus. Hal ini dikarenakan dengan melakukan redistribusi momen, akan dapat mengurangi besarnya momen maksimum yang terjadi pada sebuah elemen struktur. Hal yang penting dalam suatu desain dengan beban gempa adalah daktilitas dari struktur, karena filosofi desain yang ada saat ini berdasarkan pada konsep penyerapan energi dan disipasi oleh deformasi plastis untuk bertahan terhadap sebuah gempa. Sehingga sebuah struktur yang tidak memiliki kemampuan daktilitas yang mencukupi harus didesain dengan beban gempa yang lebih besar untuk menghindari keruntuhan dari struktur tersebut. Hubungan momen kurvatur sccara praktisnya dapat diidealisasikan menjadi tiga macam kurva seperti yang terlihat pada Gambar 2. Kurva yang pertama menunjukkan adanya tiga fase, yaitu fase pertama pada saat beton mulai retak, fase kedua pada saat baja mulai leleh dan fase ketiga adalah pada saat baja sudah mcncapai batas dari nilai rcgangan gunanya. Pada Gambar 2.b dan Gambar 2.c menunjukkan kurva yang bilinier, yang pada umumnya cukup akurat untuk dapat dipergunakan. Setelah beton mcngalami retak, maka hubungan antara momen kurvatur hampir linier dari titik awal nol sampai dengan titik di mana baja mulai leleh. Schingga kcdua kurva ini mcrupakan idealisasi yang cukup akurat untuk beton yang telah mengalami retak pertama.



Gambar 2. Hubungan momen kurvatur untuk penampang beton
dengan tulangan tunggal akibat kegagalan tarik.

## Kondisi Batas Makro untuk Elemen Kolom Beton

Model elemen kolom yang ditinjau adalah memperkirakan pengaruh lentur, geser, deformasi aksial dan zona panjang kaku (*rigid length zone*). Kondisi batas yang ditinjau adalah keadaan leleh (*yield*) dan runtuh (*ultimate*). Panjang zona kaku ($L_p$) pada sebuah elemen adalah panjang dimana kondisi sendi plastis terjadi. Panjang ini dapat ditentukan menggunakan persamaan usulan Priestley dkk. (1996) untuk kondisi elemen struktur kantilever seperti pilar jembatan (Gambar 3).




Gambar 3. Kondisi batas lentur pada system kolom kantilever dan panjang sendi plastis (Priestley dkk., 1995)

$$L_p = kL_c + L_{sp} \geq 2L_{sp} \quad (2)$$

ISBN: 978-602-60286-0-0

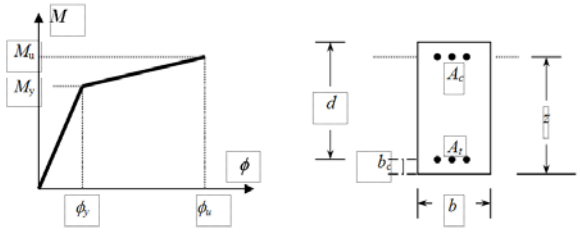
dimana

$$L_{sp} = 0{,}0022\, f_s\, d_{bl} \text{ untuk } f_s \le f_y \quad (3)$$

$$k = [0.02\,(f_{su} / f_y)] - 1 \quad (2.23) \quad (4)$$

$L_c$ = panjang dari penampang kritis ke titik dimana terjadi lenturan balik; $f_s$ = tegangan tarik besi tulangan memanjang (lentur); $f_{su}$ = tegangan tarik runtuh (*fracture*) besi tulangan memanjang (lentur); $f_y$ = tegangan leleh besi tulangan memanjang (lentur); $d_{bl}$ = diameter tulangan lentur

Nilai-nilai momen-kurvatur untuk kondisi batas kolom beton bertulang, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4. dapat diperkirakan secara perhitungan manual. Untuk kurvatur pada keadaan leleh $\phi_y$ dapat diperkirakan dengan menggunakan persamaan usulan Park dan Paulay (1974) yang dimodifikasi oleh Kunnath dkk. (1992):




Gambar 4. Kondisi batas lentur (momen-kurvatur) elemen struktur beton

$$\phi_y = \left[1.05 + (C_2 - 0.05)\frac{n_0}{3}\right]\frac{f_y / E_s}{d(1-k)} \quad (5)$$

dimana

$$C_2 = \frac{0.45}{\left[0.84 + \left(\frac{A_t f_y}{b d f_c^{'}}\right)\right]} \quad ; \quad n_0 = \frac{N}{\left(b d f_c^{'}\right)}$$

$f'_c$ = kekuatan tekan beton umur 28 hari; $f_y$ = kekuatan leleh baja tulangan; $b$ = lebar penampang kolom; $A_t$ = luasan baja tulangan tarik; $N$ = gaya aksial; $E_S$ = modulus elastisitas; dan $k$ = faktor ketinggian sumbu netral, yang dihitung melalui persamaan berikut

$$k = \sqrt{\left(\frac{A_t f_y}{b d f_c^{'}} + \frac{A_c f_y}{b d f_c^{'}}\right)^2 \frac{1}{4(\varepsilon_y / \varepsilon_0)^2} + \left(\frac{A_t f_y}{b d f_c^{'}} + \frac{A_c d_c f_y}{b d^2 f_c^{'}}\right)\frac{1}{\varepsilon_y / \varepsilon_0} - \left(\frac{A_t f_y}{b d f_c^{'}} + \frac{A_c f_y}{b d f_c^{'}}\right)\frac{1}{2\varepsilon_y / \varepsilon_0}} \quad (6)$$

dimana $A_c$ adalah luasan baja tulangan tekan; $d_c$ adalah tebal selimut beton pada tulangan tekan, $\varepsilon_y$ dan $\varepsilon_0$ adalah regangan pada tegangan maksimum untuk baja tulangan dan selimut beton.
Momen lentur pada keadaan leleh ($M_y$) dapat diperkirakan dengan persamaan berikut Park dkk. (1987):

$$M_y = 0.5 f_c^{'} b d^2 \left[\left(1 + \frac{d_c}{d} - \frac{0.75}{1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_0}}\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^{0.7}\right)\frac{N}{b d f_c^{'}} + \left(2 - \frac{0.75}{1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_0}}\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^{0.7}\right)\frac{A_t f_y}{b d f_c^{'}} + \left(\frac{0.75}{1 + \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_0}}\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0}\right)^{0.7} - 2\frac{d_c}{d}\right)\frac{A_c f_y}{b d f_c^{'}}\alpha_c\right] \quad (7)$$

dimana

$$\alpha_c = \left(1 - \frac{d_c}{d}\right)\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_0} - \frac{d_c}{d}$$

Sedangkan momen lentur pada keadaan runtuh atau batas ($M_u$) dapat diperkirakan dengan persamaan berikut (Park dkk., 1987):

ISBN: 978-602-60286-0-0

$$M_u = \left[1.24 - 0.15\left(\frac{A_t f_y}{bdf_c^{'}}\right) - 0.5\left(\frac{N}{bdf_c^{'}}\right)\right] M_y \tag{8}$$

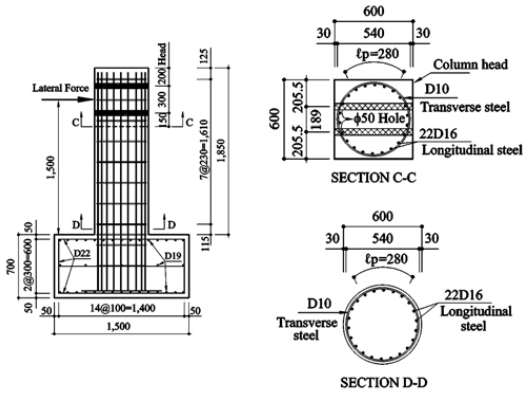
Kurvatur elemen kolom beton bertulang dapat diperkirakan dengan menganggap kolom berperilaku sama dengan elemen balok sebagaimana persamaan yang diusulkan oleh Park dan Paulay (1976) :

$$\phi_u = \frac{0.85 f_c^{'} b \beta_1 \varepsilon_c}{A_t f_y - A_c f_y} \tag{9}$$

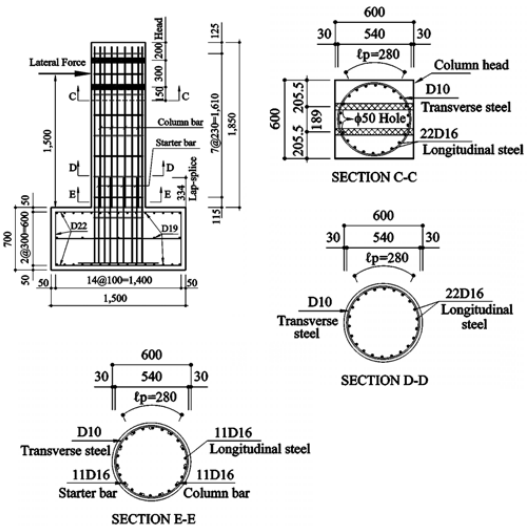
dimana $\beta_1$=0.85 untuk kuat tekan beton $f'_c \leq$ 4000 psi, dan dapat dikurangi secara berterusan sebesar 0.05 untuk setiap 1000 psi bila melebihi 4000 psi; sedangkan $\varepsilon_c$ adalah regangan beton pada penampang kolom bagian serat tekan.

## 3. METODOLOGI PENELITIAN

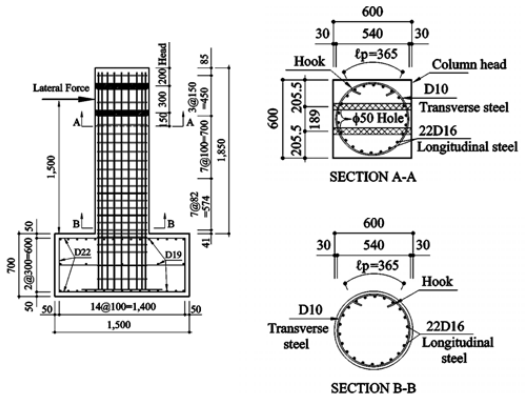
Penelitian ini dibuat model linear pilar jembatan beton bertulang berdasarkan studi Chung dkk. (2008) yaitu sebanyak 4 model (Gambar 5.1. - 5.4.).



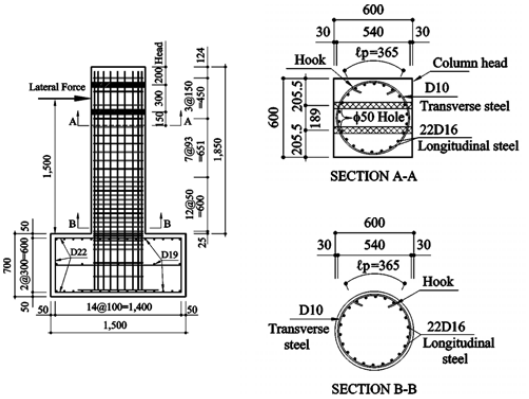

Gambar 5.1. *Model 1 Chung dkk. (2008) section C-C dan D-D*




Gambar 5.2. *Model 2 Chung dkk. (2008) section C-C, D-D dan E-E*




Gambar 5.3. *Model 3 Chung dkk. (2008) section A-A dan B-B*




Gambar 5.4. *Model 4 Chung dkk. (2008) section A-A dan B-B*

Ke-empat model pilar tersebut memiliki karakteristik specimen yang berbeda-beda berdasarkan kepada penggunaan material dan perencanaan. Hal ini dapat dilihat dalam tabel 1.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 1. *Characteristics of test specimen* dari Chung dkk

| Konsep Perencanaan | | Biasa | | Menengah | Gempa |
|---|---|---|---|---|---|
| Nomenclature * | | UN-SP00-R0 (Model 1) | DN-SP50-R0 (Model 2) | DL-SP00-R0 (Model 3) | US-SP00-R0 (Model 4) |
| Tulangan Memanjang | Rasio (%) | 22D16 1.55 | 22D16 1.55 | 22D16 1.55 | 22D16 1.55 |
| | Lap Splice (%) | 0 | 50 | 0 | 0 |
| Tulangan Sengkang | Rasio (%) | 0.23 | 0.23 | 0.86 | 1.31 |
| | Spasi mm WPHR/OPHR ** | 230 | 230 | 82/100 | 50/93 |
| Gaya Normal (kN) | | $0.1f'_cA_g = 664.4$ | | | |
| Diameter (mm) | Beton | 600 | 600 | 600 | 600 |
| | Tulangan Sengkang | 10 | 10 | 10 | 10 |
| Tinggi Kolom (mm) | | 1500 | 1500 | 1500 | 1500 |
| $f'_c$ (Mpa) | | 27 | 27 | 27 | 27 |
| $f_y$ (Mpa) | ∅16 | 367 | 367 | 367 | 367 |
| | ∅10 | 357 | 357 | 357 | 357 |
| Selimut Beton (cm) | | 5 | 5 | 5 | 5 |
| $E_c = 5000\sqrt{f'c}$ (Mpa) | | 25981 | 25981 | 25981 | 25981 |

*)

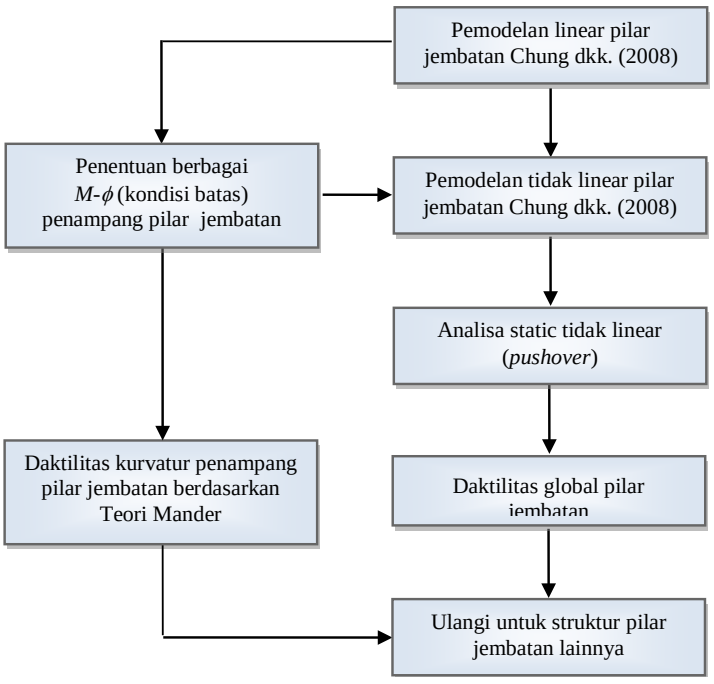
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| UN | = | *undamaged ordinary design specimen* | = | Spesimen dengan perencanaan biasa (tidak rusak) |
| DN | = | *damaged ordinary design specimen* | = | Spesimen dengan perencanaan biasa (rusak) |
| DL | = | *damaged intermediate design specimen* | = | Spesimen dengan perencanaan menengah (rusak) |
| US | = | *undamaged seismic design specimen* | = | Spesimen dengan perencanaan gempa (tidak rusak) |
| SP | = | *lap splice* | | |
| R | = | *retrofit* | | |

**)

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| WPHR | = | *within plastic hinge region* | = | di dalam daerah sendi plastis |
| OPHR | = | *outside plastic hinge region* | = | di luar daerah sendi plastis |

## Metodologi Simulasi

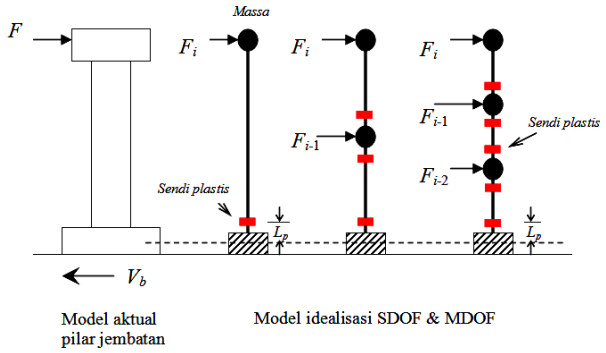
Penelitian dibuat berdasarkan gambar *flow-chart* dan penjelasan di bawah ini :




Gambar 6. Bagan alir metodologi yang dipakai

ISBN: 978-602-60286-0-0

a. Menghitung momen-kurvatur ($M$-$\phi$) penampang pilar jembatan sebagai kondisi batas pada analisa statik tidak linear. Momen-kurvatur dihitung berdasarkan model makro (menggunakan program CUMBIA). Hasil yang diharapkan adalah dalam bentuk gaya momen-kurvatur dan interaksi gaya momen-aksial. Daktilitas kurvatur berbagai penampang dapat diperoleh pada langkah ini.
b. Membuat model linear pilar jembatan berdasarkan studi Chung dkk. (2008) menggunakan SAP2000 yaitu sebanyak 4 model (lihat Gambar 5.1. s/d Gambar 5.4.). Pada langkah ini juga dibuat model struktur pilar jembatan dengan menggunakan titik massa terpusat (*lumped mass*) lebih dari satu buah (Gambar 7.).
c. Membuat model tidak linear struktur pilar jembatan Chung dkk. (2008) menggunakan SAP2000 (4 model) dengan memasukkan kondisi batas $M$-$\phi$ pada titik sendi plastis (titik ini berjarak sepanjang $L_p$ dari perletakan) model linear pada langkah 1, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 7. Untuk keempat model tidak linear yang akan dibuat masing-masing terdiri dari 1 model berderajat kebebasan tunggal (SDOF).
d. Menganalisa struktur pilar jembatan secara statik tidak linear menggunakan metoda *pushover* dengan bantuan program SAP2000 untuk mendapatkan hubungan global gaya-perpindahan. Pada langkah ini juga diidentifikasi kondisi leleh dan sendi plastis yang terjadi pada struktur pilar jembatan.
e. Mengulangi langkah-langkah di atas untuk jenis penampang pilar jembatan lainnya.




Gambar 7. Model SDOF dan MDOF pilar jembatan yang diberikan distribusi gaya geser lateral $F_i$ untuk mewakili gaya geser dasar gempa

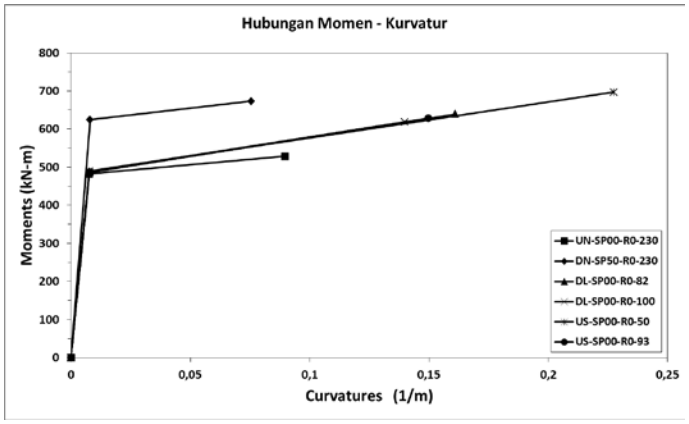
## 4. ANALISA HASIL PENELITIAN

### Grafik Hubungan Momen-Kurvatur

Tabel 2. Hubungan Momen-Kurvatur

| No | Characteristics of Test Specimen | Curvature | | | Moment | | | EI Effektif |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | First Yield (1/m) | Ultimate (1/m) | Ultimate/Yield | First Yield (kN-m) | Ultimate (kN-m) | Ultimate/Yield | Yield Moment/Yield Curvature |
| 1 | UN-SP00-R0-230 | 0.00760 | 0.08968 | 11.800 | 482.060 | 528.240 | 1.096 | 63428.947 |
| 2 | DN-SP50-R0-230 | 0.00799 | 0.07544 | 9.442 | 624.690 | 672.900 | 1.077 | 78183.980 |
| 3 | DL-SP00-R0-82 | 0.00772 | 0.16105 | 20.861 | 488.470 | 639.000 | 1.308 | 63273.316 |
| 4 | DL-SP00-R0-100 | 0.00768 | 0.13986 | 18.211 | 485.820 | 618.720 | 1.274 | 63257.813 |
| 5 | US-SP00-R0-50 | 0.00772 | 0.22738 | 29.453 | 489.370 | 696.910 | 1.424 | 63389.896 |
| 6 | US-SP00-R0-93 | 0.00769 | 0.14967 | 19.463 | 486.700 | 628.770 | 1.292 | 63289.987 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

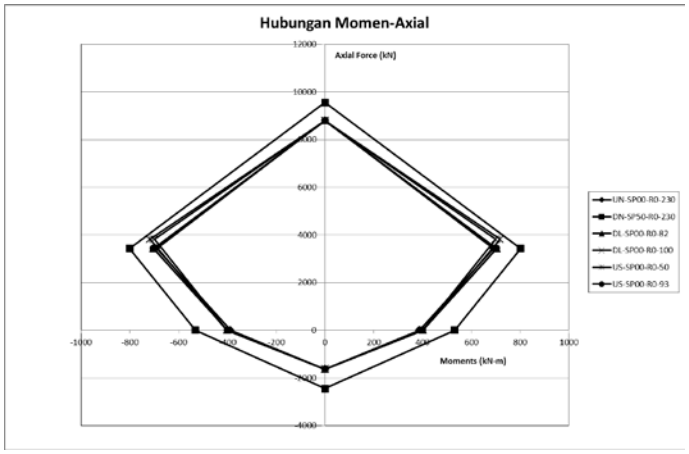



Gambar 8. Hubungan Momen-Kurvatur

## Grafik Hubungan Momen-Axial

Tabel 3. Hubungan Momen-Axial

| No | Characteristics of Test Specimen | Max. Compression Load | | Max. Tension Load | | Maximum Moment | | Moment (Mxx) at P = 0 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | P (kN) | M3 (kN-m) | P (kN) | M3 (kN-m) | M3 (kN-m) | P at Max. Moment (kN) | M3 (kN-m) | P (kN) |
| 1 | UN-SP00-R0-230 | 8802.190 | 0 | -1630.080 | 0 | 690.620 | 3435.330 | 386.520 | 0 |
| 2 | DN-SP50-R0-230 | 9552.730 | 0 | -2445.120 | 0 | 801.570 | 3435.330 | 531.480 | 0 |
| 3 | DL-SP00-R0-82 | 8789.760 | 0 | -1630.080 | 0 | 703.790 | 3435.330 | 400.230 | 0 |
| 4 | DL-SP00-R0-100 | 8792.580 | 0 | -1630.080 | 0 | 699.510 | 3817.040 | 400.330 | 0 |
| 5 | US-SP00-R0-50 | 8781.340 | 0 | -1630.080 | 0 | 718.210 | 3817.040 | 402.500 | 0 |
| 6 | US-SP00-R0-93 | 8791.580 | 0 | -1630.080 | 0 | 703.440 | 3435.330 | 399.410 | 0 |




Gambar 9. Hubungan Momen-Axial

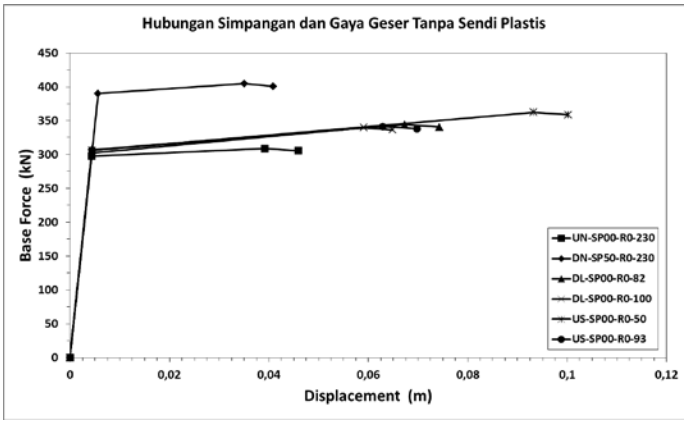
## Grafik Pushover Analysis

### Grafik Hubungan Simpangan dan Gaya Geser Tanpa Sendi Plastis

Tabel 4. Hubungan Simpangan dan Gaya Geser Tanpa Sendi Plastis

| No | *Characteristics of Test Specimen* | *Displacement* (m) | | | | *Base Force* (kN) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 1 | 2 | 3 | 4 |
| 1 | UN-SP00-R0-230 | 0 | 0.004311 | 0.039175 | 0.045964 | 0 | 297.736 | 308.619 | 305.475 |
| 2 | DN-SP50-R0-230 | 0 | 0.005648 | 0.035054 | 0.040824 | 0 | 390.021 | 404.611 | 400.601 |
| 3 | DL-SP00-R0-82 | 0 | 0.004443 | 0.067307 | 0.074274 | 0 | 306.814 | 343.965 | 340.625 |
| 4 | DL-SP00-R0-100 | 0 | 0.004379 | 0.059042 | 0.064907 | 0 | 302.392 | 339.514 | 336.176 |
| 5 | US-SP00-R0-50 | 0 | 0.004428 | 0.093240 | 0.100201 | 0 | 305.787 | 362.162 | 358.441 |
| 6 | US-SP00-R0-93 | 0 | 0.004436 | 0.062865 | 0.069736 | 0 | 306.329 | 341.360 | 338.079 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

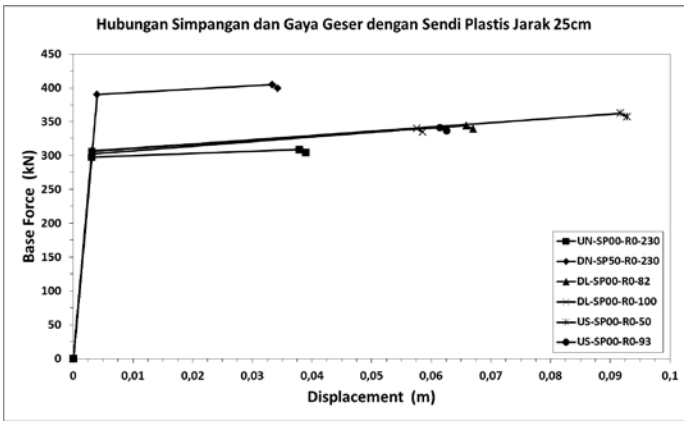



Gambar 10. Hubungan Simpangan dan Gaya Geser Tanpa Sendi Plastis

**Grafik Hubungan Simpangan dan Gaya Geser dengan Sendi Plastis Jarak 25cm**

Tabel 5. Hubungan Simpangan dan Gaya Geser dengan Sendi Plastis Jarak 25cm

| No | *Characteristics of Test Specimen* | *Displacement* (m) | | | | *Base Force* (kN) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 1 | 2 | 3 | 4 |
| 1 | UN-SP00-R0-230 | 0 | 0,003071 | 0,037889 | 0,038976 | 0 | 297,736 | 308,619 | 304,153 |
| 2 | DN-SP50-R0-230 | 0 | 0,004022 | 0,033368 | 0,034299 | 0 | 390,021 | 404,611 | 398,768 |
| 3 | DL-SP00-R0-82 | 0 | 0,003164 | 0,065874 | 0,067041 | 0 | 306,814 | 343,965 | 338,993 |
| 4 | DL-SP00-R0-100 | 0 | 0,003119 | 0,057627 | 0,058591 | 0 | 302,392 | 339,52 | 334,611 |
| 5 | US-SP00-R0-50 | 0 | 0,003154 | 0,091731 | 0,092828 | 0 | 305,787 | 362,162 | 356,928 |
| 6 | US-SP00-R0-93 | 0 | 0,003159 | 0,061443 | 0,062606 | 0 | 306,329 | 341,36 | 336,425 |




Gambar 11. Hubungan Simpangan dan Gaya Geser dengan Sendi Plastis Jarak 25cm

## 5. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil simulasi dan analisis terhadap model pilar jembatan yang menggunakan program CUMBIA, serta SAP2000 maka dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Dari hasil semua analisa penampang tersebut diperoleh bahwa specimen US-SP00-R0-50 memberikan hasil daktilitas kurvatur terbesar. Hal ini sesuai dengan keadaan tulangan yg dimiliki oleh specimen tersebut dimana jumlah tulangan geser lebih banyak dipakai pada specimen tersebut karena specimen direncanakan untuk menahan gaya gempa.
2. Nilai momen lentur leleh spesimen DN-SP00-R0-230 lebih rendah dibanding dengan nilai momen lentur leleh yang lainnya. Hal ini disebabkan jarak tulangan sengkang yang terlampau jauh yaitu 230cm. Nilai momen lentur leleh yang paling besar didapat pada spesimen DN-SP50-R0-230. Hal ini disebabkan adanya penambahan pada jumlah tulangan utama.
3. Kekuatan leleh (yield strength) paling rendah yang dihasilkan melalui program CUMBIA didapati pada spesimen DN-SP00-R0-230. Hal yg sama juga ditemukan untuk kekuatan batas (ultimate strength).

ISBN: 978-602-60286-0-0

4. Spesimen DN-SP50-R0-230 memberikan simpangan leleh yg lebih awal terjadi dibanding dengan spesimen lainnya. US-SP00-R0-50 memberikan nilai simpangan batas yg paling besar. Nilai-nilai simpangan batas melalui yang dihasilkan program CUMBIA terlampau besar, hal ini terjadi dikarenakan metode yg dipakai dalam menjalankan analisa penampang yaitu metode makro. Untuk daktilitas global, program Cumbia memberikan hasil yg paling besar pada specimen DN-SP50-R0-230.
5. Evaluasi kekuatan (gaya geser) pilar beton jembatan menggunakan model komputer melalui elemen garis di SAP2000 dapat dihandalkan bila data momen-curvature dan interaksi gaya aksial-momen diambil berdasarkan program analisa penampang Cumbia. Sedangkan evaluasi simpangan dan daktilitas memakai elemen garis di SAP2000 tidak direkomendasikan bila data momen-curvature dan interaksi gaya aksial-momen diambil dari program analisa penampang Cumbia, dikarenakan tidak mendekati hasil eksperimental pilar beton jembatan yang ada.

## DAFTAR PUSTAKA


ATC-40 (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Report SSC 96-01, California Seismic Safety Commission, Penerbit: Applied Technology Council, Redwood City.

ATC-55 (2005) *FEMA 440: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Applied Technology Council (ATC-55 Project), Redwood City.

"Bridge in the 1994 Northridge earthquake". Technical Report 08, PacificEarthquakeEngineeringResearchCenter.

Buckle, I., Friedland, I., Mander, J., Martin, G., Nutt, R., & Power, M. (2006). *Seismic retrofitting manual for highway structures: Part 1-bridges* (No. FHWA-HRT-06-032).

Chen, W. & Duan, L. (2000). *Bridge Engineering Handbook*. Boca Raton: CRC Press, 2000

Chopra, A. (2001). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall, New York.

Chopra, A.K. and Goel, R.K. (2001). *A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings*. Report No. 2001/03. PacificEarthquake Engineering ResearchCenter, University of California, Berkeley.

Chung, Y.-S., Park, C.K. dan Meyer, C. (2008). Residual Seismic Performance of Reinforced Concrete Bridge Piers After Moderate Earthquakes, *ACI Structural Journal*, V. 105, No. 1, hal.: 87-95.

CSI (2005). *SAP2000 Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures: Basic Analysis Reference Manual*. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California

Erduran, E., dan Yakut, A. (2004). *Drift based damage functions for reinforced concrete columns*. Computers & structures, 82(2), 121-130

Kunnath, S.K. (2006). *Performance-Based Seismic Design and Evaluation of Building Structures*, di dalam Earthquake Engineering for Structural Design, Editor: Chen, W.-F. dan Lui, E.M., Penerbit: CRC Press LLC, Boca Raton.

Kunnath, S. K., Reinhorn, A. M., and Abel, J. F. (1992), *A Computational Tool for Seismic Performance of Reinforced Concrete Buildings*, *Computers and Structures*, 41(1), hal.: 157-173.

Mander, J. B., Priestley, M. J. N., dan Park, R. (1988). *Theoretical stress-strain model for confined concrete*, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 114 (8), hal.: 1804-1825.

Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R. (1988). Observed stress-strain model for confined concrete, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 114 (8), hal.:1827-1849.

Montejo, L.A. dan Kowalsky, M.J. (2005). *Cumbia: Set of Codes for the Analysis of Reinforced Concrete Members*, Technical Report No.: IS-07-01, Constructed Facilities Laboratories, North Carolina State University.

Park,R. dan Paulay,T. (1976). *Reinforced Concrete Structures*, Penerbit: John Wiley and Sons, New York

Park, Y. J., Ang, A. H-S., and Wen, Y.K. (1987), Damage-Limiting Aseismic Design of Buildings, *Earthquake Spectra*, 3(1), hal.: 1-26.

Paulay, T. dan Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, Penerbit: ohn Wiley and Sons, New York.

Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, M.G. (1995). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, Penerbit: John Wiley and Sons, New York.

Putra, H dan Hayyu, S (2008). "Retrofitting Struktur Angunan Beton Bertulang Di Bawah Pengaruh Gempa Kuat". Skripsi, ITB.

Wibisono, C dan Lie, Hendro (2008), "Modal Pushover Analysis Struktur Gedung Beton Bertulang Di Bawah Pengaruh Beban Gempa Kuat", Skripsi, ITB.

Wigan, L dan Liman, F.D. (2001), "Program Komputer untuk Desain dan Analisis Penampang Balok dan Kolom Beton", Tugas Akhir, Universitas Petra.


ISBN: 978-602-60286-0-0

# GRUP TULANGAN DIAGONAL SEBAGAI PERKUATAN DINDING PANEL BETON RINGAN MENGURANGI KEGAGALAN GESER

**Yenny Nurchasanah[1], Muhammad Ujianto[2] dan Gagah[3]**

*[1]Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Surakarta, Jl. A.Yani, Troml Pos I Surakarta*
*Email: yenny.nurchasanah@ums.ac.id*
*[2]Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Surakarta, Jl. A.Yani, Troml Pos I Surakarta*
*Email: M.Ujianto@ums.ac.id*
*[3]Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Surakarta, Jl. A.Yani, Troml Pos I Surakarta*
*Email: gagahsantoso@gmail.com*

## ABSTRAK

Dinding adalah elemen non-struktural pada bangunan yang mampu berkontribusi pada kekuatan dan kekakuan, pada penelitian ini telah dianalisis suatu elemen dinding dan pengaruhnya dalam sistim portal beton bertulang. Fokus lain yang di analisis adalah penerapan teknologi bangunan bertingkat tinggi dalam penggunaan elemen dinding geser untuk di aplikasikan pada rumah sederhana aman gempa. Teknologi untuk menahan dinding tidak cepat runtuh bila terkena gaya gempa yaitu diberikan penguatan pada daerah diagonal. Daerah diagonal adalah area di mana akan ada efek gaya geser terbesar yang ditandai dengan munculnya retakan atau bahkan pembelahan pada daerah diagonal. Pemodelan struktur beton bertulang dilakukan dengan bantuan program SAP2000 untuk portal beton tanpa pengisi dan portal beton dengan panel beton sebagai pengisi. Pada penelitian eksperimental laboratorium, model yang dipergunakan adalah portal beton tanpa pengisi dinding, portal beton dengan pengisi dinding panel beton dan portal beton pengisi dinding panel dengan grup tulangan diagonal. Ketiganya mendapat gaya *monotonic* yang bekerja sejajar dengan dinding sebagai representasi beban gempa. Analisis yang dihasilkan adalah, keberadaan pengisi dan perkuatan diagonal mampu meningkatkan kapasitas beban 29,44%, kekakuan geser 41,30%, kuat geser 29,47%, dan menurunkan defleksi 8,41%. Karakterisitk perilaku deformasi dan model kegagalan yang terjadi adalah adanya daerah gaya tekan pada arah diagonal yang bertemu dengan ujung beban, daerah gaya tarik pada arah diagonal yang berlawanan yang menghasilkan retak hingga *split* pada daerah diagonal tekan, dan terjadi beton hancur (*crush*) pada daerah ujung diagonal. Kegagalan dinding diakibatkan oleh gaya yang bekerja sejajar pada bidang dinding.

**Kata Kunci** : dinding panel beton ringan, grup tulangan diagonal, kapasitas, kekakuan geser, kuat geser

## 1. PENDAHULUAN

Dinding panel merupakan salah satu hasil perkembangan teknologi dalam bidang beton pracetak. Saat ini kecenderungan penggunaan dinding panel sebagai pengisi banyak dipergunakan pada suatu konstruksi dibandingkan dengan penggunaan batu bata karena karakteristik dinding panel yang memiliki berat relatif ringan sehingga tidak memberikan beban yang besar bagi suatu konstruksi. Dengan karakteristik dinding panel yang memiliki berat relatif ringan akan memberikan kontribusi yang positif khususnya pada daerah rawan terhadap beban gempa seperti di Indonesia, selain juga dapat menghemat biaya dalam pembangunan suatu konstruksi. Keuntungan lain pada penggunaan dinding panel adalah mudahnya dalam pelaksanaan bongkar pasang suatu konstruksi.

Dinding sangat kaku pada arah *inplane*-nya, bila terkena getaran gempa yang tinggi, akan terjadi keretakan dengan arah diagonal yang disertai dengan reduksi kekuatan dan kekakuannya *(Key, 1988)*, maka perkuatan pada daerah diagonal akan mampu mengurangi gaya tekan maupun gaya tarik diagonal. Perkuatan pada area diagonal di desain untuk mencegah retak ketika gaya gempa diterima oleh dinding pada arah ke kanan dan ke kiri. Jika arah gempa bergerak dari muka ke belakang, maka perkuatan diagonal akan menahan material pembentuk dinding tidak segera roboh.

Adopsi teknologi dari bangunan bertingkat tinggi khususnya pada elemen dinding geser diaplikasikan pada rumah sederhana aman gempa, yaitu penempatan perkuatan diagonal dengan memanfaatkan material yang ada di lingkungan sekitar rumah, yang mudah diperoleh, murah dan tanpa bantuan tenaga ahli dalam mengaplikasikan desain penulangan diagonal tersebut.

Analisis awal dilakukan untuk mengetahui perilaku dari dinding panel beton pada struktur portal. Penelitian perilaku terhadap kapasitas struktur portal dengan dinding panel sebagai pengisi di lakukan dengan pemodelan pada software SAP2000.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

### Filosofi Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

Disebut dalam SNI 1726 2012, struktur bangunan diperbolehkan menderita kerusakan berat akibat gempa yang kuat, tetapi tidak boleh runtuh. Tingkat kerusakan yang berat diijinkan untuk gempa kuat sehingga dekat dengan keruntuhan. Untuk mencegah bangunan runtuh, perencana harus memiliki perhatian terhadap pedetailan struktur dalam batas goyangan tertentu.

### SAP2000

Program SAP2000 adalah pengembangan SAP (Structure Analysis Program) yang dibuat oleh Prof. Edward L. Wilson dari University of California di Berkeley, AS sekitar tahun 1970. Program ini mampu melakukan perhitungan analisis struktur statis/dinamis. SAP2000 juga menyediakan metode grafis sederhana untuk menampilkan finalisasi hasil analisis struktur. Analisis dan desain struktur di SAP2000 dimulai dengan menentukan struktur model diikuti oleh penentuan penampang elemen struktur, desain pemuatan, model analisis, analisis deformasi struktur, menunjukkan kekuatan internal, dan memeriksa kekuatan Elements.

### Komponen Non-Struktural

Komponen non-struktural adalah komponen bangunan yang tidak mendukung sebagai struktur utama dan dapat dihilangkan atau sebagai komponen tambahan. Komponen ini dapat dihilangkan karena tidak mendukung berdirinya suatu bangunan. Dengan komponen non-struktural, bangunan dapat terlihat lebih indah. komponen non-struktural dibagi menjadi beberapa sistem, seperti sistem dinding, sistem lantai, instalasi air dan sistem listrik, pintu dan jendela

### Dinding Panel Ringan

Dinding adalah bagian vertikal bangunan dan berfungsi untuk membatasi ruang dengan ruang lain dan bisa juga berfungsi sebagai penerima beban. Menurut SNI 03-3430-1994, dinding terdiri dari dua macam, yaitu dinding bata (non-struktural) dan struktur dinding. Dinding bata adalah dinding yang terbuat dari susunan beton-blok terikat satu sama lain dengan mortar untuk membentuk daerah dinding. Sementara itu, struktur dinding adalah dinding yang direncanakan, dihitung dan digunakan untuk mendukung berat gravitasi dan beban lateral.

Dinding panel adalah salah satu komponen non struktural dari suatu bangunan konstruksi. Dinding panel terbuat dari bahan semen dan pasir yang dicampur dengan bahan tambah sehingga lebih ringan. Pada umumnya dipasaran dinding panel memiliki berat 1/5 beton normal dengan struktur homogen (tanpa rongga vertikal dan horizontal di dalamnya). Dinding panel juga dapat mengurangi resiko gempa.

### Beton Ringan

Beton ringan memiliki berat jenis lebih ringan dari beton normal, bisa disebut juga sebagai beton ringan aerasi (Aerated Lightweight Concrete/ALC) atau sering disebut juga (*Autoclaved Aerated Concrete*/ AAC) yang mempunyai bahan baku utama terdiri dari pasir silika, kapur, semen, air, ditambah dengan suatu bahan pengembang yang kemudian dirawat dengan tekanan uap air. Pada umumnya berat beton ringan berkisar antara 300 – 2000 kg/m3. Karena itu keunggulan beton ringan utamanya ada pada berat, sehingga apabila digunakan pada proyek bangunan tinggi (*highrise building*) akan dapat secara signifikan mengurangi berat sendiri bangunan, yang selanjutnya berdampak kepada perhitungan desain keseluruhan.

### Teknik Perkuatan Dinding dengan Tambahan Elemen Struktural

Tambahan elemen struktural yang diperlakukan disini adalah penambahan satu grup tulangan dalam posisi diagonal dari ujung elemen dinding ke ujung sisi lain dnding searah dinding. Diperlakukan untuk membagi gaya lateral, meningkatkan kekuatan dinding serta mampu meningkatkan kekakuan sistim struktur.

ISBN: 978-602-60286-0-0

### Bambu

Bambu dipilih sebagai aternatif pengganti karena merupakan hasi alam yang murah, mudah ditanam, pertumbuhan cepat, dapat mereduksi efek *global warming* serta memiliki kuat tarik yang cukup untuk konstruksi bangunan sederhana.

## 3. METODE PENELITIAN

### Bahan dan Alat Penelitian

*Air*. Air yang dipergunakan bersumber dari sub-Laboratorium Bahan Bangunan, Laboratorium Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Surakarta.
*Agregat halus.* Agregat halus pasir yang berasal dari kaliwoworo, klaten jawa tengah.
*Agregat Kasar*. Agregat kasar kerikil yang berasal dari Kaliworo, Klaten, Jawa Tengah dengan ukuran maksimum 10 mm.
*Besi tulangan*, digunakan sebagai penulangan portal dan grup tulangan diagonal dinding.
Semen p*ortland*. Semen *portland* merk Holcim dengan berat 40 kg/zak.
*Bambu*. Bambu yang dipergunakan adalah bambu apos berfungsi sebagai grup tulangan utama untuk perkuatan diagonal dinding panel.
*Multiplex*. Multiplex untuk bekisting dinding panel dengan tebal multiplex 12 mm.
*Universal testing machine*, untuk menguji kuat tekan, kuat tarik dan kuat lentur
*Loading frame.*
*Hidraulic jack*, untuk pemberi beban statis.
*Strain indicator dan Strain gauge beton*, untuk mengukur regangan pada balok lentur.

### Pengujian Kuat Geser Dinding Panel

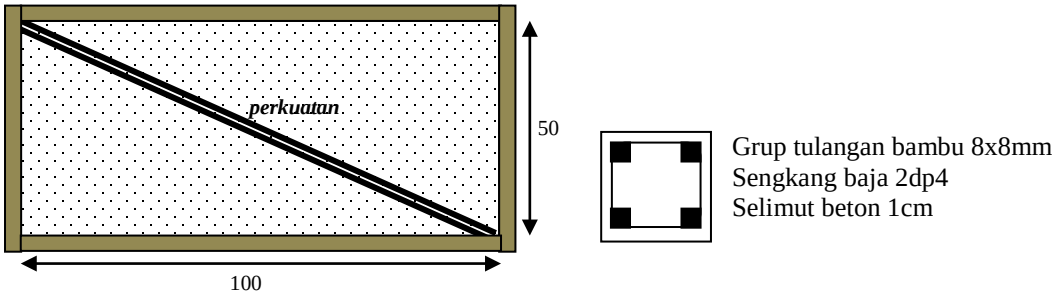
*Alat Uji Komponen Struktur.* Benda uji dipasang pada elemen frame (*Loading Frame*) bagian bawah setelah sebelumnya diberi bantalan baja supaya lebih tinggi serta dipasang pengunci pada samping kiri dan kanannya agar tidak bergeser/terguling. Pada bagian atas benda uji diberi beberapa bantalan mulai dari plat besi sampai dengan kayu pada bagian yang paling atas, dan diantara bantalan tersebut diberi pelicin. *Hydraulic jack* dipasang pada samping kanan atas tepat pada bagian blok jepit benda uji untuk memberikan beban lateral monotonic satu arah. Untuk mengukur besarnya beban lateral yang diberikan dipakai *proving ring* dengan kapasitas beban maksimum 25 Ton yang diletakkan diantara benda uji dan *hydraulic jack.* Alat dan rangka disetting menyesuaikan ukuran benda uji.

### Perencanaan Campuran Beton Ringan

Campuran beton terdiri dari air, semen, agregat halus, agregat kasar dengan diameter maksimum 10mm. Perencanaan campuran dengan faktor air semen 0,5.

### Pemodelan Benda Uji

Benda uji dibagi menjadi dua kelompok, yaitu kelompok bahan dan komponen struktural dari panel dinding. Kelompok bahan terdiri dari kubus 5 sampel benda uji mortar 5mm x 5mm, 5 silinder ∅15cm dan tinggi 30cm. Adapun tulangan bambu disiapkan 5 benda uji. Tes kelompok dinding menggunakan struktur dinding panel berdimensi B x H x T adalah 1000x500x70mm.




Gambar 2. Konfigurasi grup tulangan dengan bambu

ISBN: 978-602-60286-0-0

Table 1. Details of Model and Experimental Laboratory Test Objects

| Model Pengujian | Benda Uji | Variabel Benda Uji | Material | Dimensi Benda Uji (cm) | Jumlah |
|---|---|---|---|---|---|
| Kapasitas Struktur Portal | Dinding Panel pada Struktur Portal Beton | Portal tanpa Dinding Panel | SAP2000 Pemodelan Dinding Panel | Balok Kolom Dimensi 10x10cm | 2 |
| | | Portal dengan Dinding Panel | | | |
| Kuat Geser | Dinding Panel Beton | Portal tanpa Dinding Panel | Agregat halus, agregat kasar, semen, air, besi, tulangan | Frame Beam 10x10 Column 10x10 | 3 |
| | | Portal dengan Dinding Panel | Agregat halus, agregat kasar, semen, air, besi, tulangan | Wall Panel 7x50x100 | 3 |
| | | Portal dengan Dinding Panel dan perkuatan Diagonal | Agregat halus, agregat kasar, semen, air, besi, tulangan, bamboo | Wall Panel 7x50x100 | 3 |

## 4. ANALISIS DATA

### SAP2000

Setelah pemodelan struktur, pembebanan, dan input data ke dalam program SAP2000, data-data akan diperoleh, gaya-gaya dalam pada balok dan kolom yang telah dimodelkan. Data tersebut digunakan untuk merancang kapasitas balok dan kolom. Berdasarkan analisis struktur SAP2000, struktur dengan dinding memiliki nilai daktilitas yang lebih baik dan kapasitas geser dasar lebih tinggi dari struktur rangka terbuka. Struktur dengan dinding memiliki perilaku yang lebih baik bila dibandingkan dengan struktur rangka terbuka. Kekakuan dan kekuatan dinding mempengaruhi struktur beton bertulang.

### Kuat Tekan Dinding Panel

Kuat tekan pada struktur portal tanpa pengisi 0,644 MPa, pada struktur portal dengan dinding panel sebagai pengisi 2,094 MPa, terdapat kenaikan kuat tekan sebesar 215,36%. Struktur portal dengan pengisi dinding panel bertulangan diagonal mempunyai kuat tekan 2,472 MPa, terdapat kenaikan 271,99% dari struktur portal tanpa pengisi. Dinding panel tanpa perkuatan diagonal terhadap dinding panel dengan perkuatan diagonal diperoleh kenaikan 17,96%.

### Kuat Lentur Dinding Panel

Kuat lentur pada struktur portal tanpa pengisi 0,660 MPa, pada struktur portal dengan pengisi dinding panel 0,909 MPa, terdapat peningkatan kuta lentur sebesar 37,73%. Kuat lentur struktur portal dengan dinding panel bertulangan diagonal 2,381 MPa, terdapat peningkatan 260,76% dari struktur portal tanpa pengisi, dan terdapat kenaikan 161,94% antara portal dinding panel tanpa perkuatan diagonal dengan dinding panel dengan perkuatan diagonal.

### Kuat Geser Dinding Panel

Beban maksimum paling besar mampu ditahan dinding panel dengan perkuatan tulangan diagonal bambu yaitu dinding B1 sebesar 40 KN. Defleksi paling kecil terdapat pada dinding panel dengan perkuatan tulangan diagonal bambu yaitu dinding B2 sebesar 13,5 mm.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Kuat geser dinding panel tanpa perkuatan. Dinding panel tanpa perkuatan T1, T2 dan T3.

Tabel 2. Pengujian kuat geser dinding panel tanpa perkuatan

| Dinding | Panjang a, (mm) | Lebar b, (mm) | Beban maksimum (kN) | Beban maksimum rata-rata P, (kN) | Defleksi (mm) | Defleksi rata-rata d, (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| T1 | 740 | 640 | 31,6 | | 16 | |
| T2 | 740 | 640 | 28 | 28,87 | 15 | 15,10 |
| T3 | 740 | 640 | 27 | | 14,3 | |

Kuat geser dinding panel dengan perkuatan. Dinding panel dengan perkuatan B1, B2 dan B3.

Tabel 3. Pengujian kuat geser dinding panel dengan perkuatan

| Dinding | Panjang a, (mm) | Lebar b, (mm) | Beban maksimum (kN) | Beban maksimum rata-rata P, (kN) | Defleksi D, (mm) | Defleksi rata-rata d, (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| B1 | 740 | 640 | 40 | | 14 | |
| B2 | 740 | 640 | 35,6 | 37,37 | 13,5 | 13,83 |
| B3 | 740 | 640 | 36,5 | | 14 | |

## Kekakuan Geser Dinding Panel

Perhitungan kekakuan geser dinding panel diperoleh dengan,

$$G' = \frac{P}{d} \text{x} \frac{a}{b}, \text{ (ASTM E564)} \quad (1)$$

Tabel 4. Kekakuan Geser Dinding Panel

| Dinding | Panjang a, (mm) | Lebar b, (mm) | Beban maksimum P, (kN) | Beban maksimum rata-rata P, (kN) | Defleksi (mm) | Defleksi rata-rata d, (mm) | Kekakuan Geser G' (KN/m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| T1 | 740 | 640 | 31,6 | | 16 | | |
| T2 | 740 | 640 | 28 | 28,87 | 15 | 15,10 | 2210,40 |
| T3 | 740 | 640 | 27 | | 14,3 | | |
| B1 | 740 | 640 | 40 | | 14 | | |
| B2 | 740 | 640 | 35,6 | 37,37 | 13,5 | 13,83 | 3123,27 |
| B3 | 740 | 640 | 36,5 | | 14 | | |

Kekakuan geser yang lebih baik terdapat pada dinding panel dengan perkuatan tulangan diagonal bambu. Kekakuan geser rata-rata dinding panel tanpa perkuatan adalah 2210,40 kN/m dan dengan perkuatan tulangan diagonal bambu adalah 3123,27 kN/m. Kekakuan geser dinding panel dengan perkuatan tulangan diagonal bambu mengalami kenaikan 41,3 % dari dinding panel tanpa perkuatan. Dinding panel dengan perkuatan tulangan diagonal bambu memiliki defleksi yang lebih kecil yaitu 13,83 mm dibandingkan dinding panel tanpa peulangan diagonal mencapai 15,10 mm. Dari data tersebut membuktikan bahwa tulangan diagonal bambu dapat membantu mengurangi defleksi yang terjadi sebesar 8,41 %.

ISBN: 978-602-60286-0-0

### Kuat Geser Ultimit Dinding Panel

Kuat geser ultimit dinding di dapat dari data beban maksimum yang dapat ditahan dan lebar dinding panel.

$$S_u = \frac{P_u}{b} \text{ , (ASTM E564)} \quad (2)$$

Tabel 5. Kuat Geser Ultimit Dinding Panel

| Benda Uji | Lebar b, (mm) | Beban maksimum P, (kN) | Beban maksimum rata-rata P, (kN) | Kuat Geser Ultimit $S_u$, (kN/m) |
|---|---|---|---|---|
| T1 | 640 | 31,6 | | |
| T2 | 640 | 28 | 28,87 | 45,10 |
| T3 | 640 | 27 | | |
| B1 | 640 | 40 | | |
| B2 | 640 | 35,6 | 37,37 | 58,39 |
| B3 | 640 | 36,5 | | |

Kuat geser ultimit rata-rata dinding panel tanpa perkuatan 45,10 kN/m dan dinding panel dengan perkuatan tulangan diagonal bambu 58,39 kN/m, mengalami kenaikan 29,47% dari dinding panel tanpa perkuatan.

Dinding panel dengan perkuatan tulangan diagonal bambu memiliki nilai kekakuan geser (*Shear Stiffness*) dan kuat geser ultimit (*Ultimate Shear Strength*) lebih tinggi daripada dinding panel tanpa perkuatan karena tulangan bambu mampu menahan beban geser yang diberikan. Pada sisi yang lain, dinding panel dengan perkuatan diagonal bambu yang didesain dalam bentuk grup tulangan akan berperan sebagai *core*/beton inti sehingga mampu menahan beban geser lebih besar dan defleksi yang lebih kecil. Keretakan diagonal sepanjang tulangan diagonal bambu menunjukkan bahwa *core* tersebut dapat mengurangi *split*/pembelahan. Karateristik keretakan pada pengujian geser yaitu terjadi secara mendadak dan memiliki pola retak diagonal.

### Model Keruntuhan Dinding

Model keruntuhan atau kegagalan pada dinding struktural yaitu kegagalan lentur (*flexural behavior*), kegagalan lentur-geser (*flexural-shear behavior*) dan kegagalan geser (*shear behavior*). Keruntuhan dinding diawali dengan retak yang terjadi pada permukaan dinding. Analisis pola retak dilakukan dengan pengamatan secara visual yakni mengamati secara bertahap di setiap tahan pembebanan dan menggambarkan pola keretakannya pada permukaan dinding. Berdasarkan analisis pola retak yang terjadi diketahui bahwa dinding mengalami mekanisme kegagalan dinding yang sama, yaitu kegagalan geser (*shear behavior*) yang dominan. Hal ini ditunjukkan dengan dinding mengalami pola retak tarik diagonal.

## 5. KESIMPULAN

Keberadaan pengisi dan perkuatan diagonal mampu meningkatkan kapasitas beban 29,44%, meningkatkan kekakuan geser 41,30%, meningkatkan kuat geser 29,47%, dan menurunkan defleksi 8,41%. Karakteristik perilaku deformasi dan model kegagalan yang terjadi adalah adanya daerah gaya tekan pada arah diagonal yang bertemu dengan ujung beban, daerah gaya tarik pada arah diagonal yang berlawanan yang menghasilkan retak hingga *split* pada daerah diagonal tekan, dan terjadi beton hancur (*crush*) pada daerah ujung diagonal. Dinding panel dengan perkuatan tulangan diagonal bambu dapat digunakan sebagai alternatif pengganti dinding konvensional pada bangunan sederhana yang aman terhadap gempa

## DAFTAR PUSTAKA

ACI Committee 318. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete* (ACI 318-02), American Concrete Institut, Detroit, 2002.

ISBN: 978-602-60286-0-0

ASTM, 2003, *Standard Test Methods forCyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Walls for Buildings*, Designation: Vol 405, E 2126 – 02a.

Asroni, Ali, 2010. *Balok Dan Pelat Beton Bertulang*, Penerbit Graha Ilmu,Yogyakarta

Departemen Pekerjaan Umum, 1982. *Persyaratan Umum Bahan Bangunan di Indonesia*, Departemen Pekerjaan Umum, Jakarta.

FEMA 306, 1998, *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Basic Procedures Manual*, 555 Twin Dolphin Drive, Suite 550 Redwood City, California.

Ghavami, Khosrow. 2005. "Bamboo as Reinforcement in Structural Concrete Elements". Cement and Concrete Composites Vol 27: 637-649.

Hermawan, Ribut., 2015. "Perilaku Geser Dinding Panel Jaring Kawat Baja Tiga Dimensi Dengan Variasi Rasio Tinggi Dan Lebar (Hw/Lw) Terhadap Beban Lateral Statik". Tugas Akhir, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Brawijaya Malang.

Key, D. E. 1988. *Earthquake Design Practice for Buildings*. Thomas Telford. London.

Nawy, G Edward. 1985. *Reinforced Concrete a Fundamental Approach*, second Edition. Prentice-Hall Inc. New Jersey.

Nurchasanah, Yenny. 2007. "Force Distribution in the main bars of Reinforced Concrete Coupling Beams with Diagonal Reinforcement". Jurnal EcoRekayasa, Pasca Sarjana - UMS, Vol. 3, N0. 2.

Nurchasanah, Yenny. 2006. "Ductility Behavior of Reinforced Concrete Coupling Beams with Diagonal Reinforcement Between Deform type with CRT Bar Type", Jurnal Gelagar, Fakultas Teknik – UMS, Vol. 17 No.02.

Park. R, Paulay T. 1975. *Reinforced Concrete Structure*, Seventh Edition. John Willey & Sons Inc. Canada.

Paulay, T. Priestley M.J.N. 1992. *Seismic Design of Reinforced Concrete Structure and Massonary Building*, Third Edition. John Willey & Sons Inc. Canada.

Ujianto, M. 2016. "Perilaku Kuat Tekan dan Kuat Lentur Dinding Panel Pasangan Batu Bata dengan Perkuatan Diagonal Tulangan Bambu". Prosiding Seminar Nasional Teknik Sipil VI - Universitas Muhammadiyah Surakarta, 2016.

Wang, C.K. and Salmon, Charles. 1985. *Reinforced Concrete Design*, Fourth Edition. Happer & Row, Inc. New

Winter,G., Nilson A., 1993. *Perencanaan Struktur Beton Bertulang*. PT. Piadnya Paramita, Jakarta

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# OPTIMALISASI PEMASANGAN PENGHUBUNG GESER BAUT PADA BALOK BAMBU SUSUN

**Noverma**[1]

[1] *Fakultas Sains & Teknologi, Universitas Islam Negeri Sunan Ampel, Jl. Ahmad Yani no 117 Surabaya*
*Email: noverma18@gmail.com/ noverma@uinsby.ac.id*

## ABSTRAK

Dari hasil Penalitian terdahulu, bambu diketahui mempunyai kuat tarik serta kuat lentur yang tinggi namun memiliki nilai elastisitas E yang rendah. Hal ini menyebabkan terjadinya lendutan yang besar ketika menerima beban dan memberikan ketidaknyamanan fungsi bangunan.Salah satu usaha yang dilakukan dalam mengatasi lendutan yang besar pada elamen balok bambu adalah dengan membuat balok bambu susun menggunakan penghubung geser baut. Penelitian ini dilakukan untuk mengkaji optimalisasi pemasangan penghubung geser baut pada balok bambu susun. Hal ini diharapkan dapat meningkatkan kekuatan dan kekakuan bambu sebagai elemen balok. Benda uji dibuat berupa balok bambu susun 2 tanpa bahan pengisi dengan panjang 3 m dan dengan pemasangan penghubung geser dibuat dengan sudut kemiringan (α) $90^0$, $75^0$, $60^0$, $45^0$ dan dibuat sebanyak 3 buah benda uji. Pengujian dilakukan dengan memberikan 2 beban terpusat pada 1/3 bentang dan tumpuan sendi-rol. Untuk mengetahui sifat-sifat mekanis dan fisis bahan,dilakukan pengujian pendahuluan berdasarkan standar ISO. Hasil penelitian menunjukkan bahwa balok bambu susun dua dengan kemiringan penghubung geser $75^0$ memberikan hasil yang optimum dengan besarnya peningkatan kekakuan balok bambu sebesar 6,6% dibandingkan dengan besarnya kekakuan balok bambu tunggal. Pada kondisi elastis, rasio penurunan beban teoritis terhadap eksperimen untuk balok bambu susun dua mencapai 0,40. Pada kondisi ultimit balok bambu susun 2 mengalami kerusakan yang bervariasi dimana rata-rata kerusakan terjadi pada tumpuan dan penghubung geser yang dipasang berdekatan dengan titik beban.

Kata kunci: balok, bambu susun, penghubung geser

## 1. PENDAHULUAN

Terbatasnya ketersediaan kayu sebagai material ramah lingkungan menjadikan permasalahan yang harus dicarikan solusi pemecahannya. Pertumbuhan kayu yang membutuhkan waktu yang cukup lama sampai bisa ditebang dan dimanfaatkan tidak sebanding dengan penebangan kayu yang terus meningkat, sehingga mempengaruhi keseimbangan alam dan mengakibatkan terjadinya bencana tanah longsor dan banjir. Salah satu material alternatif pengganti kayu yang terus dikembangkan adalah material bambu. Penggunaan material bambu dalam struktur bangunan dapat digunakan sebagai elemen struktur seperti; balok, kolom, kuda-kuda. Dari hasil pengujian beberapa peneliti bambu diketahui memiliki kuat tarik dan kuat lentur yang tinggi tetapi mempunyai modulus elastisitas yang rendah Hal ini menyebabkan elemen struktur bambu jika dikenai beban, terjadi lendutan yang besar dan menjadikan ketiknyamanan fungsi struktur. Salah satu usaha yang dilakukan adalah dengan membuat bambu susun menggunakan alat sambung baut, sehingga diperoleh kekakuan yang lebih baik dan lendutan yang tidak melampaui batas lendutan izin. namun permasalahan lain muncul pada kekuatan sambungan, untuk itu penelitian ini dilakukan untuk mendapatkan kekuatan optimal bambu susun dengan penghubung geser dengan mengkaji pengaruh pemasangan penghubung geser baut pada balok bambu susun dengan variasi kemiringan baut yang dapat menambah bidang geser sehingga diharapkan dapat meningkatkan kekuatan dan kekakuan balok bambu susun. Jenis bambu yang digunakan dalam penelitian ini adalah jenis bambu Wulung (*Gigantochloa atroviolacea Widjaja*) yang disusun 2 tanpa bahan pengisi menggunakan penghubung geser baut diameter 10 mm dengan variasi kemiringan (α) $90^0$, $75^0$, $60^0$. Pengujian dilakukan dengan beban statik pada 1/3 bentang dan tumpuan sendi-rol.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

Penelitian sebelumnya mengenai balok bambu susun pernah dilakukan oleh Wardhana (2010), yang meneliti tentang perilaku mekanika balok bambu susun dengan isian mortar pada penghubung geser baut; oleh Kasyanto (2008) tentang perilaku mekanika balok bambu susun dengan penggunaan pipa PVC dan tanpa pipa PVC; oleh Tibyani (2007) tentang perilaku mekanika bambu susun dengan isian mortar dan tanpa isian mortar.

## 3. LANDASAN TEORI

### Karakteristik bambu

Pemeriksaan karakteristik bambu meliputi sifat fisik dan mekanik, Pemeriksaan dilakukan sesuai dengan standar pemeriksaan, dalam hal ini mengacu pada ISO 22157 – 1: 2004, antara lain pemeriksaan kadar air, kuat tarik bambu, kuat tekan bambu, kuat geser bambu, kuat lentur bamboo, modulus elastisitas bambu

### Defleksi balok

Gere & Timoshenko (2000) menyatakan bahwa defleksi balok secara teoritis dapat diperhitungkan dengan Persamaan 1.

$$\delta = M/EI \tag{1}$$

Dengan $\delta$ = Lendutan balok (mm), $M$ = Momen kapasitas balok bambu susun (Nmm), $E$ = Modulus Elastisitas (N/mm$^2$) dan $I$ = Momen inersia Penampang bambu (mm$^4$). Defleksi yang terjadi akan membentuk suatu kelengkungan, dimana besarnya kelengkungan dapat digunakan untuk mengetahui besarnya regangan yang terjadi.

### Balok bambu susun

Bambu sebagai elemen balok merupakan salah satu elemen struktural dari konstruksi bambu yang harus dirancang sedemikian sehingga kuat dalam menahan beban yang bekerja. Sama seperti balok beton ataupun baja, dimana balok memegang peranan penting dalam suatu konstruksi yaitu untuk menahan beban di atasnya yang akan diteruskan ke kolom. Elemen balok atau kolom yang terbuat dari bambu dapat disusun sedemikian rupa sehingga selain dapat menambah kekuatan dan kekakuan juga dapat memberikan keunikan tersendiri secara estetika.

### Sambungan baut

Balok yang terlentur pada saat bersamaan juga akan menahan gaya geser akibat lenturan. Pemasangan baut sebagai penghubung geser pada balok bambu susun adalah untuk mendukung tegangan geser yang terjadi. Morisco (2006) dalam penelitiannya mengenai kekuatan sambungan bambu dengan baut dan pengisi, menyatakan bahwa kekuatan penghubung geser dipengaruhi oleh beberapa variabel terkait, seperti diameter bambu d1, diameter baut d2, tebal bambu $t_1$, tebal pelat buhul baja $t_2$, kuat tumpu bahan pengisi $f_c$, kuat tumpu bambu sejajar serat $f_b$, kuat tumpu baja $f_s$, tegangan leleh baja $f_y$, dan kuat geser baja $f_v$. Ada beberapa kemugkinan kegagalan sambungan antara lain; Kegagalan sambungan jika tegangan tumpu melampaui batas, sehingga mengakibatkan kegagalan Tipe I atau Tipe II, kegagalan Tipe III yaitu kegagalan yang terjadi jika tegangan lentur pada baut melampaui batas, Kegagalan Tipe IV merupakan kegagalan baut yang disebabkan oleh tegangan geser baut yang melampaui kekuatan, sehingga terjadi 2 bidang geser pada baut.

$$P_1 = (d_1 - 2t_1)d_2 f_c + 2t_1 d_2 f_b \tag{2}$$

$$P_2 = 2t_2 d_2 f_s \tag{3}$$

$$P_3 = {8d_2 f_y}/{3d_1} \tag{4}$$

$$P_4 = (2)(0{,}25)\pi d_2^2 f_y \tag{5}$$

Kekuatan sambungan dengan satu baut adalah nilai terkecil dari $P_1$ sampai $P_4$. Dan Berdasarkan persamaan-persamaan kegagalan sambungan di atas, maka modifikasi sambungan bambu tanpa pengisi dengan penghubung geser akan membentuk sudut alfa (α).

## 4. METODE PENELITIAN

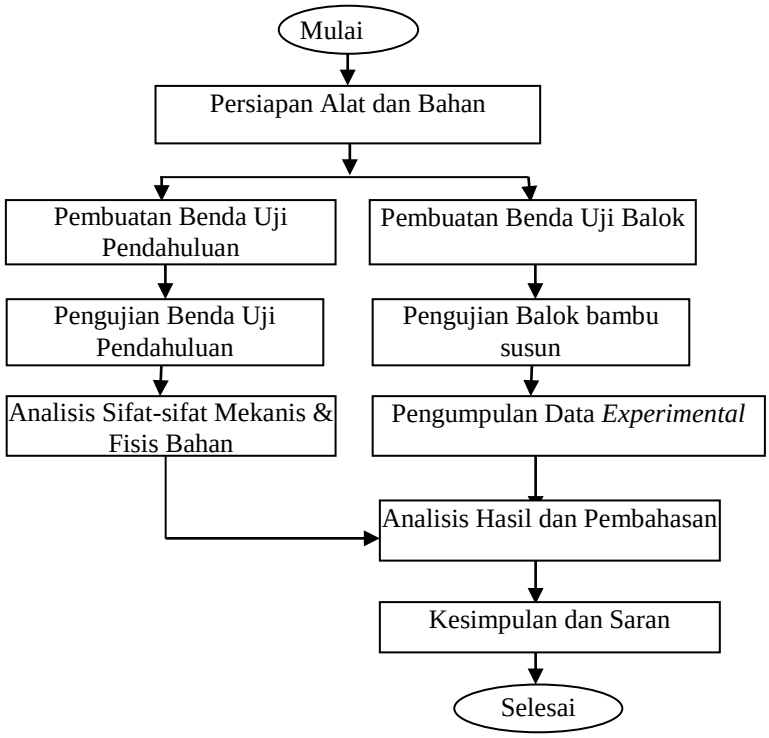
Tahapan pelaksanaan penelitian ditunjukkan dalam diagram alir pada Gambar 1.

### Pengujian pendahuluan

Pengujian pendahuluan dibuat untuk mengetahui sifat-sifat bahan yang akan digunakan dalam penelitian. Benda uji untuk mengetahui karakteristik bambu sesuai standar ISO 22157-1:2004 yang meliputi kadar air, kuat tarik sejajar serat, kuat tekan, kuat geser dan kuat lentur bambu. Selain itu juga dilakukan pengujian uji tarik baut sesuai standar

ISBN: 978-602-60286-0-0

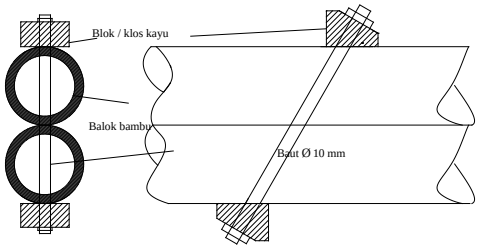
ASTM E 8. Dan juga pengujian baut sebagai penghubung geser untuk mengetahui kekuatan baut sebagai penghubung geser dalam menahan beban.




Gambar 1. Diagram alir penelitian

## Pengujian balok bambu susun

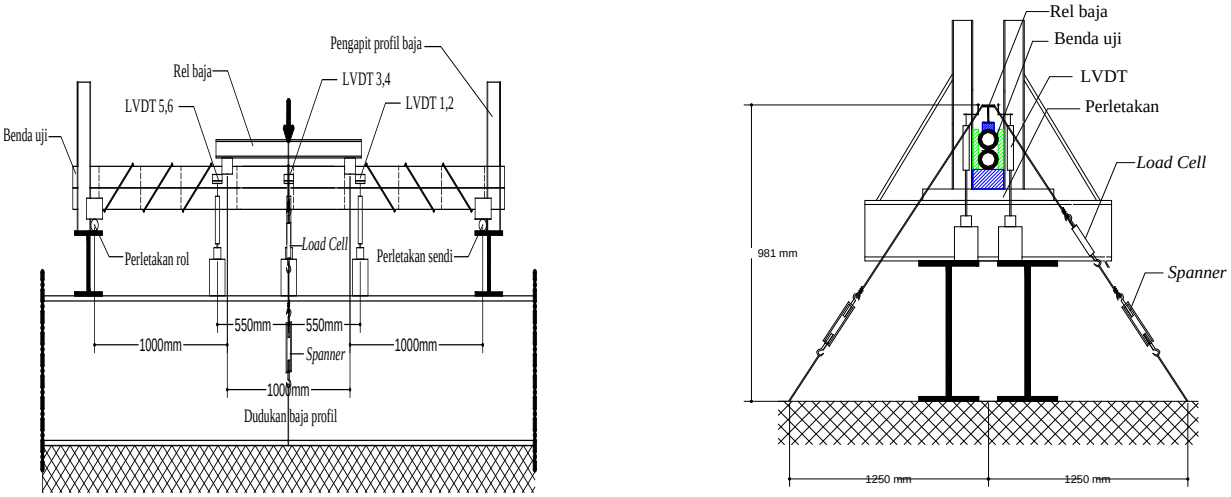
Benda uji adalah berupa balok bambu susun 2 tanpa bahan pengisi dengan panjang 3 meter. Benda uji dibuat masing-masing sebanyak 3 buah untuk setiap variasi kemiringan baut sebagai penghubung geser (α) $60^0$, $75^o$, $90^o$. Untuk mempermudahpengencangan baut dan mencegah terjadinya kerusakan bambu akibat kemiringan baut digunakan blok/klos kayu pada model benda uji, bentuk pemasangan blok/klos kayu ditunjukkan pada Gambar 2.




Gambar 2. Pemasangan blok/klos kayu pada balok bambu

Pengujian balok bambu dilakukan dengan memberikan 2 beban terpusat pada 1/3 bentang dan tumpuan sendi rol dengan data yang diperoleh adalah beban dan lendutan serta kerusakan yang terjadi. *Set up* pengujian ditunjukkan pada Gambar 3. Berdasarkan set up pengujian, maka besarnya beban yang bekerja pada balok bambu merupakan resultan gaya akibat pengaruh sudut alfa (α) oleh kemiringan penempatan load cell. Besarnya beban yang bekerja dapat dihitung dari pembacaan beban pada data logger sebagai 2 P Cos α, dimana P adalah beban yang terbaca dari load cell pada data logger dan alfa (α) adalah sudut yang dibentuk oleh kemiringan penempatan load cell pada benda uji balok bambu

ISBN: 978-602-60286-0-0



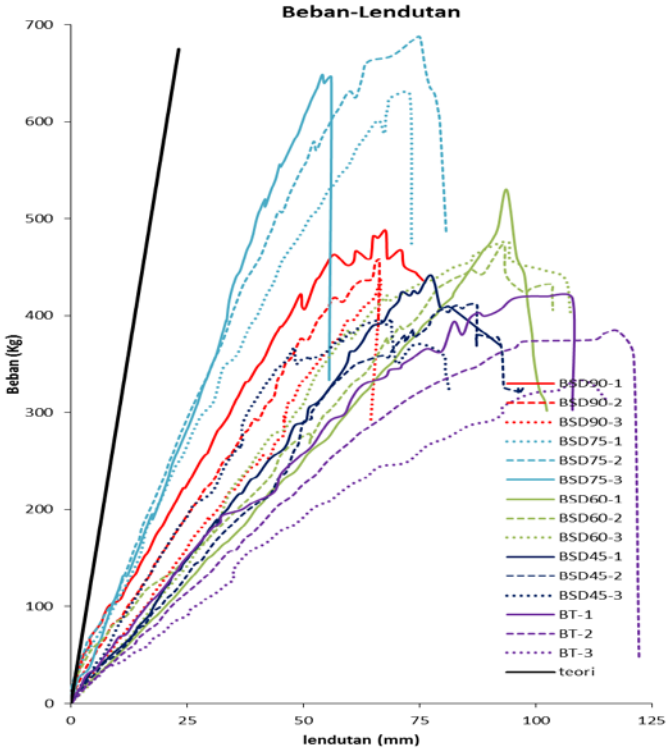

Gambar 3. *Set up* pengujian

## 5. HASIL DAN PEMBAHASAN

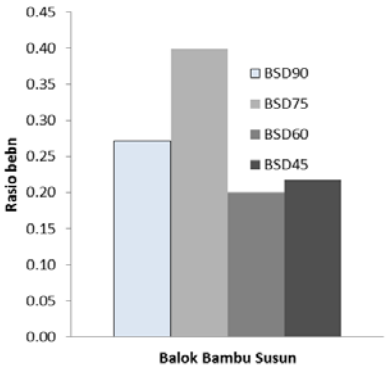
### Beban dan lendutan

Untuk mengetahui besarnya lendutan akibat beban, terlebih dahulu dilakukan analisis secara teoritis kemudian dibandingkan dengan hasil eksperimen. Analisis dilakukan pada kondisi elastis dengan menganggap bahwa susunan balok bambu terikat sempurna atau tidak ada rongga antar balok bambu yang menyebabkan lendutan yang besar dan kemampuan mendukung beban rendah, serta tidak ada rongga antar baut yang menyebabkan terjadinya selip. Asumsi lainnya bahwa balok bambu susun yang terdiri dari batang-batang bambu adalah prismatik serta dengan mengabaikan berat sendiri. Mengacu pada peraturan Tata Cara Perencanaan Konstruksi Kayu Indonesia mengenai batas lendutan ijin dengan mempertimbangkan kenyamanan suatu konstruksi adalah L/300 untuk konstruksi terlindung. Sebaliknya Hasil pengujian secara eksperimen menunjukkan bahwa balok bambu dengan penghubung geser $45^0$, walaupun mempunyai bidang geser yang besar, namum tidak memberikan kekuatan yang lebih tinggi, hal ini disebabkan jarak penghubung geser yang lebih mendekati titik beban dan rongga yang ada pada bambu, sehingga ketika dibebani kerusakan segera terjadi pada pada penghubung geser dan pada bagian tengah bentang menjadi terbelah. Untuk balok bambu dengan kemiringan $60^0$, jarak penghubung geser sedikit lebih jauh dari titik beban dibandingkan kemiringan $45^0$ sehingga beban yang mampu ditahan lebih tinggi sebelum terjadi kerusakan pada penghubung geser yang berdekatan dengan titik beban. Dari perilaku kerusakan yang terjadi pada balok bambu dengan kemiringan $45^0$ dan $60^0$, dapat diketahui bahwa semakin dekat penghubung geser terhadap titik beban maka balok bambu juga akan lebih cepat mengalami kerusakan. Hal ini juga dapat diketahui dari pengujian balok bambu susun dengan kemiringan penghubung geser $75^0$ yang dapat menahan beban lebih tinggi dibandingkan dengan pemasangan penghubung geser $45^0$ dan $60^0$ namun karena bentuk bambu yang berongga maka ketika beban terus ditingkatkan sampai mencapai beban dan lendutan maksimum terjadi kerusakan pada daerah tumpuan. Sebaliknya hasil pengujian dengan penghubung geser yang dipasang tegak $90^0$ memberikan kekuatan yang lebih rendah dibandingkan dengan $75^0$. Hal ini dapat disebabkan oleh bidang geser yang lebih kecil dan jarak pemasangan penghubung geser yang lebih jauh dari titik beban dan tumpuan sehingga terjadi penurunan kekuatan dan kekakuan balok bambu serta kerusakan pada salah satu titik beban dan tumpuan. Grafik perbandingan lendutan teoritis dan eksperimen ditunjukkan pada Gambar 4 dan rasio penurunan beban teoritis terhadap eksperimen pada Gambar 5.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 4. perbandingan lendutan teoritis dan eksperimen




Gambar 5. Rasio penurunan beban teoritis terhadap eksperimen

Berdasarkan Gambar 4 dan Gambar 5 perbandingan lendutan balok bambu susun memberikan rasio penurunan beban yang sangat rendah terhadap teoritik. Hal ini disebabkan karena pemasangan penghubung geser yang lebih sedikit dari yang seharusnya terpasang. Alasan pemasangan penghubung geser yang lebih sedikit dari hasil hitungan teoritis adalah karena tidak memungkinkan untuk dipasang sesuai hasil hitungan teoritis.

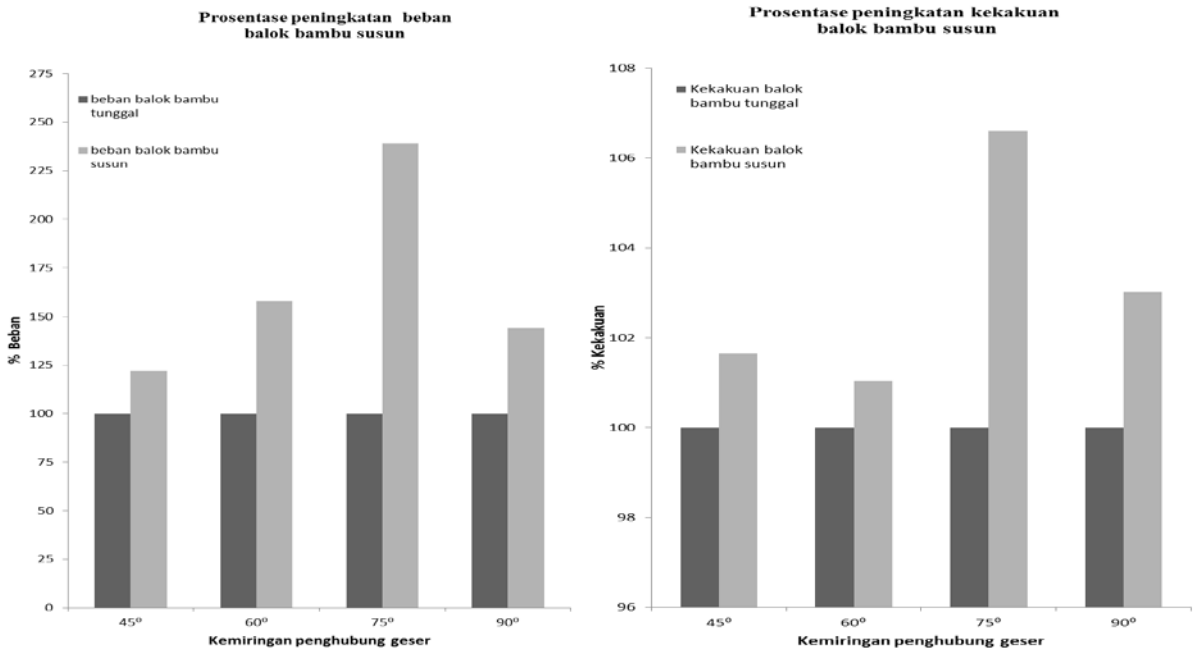
## Kondisi elastis balok bambu

Analisis kondisi elastis dilakukan sebagai batasan untuk memberikan lendutan izin yang disyaratkan oleh SNI Kayu 2002 untuk balok-balok sebagai konstruksi terlidung yang tidak boleh melebihi L/ 300, dimana L adalah merupakan panjang bentang balok. Sedangkan batasan pembebanan harus diambil antara 20% s.d. 80% dari beban maksimum, karena diperkirakan balok bambu masih dalam kondisi elastis. Perhitungan analisis kondisi elastis ini dimaksudkan untuk mempertimbangkan kenyamanan suatu konstruksi.

Dalam penelitian ini prosentase peningkatan beban dan kekakuan dihitung berdasarkan 50% beban maksimum. Kekakuan dihitung dengan membandingkan besarnya beban terhadap lendutan yang terjadi pada balok bambu pada kondisi elastis. Besarnya prosentase peningkatan beban dan kekakuan balok bambu susun 2 dengan variasi kemirngan sudaut alfa (α) $90^0$, $75^0$, $60^0$, dan $45^0$ dihitung dengan membandingkannya terhadap beban dan kekakuan

ISBN: 978-602-60286-0-0

balok bambu tunggal. Besarnya beban dan kekakuan pada kondisi elastis balok bambu untuk masing-masing variasi kemiringan penghubung geser ditujukkan pada Gambar 6.




Gambar 6. Grafik prosentase peningkatan beban dan kekakuan balok bambu susun

Berdasarkan Gambar 6, menunjukkan bahwa pada kondisi elastis peningkatan beban dan kekakuan optimal terjadi pada balok bambu susun dengan kemiringan penghubung geser $75^0$. Besarnya peningkatan beban dan kekakuan balok bambu susun untuk setiap variasi kemiringan penghubung geser alfa (α) $90^0$, $75^0$, $60^0$ dan $45^0$ berturut-turut adalah 44%, 139%, 58% dan 22% terhadap besarnya beban balok bambu tunggal. Sedangkan besarnya peningkatan kekakuan balok bambu susun untuk setiap variasi kemiringan alfa (α) $90^0$, $75^0$, $60^0$ dan $45^0$ berturut-turut adalah 3%, 6,6%, 1% dan 1,7% dibandingkan dengan besarnya kekakuan balok bambu tunggal.

Dari hasil analisis peningkatan beban dan kekakuan balok bambu susun dua pada kondisi elastis, diketahui bahawa terjadinya perbedaan karakter peningkatan beban dan kekakuan balok bambu susun dua terhadap beban dan kekakuan balok bambu tunggal. Hal ini disebabkan bentuk bambu yang tidak prismatis dan dimensi bambu yang tidak seragam sehingga menyebabkan adanya selip antar susunan bambu.

## Letak kerusakan & jenis kerusakan

Berdasarkan hasil pengamatan dan analisis pengujian balok bambu tunggal dan balok bambu susun 2 dengan variasi kemiringan pemasangan penghubung geser bahwa balok bambu mengalami kerusakan yang bervariasi. Dari hasil pengamatan, pemasangan penghubung geser mempengaruhi kekakuan dan besarnya beban yang mampu ditahan oleh balok bambu susun dua. Perbedaan kekuatan terjadi pada kondisi ultimit dan elastis dimana kekakuan dan beban paling besar dapat ditahan oleh balok bambu susun dengan pemasangan penghubung geser yang membentuk sudut $75^0$. Kerusakan yang terjadi pada balok bambu susun dengan kemiringan sudut $75^0$ terjadi pada daerah tumpuan dan tengah bentang, hal ini diakibatkan oleh adanya rongga dalam bambu, sehingga pada bagian tumpuan dan tengah bentang pecah akibat peningkatan beban, maka sebaiknya pada bagian tumpuan dan tengah bentang dimana momen maksimum bekerja dilakukan pengisian dengan material lain, seperti mortar, resin dsb. Letak dan jenis kerusakan ditunjukkan pada gambar 7.

ISBN: 978-602-60286-0-0



a. Balok bambu tunggal



b. Balok bambu susun 2 dengan kemiringan penghubung geser $90^0$



c. Balok bambu susun 2 dengan kemiringan penghubung geser $75^o$



d. Balok bambu susun 2 dengan kemiringan penghubung geser $60^o$



e. Balok bambu susun 2 dengan kemiringan penghubung geser $45^0$

Gambar 7. Letak dan jenis kerusakan balok bambu susun 2

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 6. KESIMPULAN DAN SARAN

### Kesimpulan

Berdasarkan uraian dan pembahasan pada bab-bab sebelumnya, dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut:

1. Prosentase peningkatan beban dan kekakuan terbesar tejadi pada balok bambu susun dengan kemiringan penghubung geser $75^0$
2. Peningkatan beban balok bambu susun dengan kemiringan penghubung geser $90^0$, $75^0$ $60^0$, $45^0$, berturut-turut adalah 44%, 139%, 58%, 22% terhadap beban yang mampu dipikul oleh balok bambu tunggal
3. Peningkatan kekakuan balok bambu susun dengan kemiringan penghubung geser $90^0$, $75^0$ $60^0$, $45^0$, berturut-turut adalah 3%, 6.6%, 1%, 1.7% terhadap kekakuan balok bambu tunggal
4. Hasil teoritis mengalami penurunan kapasitas dibandingkan dengan hasil eksperimen yang disebabkan antara lain oleh bentuk bambu yang tidak prismatis dan kurang kakunya penghubung geser karena pengoboran yang lebih besar
5. Pada kondisi elastis, rasio penurunan beban teoritis terhadap eksperimen untuk balok bambu susun dua dengan berbagai variasi kemiringan penghubung geser $90^0$ adalah 0.27, kemiringan penghubung geser $75^0$ mencapai 0.40, kemiringan penghubung geser $60^0$ sebesar 0.20 dan balok bambu susun dengan kemiringan penghubung geser $45^0$ sebesar 0.22.
6. Kerusakan balok bambu susun 2 bervariasi untuk masing-masing kemiringan penghubung geser.

### Saran

Berdasarkan hasil pengamatan dan analisis balok bambu susun dua dengan variasi penghubung geser terhadap prosentase peningkatan beban, kekakuan dan kerusakan yang terjadi, diperlukan penelitian lebih lanjut jika balok bambu diisi dengan material lain terutama pada daerah tumpuan dan tengah bentang pada titik beban.

## DAFTAR PUSTAKA


Awaludin, A. (2005). *Dasar-dasar perencanaan sambungan kayu*, Ed 1, Biro Penerbit KMTS Jurusan Teknik Sipil FT UGM, Yogyakarta

Badan Standarisasi Nasional (BSN), (2002). *Tata cara perencanaan konstruksi kayu*. SNI-5, Jakarta

Gere, J.M., Timoshenko, S.P 2000, Mekanika Bahan , Jilid 1 & 2, Ed 4, Erlangga Jakarta.

ISO 22156-1, (2004), *Bamboo – Structural Design*

ISO 22157-1, (2004), *Bamboo – Determination of physical and mechanical properties*, part 1, Requirements.

ISO 22157-2, (2004), *Bamboo – Determination of physical and mechanical properties*, part 2, Laboratory manual.

Kasyanto, H. (2008). "Perilaku mekanika balok bambu tersusun dengan isian mortar pada penghubung geser baut dengan dan tanpa PVC", Tesis S2, Program Pasca Sarjana UGM, Yogyakarta.

Morisco (2006). *Teknologi Bambu*. Program Magister Teknologi Bahan Bangunan, UGM, Yogyakarta.

Popov, E.P. (1989). *Mekanika Teknik*, Ed 2, Erlangga, Jakarta .

Wardhana, AB. (2010), "Perilaku mekanika balok bambu tersusun dengan isian mortar pada penghubung geser baut", Tesis S2, Program Pasca Sarjana UGM, Yogyakarta.

Tibyani, K. (2007). "Perilaku mekanika balok bambu tersusun dengan dan tanpa isian mortar". Tesis S2, Program Pasca Sarjana UGM, Yogyakarta

Triatmojo, B. (2002). *Metode Numerik.* Beta Offset, Yogyakarta


ISBN: 978-602-60286-0-0

# PERKUATAN LENTUR BALOK BETON BERTULANG DENGAN *FIBER GLASS* TIPE *WOVEN ROVING*

**Johanes Januar Sudjati[1] dan Paulinus Perjuangan Zebua[2]**

*[1] Program Studi Teknik Sipil, Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Jl. Babarsari 44 Yogyakarta*
*Email: januar@mail.uajy.ac.id*
*[2] Alumni Program Studi Teknik Sipil, Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Jl. Babarsari 44 Yogyakarta*
*Email: zebuapaulinus@gmail.com*

## ABSTRAK

Perkuatan balok dapat dilakukan dengan beberapa metode seperti *concrete jacket*, *steel jacket* dan FRP (*Fiber Reinforced Polymer*). *Fiber Reinforced Polymer* yang digunakan ada tiga macam, yaitu: *Glass Fiber Reinforced Polymer*, *Aramid Fiber Reinforced Polymer* dan *Carbon Fiber Reinforced Polymer*. Bahan FRP yang digunakan selama ini masih diproduksi di luar negeri sehingga biayanya masih sangat mahal. Penelitian ini menggunakan *fiber glass* tipe *woven roving*, yang biasanya digunakan untuk membuat tandon air, sebagai alternatif bahan perkuatan balok yang biayanya lebih murah. Penelitian bertujuan untuk meninjau persentase kenaikan kuat lentur balok yang diperkuat dengan *fiber glass* tipe *woven roving*. Digunakan enam benda uji balok dengan ukuran penampang melintang 100 mm x 150 mm dan panjang 2000 mm. Dua benda uji balok diberi perkuatan *fiber glass* sebanyak 4 lapis dan 2 benda uji balok lainnya diberi perkuatan 5 lapis *fiber glass*. Dua benda uji balok lagi tidak diberi perkuatan sebagai pembanding. Semua benda uji diberi beban sampai terjadi kerusakan lentur. Dari hasil penelitian diperoleh peningkatan beban lentur maksimum sebesar 19,481% dan 25,959% untuk benda uji balok yang diperkuat dengan 4 lapis dan 5 lapis *fiber glass*. Benda uji balok yang diperkuat dengan 4 lapis dan 5 lapis *fiber glass* juga memperlihatkan kenaikan beban retak pertama sebesar 13,546% dan 20,043%.

Kata kunci: kuat lentur balok, *fiber glass* tipe *woven roving*

## 1. PENDAHULUAN

Struktur bangunan dapat memikul beban yang lebih besar dari rencana semula akibat perubahan fungsi bangunan atau akibat perubahan peraturan. Juga dapat dijumpai struktur bangunan yang memiliki kualitas seperti kuat tekan beton yang lebih rendah dari yang direncanakan. Untuk itu perlu dilakukan perkuatan struktur agar struktur bangunan tetap aman untuk memikul beban yang bekerja. Perkuatan dapat dilakukan dengan beberapa metode seperti *concrete jacket*, *steel jacket* dan FRP (*Fiber Reinforced Polymer*). *Fiber Reinforced Polymer* yang digunakan ada tiga macam, yaitu: *Glass Fiber Reinforced Polymer*, *Aramid Fiber Reinforced Polymer* dan *Carbon Fiber Reinforced Polymer*. Bahan FRP yang digunakan saat ini masih diproduksi di luar negeri sehingga biayanya masih sangat mahal, untuk itu perlu dipikirkan alternatif bahan perkuatan yang diproduksi di dalam negeri, biayanya murah, mudah dikerjakan dan waktu pekerjaannya cepat. Dalam penelitian ini digunakan bahan *fiber glass* tipe *woven roving* sebagai bahan perkuatan balok. *Fiber glass* tipe *woven roving* diproduksi di dalam negeri dan selama ini digunakan sebagai bahan pembuatan tandon air. Penelitian bertujuan untuk meninjau persentase kenaikan kuat lentur balok yang diperkuat dengan *fiber glass* tipe *woven roving*.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA DAN LANDASAN TEORI

Sudjati dkk (2013) melakukan pengujian kuat tekan silinder beton dan uji kuat tekan kolom beton yang diberi perkuatan dengan variasi satu lapis, dua lapis dan tiga lapis *fiber glass* tipe *woven roving*. Kolom beton diberi beban aksial tekan konsentrik dan eksentrik 75 mm. Dari hasil penelitian diperoleh kuat tekan beton pada benda uji silinder yang diperkuat dengan satu lapis, dua lapis dan tiga lapis *fiber glass* meningkat sebesar 14,61%, 30,80% dan 47,82%. Modulus elastisitas benda uji silinder yang diperkuat dengan dengan satu lapis, dua lapis dan tiga lapis *fiber glass* meningkat sebesar 6,54%, 13,15% dan 22,36%. Sedangkan beban aksial maksimum benda uji kolom dengan satu lapis, dua lapis dan tiga lapis *fiber glass* meningkat 13,76%, 24,54% dan 38,58% untuk beban aksial tekan konsentrik, dan 48,70%, 55,25% dan 74,46% untuk beban aksial tekan eksentrik.

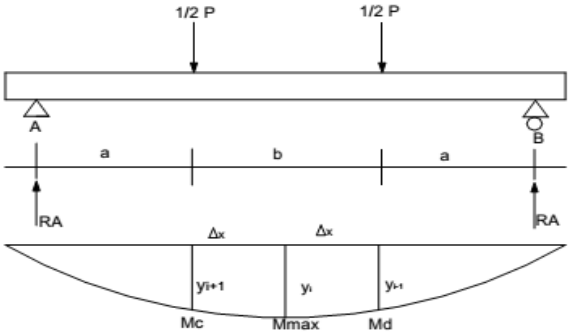
Sudjati dkk. (2014) melakukan pengujian kapasitas beban aksial kolom yang diberi perkuatan dengan *fiber glass* tipe *woven roving*. Digunakan 8 benda uji kolom pendek dengan ukuran 120 mm x 120 mm x 750 mm dan 8 benda uji kolom langsing dengan ukuran 120 mm x 120 mm x 1300 mm. Empat benda uji kolom pendek dan 4 benda uji

kolom langsing diberi beban aksial tekan dengan eksentrisitas 70 mm dan 90 mm hingga mengalami kerusakan lentur. Sedangkan 4 benda uji kolom pendek dan 4 benda uji kolom langsing lainnya diberi perkuatan dengan 3 lapis *fiber glass* kemudian diberikan beban aksial tekan dengan eksentrisitas 70 mm dan 90 mm. Dari hasil pengujian kolom pendek yang diperkuat dengan 3 lapis *fiber glass* memiliki peningkatan kapasitas beban aksial sebesar 35,86% dan 57,53% untuk eksentrisitas beban aksial 70 mm dan 90 mm. Sedangkan kolom langsing memperlihatkan peningkatan kapasitas beban aksial 47,54% dan 63,65% untuk eksentrisitas beban aksial 70 mm dan 90 mm.

Djamaluddin dkk. (2014) melakukan pengujian balok beton bertulang yang diperkuat dengan 2 variasi *Glass Fiber Reinforced Polymer* dan *Carbon Fiber Reinforced Polymer*. Variasi I menggunakan 1 lapis GFRP penuh permukaan dan 1 lapis CFRP selebar 1/3 lebar balok. Variasi II menggunakan 1 lapis GFRP penuh permukaan dan 1 lapis CFRP selebar 1/3 lebar balok dan 1 lapis GFRP penuh permukaan. Benda uji balok yang diperkuat diberi beban sampai terjadi kerusakan lentur. Hasil pengujian menunjukkan balok yang diperkuat mampu mencapai kapasitas beban sebesar 175,19% untuk benda uji variasi I dan 214,69% untuk benda uji variasi II.

Kelengkungan balok ditentukan dengan pendekatan metode *central difference* menggunakan tiga titik diskrit yang berurutan (Chapra dan Canale, 1989) seperti pada gambar 1. Kelengkungan dihitung dengan persamaan berikut:

$$\phi = \frac{y_{i+1} - 2_{yi} + y_{i-1}}{\Delta x^2} \quad (1)$$




Gambar 1 Lendutan balok tumpuan sederhana
(Sumber: Chapra dan Canale, 1989)

## 3. CARA PENELITIAN

Pertama kali dilakukan pengujian bahan atas agregat halus yaitu pasir meliputi pemeriksaan gradasi, berat jenis, serapan agregat, kadar lumpur dan kandungan zat organik. Untuk agregat kasar yaitu batu pecah dilakukan pemeriksaan gradasi, berat jenis, serapan air dan uji *Los Angeles Abration Test*. Uji tarik *fiber glass* dilakukan dengan 5 variasi lapisan yaitu: 1 lapis, 2 lapis, 3 lapis, 4 lapis, dan 5 lapis. Setelah itu dilakukan pembuatan rencana adukan beton dengan mengacu pada peraturan SNI T-15-1990-03. Pada penelitian ini digunakan 6 benda uji balok dengan ukuran penampang melintang 100 mm x 150 mm dan panjang 2000 mm. Dua benda uji balok diberi perkuatan *fiber glass* sebanyak 4 lapis dan dua benda uji balok lainnya diberi perkuatan 5 lapis *fiber glass*. Dua benda uji balok lagi tidak diberi perkuatan sebagai pembanding. Semua benda uji diberi beban sampai terjadi kerusakan lentur. *Setup* pengujian dapat dilihat pada gambar 2.

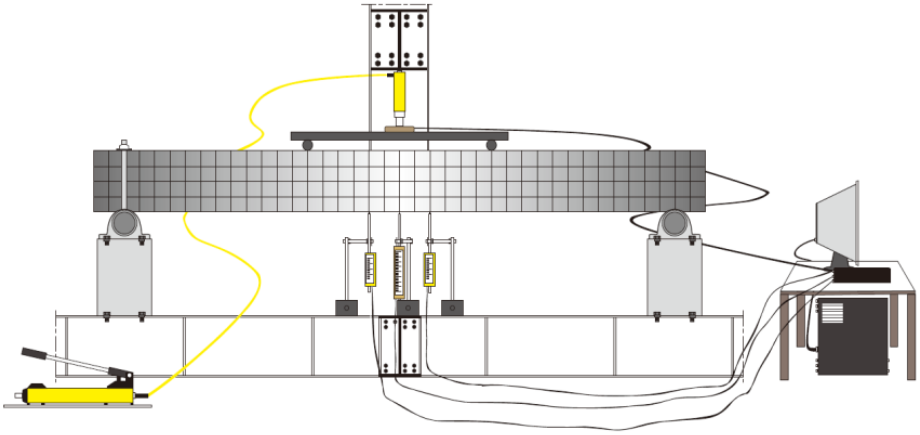
## 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

### Kuat tarik fiber glass

Hasil uji tarik *fiber glass* dapat dilihat pada tabel 1.

Hasil uji tarik *fiber glass* menunjukkan peningkatan kapasitas beban tarik dengan bertambahnya jumlah lapis *fiber glass*. Berdasarkan hasil uji tarik ini, maka untuk perkuatan balok akan digunakan 2 variasi yaitu 4 lapis dan 5 lapis *fiber glass*.

ISBN: 978-602-60286-0-0



Gambar 2 *Setup* pengujian balok

Tabel 1 Hasil uji tarik *fiber glass*

| Jumlah Lapisan | Beban (kN) |
|---|---|
| 1 Lapis *Fiber Glass* | 4,400 |
| 2 Lapis *Fiber Glass* | 8,425 |
| 3 Lapis *Fiber Glass* | 14,700 |
| 4 Lapis *Fiber Glass* | 17,325 |
| 5 Lapis *Fiber Glass* | 20,375 |

## Kapasitas lentur balok

Beban lentur maksimum balok yang diperkuat dengan 4 lapis dan 5 lapis *fiber glass* dapat dilihat pada tabel 2. Terlihat balok yang diberi perkuatan dengan 4 lapis *fiber glass* menunjukkan kenaikan beban lentur sebesar 19,481% sedangkan beban lentur maksimum pada balok dengan perkuatan 5 lapis *fiber glass* meningkat sebesar 25,959%. Hasil pengujian ini memperlihatkan perkuatan balok dengan *fiber glass* mampu meningkatkan kapasitas lentur balok karena *fiber glass* yang dipasang pada daerah tarik ikut berkontribusi memikul gaya tarik yang terjadi pada balok.

Tabel 2 Perbandingan Beban Lentur Balok Normal Dengan Balok Perkuatan *Fiber Glass*

| Benda Uji | Beban Maksimum (kN) | | Persentase Kenaikan Beban Maksimum |
|---|---|---|---|
| | Hasil Pengujian | Rata-Rata Hasil Pengujian | |
| BN | 28,975 | 28,248 | - |
| | 27,521 | | |
| BFG 4 | 36,495 | 35,083 | 19,481 |
| | 33,67 | | |
| BFG 5 | 38,445 | 38,152 | 25,959 |
| | 37,859 | | |

Keterangan: BN balok normal (tanpa perkuatan),
BFG 4 balok dengan perkuatan 4 lapis *fiber glass*
BFG 5 balok dengan perkuatan 5 lapis *fiber glass*

ISBN: 978-602-60286-0-0

## Beban retak pertama

Beban retak pertama pada balok yang diberi perkuatan *fiber glass* juga meningkat seperti yang terlihat pada tabel 3. Balok dengan perkuatan 4 lapis *fiber glass* memperlihatkan peningkatan beban retak pertama sebesar 13,546% sedangkan beban retak pertama pada balok dengan perkuatan 5 lapis fiber glass meningkat sebesar 20,043%. Peningkatan beban retak pertama menunjukkan balok dengan perkuatan *fiber glass* memiliki kekakuan balok yang lebih baik.

Tabel 3 Perbandingan Beban Retak Pertama Balok Normal Dengan Balok Perkuatan *Fiber Glass*

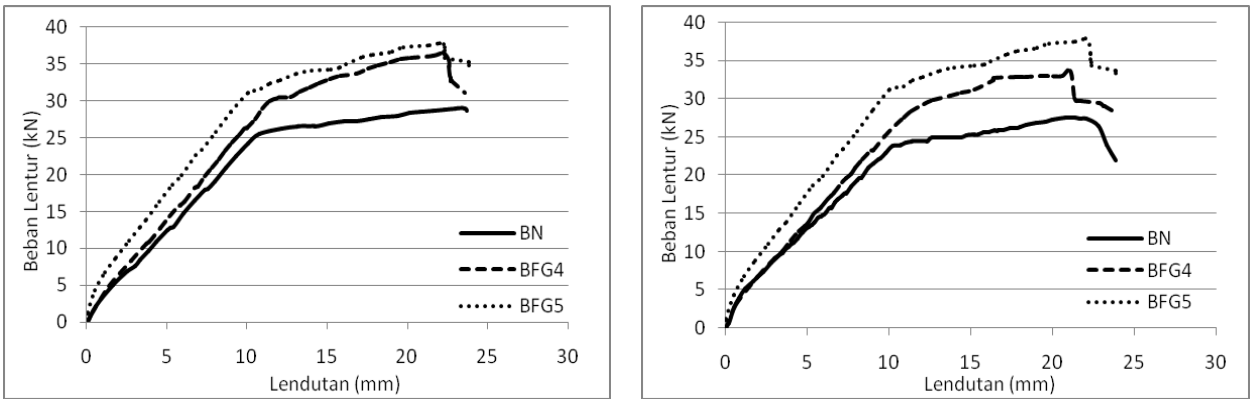
| **Benda Uji** | **Beban Retak Pertama (kN)** | | **Persentase Kenaikan Beban Retak Pertama** |
|---|---|---|---|
| | **Hasil Pengujian** | **Rata-Rata Hasil Pengujian** | |
| BN | 6,831 | 8,75 | - |
| | 10,669 | | |
| BFG 4 | 10,902 | 10,121 | 13,546 |
| | 9,339 | | |
| BFG 5 | 12,899 | 12,658 | 20,043 |
| | 12,417 | | |

## Hubungan beban lentur dan lendutan

Diagram hubungan beban lentur dan lendutan balok dapat dilihat pada gambar 3. Dari diagram ini dapat dilihat balok yang diberi perkuatan 5 lapis *fiber glass* memiliki kekakuan dan *serviceability* yang paling baik. Balok yang diperkuat dengan 4 lapis *fiber glass* menunjukkan kekakuan dan *serviceability* yang hampir sama dengan balok tanpa perkuatan pada tingkat beban yang rendah. Kekakuan dan *serviceability* balok dengan perkuatan 4 lapis *fiber glass* baru terlihat meningkat pada tingkat beban sedang. Hasil pengujian ini memperlihatkan bahwa perkuatan balok dengan *fiber glass* dapat meningkatkan kekakuan dan *serviceability* balok.

## Hubungan momen lentur dan kelengkungan

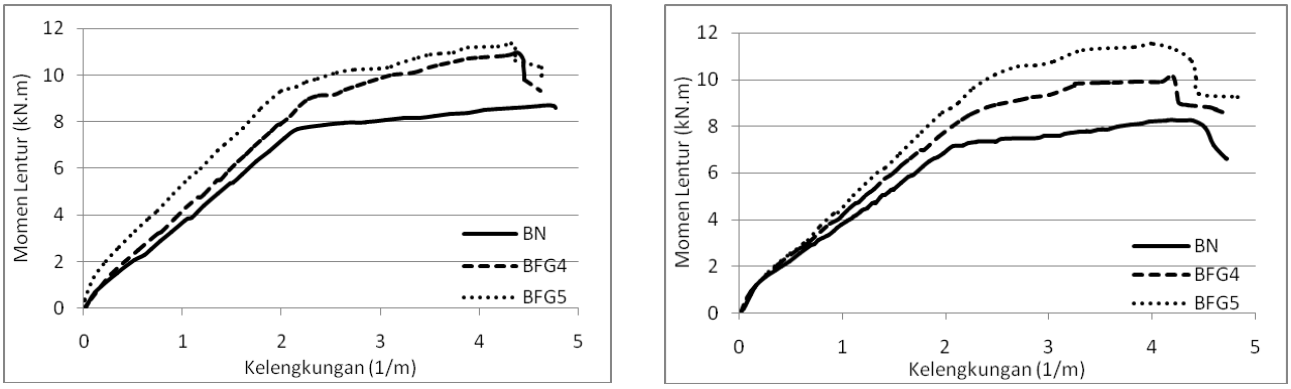
Diagram hubungan momen lentur dan kelengkungan balok dapat dilihat pada gambar 4. Sama halnya dengan diagram beban lentur dan lendutan, dari diagram ini juga dapat dilihat balok dengan perkuatan 5 lapis *fiber glass* memiliki kekakuan dan *serviceability* yang paling baik. Balok yang diperkuat dengan 4 lapis *fiber glass* juga menunjukkan kekakuan dan *serviceability* yang hampir sama dengan balok tanpa perkuatan pada tingkat beban yang rendah. Kekakuan dan *serviceability* balok dengan perkuatan 4 lapis *fiber glass* baru terlihat meningkat pada tingkat beban sedang. Hasil pengujian ini memperlihatkan bahwa perkuatan balok dengan *fiber glass* dapat meningkatkan kekakuan dan *serviceability* balok.




(a) (b)

Gambar 3 Hubungan beban lentur dan lendutan balok

ISBN: 978-602-60286-0-0




(a) (b)

Gambar 4 Hubungan momen lentur dan kelengkungan balok

## 5. KESIMPULAN

Balok yang diberi perkuatan dengan 4 lapis *fiber glass* menunjukkan kenaikan beban lentur sebesar 19,481% sedangkan beban lentur maksimum pada balok dengan perkuatan 5 lapis *fiber glass* meningkat sebesar 25,959%. Balok dengan perkuatan 4 lapis *fiber glass* memperlihatkan peningkatan beban retak pertama sebesar 13,546% sedangkan beban retak pertama pada balok dengan perkuatan 5 lapis fiber glass meningkat sebesar 20,043%. Perkuatan balok dengan *fiber glass* dapat meningkatkan kekakuan dan *serviceability* balok. Balok dengan perkuatan 5 lapis *fiber glass* memiliki kapasitas beban lentur, kekakuan dan *serviceability* yang paling baik.

## DAFTAR PUSTAKA

Chapra, C. S., dan Canale, P. R., (1989), *Metode Numerik*, Erlangga, Jakarta

Djamaluddin, R., Irmawati, R., dan Didipu, L.N., (2014) "Pengaruh lapisan hybrid serat karbon dan serat gelas terhadap kapasitas lentur balok beton bertulang" http://repository.unhas.ac.id, Universitas Hasanuddin

SK SNI T-15-1990-03. *Tata cara pembuatan rencana campuran beton normal*, Yayasan LPMB, Bandung

Sudjati, J.J, Nugroho, H., dan Mahendra, P.G. (2013) "Perkuatan kolom beton bertulang dengan glass fiber jacket untuk meningkatkan kapasitas beban aksial". Prosiding Konferensi Nasional Teknik Sipil 7, Surakarta, 24-26 Oktober 2016, S33-38

Sudjati, J.J., Caroline, L., dan Tama, C.M. (2014) "Perkuatan kolom beton bertulang dengan fiber glass jacket pada kondisi keruntuhan tarik". Prosiding Konferensi Nasional Teknik Sipil 8, Bandung, 16-17 Oktober 2014, STR90-94

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PENGARUH PERUBAHAN BEBAN GEMPA TERHADAP KINERJA MODEL GEDUNG PERKANTORAN LIMA LANTAI PADA KONDISI TANAH SEDANG DI WILAYAH CILACAP

**Gathot Heri Sudibyo[1], Yanuar Haryanto[2], Eva Wahyu Indriyati[3]**

*[1]Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Jenderal Soedirman*
*Jl. Mayjend Sungkono KM 5 Blater, Purbalingga, Jawa Tengah*
*[1]Email: gathot_hs2003@yahoo.com*
*[2]Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Jenderal Soedirman*
*Jl. Mayjend Sungkono KM 5 Blater, Purbalingga, Jawa Tengah*
*[2]Email: yanuar_aryanto@@yahoo.com*
*[3]Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Jenderal Soedirman*
*Jl. Mayjend Sungkono KM 5 Blater, Purbalingga, Jawa Tengah*
*[3]Email: e_wahyuindriyati@@yahoo.co.id*

## ABSTRAK

Kabupaten Cilacap merupakan daerah terluas di Jawa Tengah dengan batas wilayah sebelah selatan adalah Samudera Indonesia, dan termasuk daerah dengan tingkat kegempaan cukup tinggi. Perubahan peraturan kegempaan Indonesia menyebabkan perubahan beban gempa yang akan di terima oleh suatu struktur. Makalah ini mengkaji kinerja model struktur gedung perkantoran lima lantai pada kondisi tanah sedang akibat pengaruh perubahan beban gempa di wilayah Cilacap. Model gedung perkantoran menggunakan sistem rangka pemikul momen menengah dari beton bertulang dengan ketinggian tiap lantai ditetapkan 4 m. Dimensi kolom 60 x 60 cm dan balok 35 x 60 cm, material baja menggunakan BJTP37 dan BJTD37, sedangkan mutu beton menggunakan kuat tekan 25 MPa. Kajian dilakukan dengan tiga metode yaitu analisis statik liner, analisis dinamik respon, dan analisis beban dorong *(pushover)*. Hasil kajian menunjukkan bahwa perubahan beban gempa dikarenakan adanya perubahan peraturan kegempaan tidak memberi dampak bahaya yang signifikan pada model struktur gedung perkantoran lima lantai yang dianalisis. Secara umum terjadi penurunan gaya geser dasar dan rasio simpangan tingkat, kinerja model gedung tetap pada level *Immediate Occupancy (IO)*. Sendi plastis terjadi pada elemen balok terlebih dahulu.

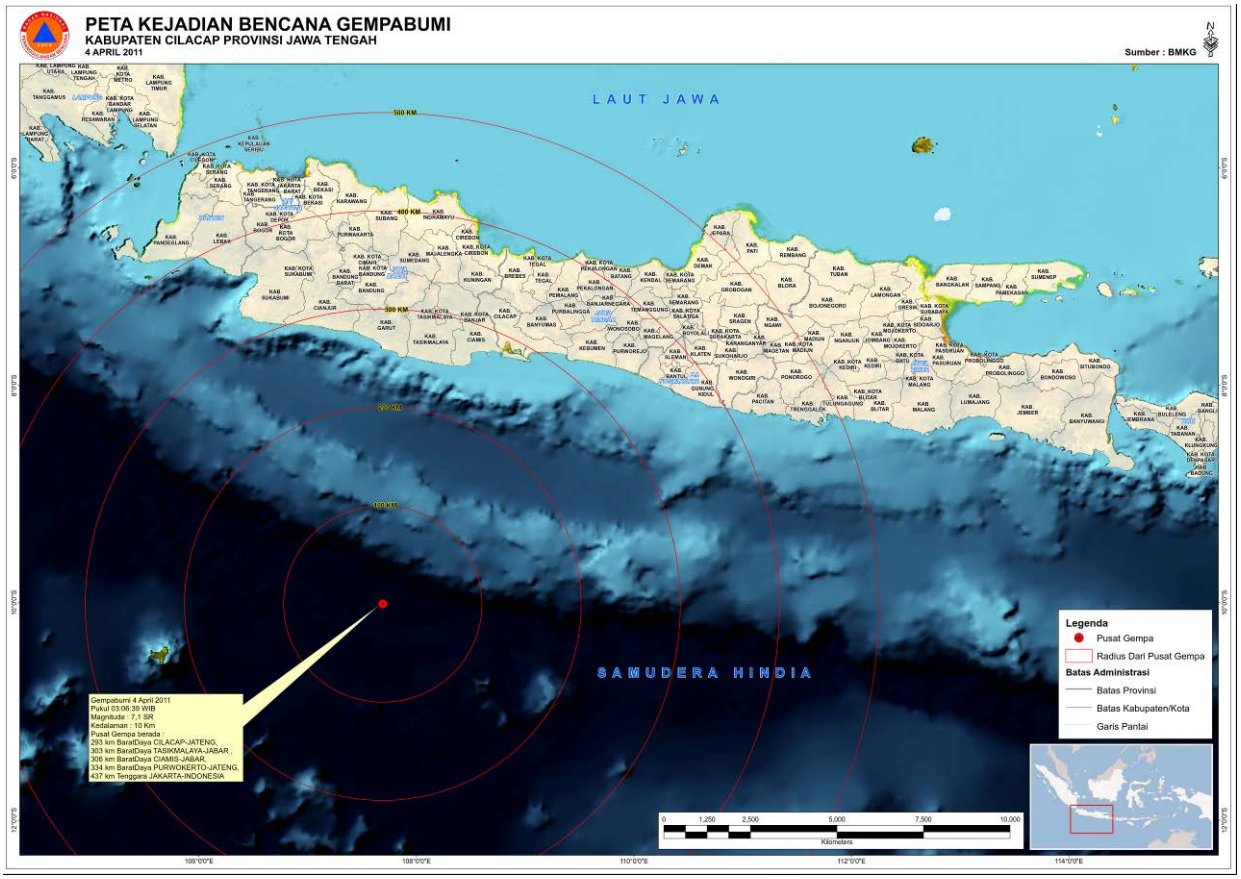
Kata kunci: Cilacap, kinerja, gedung perkantoran, gempa, *pushover*

## 1. PENDAHULUAN

Kabupaten Cilacap merupakan daerah terluas di Jawa Tengah dengan batas wilayah sebelah selatan adalah Samudera Indonesia, sebelah utara berbatasan dengan Kabupaten Banyumas, Kabupaten Brebes dan Kabupaten Kuningan Propinsi Jawa Barat, sebelah timur berbatasan dengan Kabupaten Kebumen dan sebelah barat berbatasan dengan Kabupaten Ciamis dan Kota Banjar Propinsi Jawa Barat. Situs resmi Pemerintah Provinsi Jawa Tengah (diakses terakhir 29 April 2016) menyebutkan bahwa berdasarkan Sensus Penduduk 2010, jumlah penduduk di Kabupaten Cilacap sebanyak 1.748.705 jiwa yang terdiri laki-laki 875.825 jiwa dan perempuan 872.880 jiwa. Menurut FEMA P-154 (2015), wilayah dengan nilai percepatan spektral pada periode pendek ($S_s$) lebih dari atau sama dengan 0,500g tetapi tidak kurang dari 1,000g dan nilai percepatan spektral pada periode 1 detik ($S_1$) lebih dari atau sama dengan 0,200g tetapi tidak kurang dari 0,400g termasuk ke dalam wilayah dengan tingkat kegempaan cukup tinggi atau *moderately high seismicity*. Dengan demikian Kabupaten Cilacap yang sesuai dengan SNI 1726-2012 memiliki nilai percepatan spektral pada periode pendek ($S_s$) 0,600g dan nilai percepatan spektral pada periode 1 detik ($S_1$) 0,300g merupakan wilayah dengan tingkat kegempaan cukup tinggi.

Salah satu kejadian gempa bumi di Cilacap, seperti dilaporkan GIZ-International Services (2011), adalah gempa bumi yang terjadi pada tanggal 4 April 2011, dini hari pukul 03:06 WIB, sekitar 300 km barat daya Cilacap. Lebih lanjut Badan Nasional Penanggulangan Bencana (BNPB) merilis informasi pada situs resminya (diakses terakhir 29 April 2016) bahwa tercatat gempa bumi tersebut berkekuatan 7.1 SR dengan kedalaman 10 km seperti dapat dilihat pada Gambar 1. Kerusakan yang ditimbulkan mencapai 445 rumah roboh, 801 rusak berat dan 1.446 rusak ringan. Adapun kerusakan terberat terdapat di Desa bojongsari dengan 102 rumah roboh, 103 rusak berat, dan 71 rusak ringan. Jumlah pengungsi mencapai 6.043 jiwa dengan kerugian mencapai Rp 31,5 miliar. Tujuan dari kajian ini adalah melakukan analisis kinerja model gedung perkantoran lima lantai pada kondisi tanah sedang akibat pengaruh perubahan beban gempa di wilayah Cilacap. Hal ini menjadi penting sehubungan dengan upaya tindakan mitigasi

bencana gempa bumi. Perubahan beban gempa yang dimaksud disebabkan oleh perubahan peraturan kegempaan Indonesia dari SNI 1726-2002 menjadi SNI 1726-2012.




Gambar 1. Informasi gempa bumi Cilacap tanggal 4 April 2011
(http://geospasial.bnpb.go.id/wp-content/uploads/2011/04/2011-04-04_gempabumi_cilacap_bnpb.pdf)

Berkenaan dengan perubahan peraturan kegempaan Indonesia dari SNI 1726-2002 menjadi SNI 1726-2012, telah dilakukan beberapa kajian antara lain oleh Arfiadi dan Satyarno (2013) yang membandingkan spektra desain beberapa kota besar di Indonesia dalam SNI Gempa 2012 dan SNI Gempa 2002 meliputi 15 kota. Kenaikan terbesar terjadi di kota Semarang dan Palu yaitu sebesar 2,18 kali pada kondisi tanah keras. Faizah dan Widodo (2013) melakukan analisis gaya gempa rencana pada struktur bertingkat banyak dengan metode dinamik respon spektra. Analisis dilakukan pada model struktur 2D portal beton bertulang 12 tingkat 4 bentang, dimana tinjauan dilakukan pada 23 lokasi di Indonesia yang memiliki klasifikasi situs yang berbeda-beda dengan kondisi tanah sedang. Dari hasil analisis dapat diketahui bahwa gaya geser dasar (V) rata-rata mengalami peningkatan dari tahun 2002 ke 2012, kecuali pada 7 kota yaitu Bandar Lampung, Palembang, Jakarta, Kupang, Banjarmasin, Samarinda dan Makasar. Peningkatan gaya geser dasar (V) dapat menyebabkan bangunan tidak mampu menahan gaya gempa rencana SNI 2012, maka perlu dilakukan perkuatan struktur yang sesuai agar kekuatan bangunan memenuhi persyaratan SNI 2012 tersebut.

Haryanto dkk (2015) dalam kajian sebelumnya menyimpulkan bahwa untuk model struktur gedung lima lantai pada kondisi tanah keras di wilayah Banyumas terjadi peningkatan gaya geser dasar sebesar 1,48% pada saat tercapai titik kinerja *(performance point)* dari beban gempa SNI 03-1726-2002 ke beban gempa SNI 03-1726-2012. *Displacement* yang terjadi mengalami peningkatan sebesar 19,61% sedangkan daktilitas mengalami penurunan sebesar 43,14%. Kinerja model struktur gedung tidak mengalami perubahan yaitu tetap pada level *Immediate Occupancy*. Kajian lanjutan oleh Haryanto dan Gan (2016) terhadap kinerja model gedung apartemen tak beraturan sepuluh lantai di wilayah Purbalingga akibat beban gempa mengemukakan bahwa berdasarkan analisis statik linier diketahui terjadi penurunan gaya dasar seismik (V) sebesar 30,48%. Rasio simpangan tingkat hasil analisis statik liner mengalami penuruan rata-rata sebesar 34,42% dan 32,61% masing-masing untuk arah X dan arah Y. Rasio simpangan tingkat berdasarkan analisis dinamik respon juga mengalami penuruanan rata-rata sebesar 30,74% dan 27,33% masing-masing untuk arah X dan arah Y. Hasil analisis beban dorong menunjukkan kinerja model gedung apartemen ini masih berada pada tingkat *Immediate Occupancy* yaitu tidak ada kerusakan struktur, komponen nonstruktural masih

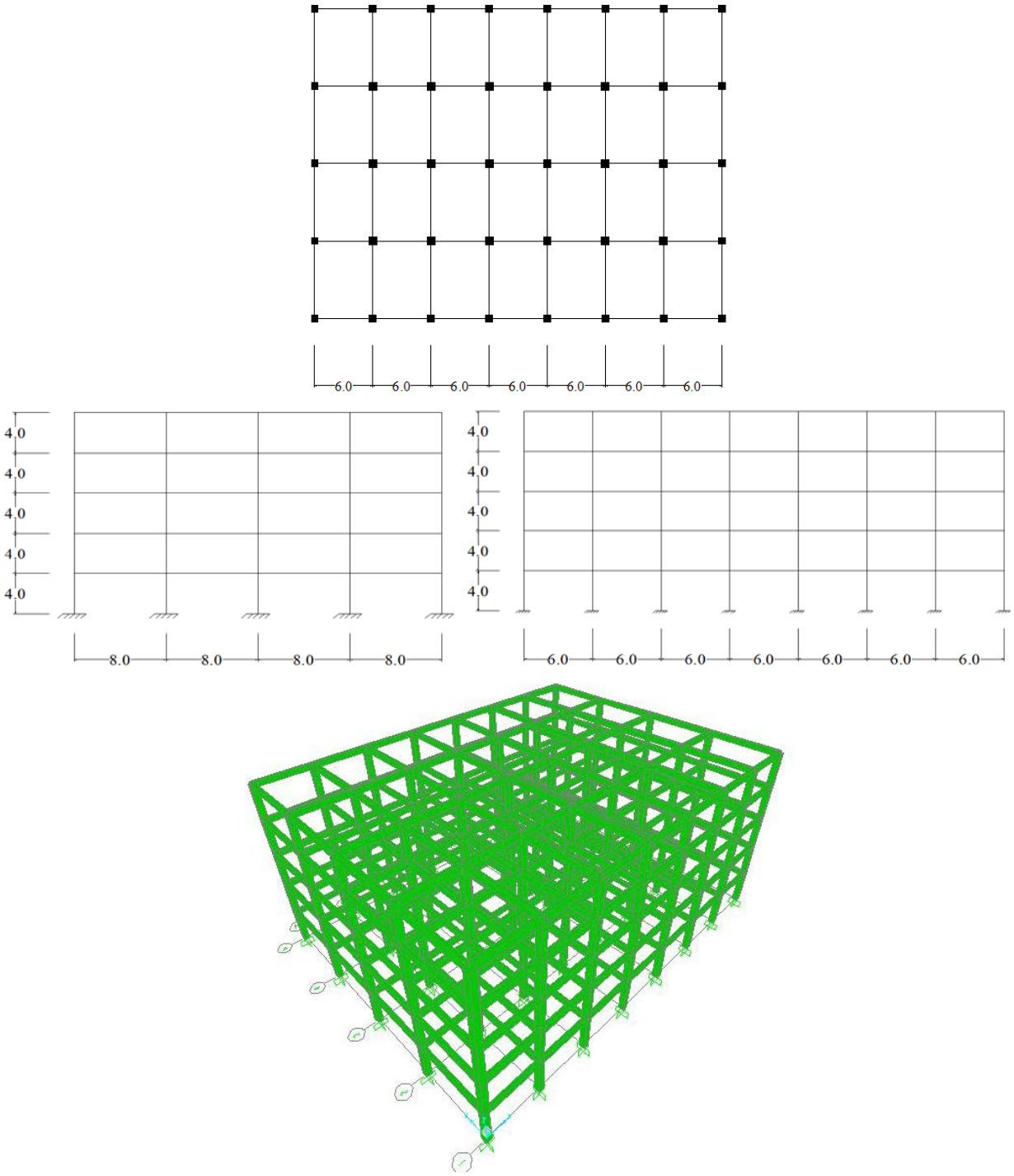
ISBN: 978-602-60286-0-0

berada di tempatnya, bangunan tetap berfungsi tanpa adanya perbaikan. Distribusi sendi plastis memperlihatkan bahwa keruntuhan diawali pada elemen balok terlebih dahulu.

## 2. METODE

### Model struktur gedung

Kajian dilakukan terhadap model struktur gedung perkantoran pada kondisi tanah sedang di wilayah Cilacap. Denah dan model struktur gedung seperti dapat dilihat pada Gambar 2 mengacu pada kajian yang telah dilakukan oleh Haryanto dkk (2015) yang memiliki jumlah lantai sebanyak 5 dengan masing-masing ketinggian antar lantai adalah 4 m.




Gambar 2. Denah dan model struktur gedung (Haryanto dkk, 2015)

ISBN: 978-602-60286-0-0

### Data spesifikasi

Data spesifikasi pemodelan ditetapkan sebagai berikut:
1. Struktur gedung menggunakan sistem rangka pemikul momen menengah dari beton bertulang
2. Jumlah lantai 5.
3. Tinggi antar tingkat 4 m.
4. Material mengunakan beton dengan mut fc' 25 MPa serta baja BJTD37 dan BJTP37.
5. Lokasi di wilayah Cilacap kondisi tanah sedang.
6. Dimensi kolom 60 x 60 cm dan balok 35 x 60 cm.
7. Pelat lantai menggunakan ketebalan 120 mm untuk semua lantai kecuali atap 100 mm.

### Analisis kegempaan

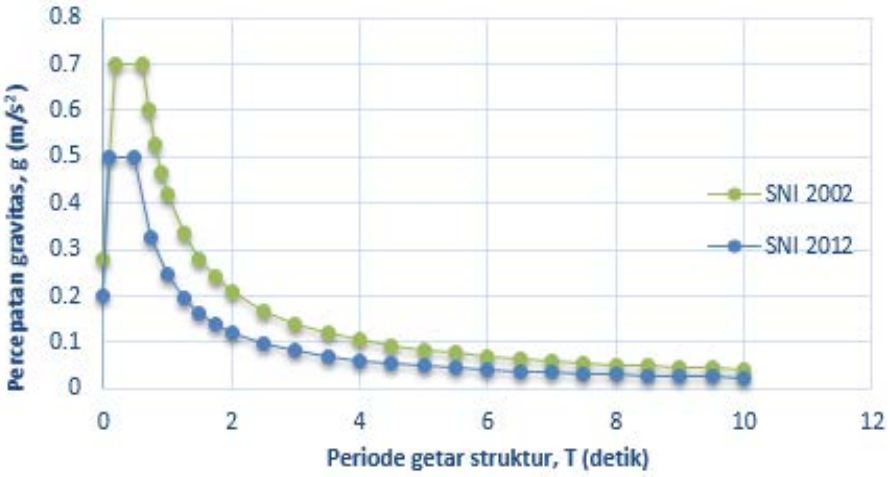
1. Analisis Statik Linier
   Analisis statik linier dilakukan pada Model Tanpa Dinding (MTD). Beban geser dasar statik ekivalen (V) yang terjadi di tingkat dasar struktur dihitung menggunakan persamaan menurut SNI 1726-2002 dan SNI 1726-2012. Beban geser dasar nominal statik ekivalen (V) kemudian dibagikan ke sepanjang struktur bangunan menjadi beban gempa nominal statik ekivalen ($F_i$) melalui kolom pada setiap lantai.
2. Analisis Dinamik Respon
   Pada analisis dinamik respon, beban gempa dinamik yang digunakan adalah beban gempa respon spektrum berdasarkan SNI 1726-2002 dan SNI 1726-2012 dengan menyesuaikan jenis tanah dan klasifikasi wilayah pada peta gempa untuk Kabupaten Cilacap. Pada analisis dinamik respon ini digunakan redaman (*damping*) sebesar 0,05. Analisis dinamik respon dilakukan dengan menggunakan model 3 dimensi. Agar respon spektrum dapat dimodelkan pada program SAP 2000 (2016) maka terlebih dahulu didefinisikan fungsi respon spektrum pada kotak dialog *Respon Spektrum Function Definition.* Pendefinisian dilakukan dengan input data waktu getar alami struktur (T) dan data *acceleration*. Untuk menyimulasikan arah pembebanan gempa rencana yang sembarang terhadap modelstruktur gedung, pengaruh pembebanan gempa pada arah utama yang efektif 100% dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama, tetapi dengan efektivitas hanya 30%.
3. Analisis Beban Dorong *(Pushover)*
   Pranata (2006) mengemukakan bahwa analisis beban dorong atau *pushover* adalah suatu analisis statik non linier dimana pengaruh gempa rencana terhadap struktur bangunan gedung dianggap sebagai beban-beban statik yang menangkap pada pusat massa masing-masing lantai, yang nilainya ditingkatkan secara berangsur-angsur sampai melampaui pembebanan yang menyebabkan terjadinya pelelehan (sendi plastis) pertama di dalam struktur bangunan gedung, kemudian dengan peningkatan beban lebih lanjut mengalami perubahan bentuk pasca-elastis yang besar sampai mencapai kondisi plastis. Pada kajian ini analisis beban dorong dilakukan dengan bantuan program SAP 2000 (2016) dengan prosedur sebagai berikut:
   a. Pendefinisian sendi plastis
      Sendi plastis pada setiap elemen balok dan kolom didefinisikan pada program SAP 2000 (2016) secara otomatis dengan menu *auto assignment data* berdasarkan FEMA 356 (2000). Panjang sendi plastis pada elemen balok dan kolom ditentukan sebesar dua kali tinggi penampang masing-masing elemen tersebut. Program SAP 2000 (2016) secara otomatis melakukan analisis untuk menentukan level kriteria sendi plastis yang terjadi pada elemen-elemen struktur. Pada balok, sendi plastis terletak pada tiap ujung tumpuan balok sedangkan untuk kolom sendi plastis terletak pada pangkal kolom.
   b. Penentuan beban dorong lateral
      Beban dorong lateral ditentukan dari beban gempa nominal statik ekuivalen ($F_i$). Beban dorong lateral pada setiap lantai adalah sama untuk arah-arah utama.

## 3. HASIL DAN PEMBAHASAN

### Respon spektrum

Respon spektrum merupakan kurva hubungan antara periode getar struktur (T) dengan faktor respon spektra (C) berdasarkan wilayah dan kelas situs tertentu pada SNI 03-1726-2002. Sedangkan pada SNI 03-1726-2012 respon spektrum merupakan kurva hubungan periode getar struktur (T) dengan spektrum respon percepatan desain (Sa). Baik C maupun Sa dari dua peraturan tersebut adalah fungsi dari percepatan gravitasi. Gambar 3 memperlihatkan bahwa untuk wilayah Cilacap percepatan gravitasi kurva respon spektrum yang mengacu SNI 03-1726-2002 lebih besar dibandingkan dengan yang mengacu SNI 03-1726-2012.

ISBN: 978-602-60286-0-0



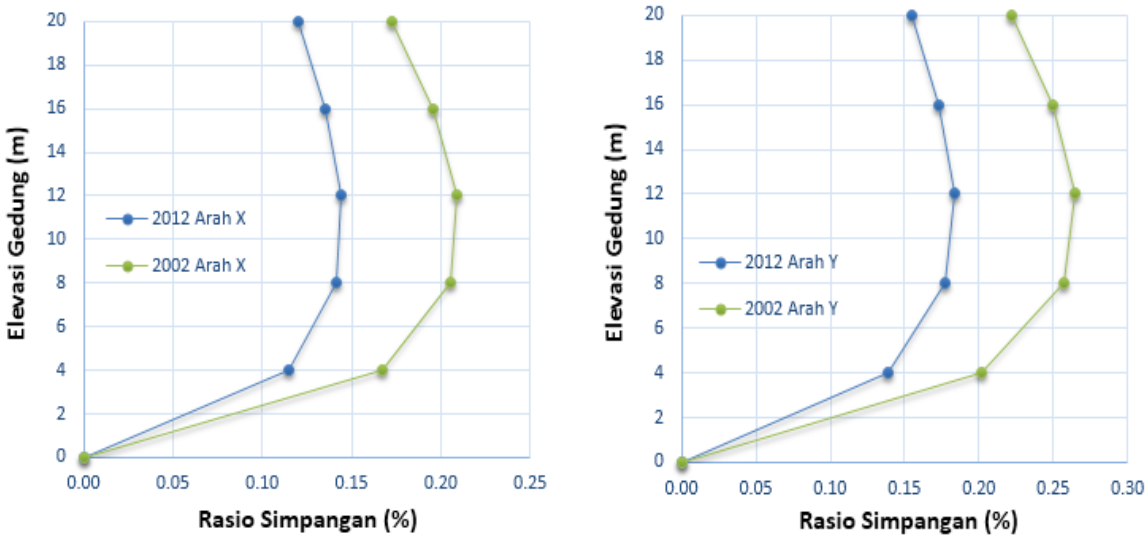

Gambar 3. Respon spektrum wilayah Cilacap

## Analisis statik linier

Gaya geser dasar seismik dari hasil analisis statik linier ($V_s$) pada jenis tanah sedang untuk wilayah Cilacap yang terjadi di tingkat dasar struktur yang dihitung berdasarkan SNI 1726-2002 adalah sebesar 5510,23 kN, sedangkan yang dihitung berdasarkan SNI 1726-2012 adalah sebesar 3768,37 kN baik untuk arah X dan arah X. Terjadi penurunan gaya dasar seismik ($V_s$) sebesar 31,61%. Rasio simpangan tingkat mengalami penuruan rata-rata sebesar 30,93% dan 30,91% masing-masing untuk arah X dan arah Y seperti dapat dilihat pada Tabel 1 dan Gambar 4.

Tabel 1. Rasio simpangan tingkat hasil analisis statik linier

| Lantai | Arah X (%) | | Penurunan (%) | Arah Y (%) | | Penurunan (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | SNI 2002 | SNI 2012 | | SNI 2002 | SNI 2012 | |
| **Atap** | 0,1725 | 0,1198 | 30,55 | 0,2221 | 0,1543 | 30,52 |
| **5** | 0,1952 | 0,1353 | 30,68 | 0,2497 | 0,1732 | 30,63 |
| **4** | 0,2086 | 0,1442 | 30,87 | 0,2649 | 0,1831 | 30,87 |
| **3** | 0,2053 | 0,1413 | 31,17 | 0,2567 | 0,1768 | 31,12 |
| **2** | 0,1672 | 0,1147 | 31,39 | 0,2018 | 0,1384 | 31,41 |




Gambar 4. Rasio simpangan tingkat hasil analisis statik linier

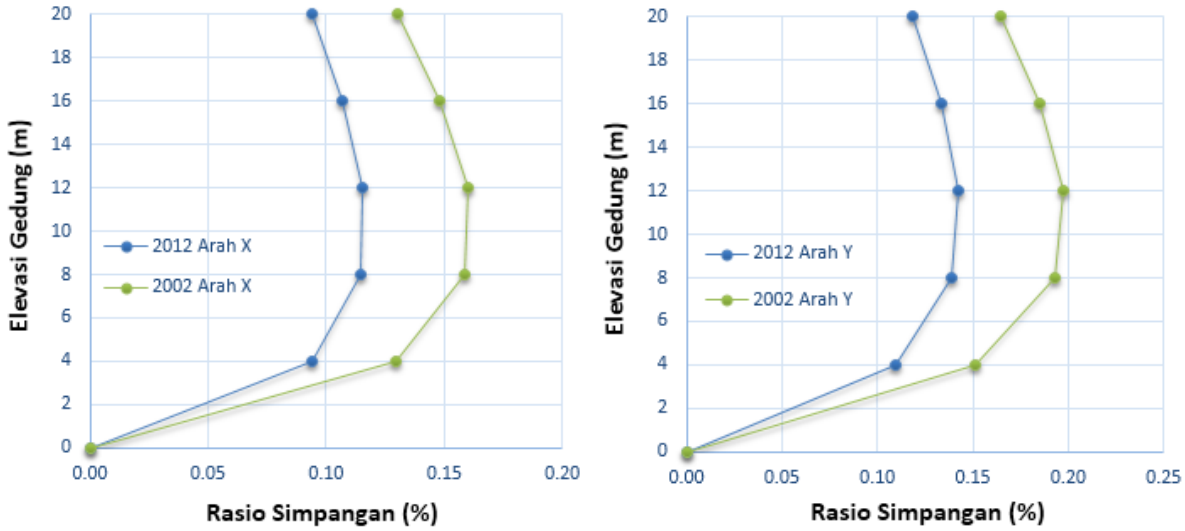
ISBN: 978-602-60286-0-0

## Analisis dinamik respon

Gaya geser dasar seismik dari hasil analisis respon dinamik ($V_d$) pada jenis tanah sedang untuk wilayah Cilacap yang terjadi di tingkat dasar struktur yang dihitung berdasarkan SNI 1726-2002 berturut-turut sebesar 3948,05 kN dan 3512,75 kN, sedangkan yang dihitung berdasarkan SNI 1726-2012 adalah berturut-turut sebesar 2249,31 kN dan 1997,06 kN, masing-masing untuk arah X dan arah Y. Terjadi penurunan gaya dasar seismik ($V_d$) sebesar 43,03% untuk arah X dan 43,15% untuk arah Y. Rasio simpangan tingkat mengalami penuruan rata-rata sebesar 27,76% dan 27,94% masing-masing untuk arah X dan arah Y seperti disajikan pada Tabel 2 dan Gambar 5.

Tabel 2. Rasio simpangan tingkat hasil analisis dinamik respon

| Lantai | Arah X (%) | | Penurunan (%) | Arah Y (%) | | Penurunan (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | SNI 2002 | SNI 2012 | | SNI 2002 | SNI 2012 | |
| **Atap** | 0,1302 | 0,0940 | 27,80 | 0,1642 | 0,1182 | 28,01 |
| **5** | 0,1482 | 0,1069 | 27,87 | 0,1854 | 0,1333 | 28,10 |
| **4** | 0,1597 | 0,1152 | 27,86 | 0,1977 | 0,1423 | 28,02 |
| **3** | 0,1583 | 0,1144 | 27,73 | 0,1925 | 0,1388 | 27,90 |
| **2** | 0,1297 | 0,0940 | 27,53 | 0,1514 | 0,1095 | 27,68 |




Gambar 5. Rasio simpangan tingkat hasil analisis dinamik respon

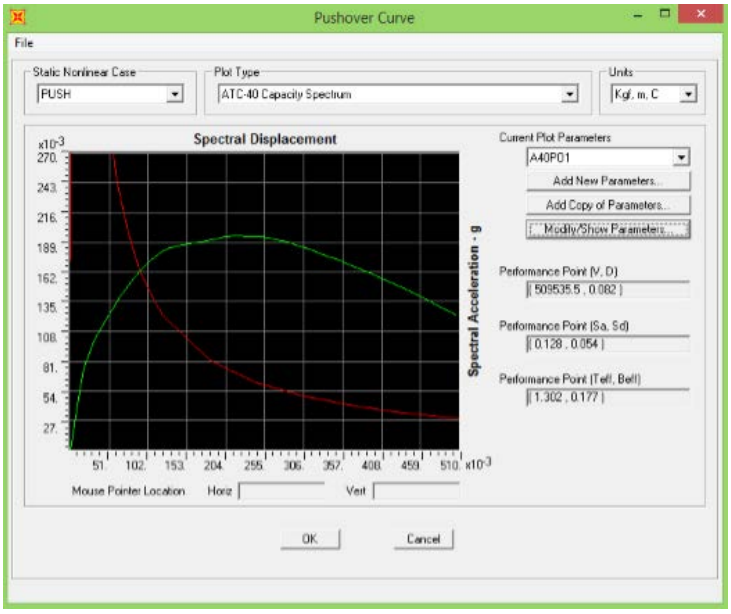
## Analisis beban dorong *(pushover)*

Dari hasil dari analisis beban dorong *(pushover)* dapat diketahui kurva kapasitas (Gambar 6), daktilitas struktur, dan kinerja struktur dari model gedung perkantoran lima lantai pada kondisi tanah sedang di wilayah Cilacap. Kurva kapasitas memperlihatkan nilai gaya geser dasar (V) dan nilai *displacement* (D) yang terjadi ketika gedung mengalami ambang keruntuhan. Nilai $S_a$, $S_d$, waktu getar alami efektif ($T_{eff}$) dan redaman *viscous* efektif ($\beta_{eff}$) juga dapat diketahui. Nilai-nilai tersebut berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 disajikan pada Tabel 3.

Tabel 3. Hasil analisis beban dorong *(pushover)*

| Wilayah | SNI | V (kg) | D (m) | $S_a$ | $S_d$ | $T_{eff}$ | $\beta_{eff}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Cilacap** | 2002 | 6405,941 | 0,160 | 0,176 | 0,107 | 1,561 | 0,200 |
| | 2012 | 5095,354 | 0,082 | 0,128 | 0,054 | 1,302 | 0,177 |

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 5. Kurva kapasitas

Tabel 3 menunjukkan bahwa pada *performance point* terjadi penurunan gaya geser dasar dan *displacement* masing-masing sebesar 20,46% dan 48,75%. Hierarki plastifikasi yang terjadi baik yang mengacu pada SNI 03-1726-2002 maupun SNI 03-1726-2012 memperlihatkan perilaku yang sama namun terdapat perbedaan jumlah elemen. Berdasarkan SNI 03-1726-2002 hanya terdapat satu elemen sedangkan berdasarkan SNI 03-1726-2012 terdapat dua elemen mengalami plastifikasi pertama kali. Daktilitas struktur mengalami penurunan sebesar 1,74% seperti dapat dilihat pada Tabel 4. Kinerja struktur, seperti disajikan pada Tabel 5, tidak mengalami perubahan, tetap pada level *Immediate Occupancy* yaitu tidak ada kerusakan struktur, komponen nonstruktural masih berada di tempatnya, bangunan tetap berfungsi tanpa adanya perbaikan.

Tabel 4. Daktilitas struktur

| Wilayah | SNI | *Displacement Yield* (δy, m) | *Displacement Ultimate* (δu, m) | Daktalitas Struktur |
|---|---|---|---|---|
| **Cilacap** | **2002** | 0,1086 | 0,5552 | 7,0719 |
| | **2012** | 0,1176 | 0,5544 | 6,9491 |

Tabel 5. Kinerja struktur

| Wilayah | SNI | Dt (m) | Elevasi atap (m) | Rasio simpangan struktur (%) | Keterangan |
|---|---|---|---|---|---|
| **Cilacap** | **2002** | 0,160 | 20 | 0,80 | IO |
| | **2012** | 0,082 | 20 | 0,41 | IO |

## 4. KESIMPULAN

Pengaruh perubahan beban gempa untuk model struktur gedung perkantoran lima lantai pada kondisi tanah sedang di wilayah Cilacap mengakibatkan terjadi penurunan gaya dasar seismik ($V_s$) sebesar 31,61% dan penurunan rasio simpangan tingkat rata-rata sebesar 30,93% dan 30,91% masing-masing untuk arah X dan arah Y dari hasil analisis statik linier. Terjadi penurunan gaya dasar seismik ($V_d$) sebesar 43,03% dan 43,15% serta penurunan rasio simpangan tingkat rata-rata sebesar 27,76% dan 27,94% masing-masing untuk arah X dan arah Y dari hasil analisis dinamik respon. Terjadi penurunan gaya geser dasar dan *displacement* sebesar 20,46% dan 48,75%, penurunan daktilitas struktur sebesar 1,74% dari hasil analisis beban dorong *(pushover)*. Kinerja struktur tetap pada level *Immediate Occupancy* yaitu tidak ada kerusakan struktur, komponen nonstruktural masih berada di tempatnya, bangunan tetap berfungsi tanpa adanya perbaikan.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## DAFTAR PUSTAKA


Arfiadi, Y. dan Satyarno, I. (2013). "Perbandingan Spektra Desain Beberapa Kota Besar Di Indonesia Dalam SNI Gempa 2012 Dan SNI Gempa 2002". Prosiding Konferensi Nasional Teknik Sipil 7, Universitas Sebelas Maret, Surakarta.

Badan Standarisasi Nasional. (2012). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726: 2012).* Jakarta.

Badan Standar Nasional. (2002). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002).* Jakarta.

Computer and Structures, Inc. (2016*). Structural and Earthquake Engineering Software SAP200*. California, USA.

Faizah, R. dan Widodo. (2013). "Analisis Gaya Gempa Rencana Pada Struktur Bertingkat Banyak Dengan Metode Dinamik Respon Spektra". Prosiding Konferensi Nasional Teknik Sipil 7, Universitas Sebelas Maret, Surakarta.

Federal Emergency Management Agency. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356).* USA.

Federal Emergency Management Agency. (2015). *Rapid Visual Screening of Building for Potential Seismic Hazards: A Handbook (FEMA P-154).* USA.

GIZ International Services. (2011). "Peringatan Tsunami 4 April 2011: Reaksi Lembaga dan Masyarakat terhadap Peringatan Gempa Bumi dan Tsunami di Selatan Jawa". Jakata.

Haryanto, Y. dan Gan, B. S. (2016). "Kinerja Model Gedung Apartemen Tak Beraturan Sepuluh Lantai Di Kabupaten Purbalingga Akibat Beban Gempa". In Review, Tesa Arsitektur, Journal of Architectural Discouses.

Haryanto, Y., Sudibyo, G. H. dan Wariyatno, N. G. (2015). "Kinerja Model Struktur Gedung Lima Lantai Pada Kondisi Tanah Keras Di Wilayah Banyumas Akibat Beban Gempa SNI 03-1726-2002 Dan SNI 03-1726-2012". Jurnal Dinamika Rekayasa, Vol .11 No. 2, pp. 82-85.

http://geospasial.bnpb.go.id/wp-content/uploads/2011/04/2011-04-04_gempabumi_cilacap_bnpb.pdf

http://www.jatengprov.go.id/id/profil/kabupaten-cilacap

Pranata, Y. A. (2006). "Studi Perencanaan Berbasis Kinerja pada Rangka Beton Bertulang dengan Metode Direct Displacement Based Design". Universitas Kristen Maranatha, Bandung.


ISBN: 978-602-60286-0-0

# STUDI GAYA LEDAK ELSTERNAL PADA STRUKTUR BANGUNAN

**Jack Widjajakusuma[1], Eric Christopher[2]**

*[1]Dosen Jurusan Teknik Sipil, Universitas Pelita Harapan, Jl. M.H. Thamrin Boulevard. Tangerang*
*Email: jack.widjajakusuma@uph.edu*
*[2] Mahasiswa jurusan Teknik Sipil, Universitas Pelita Harapan, Jl. M.H. Thamrin Boulevard. Tangerang*
*Email: Christopher.eric25@yahoo.com*

## ABSTRAK

Ledakan adalah fenomena peningkatan energi dan pengeluaran suhu tinggi dengan cara yang membahayakan. Bahan Peledak memiliki banyak manfaat, seperti untuk melakukan demolisi bangunan, pertambangan dan banyak hal lainya. Tujuan dari penulisan ini adalah untuk mempelajari sifat ledakan lalu mengubah parameter tersebut menjadi bentuk *blast load time-history*. Setelah itu bentuk tersebut akan digunakan untuk merancang suatu model respon struktur bangunan terhadap gaya ledak dengan bantuan perangkat lunak SAP2000 versi 15. Simulasi serangan menggunakan peledak akan dilakukan pada model sederhana dua lantai dan diberikan muatan peledak pada jarak pertahanan 27 meter. Hasil analisa respon bangunan dengan SAP2000 versi 15 memperlihatkan seberapa besar simpangan tiap lantai yang terjadi akibat gaya ledak, dan apakah simpangan tersebut melebihi simpangan ijin sehingga dapat dilihat seberapa amankah bangunan tersebut terhadap beban ledak. Didapatkan bahwa muatan sebesar 250 kg telah memberikan daya rusak yang cukup karena simpangan yang terjadi sudah sedikit melebihi simpangan ijin. Setelah itu dilakukan simulasi lebih lanjut, untuk nilai z yang sama didapatkan simpangan yang semakin tinggi ketika jarak yang digunakan semakin jauh. Ketika diberikan tekanan ekivalen dengan pengaruh lantai yang berbeda-beda didapatkan simpangan maksimum yang lebih tinggi ketika pengaruh lantai lebih banyak

Kata kunci: Ledakan, *blast load*, model sederhana, analisa respon, SAP2000 versi 15.

## 1. PENDAHULUAN

Ledakan, sering sekali kita menghubungkan kata ledakan ini dengan serangan teroris yang menggunakan bahan peledak. Tidak sedikit negara yang mempunyai kasus yang berhubungan dengan serangan teroris seperti Amerika, Irak, Iran, Thailand, Filipina, Indonesia, dan juga serangan teroris dengan mengunakan bahan peledak yang terjadi akhir akhir ini di Prancis. Ledakan yang terjadi di dalam atau di sekitar bangunan menyebabkan banyak korban jiwa dan kerusakan struktur bangunan. Oleh karena itu, penelitian terhadap pengaruh ledakan dan efeknya terhadap bangunan diperlukan untuk melakukan simulasi ketahanan bangunan terhadap serangan ledakan. Diharapkan dengan adanya penelitian ini, hasil yang didapatkan akan bermanfaat bagi masyarakat. Negara yang mempunyai perencanaan tahan ledakan hanyalah Amerika, dimana peraturan tersebut terdapat di manual teknik untuk pengunaan militer yaitu TM5-1300. Serangan ledakan adalah bencana yang direncanakan oleh manusia, oleh karena itu dapat diantisipasi dengan memperkuat pengamanan agar bahan peledak tidak dapat masuk kedalam bangunan. Di Indonesia sendiri belum ada peraturan untuk merencanakan bangunan tahan ledakan, yang terdapat pada peraturan hanyalah peraturan perencanaan tahan gempa yaitu SNI 2012 no 1726 tentang perancangan seismik gempa.

Pada tugas akhir ini, penulis akan melakukan simulasi pengaruh bangunan terhadap gaya ledak yang telah dibandingkan dengan cara pada perangkat lunak lainnya lalu akan dilihat hasil respon bangunan dari simulasi tersebut apakah gaya ledak yang diberikan memberikan simpangan yang mempunyai daya rusak yang cukup. Akan dilakukan juga kolerasi ledakan pada jarak tertentu terhadap gaya gempa pada zona yang telah ditentukan. Setelah itu akan dilakukan simulasi dengan menggunakan nilai z (parameter yang digunakan untuk menentukan jarak dan muatan ledakan terhadap bangunan) yang sama dan nilai tekanan yang sama terhadap jumlah lantai yang berbeda-beda. Hasil simulasi ini menunjukkan pengaruh ledakan pada jarak yang cukup dekat sehingga gaya ledak hanya berpengaruh pada sebagian lantai saja. Dilakukan juga kolerasi gaya gempa yang terjadi terhadap gaya ledakan dengan muatan dan jarak yang ditentukan.

## 2. METODOLOGI PENELITIAN

### Simulasi Ledakan dengan Menggunakan SAP 2000

Simulasi dilakukan dengan menggunakan model struktur dua lantai yang akan diberi peledak pada jarak 27 meter dari bangunan. Tahapan simulasi yang dilakukan adalah rekayasa beban ledak dalam bentuk *time- history*, pemodelan dan analisa struktur dengan SAP2000, peninjauan hasil frekuensi bangunan dengan perhitungan manual, perbandingan hasil simpangan tiap lantai dengan simpangan ijin, jika hasil simpangan melewati batas ijin akan maka dapat disimpulkan bahwa gaya ledak dengan muatan x pada jarak 27 meter dapat memberikan daya rusak yang cukup tinggi. Setelah itu akan dilakukan pengurangan muatan ledak untuk alasan efisiensi.

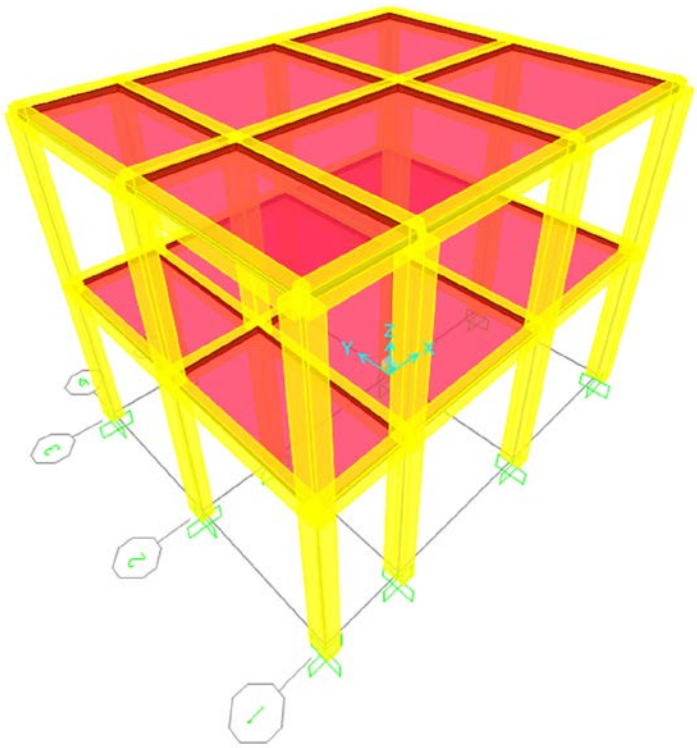
### Rekayasa Beban Ledak dalam Bentuk *time-history*

Beban ledak merupakan beban dinamik, dimana gaya ledak berubah setiap waktu. Oleh karena itu, beban ledak akan diubah dalam bentuk *time-history.* Pengubahan beban ledak kedalam bentuk *time-history* menggunakan perhitungan dan aturan sesuai dengan referensi pada TM5-1300. Perhitungan tersebut menghasilkan nilai skala yang disebut dengan *scaled distance*, yang merupakan nilai yang dibutuhkan untuk membaca grafik pada gambar 2.9 untuk mendapatkan nilai dan parameter-parameter yang akan digunakan untuk menyusun bentuk *time-history.*

### Pemodelan dan Analisa Struktur dengan SAP 2000

Setelah grafik beban ledak dalam bentuk *time-history* telah dibuat, maka tahap selanjutnya adalah memasukan data tersebut kedalam perangkat lunak SAP2000. Hasil frekuensi dan periode natural bangunan akan dibandingkan dengan perhitungan manual dengan metode derajat kebebasan jamak sesuai dengan cara di *Paz. M*, 2004. , setelah itu output dari SAP2000 berupa simpangan tiap lantai akan dibandingkan dengan simpangan ijin dan dilihat apakah simpangan yang terjadi sudah melewati batasan simpangan ijin. Diasumsikan pada simulasi ini bahwa jika simpangan yang terjadi telah melewati ataupun mendekati simpangan ijin maka, dapat dianggap bahwa gaya ledak yang terjadi telah memberikan daya rusak yang cukup, Mays. G, 2001. Setelah itu akan dilakukan percobaan dengan berbagai muatan untuk mencari berapa batas minimal muatan peledak yang dipakai untuk merusak bangunan dari jarak 27 meter.

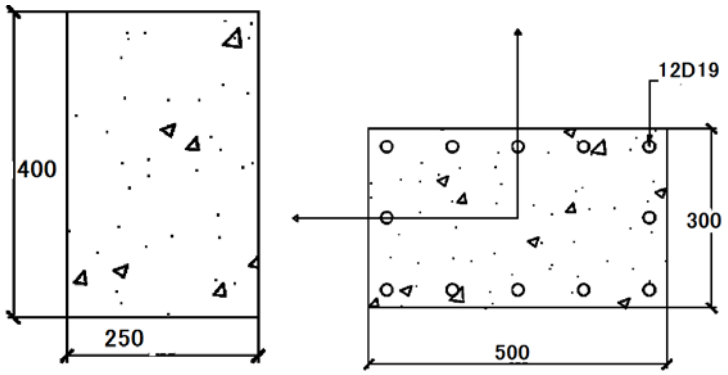
## 3. HASIL DAN PEMBAHASAN



Gambar 1. Tampak portal 3D

ISBN: 978-602-60286-0-0

Sebuah simulasi gaya ledak eksternal dilakukan pada model bangunan diatas dengan menggunakan muatan ledakan C4 pada jarak 27 meter dari bangunan. Dari simulasi ini diharapkan didapatkan berapa sekurang-kurangnya nilai muatan ledakan yang dapat memberi kerusakan yang cukup terhadap bangunan. Balok dan kolom yang digunakan tipikal untuk setiap lantai. Untuk balok digunakan asumsi ukuran 1/12 L yaitu 25 x 40 cm, sementara untuk kolom berukuran 30 x 50 cm didesain dengan persenan tulangan terhadap luasan kolom sebesar 2.5% sehingga jumlah tulangan, 12 D19. Pemodelan pelat lantai diambil tebal pelat 12 cm dan seperti model sebelumnya, pengaruh massa balok dan kolom dianggap nol dan semua massa dilimpahkan pada pelat lantai dengan menggunakan diafragma.




Gambar 2. Penampang balok dan kolom

Sebuah simulasi gaya ledak eksternal dilakukan pada model bangunan diatas dengan menggunakan muatan ledakan C4 pada jarak 27 meter dari bangunan. Dari simulasi ini diharapkan didapatkan berapa sekurang-kurangnya nilai muatan ledakan yang dapat memberi kerusakan yang cukup terhadap bangunan. Balok dan kolom yang digunakan tipikal untuk setiap lantai. Untuk balok digunakan asumsi ukuran 1/12 L yaitu 25 x 40 cm, sementara untuk kolom berukuran 30 x 50 cm didesain dengan persenan tulangan terhadap luasan kolom sebesar 2.5% sehingga jumlah tulangan, 12 D19. Pemodelan pelat lantai diambil tebal pelat 12 cm dan seperti model sebelumnya, pengaruh massa balok dan kolom dianggap nol dan semua massa dilimpahkan pada pelat lantai dengan menggunakan diafragma.

Struktur gedung didesain menggunakan bahan beton bertulang dengan mutu dan persyaratan sesuai dengan standard dan peraturan yang ada sebagai berikut:

Kuat beton yang disyaratkan, fc’ = 25 MPa

Modulus elastisitas beton, Ec = 23,500 MPa

Untuk baja tulangan dengan diameter > 12 mm digunakan baja tulangan ulir (deform) BJTD 40 dengan tegangan leleh, fy = 400 MPa = 400,000 kN/m2

Jenis beban yang bekerja pada gedung meliputi:

1) Beban mati sendiri elemen struktur (self *weight*)
   Berat pelat dengan berat jenis = $1.018 \times 10^{-5}$ N/mm$^3$ sesuai dengan tata cara pada model sebelumnya.
2) Beban mati elemen tambahan (superimposed dead load)
   Meliputi: dinding, keramik, plesteran, plumbing, dan mekanikal elektrikal yaitu dengan total sebesar 150 kg/m2.
3) Beban hidup (live load)
   Berupa beban luasan yang ditinjau berdasarkan fungsi dari bangunan yaitu bangunan pusat perbelanjaan atau general purpose sebesar 400 kg/m2.
4) Beban Ledakan (blast load)
   Beban yang didapatkan akibat efek ledakan yang diberikan pada bangunan, bentuk beban adalah dalam time-history, dan besarnya beban akan dibahas selanjutnya.

Perhitungan akan dilakukan sesuai dengan referensi *U.S. Department of the Army*, (1990) “*Structures to resist the effect of accidental explosions*”, TM 5-1300 (*Technical Manual*). Hal pertama yang dilakukan adalah menkonversi muatan peledak C4 menjadi muatan ledak TNT dengan menggunakan persamaan (5). Jumlah muatan akan dicoba dengan 1000 kg C4 dulu.

ISBN: 978-602-60286-0-0

$$W = W_{exp} \frac{H^d{}_{exp}}{H^d{}_{TNT}}$$

$$W = 1000\ kg\ \frac{H^d{}_{C4}}{H^d{}_{TNT}}$$

$$W = 1000\ kg\ \frac{5.86}{4.5}$$

$$W = 1302\ kg\ \text{TNT}$$

Langkah selanjutnya adalah menghitung *scaled distance* yang nantinya digunakan untuk mencari parameter-parameter lain. Perhitungan *scaled distance* menggunakan hukum Hopkinson-Cranz yang terdapat pada TM 5-300.

Tinggi pusat permukaan depan = 4 m

Jarak dari sumber ledakan

$$R\sqrt{(27^2 + 4^2)} = 27.295\ m$$

*Scaled distance* (Z) didapatkan sesuai dengan persamaan (4)

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}}$$

$$Z = \frac{27.295}{\sqrt[3]{1302}} = 2.5\ \frac{m}{kg^{\frac{1}{3}}}$$

Setelah mendapatkan nilai *scaled distance*, parameter-parameter lain didapatkan dari membaca grafik pada gambar 2.11 yang merupakan grafik parameter untuk ledakan tipe ledakan pada permukaan tanah. Dari grafik tersebut didapatkan:

Tabel 1 Parameter-parameter *blast loading*

| Front face | Tekanan Kejadian $P_{so}$ [kPa] | Impuls Kejadian Positif $i_s$ | Tekanan Terpantul $P_r$ [kPa] | Impuls Terpantul Positif $i_r$ |
|---|---|---|---|---|
| Scaled Values | 160 | 105 | 500 | 270 |
| Absolute Values | 160 | 1143.81 | 500 | 2878.63 |

| Front face | Waktu kedatangan ($t_A$) ms | Durasi Poisitif ($t_D$) mS | Kecepatan Gelombang kejut U | Panjang Gelombang Lw |
|---|---|---|---|---|
| Scaled Values | 2.8 | 2.4 | 0.51 | 0.66 |
| Absolute Values | 29.85 | 25.59 | 0.51 | 7.19 |

Nilai dari *reflected pressure* (tekanan terpantul) dari hasil diatas dapat dilakukan pengecekkan dengan mengunakan metode manual menurut referensi TM 5-1300

$$P_r = 2\ P_s \left[\frac{7\ P_o + 4\ P_s}{7\ P_o + P_s}\right]$$

$$P_r = 2\ (160\ \text{kPa}) \left[\frac{7(101kPa)+4(160kPa)}{7(101kPa)+160kPa}\right]$$

$$P_r = 497.163\ kPa \sim 500\ kPa$$

ISBN: 978-602-60286-0-0

Dapat dilihat hasil perhitungan manual dengan pembacaan grafik mempunyai nilai yang relatif sama. Sehingga dapat disimpulkan bahwa pembacaan grafik telah benar dan akurat.

Setelah itu kecepatan suara didapatkan dari grafik dalam TM 5-300

$$C_r = 0{,}45\ \frac{m}{mS}$$

Nilai Cr ini dipakai untuk mencari *clearing time* tc (waktu penyelesaian) yang diperlukan untuk menggambar *time-history* dari gaya ledakan.

$$t_c = \frac{4\,S}{(1+R)C_r}$$

$$t_c = \frac{4(5)}{\left(1+\frac{5}{8}\right)0.45}$$

$$t_c = 27.35\ mS$$

Selanjutnya akan dicari nilai dari waktu fiktif durasi positif ledakan atau t0f. Waktu fiktif adalah waktu yang digunakan untuk mengantikan waktu durasi positif karena pengambaran *time-history* yang digunakan merupakan penyerdehanaan dari model sebenarnya.

$$t_{0f} = \frac{2\,i_s}{P_{so}}$$

$$t_{0f} = \frac{2(1143.81)}{160}$$

$$t_{0f} = 14.3\ mS$$

Ketika nilai t0f < tc, yaitu kondisi dimana nilai tekanan cukup tinggi sehingga waktu fiktif lebih pendek dari waktu penyelesaian, maka sesuai dengan referensi pada TM 5-1300 akan digunakan nilai impuls terpantul untuk mencari durasi waktu terpantul fiktif trf.

$$t_{rf} = \frac{2\,i_r}{P_r}$$

$$t_{rf} = \frac{2(2878.63)}{500}$$

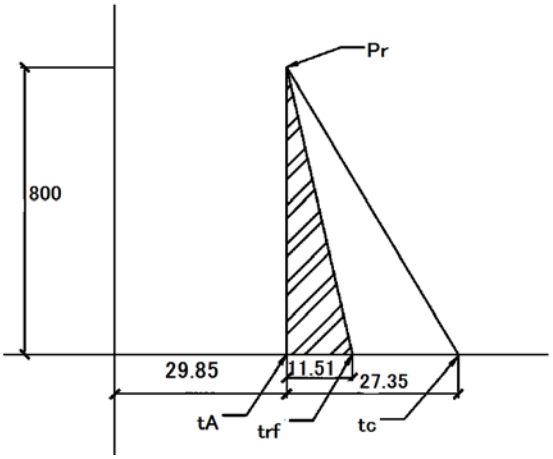
$$t_{rf} = 11.51\ mS$$

Setelah semua parameter didapatkan, barulah bentuk *time-history* dapat digambar. Daerah yang terarsir adalah impuls yang digunakan dalam desain, yaitu menggunakan impuls terpantul ir. Bentuk *time-history* seperti pada gambar 3.

Simpangan lantai maksimum yang terjadi pada struktur ini akan dibandingkan dengan simpangan lantai ijin yang sesuai dengan SNI 1726-2012 bab 7.12.1 tentang batasan simpangan antar lantai tingkat. Simpangan maksimum terhadap sumbu X yang terjadi pada lantai 1 adalah 209.9 mm di 0.0588 detik dan pada lantai 2 adalah 440 mm di 0.0788 detik. Simpangan maksimum terhadap sumbu Y yang terjadi pada lantai 1 adalah 182.3 mm di 0.0788 detik dan pada lantai 2 adalah 399.8 mm di 0.0688 detik.

Hasil yang dipakai dalam analisa ini adalah hasil dari sumbu X yang memiliki simpangan lebih tinggi. Hasil simpangan pada sumbu x lebih besar daripada simpangan ijin, maka dapat diasumsikan bahwa ledakan dengan muatan 1000 kg mempunyai daya rusak yang cukup untuk menganggu integritas struktur bangunan. Tetapi hasil simpangan dari ledakan dengan muatan 1000 kg C4 ini lebih besar ± 2.5 kalinya simpangan ijin. Oleh karena itu akan dilakukan percobaan dengan menggunakan muatan 500 dan 250 kg C4 untuk memperoleh hasil simpangan yang lebih mendekati simpangan ijin antar lantai

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 3. Illustrasi bentuk *time-history* dengan gaya ledak 1000 kg C4

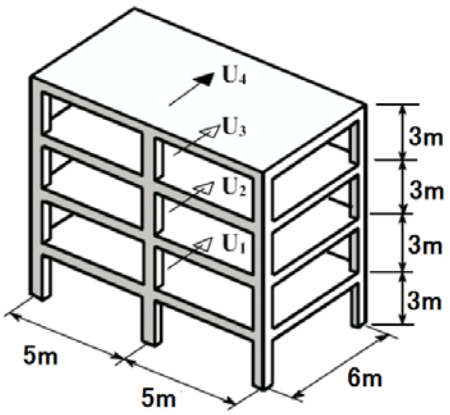
Simpangan lantai maksimum yang terjadi pada struktur ini akan dibandingkan dengan simpangan lantai ijin yang sesuai dengan SNI 1726-2012 bab 7.12.1 tentang batasan simpangan antar lantai tingkat. Simpangan maksimum terhadap sumbu X yang terjadi pada lantai 1 adalah 209.9 mm di 0.0588 detik dan pada lantai 2 adalah 440 mm di 0.0788 detik. Simpangan maksimum terhadap sumbu Y yang terjadi pada lantai 1 adalah 182.3 mm di 0.0788 detik dan pada lantai 2 adalah 399.8 mm di 0.0688 detik.

Hasil yang dipakai dalam analisa ini adalah hasil dari sumbu X yang memiliki simpangan lebih tinggi. Hasil simpangan pada sumbu x lebih besar daripada simpangan ijin, maka dapat diasumsikan bahwa ledakan dengan muatan 1000 kg mempunyai daya rusak yang cukup untuk menganggu integritas struktur bangunan. Tetapi hasil simpangan dari ledakan dengan muatan 1000 kg C4 ini lebih besar ± 2.5 kalinya simpangan ijin. Oleh karena itu akan dilakukan percobaan dengan menggunakan muatan 500 dan 250 kg C4 untuk memperoleh hasil simpangan yang lebih mendekati simpangan ijin antar lantai

Dengan cara yang sama seperti cara sebelumnya hasil penelitian mendapatkan muatan sebesar 250 kg C4 menghasilkan simpangan yang mendekati simpangan ijin, oleh karena itu dapat diambil kesimpulan bahwa bangunan telah mendapatkan kerusakan yang cukup dengan menggunakan muatan sebesar 250 kg C4 pada jarak 27 meter.

Ledakan Pastinya menghasilkan gelombang, dalam kasus ledakan pada permukaan tanah diasumsikan gelombang ledakan yang dihasilkan adalah *hemispherical* sempurna dimana jari-jari lingkaran mempunyai panjang yang sama pada semua arah.

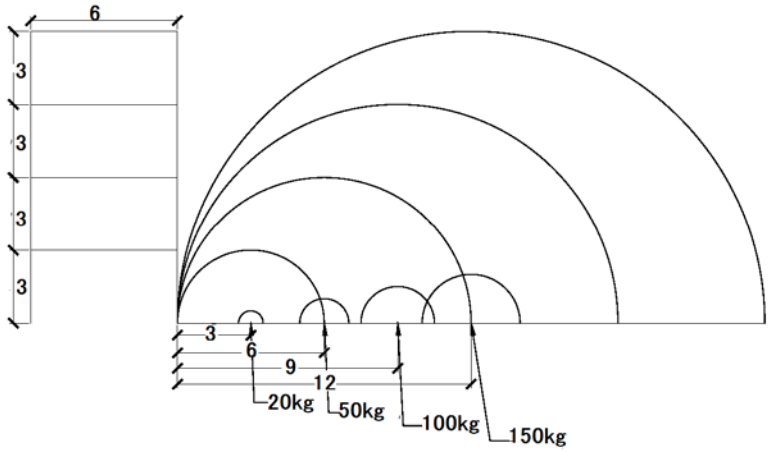
Jika diperhatikan, semakin dekat muatan peledak pada bangunan maka semakin kecil waktu ekspansi gelombang ledakan. Oleh karena itu akan dilakukan percobaan untuk melihat pengaruh terhadap jarak dan tinggi bangunan, apa yang terjadi jika gelombang ledakan terlampau dekat dan hanya mengenai sebagian lantai saja.




Gambar 4. Tampak portal 3D

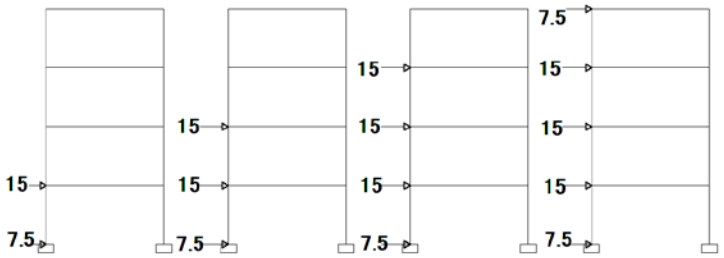
Konfigurasi Bangunan yang dipakai adalah bangunan empat lantai seperti atas. Asumsi- asumsi model yang digunakan dan batasan yang digunakan juga mengikuti konfigurasi sebelumnya. Untuk mendapatkan nilai tekanan yang sama agar dapat dibandingkan pengaruh tiap lantai, maka muatan ledak yang digunakan adalah 20 kg, 50 kg, 100 kg, dan 150 kg dengan jarak sesuai dengan tinggi tiap lantai yaitu 3 m, 6 m, 9 m, dan 12 m.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 5. Illustrasi pengaruh ledakan terhadap jarak dan tinggi bangunan

Untuk mendapatkan nilai Z yang agar tekanan yang dihasilkan sama, maka muatan akan ditentukan sesuai dengan nilai Z yang didapatkan sebelumnya yaitu 2.26. Dari nilai tersebut didapatkan muatan 50 kg, 100 kg, dan 150 kg pada jarak 6 m, 9 m, dan 12 m. Dengan tekanan yang sama dan yang membedakan hanya nilai *tributary* atau pengaruh terhadap tinggi bangunan, maka dapat dilakukan percobaan untuk melihat berapa besar pengaruh tekanan pada lantai dengan memberikan tekanan yang sama terhadap tinggi lantai yang berbeda-beda.




Gambar 6. Tekanan yang terjadi pada jarak 3m, 6m, 9m, dan 12m

Tabel 2 Simpangan akibat nilai z sama

| Lantai/Simpangan | 3 m (mm) | 6 m (mm) | 9 m (mm) | 12 m (mm) | Ijin (mm) |
|---|---|---|---|---|---|
| Lantai 4 | 139.3 | 358.6 | 595.1 | 713.5 | 240 |
| Lantai 3 | 94.02 | 208.6 | 382.7 | 507.5 | 180 |
| Lantai 2 | 96.36 | 203.6 | 315.7 | 355.3 | 120 |
| Lantai 1 | 93.68 | 151.1 | 174.2 | 182.7 | 60 |

Tabel 3 Simpangan akibat tekanan ekivalen

| Lantai/Simpangan | 3 m (mm) | 6 m (mm) | 9 m (mm) | 12 m (mm) | Ijin (mm) |
|---|---|---|---|---|---|
| Lantai 4 | 139.3 | 224.2 | 293.5 | 309 | 60 |
| Lantai 3 | 94.02 | 130.4 | 188.9 | 219.9 | 120 |
| Lantai 2 | 96.36 | 127.3 | 155.4 | 153.7 | 180 |
| Lantai 1 | 93.68 | 94.28 | 85.55 | 78.75 | 240 |

## 4. KESIMPULAN

Dari hasil respon simulasi tersebut dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1) Untuk merusak suatu bangunan dari jarak 27 meter dengan konfigurasi yang tertera, dibutuhkan sekurang-kurangnya peledak C4 dengan muatan 250 kg. Hasil simpangan yang terjadi adalah 173.2 mm pada lantai 2, dimana angka tersebut cukup mendekati simpangan ijin sehingga dapat dianggap memiliki daya rusak yang cukup dan juga muatan ledak yang efisien.
2) Untuk melakukan kolerasi dengan gaya gempa, hal yang perlu diperhatikan adalah simpangan yang dihasilkannya. Pada simulasi dengan konfigurasi bangunan yang ditentukan, simpangan yang dihasilkan oleh gaya gempa mempunyai nilai yang relatif mendekati dengan simpangan yang dihasilkan oleh muatan

ISBN: 978-602-60286-0-0

ledak 25 kg C4 pada jarak 27 meter yaitu 17.31 mm dan 37.47 mm pada ledakan dan 21.47 dan 39.57 mm pada gempa.

3) Dengan menggunakan nilai Z yang sama pada jarak yang berbeda-beda, nilai simpangan akan semakin tinggi jika jarak yang digunakan semakin jauh, ini diakibatkan oleh perbedaan beban pada tributary area yang ada.
4) Simpangan maksimum akan semakin tinggi apabila tekanan ekivalen yang terjadi mengenai semua lantai. Tekanan yang ekivalen pada beberapa lantai saja menghasilkan simpangan maksimum yang lebih rendah, namun simpangan pada lantai tertentu mempunyai nilai yang lebih tinggi dibandingkan dengan tekanan yang ekivalen pada semua tingkat. Ini dikarenakan gelombang ledakan merupalan hasil ledakan pada permukaan tanah dan berbentuk *hemisphere* atau setengah lingkaran, sehingga gaya ledakan akan mengenai lantai bawah terlebih dahulu sebelum merambat keatas, hal ini mengakibatkan sebagian tekanan dibawah lantai ditahan oleh tumpuan sehingga distribusi tekanan menjadi lebih rendah.
5) Semakin jauh jarak muatan ledakan terhadap bangunan akan semakin baik, namun disarankan jarak pertahanan sekurang-kurangnya lebih dari tinggi bangunan dan lebih dari 20 meter untuk menghindari kerusakan pada lantai bawah yang tidak diinginkan.
6) Perhitungan nilai simpangan maksimum akan lebih sederhana dengan menggunakan metode integrasi Duhamel.
7) Gaya dinamik pada ledakan sangat mempengaruhi tekanan yang terjadi, nilai faktor dinamik yang lebih dari 1 akan menghasilkan gaya dinamik yang lebih besar dari gaya statik, untuk mengatasi hal itu, pada saat perencanaan bangunan perlu diperhatikan nilai periode bangunan agar dapat dibatasi sehingga bangunan dapat menahan gaya dinamik sampai batas tertentu.

## DAFTAR PUSTAKA (DAN PENULISAN PUSTAKA)

Badan Standarisasi Nasional (2012). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. SNI 1726:2012

Mays, G. (2001). *Blast effects on buildings: Design of buildings to optimize the resistance to blast loading*. London: Telford.. PT. Elex Media Komputindo, Jakarta

Paz, M. (2004). *Structural dynamics: Theory and computation* (5th ed.). New York, N.Y.: Van Nostrand Reinhold.

“Structures to resist the effects of accidental explosions”. (1990). Place of publication not identified: Depts. of the Army, the Navy, and the Air Force. TM5-1300/ NAVFAC P-397/ AFR 88-22.

ISBN: 978-602-60286-0-0

# ANALISIS KINERJA STRUKTUR BETON BERTULANG DENGAN KOLOM MODIFIKASI YANG DIPERKUAT LAPIS CFRP

**Ida Bagus Rai Widiarsa[1] dan Ida Bagus Dharma Giri[2]**

[1] *Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Udayana, Kampus Bukit Jimbaran Badung - Bali*
*Email: r_widiarsa@yahoo.com*
[2] *Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Udayana, Kampus Bukit Jimbaran Badung - Bali*
*Email: guidha_82@yahoo.com*

## ABSTRAK

Penelitian perkuatan kolom beton bertulang dengan lapis FRP telah banyak dilakukan dan hasilnya menunjukkan terjadi peningkatan kekuatan aksial. Peningkatan kuat aksial lebih besar didapat pada kolom bulat daripada kolom persegi/bujursangkar. Bagaimana pengaruh kolom yang diperkuat lapis FRP terhadap kemampuan dan kinerja struktur beton bertulang belum banyak dilakukan. Untuk itu penelitian ini dilakukan untuk mengetahui kinerja dari struktur beton bertulang yang diperkuat dengan lapis Carbon Fibre Reinforced Polymer (CFRP). Analisis struktur dilakukan dengan memodel 3 jenis struktur menggunakan SAP 2000. Struktur model 1 (M1) merupakan struktur SRPMK dengan kolom berbentuk bujursangkar. Kemudian struktur M1 diperkuat dengan mengubah penampang kolomnya menjadi bulat dan dilapisi CFRP 3 lapis menjadi struktur model 2 (M2). Struktur model 3 (M3) adalah seperti model M2 tetapi dengan CFRP 5 lapis. Struktur dianalisis terhadap beban gravitasi dan beban gempa menurut ketentuan SNI 1726:2012 dan dilakukan analisis pushover. Hasil analisis menunjukkan struktur model M1 mencapai kondisi batas dengan nilai gaya geser dasar 29,7% dan 31,2% lebih kecil untuk arah–x dan arah–y dari nilai gaya geser dasar model M2. Nilai tersebut juga 29,3% dan dan 29,9% lebih kecil untuk arah–x dan arah–y dari model M3. Disamping itu, model M1 mempunyai simpangan tiap tingkat lebih besar dari model M2 dan M3. Hal ini menunjukkan modifikasi penampang dan penambahan lapis CFRP pada kolom dapat meningkatkan kemampuan struktur dalam menahan beban gempa.

Kata kunci: Kinerja, kolom, modifikasi, perkuatan lapis CFRP

## 1. PENDAHULUAN

Beton bertulang adalah salah satu material yang biasa digunakan untuk struktur bangunan sipil dimana merupakan gabungan antara material yang tahan terhadap tekanan dan tarikan. Beton bertulang adalah gabungan dari material beton dan baja sebagai tulangan. Beton adalah material yang tahan terhadap tekanan sedangkan baja adalah material yang tahan terhadap tarikan. Gabungan kedua material tersebut sebagai beton bertulang memungkinkan elemen struktur seperti kolom atau balok mampu menahan gaya tekan dan gaya tarik akibat beban.

Kolom merupakan elemen vertikal dari struktur rangka yang menahan beban dari elemen plat dan balok. Kolom adalah elemen yang dominan menahan tekan dan memegang peranan sangat penting dari stabilitas suatu bangunan. Keruntuhan suatu kolom menjadi lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya (*collapse*) dari lantai dimana kolom tersebut berada dan dapat juga menyebabkan keruntuhan total seluruh struktur bangunan. Keruntuhan kolom dapat diakibatkan oleh beban gempa. Beban gempa menyebabkan meningkatnya pengaruh gaya geser pada kolom. Peningkatan gaya geser ini dapat menyebabkan kolom tidak mampu menahan beban yang terjadi dan akhirnya menyebabkan terjadinya keruntuhan pada kolom.

Kolom yang telah mengalami penurunan kemampuan menahan beban memerlukan perbaikan untuk mengembalikan kemampuannya. Salah satu metode perbaikan yang dapat dilakukan adalah perkuatan, diantaranya dengan *concrete jacketing*, melapisi dengan Fiber-Reinforced Polymer (FRP) atau dengan penambahan tulangan.

*Carbon Fibre Reinforced Polymer* (CFRP) merupakan salah satu jenis FRP yang biasa digunakan untuk memperkuat elemen struktur. Penggunaan CFRP lebih populer dibandingkan jenis FRP lain seperti Glass, Kevlar dan Aramid. Daya tahan CFRP yang tinggi lebih ekonomis digunakan pada lingkungan korosif dibandingkan baja yang mudah berkarat. Beberapa keunggulan dari CFRP adalah kekuatan yang tinggi, berat satuan yang kecil, mudah diaplikasikan serta biaya instalasi dan pemeliharaan yang rendah.

Penelitian tentang pelapisan kolom menggunakan FRP telah banyak dilakukan dan menunjukkan metode ini dapat meningkatkan kekuatan, kekakuan dan daktilitas dari kolom (Lin dan Chen, 2001; Chaallal dkk., 2006; Tao dkk., 2008; Tumatar, 2010).

Struktur gedung di lapangan biasanya menggunakan kolom dengan bentuk persegi atau bulat, tetapi kebanyakan menggunakan kolom persegi karena proses pembuatan yang lebih mudah dan biaya lebih murah dalam pembuatan cetakan (bekisting) dibandingkan dengan kolom bulat. Namun beberapa penelitian yang telah dilakukan tentang perkuatan kolom dengan pelapisan CFRP menunjukkan kolom berpenampang bulat mengalami peningkatan kuat tekan aksial dan daktilitas yang lebih tinggi dibandingkan kolom berpenampang persegi setelah diberikan pelapisan CFRP. Penelitian Tarigan (2010) menunjukkan kuat tekan aksial pada kolom bulat dengan 1 layer CFRP (tebal 0,127 mm) meningkat sebesar 46% (dari 19,8 MPa menjadi 28,9 MPa) sementara pada kolom persegi dengan 1 layer CFRP, kuat tekan aksial meningkat sebesar 31% (dari 19,8 MPa menjadi 26 MPa).

Sehubungan dengan kondisi diatas, pada penelitian ini akan dilakukan analisis dari struktur gedung dengan kolom persegi yang mengalami overstress dan mencapai level kinerja mendekati keruntuhan (*collapse*) yang kemudian kolomnya mengalami modifikasi bentuk dari bujursangkar menjadi bulat dan diperkuat dengan lapis CFRP. Struktur dengan perkuatan tersebut kemudian dianalisis juga kinerjanya dan dibandingkan dengan kondisi awal. Diharapkan struktur tersebut masih dalam level kinerja *life safety* sehingga struktur masih bisa digunakan dan aman terhadap beban gempa. Penelitian ini penting dilakukan dengan harapan akan diperoleh suatu perbaikan yang tepat, praktis, dan efisien pada kolom.

## 2. METODOLOGI

Denah struktur direncanakan sedemikian rupa dan akan dianalisis dengan menganggap sistem struktur sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Disain struktur tersebut kemudian dievaluasi kinerjanya baik sebelum kolom diberikan perkuatan maupun setelah diberikan perkuatan.

Perkuatan kolom yang ditinjau adalah perkuatan dengan melapisi kolom menggunakan lapis *Carbon Fiber Reinforced Polymer* (CFRP). Beberapa penelitian menunjukkan bahwa melapisi kolom dengan lapis CFRP dapat meningkatkan kekuatan dan kinerja dari kolom dalam menahan beban aksial (Lin dan Chen, 2001; Tao dkk., 2008; Hadi dkk., 2013).

Kuat tekan beton dengan perkuatan CFRP ( $f_{cc}^{'}$ ) yang digunakan dalam analisis dihitung menggunakan rumus dari Lam dan Teng (2003):

$$\frac{f_{cc}^{'}}{f_{co}^{'}} = 1 + 3.3\frac{f_{l,a}}{f_{co}^{'}} \tag{1}$$

dimana $f_{cc}^{'}$ dan $f_{co}^{'}$ adalah kuat tekan beton terkekang dan tidak terkekang dan $f_{l,a}$ adalah tekanan efektif lateral.

Tekanan efektif lateral dapat dihitung dengan persamaan:

$$f_{l,a} = k_e \frac{2 f_{frp} t}{d} \tag{2}$$

dimana $f_{frp}$ adalah tegangan putus FRP, $t$ adalah ketebalan FRP, $d$ adalah diameter kolom dan $k_e$ adalah faktor efisiensi FRP yang didefinisikan oleh Carey dan Harries (2005) dan kemudian diambil sebagai 0.586 oleh Lam dan Teng (2003).

### Pemodelan Struktur

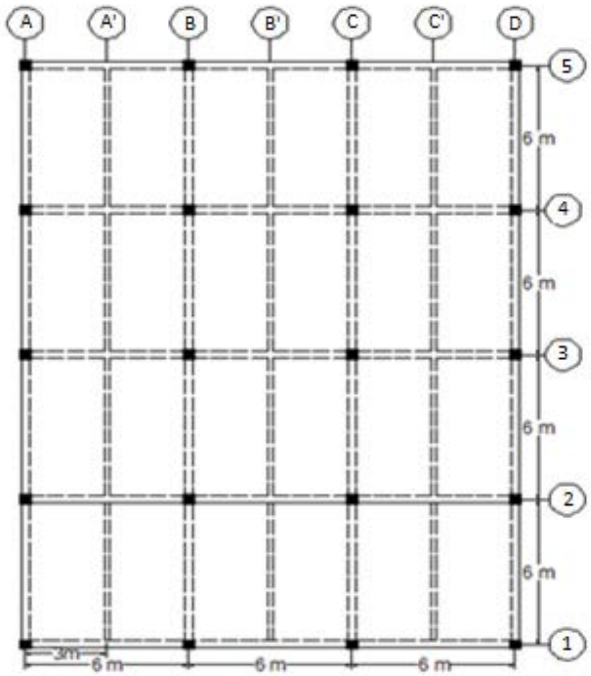
Struktur direncanakan mempunyai denah dan potongan seperti pada Gambar 1 dan 2. Struktur dikondisikan tidak mampu menahan gaya gempa berdasarkan perhitungan menurut SNI 1726:2012, khususnya pada kolom sehingga diperlukan perkuatan. Struktur direncanakan berfungsi sebagai hotel berlokasi di kota Denpasar. Sifat-sifat bahan yang digunakan adalah: beton dengan $f'_c$ = 25 MPa; baja tulangan dengan $f_y$ = 400 MPa (tulangan longitudinal) dan $f_y$ = 240 MPa (tulangan transversal). Kuat tekan beton dengan perkuatan CFRP ($f'_{cc}$) digunakan nilai analisis menggunakan Pers. 1.

Tahapan dalam penelitian ini terdiri dari tahap disain, pemodelan struktur awal (model M1), evaluasi kinerja model M1, pemodelan struktur dengan perkuatan pada kolom dengan 3 lapis CFRP (model M2) dan 5 lapis CFRP (model M3), evaluasi kinerja struktur dengan perkuatan dan membandingkan level kinerja ketiga model tersebut.

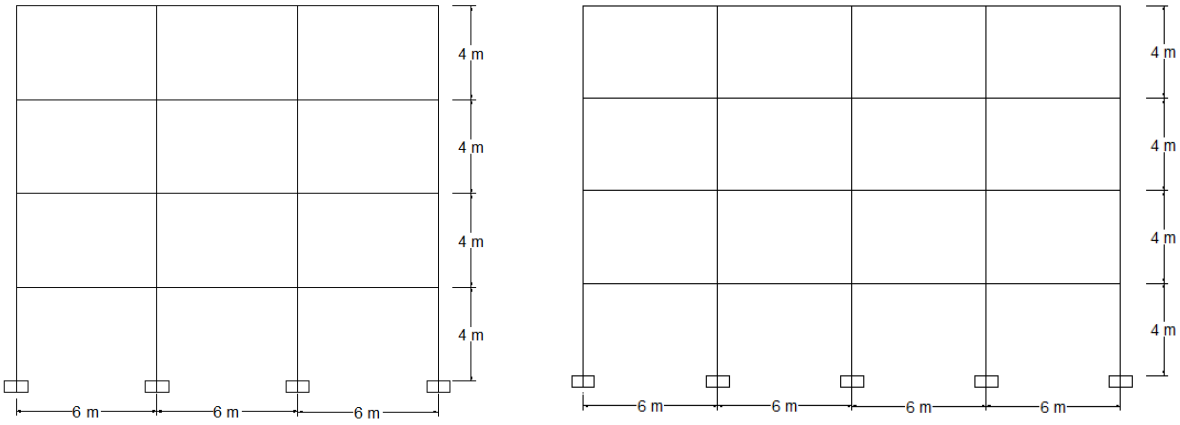
Pemodelan dan analisis struktur dilakukan dengan program aplikasi SAP2000. Struktur dimodelkan sebagai model 3D. Struktur model M1 adalah struktur tanpa perkuatan kolom. Struktur model M1 dianalisis sampai mendapatkan

ISBN: 978-602-60286-0-0

dimensi yang sesuai dengan kriteria desain, kemudian dievaluasi kinerjanya dengan analisis statik nonlinier pushover dimana dikondisikan berada pada level *life safety* dengan kondisi khusus kolom tidak memenuhi kriteria. Kemudian memodelkan kembali struktur awal dengan jumlah tulangan yang terpasang pada kolom tetap seperti awal, tetapi kolom diubah (dimodifikasi) bentuknya dari persegi menjadi bulat dan dilapisi FRP sebagai *jacketing* (model M2 dan M3). Diasumsikan kuat tekan beton dari kolom setelah diperkuat adalah $f'_{cc}$. **S**truktur dengan perkuatan tersebut kemudian dievaluasi juga kinerjanya seperti model M1. Tahap akhir adalah membandingkan hasil analisis ketiga model tersebut.




Gambar 1. Denah struktur




Gambar 2. Potongan struktur rangka arah-X dan arah-Y

## 3. HASIL DAN PEMBAHASAN

Dari tahap disain yang dilakukan dengan SAP2000 diperoleh dimensi elemen struktur model M1. Dimensi dari model M1 kemudian digunakan pada model M2 dan model M3, tetapi yang berbeda pada model M2 dan model M3 terletak pada kolomnya, dimana kolom pada model M2 dan model M3 dirubah menjadi lingkaran dan dilapisi dengan CFRP. Dimensi dari model M1, M2 dan M3 ditunjukkan pada Tabel 1. Dari hasil analisis SAP2000 didapatkan penulangan dari tiap elemen struktur model M1. Penulangan pada model M1 kemudian digunakan juga pada model M2 dan model M3, sehingga tidak ada perubahan jumlah tulangan yang digunakan, hanya ada perubahan dimensi dan penambahan lapis CFRP sebagai perkuatan pada elemen struktur kolom.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 1. Dimensi elemen struktur model M1, M2 dan M3

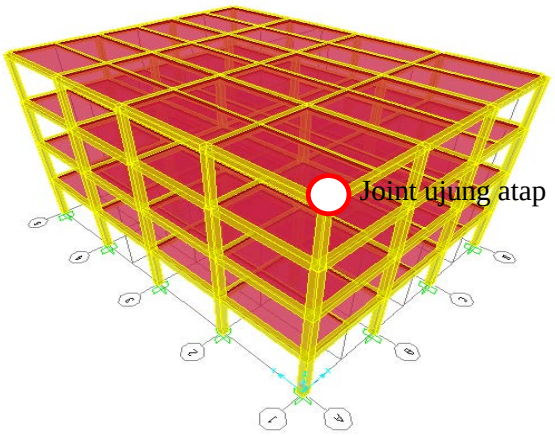
| Lantai | Elemen struktur | Model M1 | Model M2 | Model M3 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Balok Induk | 35/50 | 35/50 | 35/50 |
| | Balok Anak | 15/30 | 15/30 | 15/30 |
| | Kolom | 45/45 | ϕ 63,6 | ϕ 63,6 |
| 2 | Balok Induk | 35/50 | 35/50 | 35/50 |
| | Balok Anak | 15/30 | 15/30 | 15/30 |
| | Kolom | 45/45 | ϕ 63,6 | ϕ 63,6 |
| 3 | Balok Induk | 35/50 | 35/50 | 35/50 |
| | Balok Anak | 15/30 | 15/30 | 15/30 |
| | Kolom | 45/45 | ϕ 63,6 | ϕ 63,6 |
| 4 | Balok Induk | 35/50 | 35/50 | 35/50 |
| | Balok Anak | 15/30 | 15/30 | 15/30 |
| | Kolom | 35/35 | ϕ 49,5 | ϕ 49,5 |

Analisis juga memberikan hasil besar simpangan tiap lantai arah X dan Y untuk masing-masing model akibat beban gravitasi dan beban gempa, seperti ditampilkan pada Tabel 2. Dari tabel dapat dilihat simpangan tiap lantai model M1 lebih besar dibandingkan simpangan tiap lantai model M2 dan M3, dan simpangan tiap lantai model M2 lebih besar dibandingkan simpangan tiap lantai model M3. Hal ini disebabkan adanya pengaruh perubahan dimensi (bentuk) kolom dan perubahan ketebalan lapis CFRP.

Tabel 2. Simpangan tiap lantai dari model M1, M2 dan M3

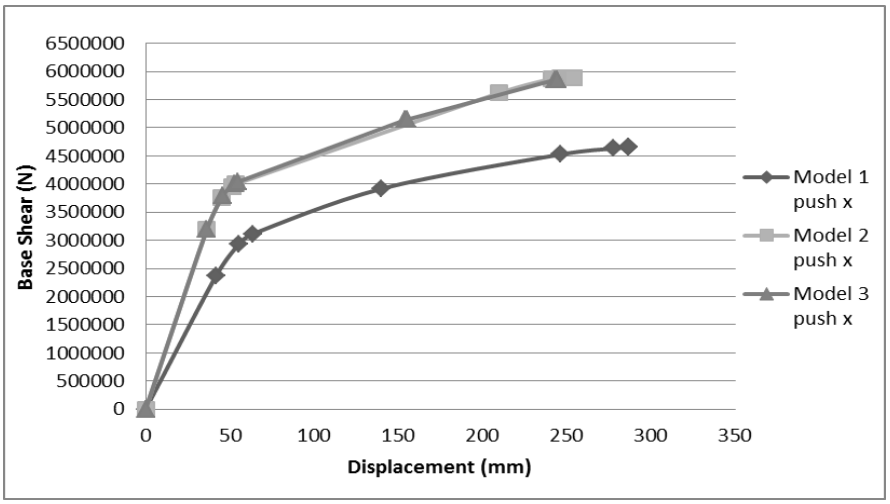
| Lantai | Simpangan (mm) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Model M1 | | Model M2 | | Model M3 | |
| | X | Y | X | Y | X | Y |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1 | 3.34 | 3.31 | 1.56 | 1.54 | 1.56 | 1.54 |
| 2 | 7.38 | 7.25 | 3.89 | 3.80 | 3.88 | 3.79 |
| 3 | 10.46 | 10.23 | 5.86 | 5.70 | 5.85 | 5.69 |
| 4 | 13.40 | 13.09 | 7.59 | 7.37 | 7.58 | 7.36 |
| Simpangan ijin (mm) | 400 | 400 | 400 | 400 | 400 | 400 |
| Keterangan | OK | OK | OK | OK | OK | OK |

Dari analisis statik *nonlinier pushover* didapatkan kurva pushover yang menunjukkan hubungan antara perpindahan dan gaya geser dasar dari setiap model untuk masing-masing arah gempa. Titik perpindahan ditinjau pada joint ujung atap pada tiap-tiap model (Gambar 3). Hasil analisis pushover menunjukkan kurva pushover arah y sedikit lebih tinggi dari kurva pushover arah x pada masing-masing model. Ini menunjukan bahwa portal arah y lebih kaku dari pada portal arah x dalam menahan beban gempa.

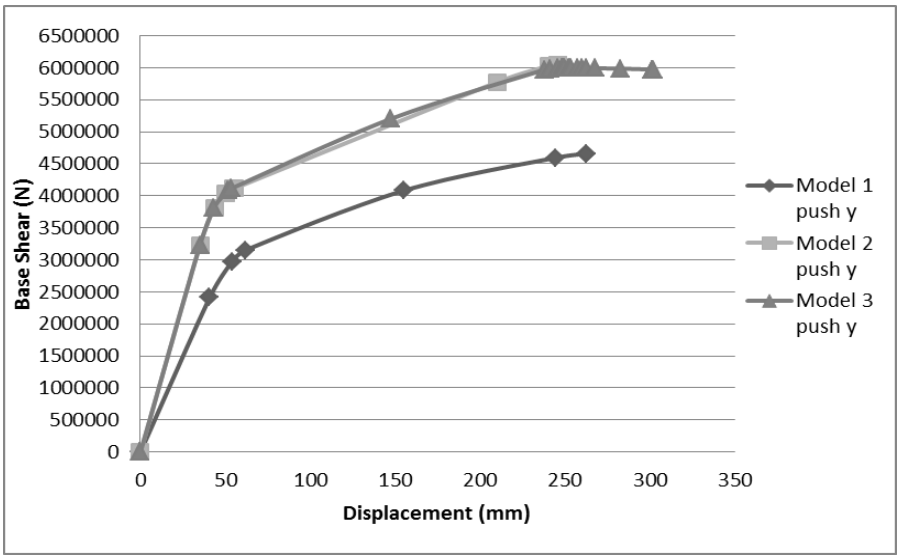



Gambar 3. Titik perpindahan

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 4. Perbandingan kurva *pushover* arah X model M1, M2 dan M3




Gambar 5. Perbandingan kurva *pushover* arah Y model M1, M2 dan M3

Dari Gambar 4 dan 5 dapat dilihat bahwa terjadi perbedaan kurva pushover pada ketiga model. Dari kurva pushover, dapat dikatakan bahwa model M2 dan M3 memiliki prilaku inelastik yang lebih baik dibandingkan dengan model M1. Model M1 mengalami keruntuhan terlebih dahulu dibandingkan model M2 dan M3, hal ini diakibatkan karena perubahan dimensi kolom dan penambahan lapis CFRP pada kolom model M2 dan M3 yang menyebabkan adanya peningkatan nilai kuat tekan beton. Akibat adanya lapis CFRP yang berfungsi juga sebagai *confinement* pada kolom membantu kinerja dari tulangan kolom, menyebabkan berkurangnya pengaruh dari beban gempa. Hal ini berarti struktur lebih aman terhadap beban gempa. Dari Gambar 4 dan 5 dapat juga dilihat perbedaan kurva untuk model M2 dan M3. Walaupun memiliki perbedaan yang tipis namun dapat dijadikan pertimbangan bahwa jumlah lapis CFRP mempengaruhi keruntuhan dan perilaku dari kolom. Semakin banyak lapis CFRP yang dipasang pada kolom (tebal bertambah) akan menyebabkan perilaku dari bangunan yang semakin baik terhadap pengaruh beban gempa.

Analisis dengan SAP2000 juga memberikan nilai target perpindahan dan gaya geser dasar seperti ditunjukkan pada Tabel 3. Dari tabel dapat dilihat, struktur model M1 memiliki target perpindahan dan gaya geser dasar yang lebih kecil dari struktur model M2 dan M3. Gaya geser yang lebih kecil menunjukkan kemampuan struktur model M1 dalam menahan gaya gempa lebih kecil dari struktur model M2 dan M3. Target perpindahan model M1 137% (145 mm) untuk arah X dan 138% (141 mm) untuk arah Y lebih besar dibandingkan dengan model M2 dan M3. Target perpindahan model M3 0,04% (0.042 mm) untuk arah X dan 0,14% (0,143 mm) untuk arah Y lebih besar dibandingkan model M2. Sedangkan gaya geser dasar dari model M3 1,4% (63767 KN) untuk arah X dan 1,31% (60516 KN) untuk arah Y lebih besar dibandingkan dengan model M2 dan gaya geser dasar model M3 1,41% (64208 KN) untuk arah X dan 2,04% (93352 KN) untuk arah Y lebih besar dibandingkan dengan model M1.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 3. Nilai target perpindahan dan gaya geser dasar dari model M1, M2 dan M3

| Metode FEMA 356 | Model M1 | | Model M2 | | Model M3 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | X | Y | X | Y | X | Y |
| δt (mm) | 251 | 243 | 106 | 102 | 106 | 102 |
| Vt (N) | 4542293 | 4586398 | 4542734 | 4619234 | 4606501 | 4679750 |

## 4. KESIMPULAN

Dari hasil analisis dan pembahasan yang telah dilakukan dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Struktur model M1 memiliki simpangan tiap lantai lebih besar dari model M2 dam M3 dan simpangan model M2 lebih besar dari simpangan model M3, namun simpangan tiap tingkat dari ketiga model masih dibawah simpangan ijin.
2. Target perpindahan pada model M1 137 % (145 mm) untuk arah X dan 138 % (141 mm) untuk arah Y lebih besar dibandingkan dengan model M2 dan M3. Sementara itu target perpindahan model M3 0.04 % (0.042 mm) untuk arah X dan 0,14 % (0,143 mm) untuk arah Y lebih besar dibandingkan model M2. Sedangkan gaya geser dasar pada model M3 1,4% (63767 KN) untuk arah X dan 1,31% (60516 KN) untuk arah Y lebih besar dibandingkan dengan model M2, dan gaya geser dasar model M3 1,41% (64208 KN) untuk arah X dan 2,04% (93352 KN) untuk arah Y lebih besar dibandingkan dengan model M1.
3. Dari perbandingan kurva pushover, dapat dilihat model M2 dan M3 memiliki prilaku inelastik yang lebih baik dibandingkan dengan model M1, model M1 mengalami keruntuhan terlebih dahulu dibandingkan model M2 dan M3.
4. Pada level kinerja yang sama yaitu *Life Safety*, model M2 dan M3 memiliki gaya geser dasar yang lebih besar dari model M1, yang berarti tingkat keamanan model M2 dan M3 terhadap pengaruh gempa lebih tinggi dibandingkan model M1.

## DAFTAR PUSTAKA


Carey, S.A. and Harries, K.A. (2005). “Axial Behavior and Modeling of Confined Small-, Medium-, and Large-Scale Circular Sections with Carbon Fiber Reinforced Polymer Jackets”. *ACI Structural Journal*. 102 (4), 596-604

Chaallal, O., Hassan, M., & LeBlanc, M. (2006). “Circular Columns Confined with FRP:Experiment versus Predictions of Models and Guidelines”. Journal of Composites for Construction, 10 (1), 4-12.

Hadi, M. N., Pham, T. M., & Lei, X. (2013). “New Method of Strengthening Reinforced Concrete Square Columns by Circularizing and Wrapping with FRP or Steel Straps”. Journal of Composites for Construction, 17 (2), 1-10.

Lam and Teng. (2003). “Design-Oriented Stress-Strain Model for FRP-Confined Concrete”. Construction and Building Materials, 17, 471-489.

Lin, H. J., & Chen, C. T. (2001). “Strength of Concrete Cylinder Confined by Composite Materials”. Journal of Reinforced Plastics and Composites, 20 (18), 1577-1600.

SNI 03-1726-2002. *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung*. Pusat Penelitian dan Pengembangan Teknologi Permukiman Balitbang Permukiman dan Prasarana Wilayah Departemen Pekerjaan Umum. Jakarta.

SNI 1726:2012. *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung*. Badan Standardisasi Nasional. Jakarta.

Tao, Z., Yu, Q., & Zhong, Y. Z. (2008). “Compressive Behaviour of CFRP-Confined Rectangular Concrete Columns”. Magazine of Concrete Research, 60 (10), 735-745.

Tarigan, J. C., & Barus, S. (2010). “Analisis Perbandingan Kolom Beton Bertulang Berbentuk Bulat dan Persegi Menggunakan Carbon Fiber Wrap Terhadap Variasi Pembebanan Aksial”. Universitas Sumatera Utara, Fakultas Teknik Sipil, Medan.

Tumatar, J. F. (2010, Maret 2*).”*Perbaikan dan Perkuatan Struktur Beton”. Retrieved Maret 2, 2010, from Blogspot: http://jeffryfrankytumatar.blogspot.co.id/2010/03/perbaikan-dan-perkuatan-struktur-beton.html


ISBN: 978-602-60286-0-0

# ANALISIS PERKUATAN BALOK BAJA DENGAN MEMPERHITUNGKAN EFEK REDISTRIBUSI MOMEN

**Wiryanto Dewobroto[1] dan Petrus Ricky**

*[1]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Pelita Harapan, Karawaci, Tangerang*
*Email: wiryanto.dewobroto@uph.edu*

## ABSTRAK

Balok baja dengan profil penampang kompak dan diberi pertambatan lateral yang mencukupi, dapat dibebani sampai terbentuk sendi plastis akibat terjadinya momen plastis. Jika konfigurasi struktur balok statis tidak tentu, terbentuknya sendi-plastis tersebut bukanlah kinerja akhir struktur tersebut. Terjadinya redistribusi momen pada segmen balok lainnya dapat dipakai untuk meningkatkan kapasitas dukungnya. Hanya saja kondisi pasca sendi plastis tersebut terbentuk, tidak dapat diamati dengan analisis elastis linier biasa. Kalaupun dapat diperhitungkan dalam desain, umumnya hal itu hanya didasarkan pada ketentuan *code* yang pemakaiannya memerlukan *engineering judgement*. Untuk memperhitungkan efek redistribusi momen secara rasional perlu analisis struktur inelastis-non-linier atau biasa disebut juga analisis plastis. MASTAN2 (www.mastan2.com) adalah program komputer *freeware* dengan kemampuan tersebut, sehingga masalah ketersediaan teknologi analisis struktur non-linier tidak lagi menjadi isu utama, dan masalah bergeser pada aplikasi praktisnya. Terkait itu, akan ditinjau perkuatan atau retrofit balok baja, khususnya untuk mengetahui pengaruh [1] **panjang** dan [2] **besarnya kapasitas** perkuatan yang dibuat. Harapannya, hasil penelitian ini dapat dijadikan acuan bagaimana memakai program komputer dengan opsi analisis struktur non-linier, dan sekaligus skenario perkuatan sistem balok baja menerus yang paling optimal.

Kata kunci: balok baja, perkuatan *cover plate*, analisis plastis, *hinge*, redistribusi momen, daktilitas

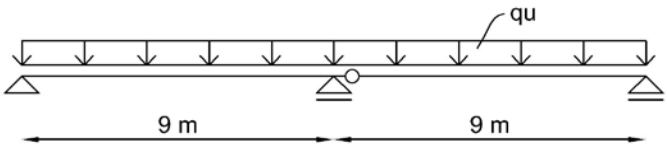
## 1. PENDAHULUAN

Perubahan fungsi ruang dari suatu bangunan dapat mengakibatkan beban rencananya berubah. Untuk menghindari risiko yang tidak diharapkan, sistem strukturnya perlu dievaluasi, apakah mencukupi atau tidak. Jika penambahan beban (akibat perubahan fungsi ruang) tidak terjadi secara drastis atau signifikan dan kondisi strukturnya sendiri masih relatif cukup baik, maka memberikan perkuatan (*retrofit*) adalah pilihan rasional. Pada penelitian ini, *retrofit* dianggap diberikan pada balok anak dengan cara mengintegrasikan struktur *simple beam* menjadi struktur menerus dengan memberikan tambahan *cover plate* pada sayap profil sampai kapasitas momen plastis ($M_p$) penampangnya terjadi. Parameter yang akan dievaluasi adalah (1) panjang perkuatan yang berupa *cover plate*; dan (2) pengaruh mutu pengerjaan yang mengakibatkan efektivitas kapasitas perkuatan yang dibuat. Dengan demikian dapat diketahui seberapa besar pengaruh kedua parameter tersebut terhadap peningkatan kapasitas balok *retrofit* dan juga perilaku daktilitasnya saat runtuh. Ini penting untuk melihat keuntungan dan risiko dilakukannya *retrofit* tersebut.

Balok anak yang dimaksud pada penelitian ini adalah balok anak yang mempunyai konfigurasi sedemikian sehingga balok-balok tersebut dapat dibuat sebagai sistem struktur balok menerus (Pradana 2014). Adapun balok menerus yang ditinjau adalah terdiri dari dua bentang di atas tiga tumpuan, yang merupakan sistem statis-tak-tentu sederhana. Tumpuan balok anak di atas adalah balok induk, yang kapasitasnya dianggap cukup dan tidak perlu tinjauan khusus. Beban lantai yang ditinjau adalah beban merata dan dipilih keruntuhan lentur yang menentukan. Penampangnya dari profil baja kompak dan dilengkapi *lateral bracing* yang mencukupi sehingga struktur dapat mencapai kapasitas momen plastisnya (AISC 2010). Analisis struktur yang digunakan ialah analisis nonlinier material (analisis plastis) yang dapat memperhitungkan plastifikasi material dan efek redistribusi momen (Dewobroto 2016).

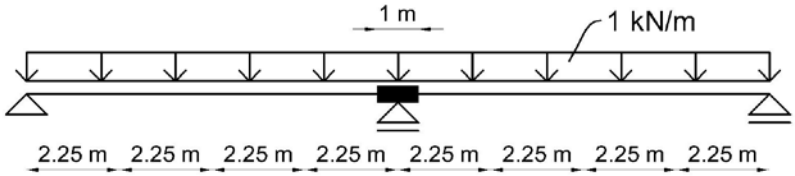
## 2. PEMODELAN STRUKTUR REAL

Konfigurasi kasus yang ditinjau meskipun terlihat seperti balok menerus tetapi pada awalnya berupa balok anak dengan tumpuan sederhana atau *simple beam*. Tinjau bentang balok anak 2×9.0 m dan beban merata (Gambar 1).




Gambar 1. Konfigurasi Balok Awal (*Simple Beam*)

Ketika fungsi bangunan berubah, dan diperlukan peningkatan beban rencana maka jika struktur balok anak ternyata tidak mencukupi, tentu bisa dievaluasi strategi peningkatan kapasitasnya. Dalam hal ini dianggap peningkatan yang dimaksud adalah dengan memberikan *cover plate* pada sayap profil di daerah tumpuan tengah. Itu berarti struktur yang semula statis tertentu akan berubah menjadi struktur statis-tak-tentu (balok menerus). Model struktur balok setelah dilakukan perkuatan atau *retrofit* ditampilkan seperti Gambar 2.

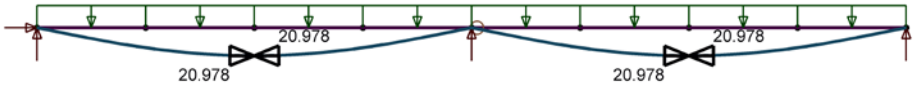



Gambar 2. Konfigurasi Balok Menerus (*Retrofit*) dan Beban Awal pada Analisis Plastis

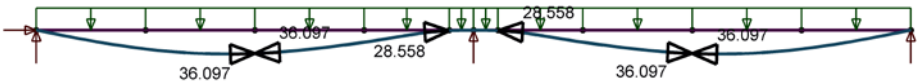
Untuk mengatasi adanya ketidak-sempurnaan *retrofit*, yang berakibat pada kinerja atau efektivitas pemasangan *cover plate*, akan ditinjau berbagai prosentasi (%) terhadap kapasitas penampang balok atau momen plastis ($\boldsymbol{M_p}$). Konfigurasi model struktur beserta variabel penelitian yang ditinjau dirangkum dalam Tabel 1.

## 3. HASIL ANALISIS PLASTIS MODEL STRUKTUR

Balok yang akan diretrofit memakai profil baja W410×46.1 dengan $\boldsymbol{E}$ = 200000 MPa dan $F_y$ = 240 MPa. Analisis struktur yang digunakan ialah analisis nonlinier material (analisis plastis) dengan program MASTAN2 yang dilengkapi fitur *First-Order Inelastic Analysis* (Ziemian 2014). Dengan menggunakan analisis tersebut, setiap tambahan (*increment*) beban, dapat ditinjau perilaku strukturnya, yaitu mulai dari kondisi elastis, plastis (terbentuknya *hinge*) hingga *mechanism*, struktur menjadi tidak stabil (Ricky 2014). Berikut ditampilkan hasil analisis struktur sampai kondisi plastis terbentuk dari balok sebelum dan sesudah *retrofit* (konfigurasi Balok Retrofit 4).




(a). *Mechanism Load Simple-Beam*




(b). *Mechanism Load* Balok Retrofit 4

Gambar 3. Faktor Pengali Beban Awal Mencapai *Ultimate* Hasil Analisis Plastis

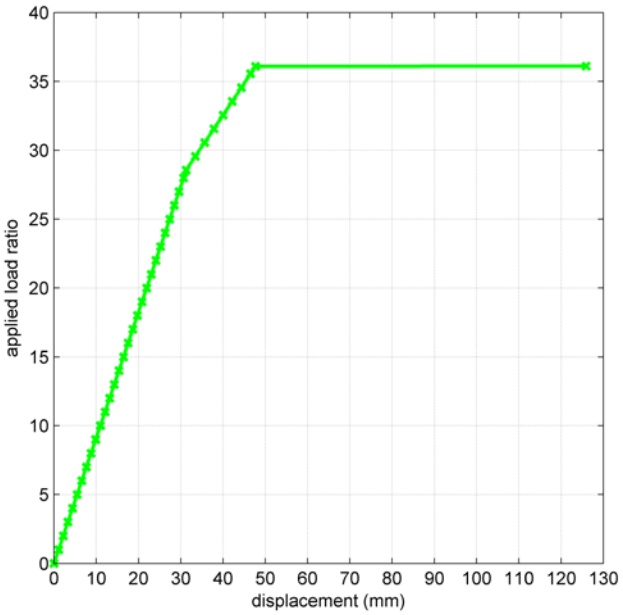
Gambar 3 memperlihatkan perbandingan kondisi beban yang menghasilkan *mechanism* (*ultimate*) antara balok anak sebelum dan sesudah *retrofit* (yang tergambar adalah konfigurasi Balok Retrofit 4 dari Tabel 1). Dari perbandingan terlihat bahwa *retrofit* dapat meningkatkan kapasitas dukung balok menerus sebesar 172% dari konfigurasi awal. Itu bisa terjadi jika perkuatan *cover plate* yang diberikan adalah sebesar 200% dari kapasitas penampang balok awal.

Dari Gambar 3b dapat diketahui : (1) lokasi terbentuknya sendi plastis *(hinge*); (2) Faktor Pengali Beban Awal saat terbentuknya *hinge;* dan (3) urutan terbentuknya. Pada kasus Balok Retrofit 4, *hinge* pertama terbentuk di lokasi dekat perkuatan, saat beban $q_u$ = 28.558 kN/m. Jika beban ditambahkan lagi maka *hinge* kedua terbentuk di lapangan saat beban $q_u$ = 36.097 kN/m. Ini adalah kondisi beban maksimum yang dapat diberikan, karena ketika ditambahkan beban lagi maka balok akan mengalami kondisi *unstable* atau *mechanism.*

Urutan pembebanan pada balok sampai mencapai kondisi *mechanism* seperti di atas dapat dengan mudah diungkapkan dalam bentuk grafik berupa kurva hubungan antara beban dan perpindahan. Dari kurva itu dapat dilihat perilaku struktur dalam mencapai kondisi runtuhnya. Apakah setelah suatu tahap pembebanan yang tertentu masih dapat dibebani lagi, atau sudah mengalami kondisi *mechanism* (beban maksimum).

ISBN: 978-602-60286-0-0

Gambar 4 adalah kurva perilaku struktur dari Balok Retrofit 4. Garis awal dari kurva mempunyai kemiringan yang menunjukkan kekakuan dari struktur itu sendiri. Garis kurva kekakuan yang tegak adalah sangat kaku, adapun garis kurva yang horizontal, kekakuannya hilang atau disebut *mechanism*. Jadi dari Gambar 4, setelah garis kurva pertama terbentuk dan mencapai kondisi *hinge* pertama, maka kekakuan strukturnya menurun (*slope* bertambah landai). Selanjutnya, setelah *hinge* kedua terbentuk, struktur tidak mempunyai kekakuan lagi (garis horizontal) atau struktur mengalami kondisi *mechanism.* Beban ketika *mechanism* terjadi adalah beban maksimum sebelum keruntuhan.




Gambar 4. Perilaku Keruntuhan Balok Retrofit 4

Dari hasil analisis plastis dengan program MASTAN2, dapat disimpulkan bahwa model struktur (lihat Gambar 2) memiliki daktilitas yang cukup baik. Ini diindikasikan saat *hinge* pertama terbentuk, struktur mengalami lendutan di tengah bentang sebesar 3 cm, namun belum runtuh, karena struktur masih stabil ketika beban ditambahkan lagi. Ketika struktur mengalami lendutan di tengah bentang sebesar 4.765 cm, barulah struktur tidak dapat memikul beban tambahan lagi karena struktur menjadi labil karena mengalami *mechanism.* Hasil analisis plastis untuk model struktur lainnya dengan variabel penelitian berbeda ditampilkan dalam Tabel 1 sebagai berikut.

Tabel 1. Analisis Plastis Balok pada berbagai Konfigurasi Perkuatan /*Retrofit*

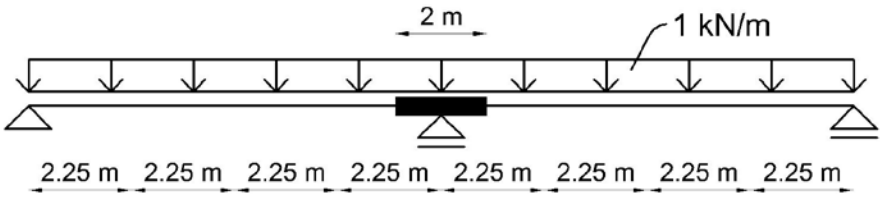
| **Notasi Balok** | **Konfigurasi Perkuatan / Retrofit** | | **Rasio beban di tumpuan** | **Rasio beban di lapangan** |
|---|---|---|---|---|
| | **Panjang (m)** | **Kapasitas (% $M_p$)** | | |
| Simple Beam | - | - | - | 20.978 |
| Retrofit 1 | 1.00 | 50 | 10.489 | 26.241 |
| Retrofit 2 | 1.00 | 80 | 16.782 | 29.384 |
| Retrofit 3 | 1.00 | 100 | 20.978 | 31.479 |
| Retrofit 4 | 1.00 | 200 | 28.558 | 36.097 |
| Retrofit 5 | 1.00 | 300 | 28.558 | 36.097 |
| Retrofit 6 | 1.00 | 400 | 28.558 | 36.097 |
| Retrofit 7 | 1.00 | 500 | 28.558 | 36.097 |
| Retrofit 8 | 0.25 | 200 | 22.525 | 32.520 |
| Retrofit 9 | 0.50 | 200 | 24.274 | 33.638 |
| Retrofit 10 | 1.00 | 200 | 28.558 | 36.097 |
| Retrofit 11 | 1.50 | 200 | 34.327 | 38.906 |
| Retrofit 12 | 2.00 | 200 | 41.956 | 41.956 |
| Retrofit 13 | 3.00 | 200 | 41.956 | 41.956 |
| Retrofit 14 | 4.50 | 200 | 41.956 | 41.956 |
| Retrofit 15 | 5.00 | 200 | 41.956 | 41.956 |
| Retrofit 16 | 9.00 | 200 | 41.956 | 62.939 |

Catatan : Retrofit ## adalah balok menerus hasil *retrofit* dengan berbagai konfigurasi perkuatan.

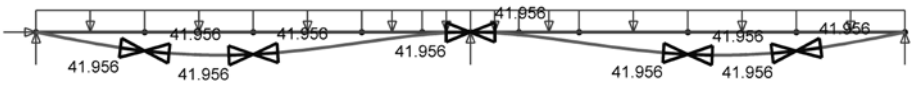
ISBN: 978-602-60286-0-0

## 4. PENGARUH PERKUATAN *COVER PLATE* TERHADAP DAKTILITAS STRUKTUR

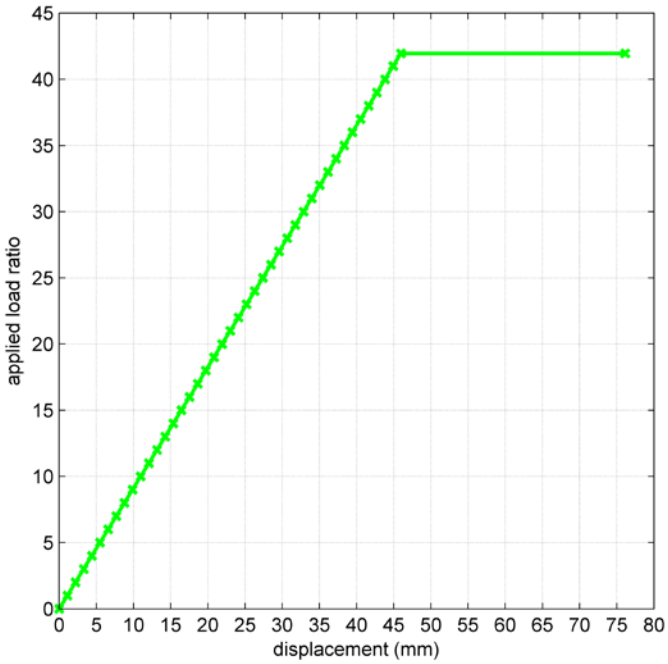
Setelah meneliti berbagai variabel model struktur yang hasilnya ditampilkan dalam Tabel 1, ternyata struktur dengan efektivitas perkuatan 200 % $M_p$ dan panjang perkuatannya ≥ 2 m, termasuk ke dalam kategori struktur yang tidak daktail. Berikut ditampilkan model struktur Retrofit 12 (Gambar 5), bentuk *mechanism* yang terjadi (Gambar 6), dan perilaku keruntuhan yang berupa kurva beban perpindahan (Gambar 7) hasil analisis plastis untuk struktur dengan panjang perkuatan sebesar 2.0 m dan efektivitas perkuatan *cover plate* 200 % $\boldsymbol{M_p}$.




Gambar 5. Konfigurasi Balok Retrofit 12




Gambar 6. Faktor Pengali Beban Awal (Beban *Ultimate*) Balok Retrofit 12




Gambar 7. Perilaku Keruntuhan Balok Retrofit 12

Dari bentuk mechanism Gambar 6, diketahui bahwa *hinge* (sendi plastis) terbentuk sekaligus di lokasi tumpuan tengah dan lapangan pada saat beban mencapai $q_u$ = 41.956 kN/m. Jadi, setelah *hinge* yang secara simultan terbentuk, struktur tidak dapat memikul tambahan beban lagi, dengan kata lain, struktur mengalami kondisi *mechanism.*

Kemudian ditinjau perilaku struktur berdasarkan kurva beban-perpindahan (Gambar 7). Segmen garis lurus akan memiliki *slope* kekakuan. Setelah *hinge* secara simultan terbentuk, struktur langsung tidak mempunyai kekakuan lagi (tidak ada *slope*). Atau dengan kata lain, struktur mengalami *mechanism.* Beban ketika *mechanism* terjadi adalah beban sesaat sebelum struktur mengalami keruntuhan.

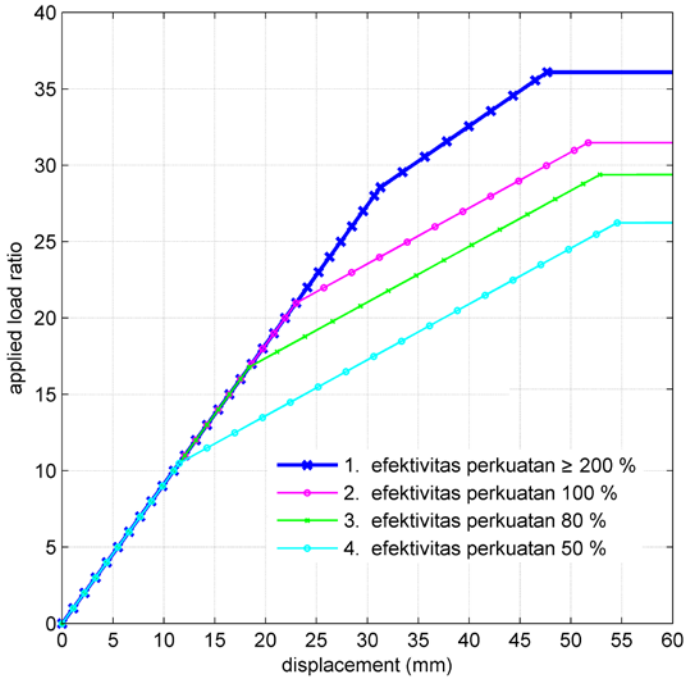
Jadi, dapat disimpulkan bahwa model struktur Balok Retrofit 12 (lihat Gambar 5) tidak memiliki daktilitas. Hal ini diindikasikan bahwa *mechanism* terjadi dengan terbentuknya sendi plastis secara bersamaan, dan struktur tidak dapat memikul beban tambahan lagi. Namun, jika ditinjau dari segi kekuatan, maka model struktur Balok Retrofit 12 mampu memikul beban, $q_u$ = 41.956 kN/m, yang lebih besar dibandingkan model struktur Balok Retrofit 4, lihat Gambar 2 yang mempunyai $q_u$ = 36.097 kN/m.

ISBN: 978-602-60286-0-0

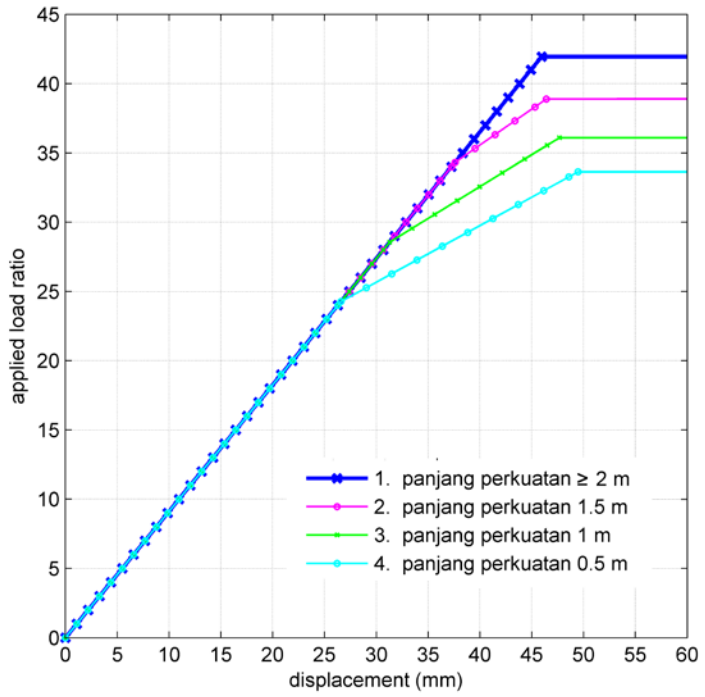
## 5. PEMBAHASAN

Berdasarkan hasil penelitian pada Tabel 1, dapat ditinjau (1) **pengaruh efektivitas perkuatan** *cover plate* terhadap perilaku struktur; dan (2) **pengaruh panjang perkuatan** *cover plate* terhadap perilaku struktur.

Kumpulan kurva pada Gambar 8 menunjukkan bahwa semakin tinggi efektivitas perkuatan *retrofit*, semakin tinggi beban yang dapat dipikul struktur, tetapi mempengaruhi tingkat daktilitasnya (bisa berkurang). Di samping itu, saat efektivitas perkuatan diberikan sebesar ≥ 200 % $M_p$, maka perilaku strukturnya konstan (tidak berubah lagi). Pada kondisi seperti maka beban yang dapat dipikul struktur tidak mengalami peningkatan.




Gambar 8. Kurva beban-perpindahan saat panjang perkuatan *cover plate* sebesar 1 m




Gambar 9. Kurva beban-perpindahan saat efektivitas perkuatan *cover plate* sebesar 200 % $M_p$

ISBN: 978-602-60286-0-0

Kurva Gambar 9 menunjukkan bahwa semakin panjang perkuatan *cover plate* yang diberikan, semakin tinggi beban yang dapat dipikul struktur, tetapi tingkat daktilitasnya juga berpengaruh (dapat berkurang). Di samping itu, saat panjang perkuatan yang diberikan sebesar ≥ 2 m lebih, perilaku strukturnya menjadi konstan, yakni beban yang dapat dipikul struktur tidak bertambah lagi dan perilaku keruntuhannya tidak daktail.

## 6. KESIMPULAN DAN SARAN

Program MASTAN2 dapat melakukan analisis plastis dari struktur, yang berpenampang kompak dan pertambatan lateral cukup, untuk melacak besarnya beban maksimum sebelum runtuh. Juga perilaku keruntuhan, apakah bersifat daktail atau tidak. Perilaku daktail seperti itu bisa terjadi akibat adanya redistribusi momen setelah terbentuk sendi plastis pada penampangnya, dimana itu bisa terjadi jika sistem strukturnya adalah statis-tak-tentu. Oleh karena itu, strategi perkuatan atau *retrofit* untuk meningkatkan kapasitas suatu balok yang efektif adalah membuatnya menjadi sistem struktur statis-tak-tentu. Untuk balok dengan sistem tumpuan sederhana (*simple beam*) maka langkah penting yang dperlu dilakukan adalah menjadikannya sebagai sistem balok menerus, yaitu dengan memasang perkuatan atau *retrofit* berupa *cover plate* di tumpuan agar kedua sisi balok menjadi satu.

Terkait [1] **besarnya kapasitas perkuatan** atau **efektivitas retrofit;** dan [2] **panjang perkuatan** (*cover plate*) pada tumpuan balok agar terjadi kontinuitas maka dari studi parametrik dapat diperoleh beberapa kesimpulan berikut :

- Kurva pada Gambar 8 memperlihatkan bahwa efektivitas perkuatan akan berbanding lurus terhadap kapasitas beban yang dipikul, tapi berbanding terbalik dengan tingkat daktilitasnya. Pada kondisi efektivitas perkuatan yang tertentu, perilaku struktur terhadap pembebanan tidak mengalami perubahan atau konstan. Pada kondisi tersebut maka kapasitas struktur dalam memikul beban tidak bisa ditingkatkan lagi.
- Kurva pada Gambar 9 memperlihatkan bahwa pertambahan panjang perkuatan *cover plate* berbanding lurus terhadap kapasitas beban yang dipikul, tetapi berbanding terbalik dengan tingkat daktilitasnya. Pada panjang perkuatan yang tertentu, perilaku struktur terhadap pembebanan tidak mengalami perubahan atau konstan. Pada kondisi tersebut kapasitas struktur dalam memikul beban tidak bisa ditingkatkan lagi.

Jadi, besarnya efektivitas *retrofit* dan panjang perkuatan *cover plate* mempengaruhi upaya peningkatan struktur, sekaligus mempengaruhi perilaku keruntuhan yang terjadi apakah bersifat daktail atau tidak.

## DAFTAR PUSTAKA

AISC. (2010). *ANSI/AISC 360-10 : Load Specification for Structural Steel Buildings*, AISC, Inc., Chicago, Ill.

Dewobroto, W. (2016). *Struktur Baja: Perilaku, Analisis & Desain – AISC 2010 - Edisi 2*, Penerbit JTS-UPH, Karawaci

Pradana, W.P. (2014). “Studi Pengaruh Perkuatan terhadap Kapasitas Elemen Lentur”. Skripsi di JTS UPH, tidak dipublikasikan.

Ricky, P. (2014). “Analisis Struktur Nonlinier dan Aplikasinya dengan MASTAN2”. Skripsi di JTS UPH, tidak dipublikasikan.

Ziemian, R.D. (2014).“Learning Module Number 6 – Beam Design by the Elastic and Inelastic Analyses”. www.mastan2.com

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PENGARUH STEEL FIBER TERHADAP KUAT GESER REACTIVE POWDER CONCRETE

**Daniel Christianto[1], Widodo Kushartomo[2], dan Wiratman Wangsadinata[3]**

*[1]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Tarumanagara, Jl. Letjen S.Parman no., Jakarta 11440*
*Email: daniel@untar.ac.id*
*[2] Jurusan Teknik Sipil,Universitas Tarumanagara, Jl. Letjen S.Parman no., Jakarta 11440*
*Email: widodo@untar.ac.id*
*[3] Jurusan Teknik Sipil,Universitas Tarumanagara, Jl. Letjen S.Parman no., Jakarta 11440*

## ABSTRAK

Penelitian terhadap teknologi beton pada masa kini sudah mengarah kepada beton mutu tinggi (*Ultra High Concrete*) dimana jenis beton yang digunakan adalah jenis powder concrete. Berbagai inovatif juga digunakan untuk menunjang kepada beton mutu tinggi. Dalam perencanaan struktur beton selalu menghindari keruntuhan akibat geser karena keruntuhan geser bersifat getas (*brittle*). Dalam penelitian ini akan digunakan bahan tambahan inovatif berupa serat steel fiber dengan tujuan untuk meningkatkan kuat geser pada *powder concrete*. Pengujian di laboratorium akan dilakukan pada sampel benda uji balok beton berserat dan untuk mengkaji pengaruh peningkatan kuat geser akibat penambahan bahan serat (steel fiber) maka varibel nya adalah aspek rasio (panjang serat berbanding diameter serat) divariasikan 75, 100, 125,165,180 dan aspek volume (0.1%, 0.2%, 0.3, 0.4, 0.5%, 0.6%). Dan semakin besar persentase volume steel fiber dapat meningkatkan kuat geser semakin besar pula pada beton berserat, namun workability akan semakin rendah. Agar *workability* tetap baik, maka volume serat disarankan 0.3% dan aspek rasio nya menggunakan panjang kritis serat berbanding diameter serat.

Kata kunci: geser, serat, beton

## 1. PENDAHULUAN

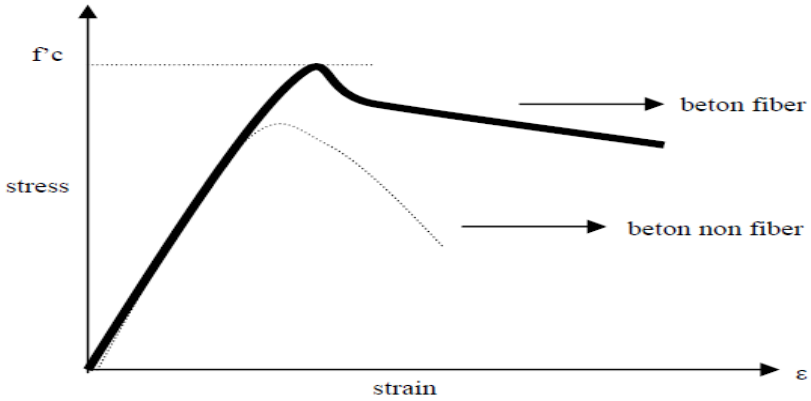
Disain struktur bangunan beton bertulang pada masa kini mengalami perubahan – perubahan ke arah yang lebih baik, hal ini dikarenakan mutu beton sudah mengarah kepada *ultra high concrete*. Dengan demikian bahwa dimensi ukuran penampang dari struktur beton bertulang dapat didisain lebih kecil daripada sebelumnya. Usaha pencapaian beton mutu tinggi tersebut melalui pemakaian bahan – bahan inovatif seperti *powder concrete, polymer concrete, high density concrete* dll. Salah satu bahan tambahan inovatif yang meningkatkan kuat tarik beton adalah *steel fiber*. Beberapa penelitian yang telah dilakukan terhadap bahan – bahan inovatif tersebut menunjukkan peningkatan mutu beton dan kuat tarik beton.

Penelitian yang telah dilakukan dengan menggunakan steel fiber pada beton adalah terfokus untuk peningkatan mutu beton. Suatu pemikiran inovatif didapat dari pemakaian *steel fiber* untuk meningkatkan kuat geser beton. Hal ini didasarkan bahwa peningkatan kuat tarik pada beton dari *steel fiber* dapat pula meningkatkan kuat geser pada beton, sehingga penampang beton mempunyai peningkatan kapasitas geser dalam memikul gaya lintang.

Penelitian ini bertujuan agar dapat memberikan kontribusi bahwa *steel fiber* dapat meningkatkan kuat geser beton dan dapat digunakan dalam perencanaan dalam disain struktur beton bertulang seperti perencanaan *pile cap*, korbel yang membutuhkan kuat geser beton yang tinggi.

## 2. BETON BERSERAT

Beton berserat adalah campuran beton yang ditambah serat ke dalamnya secara merata, baik berupa serat panjang maupun serat pendek. Ide dasar dari penambahan serat adalah untuk mencegah terjadinya penjalaran retakan-retakan pada beton di daerah tarik akibat pembebanan (Soroshian, Bayasi, 1987). Berdasarkan penelitian yang dilakukan Ramakrishnan pada tahun 1988 (Sudarmoko, 1990) diperoleh bahwa penambahan fiber ke dalam adukan akan menurunkan kelecakan *(workability)* secara cepat sejalan dengan pertambahan konsentrasi fiber dan aspek rasio fiber. Grafik tegangan regangan beton normal dan beton berserat dapat dilihat pada Gambar 1.




Gambar 1. Perbandingan Grafik Tegangan Regangan Beton Normal dan Beton Berserat. (Sumber: Sukoyo,2011)

Ada beberapa faktor yang mempengaruhi efisiensi serat, yaitu panjang kritis serat dan volume serat pada campuran beton. Pada penelitian ini panjang serat dianalisis berdasarkan rumus panjang kritis serat dengan volume penambahan serat 0%, 0,1%, 0,2%, 0,3%, 0,4%, 0,5%, dan 0,6%. Serat yang digunakan dalam penelitian ini merupakan jenis *stainless steel soft* 201.

Tabel 1. Data Teknis Stainless Steel Soft 201

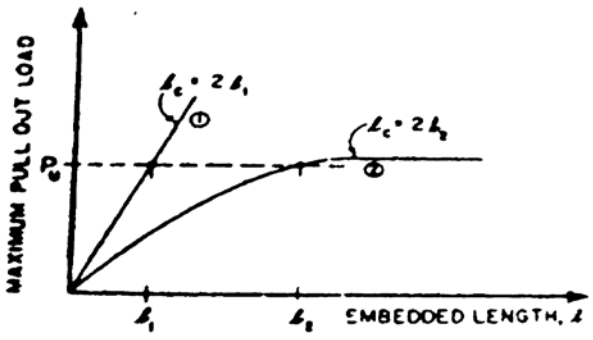
| *Properties of Stainless Steel Soft 201* | |
|---|---|
| *Density* | 7.80 gr/cm$^3$ |
| *Hardness* | 95 |
| *Tensile strength, ultimate* | 750 Mpa |
| *Elongation A50mm* | 40% |
| *Modulus of Elasticity* | 200 Gpa |
| *Shear modulus* | 86 Gpa |

Sumber: http://www.aalco.co.uk/datasheets/Stainless-Steel-201201L202204_97.ashx

Peran utama serat terjadi setelah beton mengalami retak (*post-cracking*) sebagaimana fungsinya yaitu untuk menyalurkan retak yang terjadi pada beton. Pada perancangan beton berserat, 2 fungsi utama serat setelah beton retak menurut Bentur dan Mindess (1990) adalah:

- Dapat meningkatkan kekuatan komposit lebih tinggi dari beton dengan menyalurkan tegangan dan beban yang menyebabkan beton retak ke serat
- Meningkatkan *toughness* komposit dengan cara menyerap energi mekanis

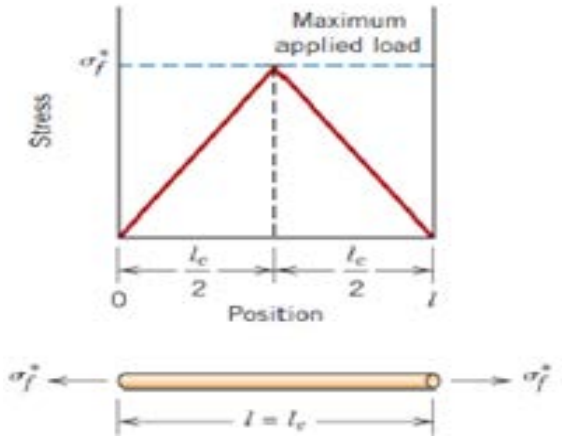
Panjang kitis ($l_c$) adalah panjang minimum serat pada suatu diameter serat yang dibutuhkan untuk mencapai tegangan saat patah (Schwartz,1984). Perhitungan nilai $l_c$ berdasarkan pada asumsi mekanisme transfer tegangan seperti pada Gambar 2. kurva menunjukkan mekanisme transfer tegangan elastis akibat friksi.




Gambar 2. Kurva pull out versus panjang (sumber: Bentur & Mindess)

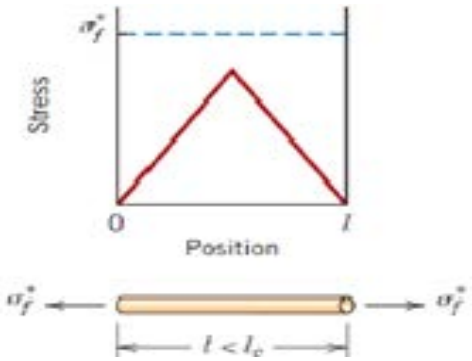
Gambar 3 menunjukkan apabila l = $l_c$ maka beban maksimum pada serat dipusatkan pada titik pusat dari panjang serat tersebut.

ISBN: 978-602-60286-0-0



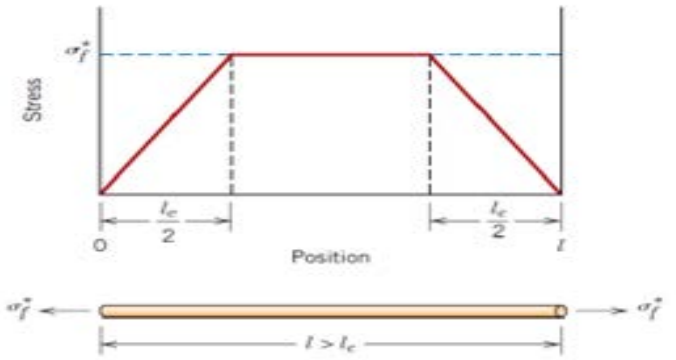

Gambar 3. Tegangan Sepanjang serat sebagai Fungsi Panjang Serat (l=$l_c$)
(sumber: Bentur & Mindess)

Pada gambar 4 menunjukkan apabila l < $l_c$, maka panjang serat tidak cukup tertanam pada beton yang menyebabkan tegangan yang dihasilkan tidak sama dengan kekuatan serat dan menghasilkan kekuatan serat yang tidak efisien.




Gambar 4. Tegangan sepanjang serat sebagai fungsi panjang serat (L<Lc)
(sumber: Bentur & Mindess)

Jika panjang serat lebih panjang dari $l_c$ tegangan serat sebagian besar leleh seperti pada gambar 5, jadi sebagian kapasitas serat dapat dimanfaatkan.



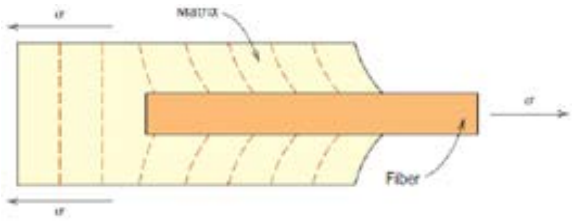

Gambar 5. Tegangan sepanjang serat sebagai fungsi panjang serat (L>Lc)
(sumber: Bentur & Mindess)

Untuk menghitung $l_c$ akibat transfer tegangan yaitu :

$$lc = \frac{\sigma_{fu}.r}{\tau_{fu}} \quad \text{.....(1)}$$

ISBN: 978-602-60286-0-0

Keterangan:
$l_c$ = panjang kritis
$\sigma_{fu}$ = tegangan tarik *ultimate* serat (*tensile strength*)
$r$ = jari-jari serat
$\tau_{fu}$ = tegangan geser friksi maksimum (*shear stress*) atau kekuatan ikatan antara serat dan beton seperti pada Gambar 5




Gambar 6. Pola deformasi pada beton mempengaruhi serat
(sumber: Bentur & Mindess)

Rumus yang digunakan untuk menghitung tegangan geser friksi maksimum (*bond stress*) ini dapat dilihat pada Tabel 2.

Tabel 2. *Pullout Strength of Single Fiber*

| Fiber type | Matrix | Pullout strength |
|---|---|---|
| Straight | Concrete | $\tau_{f,max} = 0.396\sqrt{f_c'}$ (MPa) [$4.77\sqrt{f_c'}$ (ksi)] |
| | Mortar | $\tau_{f,max} = 0.330\sqrt{f_c'}$ (MPa) [$3.97\sqrt{f_c'}$ (ksi)] |
| End-hooked | Concrete | $\tau_{eh,max} = 0.825\sqrt{f_c'}$ (MPa) [$9.94\sqrt{f_c'}$ (ksi)] |
| | Mortar | $\tau_{eh,max} = 0.660\sqrt{f_c'}$ (MPa) [$7.95\sqrt{f_c'}$ (ksi)] |

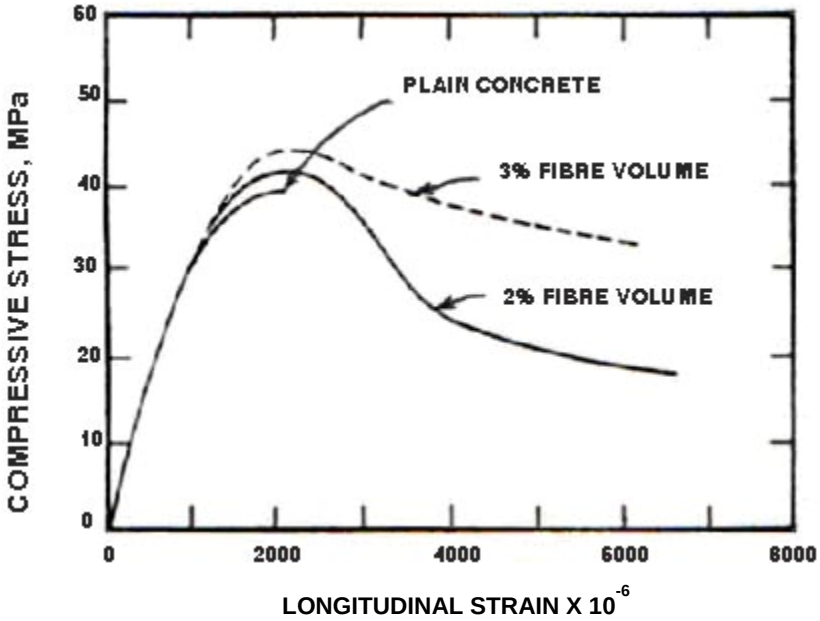
(sumber: Foster, 2001)

Dalam penelitian ini menggunakan beton *RPC*, sehingga untuk tegangan geser friksi maksimum diambil rumus mortar dan tipe serat yang dipakai adalah lurus. Maka, $\tau_{fu}$ yang digunakan adalah 0,33 $\sqrt{f'c}$.

Untuk mendapatkan hasil yang optimal ada dua hal yang harus diperhatikan dengan seksama yaitu yang pertama, *fiber aspect ratio*, yaitu rasio antara panjang *fiber* (l) dan diameter *fiber* (d), serta yang kedua, *fiber volume fraction* (Vf), yaitu persentase volume *fiber* yang ditambahkan pada setiap satuan volume beton. (Suhendro, 1990).

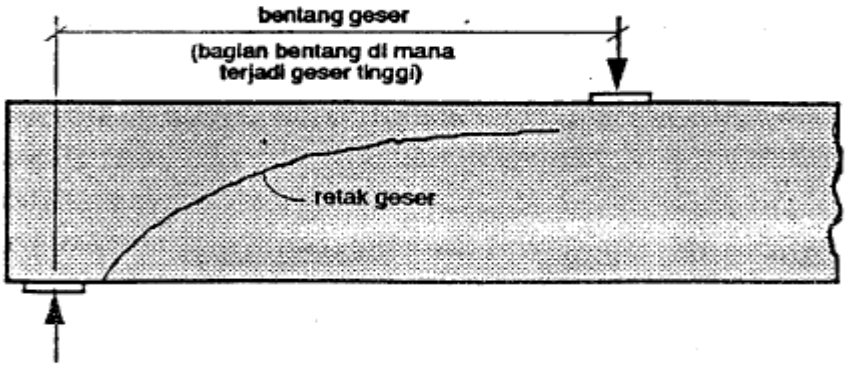
Volume serat yang ditambahkan juga memiliki peranan dalam peningkatan kekuatan beton. Berdasarkan beberapa penelitian yang telah dilakukan, penambahan volume serat juga turut menambah kekuatan beton, namun menurunkan tingkat kelecakan (*workability*). Hasil penelitian balok lentur beton berserat membuktikan bahwa perilaku lentur dapat diperbaiki dengan meningkatkan fraksi volume serat (Gambar 7) atau dengan fraksi volume yang tetap, tetapi dengan meningkatkan aspek rasio serat, tetapi menyebabkan serat sulit menyebar secara merata di dalam beton.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 7. kurva tegangan regangan pada uji tekan beton berserat (sumber: Johnston, 1974)

Menurut Dipohusodo (1994), tegangan tarik dengan variasi besar dan kemiringan, baik sebagai akibat geser saja/gabungan dengan lentur, akan timbul di setiap tempat sepanjang balok, yang harus diperhitungkan dalam analisis dan perencanaan. Kejadian geser pada balok beton tanpa tulangan, umumnya kerusakan terjadi di daerah sepanjang kurang lebih tiga kali tinggi efektif balok, dan dinamakan bentang geser. Seperti yang terlihat pada Gambar 8 berikut.




Gambar 8. Kerusakan Tipikal Akibat Tarik Diagonal (Dipohusodo, 1994)

Retak akibat tarik diagonal merupakan salah satu cara terjadinya kerusakan geser. Bentang geser yang lebih pendek, kerusakan timbul sebagai kombinasi dari pergeseran, remuk dan belah, sedangkan untuk balok beton tanpa tulangan dengan bentang geser lebih panjang, retak akibat tegangan tarik lentur akan terjadi terlebih dahulu sebelum retak karena tarik diagonal. Terjadinya retak tarik lenturan pada balok tanpa tulangan merupakan peringatan awal kerusakan geser.

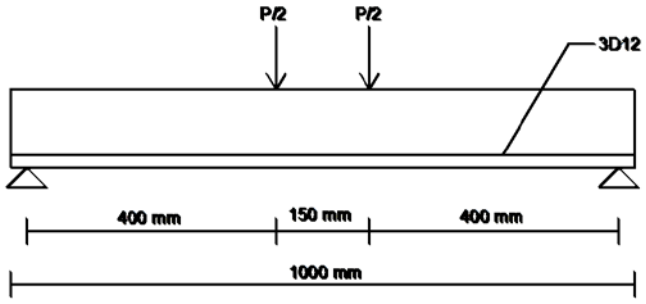
Retak miring akibat geser di badan balok beton bertulang dapat terjadi tanpa disertai retak akibat lentur di sekitarnya, atau dapat juga sebagai kelanjutan proses retak lentur yang telah mendahuluinya. Pada dasarnya ada tiga jenis keretakan pada balok:

1. Retak Lentur (*Flexural Crack*), terjadi di daerah yang mempunyai nilai momen lentur besar. Arah retak hampir tegak lurus pada sumbu balok.
2. Retak Geser Lentur (*Flexural Shear Crack*), terjadi pada bagian balok yang sebelumnya telah terjadi retak lentur. Jadi retak geser lentur merupakan perambatan retak miring dari retak lentur yang sudah terjadi sebelumnya. Proses terjadinya retak lentur umumnya cenderung merambat mulai dari tepi masuk ke dalam balok dengan arah hampir vertikal. Proses tersebut terus berlanjut tanpa mengakibatkan berkurangnya tegangan sampai tercapainya suatu kombinasi kritis tegangan lentur dan geser di ujung salah satu retak terdalam, dimana terjadi tegangan geser cukup besar yang kemudian mengakibatkan terjadinya retak miring.

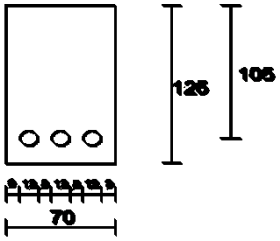
ISBN: 978-602-60286-0-0

3. Retak Geser Badan / Retak Tarik Diagonal (*Web Shear Crack*), terjadi pada daerah garis netral penampang dimana gaya geser maksimum dan tegangan aksial sangat kecil. Pada jenis retak ini, retak miring pada balok, tidak mengalami retak lentur sebelumnya. Keretakan ini jarang dijumpai pada balok beton bertulang biasa dan lebih sering dijumpai pada balok beton prategang berbentuk I dengan badan tipis dan sayap lebar. Retak geser badan juga dapat terjadi di sekitar titik balik lendutan atau pada tempat dimana terjadi penghentian tulangan balok struktur bentang menerus.

## 3. MODEL PENGUJIAN KUAT GESER




Gambar 9. Pemodelan benda uji




Gambar 10. Penampang balok

Tabel 3. Data – data model benda uji

| | | |
|---|---|---|
| Mutu beton: fc' = 50 MPa | Mutu baja : fy = 397 MPa | Tulangan longitudinal tarik: 3D12<br>Tanpa tulangan transversal |
| Serat: steel fiber<br>fu = 836 MPa<br>Volume serat: 0.1%, 0.2%, 0.3%, 0.4%, 0.5%, 0.6%<br>Aspek rasio: 75, 100, 125, 165, 180 | | |

$$V_n = V_c + V_f + V_r \quad \text{.....(2)}$$

Keterangan:

$V_u$ = gaya geser ultimit akibat berat sendiri beton dan gaya P

$V_n$ = kuat geser yang dapat dipikul beton

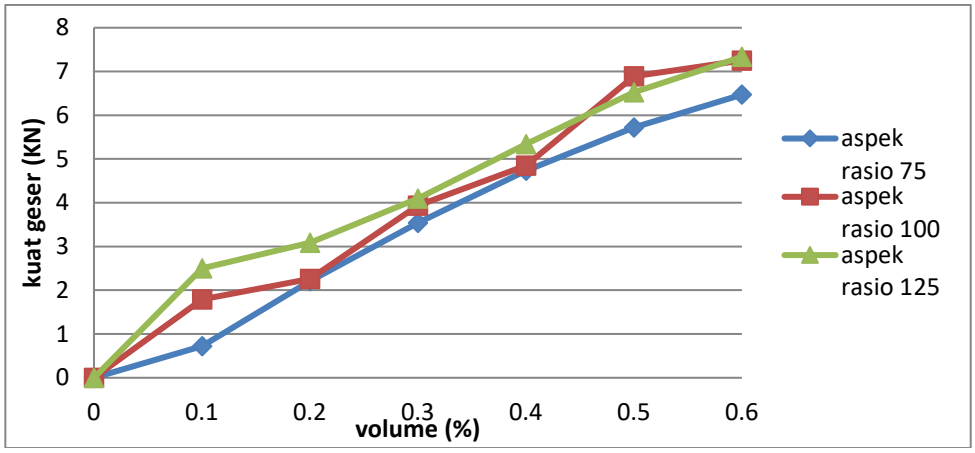
$V_c$ = kuat geser dari beton sendiri

$= \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\ b_w.d$

$V_r$ = kuat geser dari tulangan longitudinal

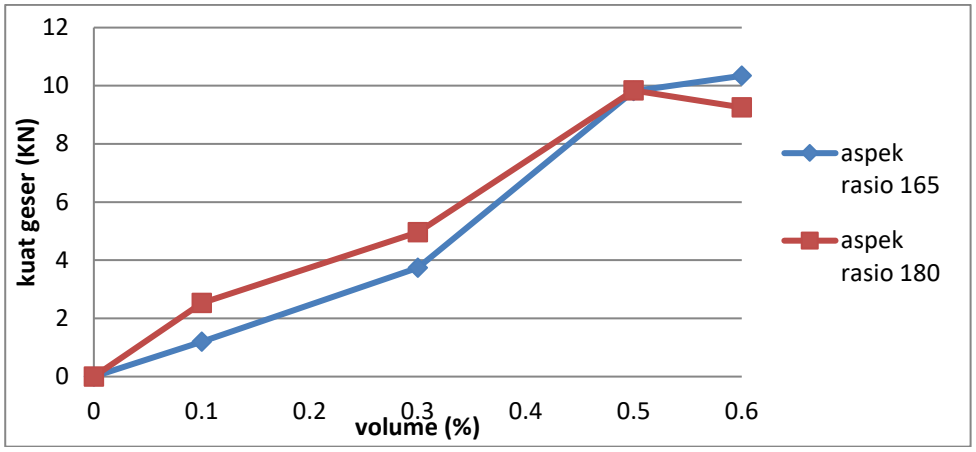
$V_f$ = kuat geser dari serat ( bernilai 0 jika tanpa serat)

## 4. HASIL PENGUJIAN

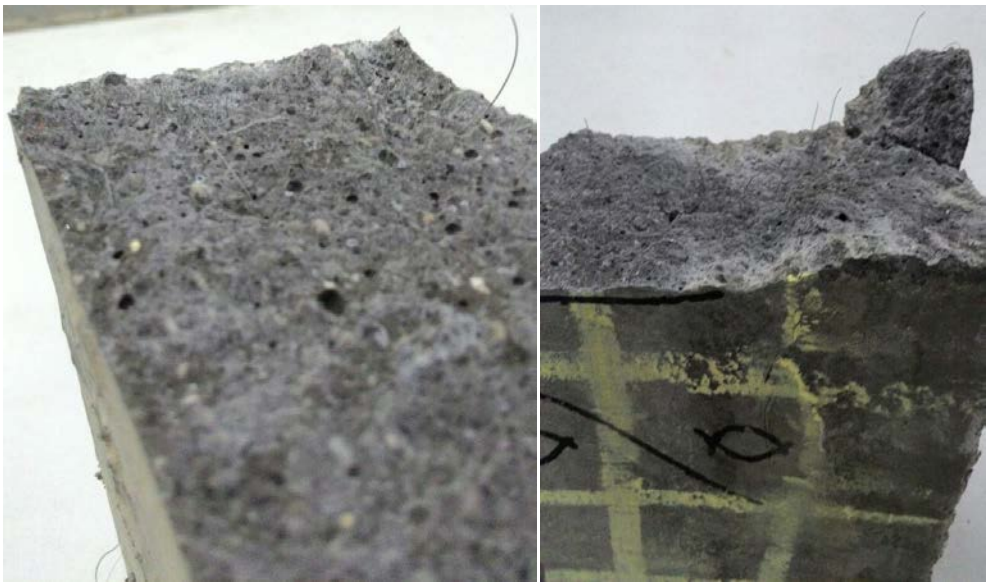



Gambar 11. hubungan peningkatan kuat geser terhadap volume pada aspek rasio 75, 100, 125

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 12. hubungan peningkatan kuat geser terhadap volume pada aspek rasio 165 dan180



Gambar 13. Serat yang *Slip* pada Balok Beton dengan Volume Serat 0,1% dan Aspek Rasio 180



Gambar 14. Serat yang *Slip* pada Balok Beton dengan Volume Serat 0,5% dan Aspek Rasio 180

Analisis Hasil Penelitian

1. Dapat dilihat bahwa semakin besar volume serat yang diberikan, maka semakin besar kontribusi kuat geser dari serat tersebut.
2. Untuk volume serat sebesar 0,6% dengan aspek rasio 165 dan 180, balok beton mengalami penurunan pada nilai $V_f$. Hal ini disebabkan karena *workability* pada beton serat tersebut sudah sangat rendah yang diakibatkan karena volume serat yang dicampurkan ke dalam beton terlalu besar dan telah menyebabkan serat menggumpal hanya pada bagian tertentu (tidak tersebar secara merata).

ISBN: 978-602-60286-0-0

3. Pada Gambar 13 menunjukkan keruntuhan geser balok beton dengan dengan aspek rasio 180 (volume serat 0,1% dan 0,3%) dimana tidak banyak serat yang tampak. Dan serat yang tampak pada retak tersebut mengalami *slip* (tercabut). Terlihat pada daerah retak tersebut, serat tidak banyak muncul.
   Hal ini menunjukkan bahwa dengan aspek rasio 180 telah memenuhi kebutuhan panjang serat kritis (panjang serat = panjang kritis serat, yaitu 36 mm) dan serat yang tidak mengalami *slip* telah putus bersamaan dengan terjadinya retak geser serta meningkatkan kuat geser dalam memikul gaya geser.
4. Pada Gambar 14 menunjukkan keruntuhan geser balok beton dengan aspek rasio 180 (volume serat 0,5% dan 0,6%), dimana banyak serat yang mengalami *slip*.
   Hal ini disebabkan karena volume serat terlalu besar sehingga *workability* dari beton berserat tersebut menjadi rendah sehingga serat hanya terkonsentrasi pada titik-titik tertentu dan ini juga yang menyebabkan nilai $V_f$ pada volume 0,6% lebih kecil dari volume 0,5% (seperti uraian nomor 3)

## 5. KESIMPULAN

Berdasarkan dari hasil pengujian, maka didapatkan kesimpulan antara lain:

1. Penambahan serat dapat meningkatkan kekuatan geser beton karena serat memiliki tegangan tarik yang tinggi.
2. Semakin besar penambahan persentase volume serat, maka peningkatan kuat geser beton dari serat pun akan semakin besar.
3. Semakin besar penambahan persentase volume serat akan menyebabkan *workability* semakin rendah.
4. Untuk pemakaian yang efektif (tidak terjadi *slip*) disarankan panjang serat sama dengan panjang kritis serat ($l_c$).
5. Agar *workability* beton baik maka persentase volume serat disarankan sebesar 0,3%.

## DAFTAR PUSTAKA


Bentur, A. & Mindess, S., (1990). *Fiber Reinforced Cementitious Composites*. New York: Elsevier Applied Science.

Birgisson, Sigurdur Runar. (2011). “Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams Without Stirrups”. School of Science and Engineering, Islandia.

Bonneau, O.,et.al. (1999). “Reactive Powder Concretes: From Theory to Practice”. Concrete International, Vol. 18 No.4, April.

Candy, A.A., dkk. (2015). “Pengaruh Volume Serat Lokal terhadap Kuat Geser Beton Mortar”. Universitas Tarumanagara, Jakarta.

C.D. Johnston, (1974) “Steel fiber reinforced mortar and concrete”, A review of mechanical properties. In fiber reinforced concrete ACI – SP 44 – Detroit .

Dipohusodo, I. (1994). *Struktur Beton Bertulang*, Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.

Foster, S. J.,(2001) “On Behavior of High-Strength Concrete Columns: Cover Spalling, Steel Fibers, and Ductility,” *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 4,July-Aug. 2001, pp. 583-589.

Jonathan, F., dkk. (2015). “Pengaruh Volume Serat dengan Aspek Rasio 125 terhadap Kuat Geser Reactive Powder Concrete”. Universitas Tarumanagara, Jakarta.

Kenneth, M.L. (1997). *Reinforced Concrete Design*. Mc. Graw Hill. Singapore.

Kushartomo, W, dkk. (2013). “Pengaruh Penambahan Quartz Powder pada Reactive Powder Concrete terhadap Terbentuknya Kalsium - Silikat – Hidrat”. Universitas Tarumanagara, Jakarta.

Lee, S.C.,et.al. (2011). “Diverse Embedment Model for Steel Fiber-Reinforced Concrete in Tension: Model Verification”. ACI Materials Journal/ September-October.

Liucius, Y.U., dkk. (2016). “Pengaruh Panjang Kritis Serat terhadap Kuat Geser Reactive Powder Concrete”. Universitas Tarumanagara, Jakarta.

Minelli, F. (2005). “Plain and Fiber Reinforced Concrete Beams under Shear LoadingL Structural Behavior and Design Aspects”. Italia: Starrylink Editrice Brescia. ISBN 88-89720-30-1.

Mohamad, A.H. (2014). “First Diagonal Cracking and Ultimate Shear of Reactive Powder Concrete T-Beams without Stirrups”. Journal od Engineering and Development, Vol 18 No. 5, September. ISSN 1813-7822.

Mulyono, Tri. (2004) *Teknologi Beton*. ANDI, Yogyakarta.

Murdock, L.J. & K.M. Brook. (1991). *Bahan dan Praktek Beton*. Jakarta: Erlangga.

Nawy, E. (1998). *Beton Bertulang Suatu Pendekatan Dasar*. Bandung: PT. Refika Aditama.

Nugraheni, M.W. (2011). “Tinjauan Kuat Tekan Beton Mutu Tinggi Berserat Baja dengan Menggunakan Filler Nanomaterial”. Universitas Sebelas Maret, Surakarta.

Richard, P., and Cheyrezy. (1994). “Reactive Powder Concretes with High Ductility and 200-800 MPa Compressive Strength”. ACI Spring Convention, San Fransisco, April.

Sanjaya, R., dkk. (2016). “Pengaruh Volume Serat dengan Aspek Rasio 195 terhadap Kuat Geser Reactive Powder Concrete”. Universitas Tarumanagara, Jakarta.

Schwartz, M.M. (1984). *Composite Material Handbook*. Mc. Graw Hill: Book Company.


ISBN: 978-602-60286-0-0

Soroushian, P., and Bayasi.,Z. (1987). “Concept of Fiber Reinforced Concrete”, Proceeding of The International Seminar on Fiber Reinforced Concrete, Michigan State University, Michigan, USA.

Standar Nasional Indonesia, *SNI Pd-T-04-2004-C*, Badan Standarisasi Nasional, Jakarta.

Sudarmoko, (1990). “Beton Serat Suatu Bentuk Baru”. PAU Ilmu Teknik, Universitas Gajah Mada, Yogyakarta.

Sudarmoko, (1998). “Kuat Lentur Beton Serat Bendrat dengan Model Skala Penuh”. PAU Ilmu Teknik, UGM, Yogyakarta.

Suhendro, B. (1990). “Beton Fiber Lokal Konsep, Aplikasi, dan Permasalahannya”. PAU Ilmu Teknik, Universitas Gajah Mada, Yogyakarta.

Sukoyo, (2011). “Pengaruh Penambahan Fiber Baja Terhadap Tegangan-Regangan Beton Mutu Normal Dan Mutu Tinggi”. Politeknik Negeri Semarang, Semarang.

Tanudjaja, S., dkk. (2015). “Pengaruh Aspek Rasio Serat Lokal terhadap Kuat Geser Beton Mortar”. Universitas Tarumanagara, Jakarta.

Thoeng, R., dkk. (2015). “Pengaruh Volume Serat dengan Aspek Rasio 75 terhadap Kuat Geser Reactive Powder Concrete”. Universitas Tarumanagara, Jakarta.

Tjuatja, D., dkk. (2015). “Pengaruh Volume Serat dengan Aspek Rasio 100 terhadap Kuat Geser Reactive Powder Concrete”. Universitas Tarumanagara, Jakarta.

Yopallas, E., dkk. (2016). “Pengaruh Volume Serat dengan Aspek Rasio 165 terhadap Kuat Geser Reactive Powder Concrete”. Universitas Tarumanagara, Jakarta.

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# KINERJA STRUKTUR GEDUNG BERATURAN SISTEM GANDA BERDASARKAN PERENCANAAN BERBASIS PERPINDAHAN LANGSUNG

**Raja Parulian Purba[1], Zulfikar Djauhari [2], Reni Suryanita[3]**

*[1] Jurusan Teknik Sipil, Universitas Riau, Jl. Subrantas KM 12.5 Pekanbaru 28293*
*Email: rajapoerba94@gmail.com*
*[2] Jurusan Teknik Sipil, Universitas Riau, Jl. Subrantas KM 12.5 Pekanbaru 28293*
*Email: zulfikar.djauhari@lecturer.unri.ac.id, zulfkr_dj@yahoo.com*
*[3] Jurusan Teknik Sipil, Universitas Riau, Jl. Subrantas KM 12.5 Pekanbaru 28293*
*Email: reni.suryanita@eng.unri.ac.id*

## ABSTRAK

Perencanaan struktur tahan gempa umumnya menggunakan konsep *forced based design* (FBD). Konsep ini belum dapat menunjukkan secara langsung kinerja bangunan terhadap pengaruh gempa. Sehingga dibutuhkan suatu evalusai kinerja dengan melakukan analisis hingga pada keadaan inelastis struktur yang disebut dengan konsep Perencanaan Berbasis Perpindahan Langsung. Penelitian bertujuan membandingkan dua metode analisis kinerja yang didasarkan pada perpindahan lateral pada saat kondisi inelastis sebagai parameter kunci respon struktur dalam perencanaan yang digunakan yaitu metode Perencanaan Berbasis Perpindahan Langsung (*Direct Displacement Based Design*, DDBD) dan Metode Spektrum Kapasitas (*Capacity Spectrum Method*, CSM). Sistem struktur yang dikaji adalah struktur gedung beraturan sistem ganda (*dual system)* yakni kombinasi struktur rangka dan dinding beton bertulang dengan pembebanan gempa rencana berdasarkan SNI 1726-2012. Parameter yang dikaji adalah perpindahan, gaya geser dasar, redaman efektif, dan waktu getar efektif baik yang dihasilkan dengan metode DDBD maupun dengan metode CSM. Hasil kajian menunjukkan bahwa nilai parameter yang diperoleh dari analisis memanfaatkan metode DDBD lebih besar bila dibandingkan terhadap metode CSM. Target perpindahan yang dihasilkan menggunakan metode DDBD yaitu 0,545 m sedangkan yang dihasilkan metode CSM yaitu 0,175 m. Gaya geser dasar dari hasil metode DDBD yaitu 38293,25 kN sedangkan hasil dari metode CSM yaitu 21728,978 kN. Nilai redaman efektif hasil dari metode DDBD yaitu 14,01 % dengan waktu getar efektif yaitu 3,826 detik, sedangkan metode CSM mengasilkan redaman efektif 5,40 % dengan waktu getar efektif 1,314 detik. Evaluasi kinerja struktur yang ditinjau berdasarkan ATC-40, metode DDBD menghasilkan level kinerja struktur pada level *damage control*, sedangkan metode CSM menunjukkan level *immediate occupancy*.

Kata kunci : *Direct Displacement Based Design*, *Capacity Spectrum Method*, Kinerja struktur

## 1. PENDAHULUAN

Sebagian besar wilayah Indonesia terletak dalam wilayah gempa dengan intensitas sedang hingga tinggi. Kondisi tersebut berpengaruh besar dalam perencanaan struktur gedung tahan gempa yang harus diperhatikan agar tidak menimbulkan dampak yang besar, terlebih akibat perpindahan lateral yang terjadi pada gedung akibat gempa.

Seiring perkembangan ilmu pengetahuan dan teknologi, solusi untuk meningkatkan kinerja struktur gedung bertingkat tinggi terhadap beban gempa yang direncanakan yaitu dengan pemasangan dinding beton bertulang *(RC-Wall)* yang sering dikenal dengan dinding geser (*shearwall*). Penggunaan dinding geser sangat diperlukan sebagai subsistem penahan beban lateral dari struktur dan akan menyerap sebagian dari besarnya beban gempa yang terjadi.

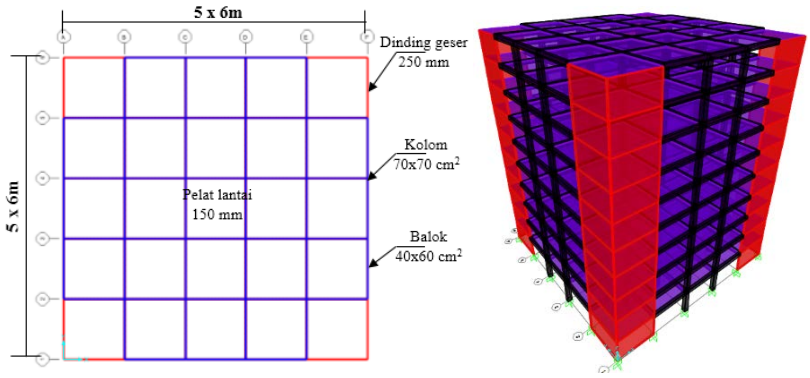
Selama ini, perancangan bangunan tahan gempa kebanyakan menggunakan konsep *force-based design* (FBD). Konsep ini tidak menunjukkan secara langsung kinerja bangunan terhadap pengaruh gempa yang terjadi karena analisis dilakukan secara linear (elastis). Hal tersebut mendasari suatu arah baru dalam penelitian teoritik dan eksperimental rekayasa struktur tahan gempa. Sehingga dalam akhir-akhir ini konsep desain tahan gempa mulai mengarah pada konsep berbasis kinerja (*performance based design*).

Konsep *performance based design* dilakukan dengan menganalisis komponen struktur secara bertahap yang memberikan gambaran perilaku nonlinear (inelastis) struktur saat pertama kali mengalami kegagalan, sehingga konsep ini juga menunjukkan secara langsung bagaimana kinerja struktur terhadap pengaruh gempa yang terjadi. Menurut Priestley ada tiga metode perencanaan berbasis kinerja (*performance based design*) yaitu metode *Capacity Spectrum* (ATC-40, 1996), metode *N2* (Fajfar, 2000) dan metode *Direct Displacement-Based Design* (Priestley,

2000). Tulisan ini bertujuan untuk mengkaji kinerja struktur gedung beraturan *dual system* tiga dimensi dengan menggunakan metode *Direct Displacement-Based Method* (Priestley, 2000) dan selanjutnya dibandingkan dengan *Capacity Spectrum Method* (ATC-40, 1996).

Selanjutnya analisis dilakukan dengan asumsi sebagai berikut.

1. Model struktur yang digunakan yaitu gedung sistem ganda yang merupakan kombinasi rangka pemikul momen khusus dan dinding geser beton bertulang khusus.
2. Perhitungan hanya untuk menganalisis dan membandingkan tingkat kinerja struktur tanpa melakukan perencanaan model struktur.
3. Gedung merupakan bangunan yang diasumsikan berfungsi sebagai perkantoran yang terletak diwilayah kota Pekanbaru dengan kondisi tanah sedang.
4. Analisis *pushover* menggunakan perangkat lunak berbasis elemen hingga dengan pola pembebanan lateral 100% arah sumbu kuat dan 30% arah sumbu lemah.
5. Data struktur yang digunakan yaitu
   a. kuat tekan beton, $f'_c$ = 30 MPa.
   b. mutu tulangan utama, $f_y$ = 420 MPa.
   c. mutu tulangan sengkang, $f_{ys}$ = 240 MPa.
   d. diameter tulangan utama = 22 mm.
   e. jumlah lantai = 10 lantai dengan ketinggian antar tingkat 3,6 m
   f. dimensi elemen dan bentuk struktur seperti pada gambar berikut ini.




Gambar 1. Denah lantai gedung dan tampak dimensi tiga gedug

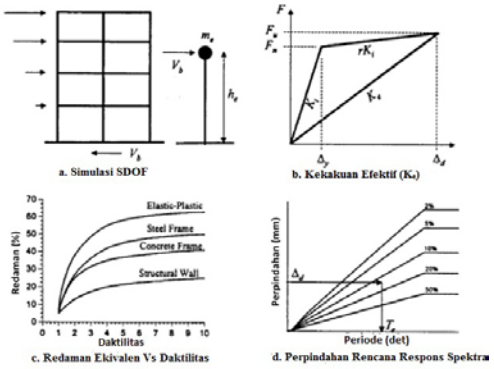
## 2. TINJAUAN PUSTAKA

Pada SNI 1726-2012, gabungan sistem rangka pemikul momen dan dinding geser beton bertulang disebut sebagai struktur sistem ganda. Sistem ganda akan memberikan kemampuan pada bangunan untuk menahan beban yang lebih baik terutama terhadap beban gempa. Penggunaan dinding beton bertulang (R*C-Wall*) pada struktur gedung yaitu sebagai penahan beban lateral dan juga diharapkan mampu mereduksi gaya geser yang lebih besar dari elemen struktur lainnya akibat gempa. Oleh karena lokasi bangunan yang berada di wilayah Indonesia, mengharuskan pengaruh gempa rencana yang dihitung sesuai dengan ketentuan SNI 1726-2012.

### Perencanaan Berbasis Perpindahan Langsung

Metode Perencanaan Berbasis Perpindahan Langsung (*Direct Displacement Based Design*) diilustrasikan pada Gambar 2(a), dengan sistem *Multi Degree of Freedom* (MDOF) disederhanakan menjadi *Single Degree of Freedom* (SDOF). Hubungan besarnya gaya lateral-perpindahan sebagai representasi dari SDOF ditunjukkan pada Gambar. 2(b). $K_i$ merupakan kekakuan berdasarkan analisa retak pada penampang saat tulangan lentur mengalami leleh pertama. $rK_i$ adalah kekakuan saat terbentuknya sendi-sendi plastis pada struktur, dan $K_e$ merupakan kekakuan resultan untuk menghasilkan perpindahan maksimum. Tingkat redaman liat ekivalen merupakan kombinasi dari representasi redaman elastis dan energi hysteretis yang diserap selama respon inelastis. Gambar 2(c) menunjukkan nilai tuntutan daktilitas yang diberikan, Struktur bangunan baja memiliki redaman liat ekivalen yang lebih besar dibandingkan struktur dinding beton bertulang yang didesain dalam tingkat tuntutan daktilitas yang sama. Nilai respon perpindahan maksimum dan hasil perhitungan redaman berdasarkan tuntutan daktilitas yang diperoleh, digunakan untuk mendapatkan periode efektif, $T_e$, seperti terlihat pada Gambar 2(d). Soleman (2006) menyatakan bahwa parameter dasar spesifik metode ini didasarkan pada geometri struktur, karakteristik leleh material, kurvatur dan batasan *drift*.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 2. Konsep dasar *direct displacement-based design* (Priestley *et al*., 2007)

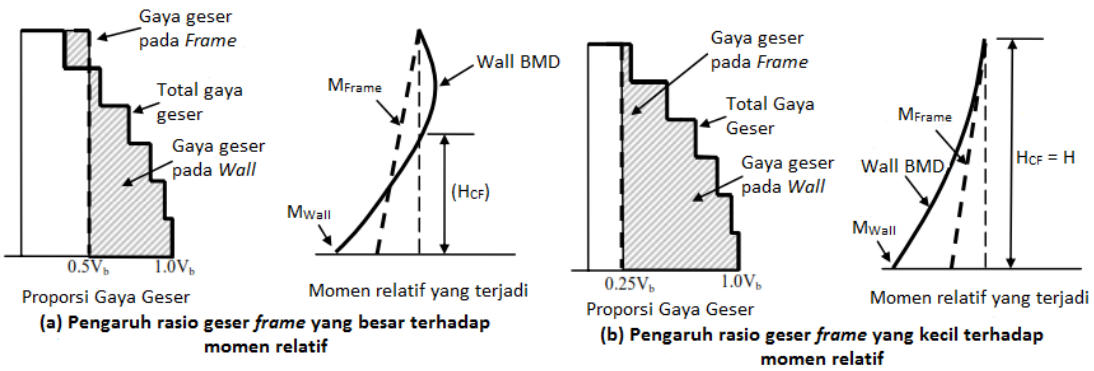
## Prosedur Perhitungan Metode Perencanaan Berbasis Perpindahan Langsung

Tahapan prosedur perhitungan dalam mendapatkan parameter-parameter metode DDBD terhadap struktur *dual system* yang akan dianalisis adalah sebagai berikut:

1. Desain tahap awal *(preliminary design choices)*
   b. Proporsi rasio gaya geser
   Tahap awal dari perencanaan pada struktur *dual system* yaitu menentukan proporsi rasio rencana gaya geser yang akan diterima oleh struktur (Garcia *et al*, 2010).
   Total proporsi rasio = 1
   Rasio *frame* = βf
   Rasio *RC-Wall* = 1 – βf
   c. Tinggi *RC-Wall contraflexture* ($H_{CF}$)
   Tinggi dinding kondisi *contraflexture* seperti pada Gambar 3 yang ditentukan berdasarkan *overtuning moment* relatif, yang ditentukan dari persamaan:

$$F_i = \frac{m_i H_i}{\sum m_i H_i} \tag{1}$$

   $m_i$ = *overtuning moment* relatif pada lantai ke i
   $H_i$ = tinggi struktur lantai ke i (m)
   $F_i$ = rasio gaya relatif lantai ke i




Gambar 3. Tinggi dinding *contraflexture* berdasarkan proporsi gaya geser dan *moment overtuning* relatif (Sullivan, 2009)

2. Perpindahan Maksimum ($\Delta_d$)
   Perpindahan maksimum struktur ditentukan dengan persamaan

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(m_i.\Delta_i^{\,2}\right)}{\sum_{i=1}^{n}\left(m_i.\Delta_i\right)} \tag{2}$$

   dengan:
   $\Delta_i$ = perpindahan tiap lantai (m)
   $m_i$ = massa tiap tingkat (kN)

ISBN: 978-602-60286-0-0

3. Tinggi efektif, diperoleh dari persamaan:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^{n}(m_i.\Delta_i.h_i)}{\sum_{i=1}^{n}(m_i.\Delta_i)} \quad (3)$$

4. Massa efektif, diperoleh dari persamaan:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^{n}(m_i.\Delta_i)}{\Delta_d} \quad (4)$$

5. Redaman efektif
   Redaman efektif bergantng pada daktilitas sistem struktur.
   a. Redaman efektif *RC-Wall*
      Redaman ekivalen terhadap arah yang ditinjau pada struktur,

$$\xi_{e,W} = \frac{\sum_{j=1}^{m} l_{wj}^{\ 2}.\xi_W}{\sum_{j=1}^{m} l_{wj}^{\ 2}} \quad (5)$$

   b. Redaman efektif *frame*
      Redaman ekivalen *frame*,

$$\xi_f = 0{,}05 + 0{,}565\left(\frac{\mu - 1}{\mu.\pi}\right) \quad (6)$$

      sehingga daktilitas dan redaman efektif ekivalen struktur menjadi:

$$\mu_{eq} = \frac{M_W.\mu_{e,W} + M_f.\mu_f}{M_W + M_f} \quad (7)$$

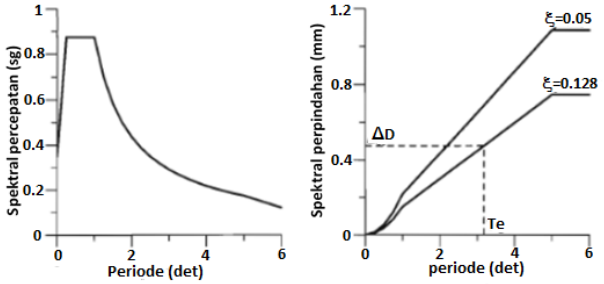
$$\xi_{eq} = \frac{M_W.\xi_{e,W} + M_f.\xi_f}{M_W + M_f} \quad (8)$$

6. Periode efektif
   Periode efektif ditentukan grafik perpindahan respon spektra yang dikonversi dari percepatan respon spektra, menggunakan persamaan:

$$\Delta_{(T,\xi)} = \frac{T^2}{4\pi^2} Sa_{(T,\xi)} \quad (9)$$

$$T_{eff} = T.\frac{\Delta_d}{\Delta_{(T,5)}}\left[\frac{2+\xi}{7}\right]^{1/2} \quad (10)$$

   dengan:
   $\Delta_{(T,\xi)}$ = Perpindahan untuk waktu getar T dan redaman $\xi\%$
   $Sa_{(T,\xi)}$ = Percepatan untuk waktu getar T dan redaman $\xi\%$
   dari persamaan diatas, bentuk konversi kurva seperti pada Gambar 4 berikut.




Gambar 4. Percepatan respon spektra dan perpindahan respon spektra (Priestley et al., 2007)

ISBN: 978-602-60286-0-0

7. Kekakuan efektif, ditentukan dengan persamaan:

$$K_e = \frac{4.\pi.m_e}{T_e^{\,2}} \tag{11}$$

8. Gaya geser dasar, ditentukan dengan persamaan:

$$V_B = K_e \times \Delta_d \tag{12}$$

Karena yang dipakai pada perencanaan adalah gaya geser dasar pada saat terjadi pelelehan pertama, maka gaya geser dasar harus direduksi dengan faktor kuat lebih struktur berdasarkan Tabel 9 SNI 1726-2012, sehingga menjadi:

$$V = \frac{V_B}{\Omega_o} \tag{13}$$

## Kinerja Struktur Berdasarkan ATC-40

ATC-40 (1996) menetapkan deformasi lateral pada struktur harus diperiksa terhadap nilai simpangan total maksimum dan simpangan inelastis maksimum untuk mendapatkan tingkat kinerja dari struktur yang disajikan pada Tabel 1 di bawah. Simpangan total maksimum didefinisikan sebagai simpangan antar tingkat (*interstory drift*) pada perpindahan di titik kinerja. Sedangkan simpangan inelastis maksimum merupakan perbandingan antara simpangan total maksimum terhadap titik leleh efektif ($\Delta_{yeff}$) dari struktur. Besarnya simpangan total maksimum dan simpangan inelastis maksimum struktur dihitung dengan menggunakan Persamaan dan berikut.

Simpangan total maksimum $= \frac{D_t}{H_{tot}}$ dan simpangan inelastis maksimum $= \frac{D_t - D_1}{H_{tot}}$

dengan

$D_t$ = Perpindahan maksimum struktur (m)

$D_1$ = Perpindahan pada kondisi leleh pertama (m)

$H_{tot}$ = Tinggi total struktur (m)

Tabel 1. Batas deformasi lateral

| Batas Simpangan Antar Tingkat | Tingkat Kinerja Struktur | | | |
|---|---|---|---|---|
| | *Immediate Occupancy* | *Damage Control* | *Life Safety* | *Structural Stablity* |
| Simpangan Total Makssimum | 0,01 | 0,01 – 0,02 | 0,02 | 0,33 *Vi/Pi* |
| Simpangan Inelastis Maksimum | 0,005 | 0,005 – 0,015 | Tidak ada batasan | Tidak ada batasan |

(Sumber: ATC – 40, 1996)

## 3. ANALISIS DAN PEMBAHASAN

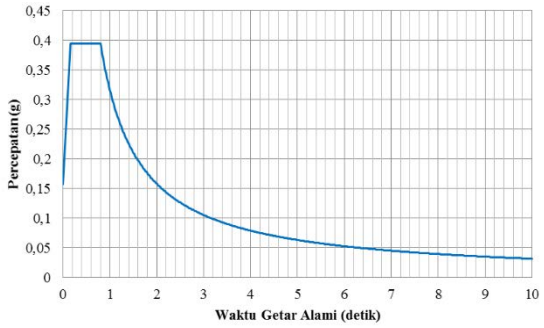
### Beban dan Berat Struktur

Beban-beban yang bekerja pada struktur berupa beban mati (berat struktur), beban mati tambahan, dan beban hidup. Pembebanan yang digunakan didasarkan pada Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (PPURG). Diperoleh total beban mati tambahan pada pelat lantai 1-9 yaitu 1,49 kN/m$^2$ , pada pelat atap yaitu 0,73 kN/m$^2$, dan beban mati tambahan pada balok tepi yaitu 2,16 kN/m$^2$ . Beban hidup pelat lantai 1 sampai 9 sebesar 2,5 kN/m$^2$ pada lantai atap sebesar 1 kN/m$^2$, dengan koefisien reduksi beban hidup terhadap peninjauan gempa berdasarkan SNI 1726-2012 sebesar 0,25.

### Perhitungan Respon Spektra SNI 1726 - 2012

Berdasarkan peta gempa *harzad* untuk wilayah kota Pekanbaru dengan kondisi tanah sedang, didapatkan parameter nilai $S_1$ = 0,25 g dan $S_S$ = 0,4 g. Parameter berdasarkan Tabel 4 dan 5 SNI 1726-2012 didapatkan nilai $F_a$ = 1,48 dan $F_v$ = 1,9. Selanjutnya diperoleh grafik respons spektra gempa rencana seperti pada Gambar 5.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 5. Respon spektra desain

## Beban Gempa Statik Ekivalen

1. Menentukan periode getar
   Berdasarkan SNI 1726-2012 periode getar dibatasi nilai maksimum dan nilai minimum, dengan parameter:
   $C_u$ = 1,4 (Tabel 14 SNI 1726-2012)
   $C_t$ = 0,0488 (Tabel 15 SNI 1726-2012)
   x = 0,75 (Tabel 15 SNI 1726-2012)
   $h_n$ = 36 m (tinggi gedung)
   sehingga:
   $T_{a\ min} = Ta = C_t\, h_n^x$
   $= (0{,}0488)\ (36)^{0,75} = 0{,}717$ detik
   $T_{a\ maks} = C_u\, Ta$
   = 1,4 x 0,717 = 1,004 detik
   Periode alami struktur kondisi *uncrack* hasil program elemen hingga pada arah x dan y adalah sama = 0,91 detik (karena geometrik struktur yang simeteris). Dengan pola gerak ragam pertama adalah translasi arah Y (sehingga perhitungan difokuskan pada arah Y).
   $T_{a\ minimum} < T_{X,Y\ uncrack} < T_{a\ maksimum}$
   0,717 < 0,91 < 1,004
   maka digunakan periode getar alami = 0,91 detik.

2. Menentukan koefisien seismik, $C_s$
   Sama halnya dengan periode, nilai $C_s$ juga mempunyai batas minimum dan maksimum, sebagai berikut.
   $S_{DS}$ dan $S_{D1}$ = parameter respons spektra
   *Ie* = 1,00 (Tabel 2 SNI 1726-2012)
   *R* = *7* (Tabel 9 SNI 1726-2012)
   $C_{s\ minimum}$ = 0,004 $S_{DS}\, I_e \geq 0{,}01$
   $C_{s\ minimum}$ = 0,004 x 0,39 x 1 = 0,0174
   $C_{s\ hitungan\ (Y)} = \dfrac{S_{D1}}{T\dfrac{R}{I_e}} = \dfrac{0{,}32}{0{,}91\dfrac{7}{1}} = 0{,}0497$
   $C_{s\ maksimum} = \dfrac{S_{D1}}{\dfrac{R}{I_e}} = \dfrac{0{,}32}{\dfrac{7}{1}} = 0{,}0564$
   $C_{s\ minimum} < C_{s\ hitungan\ (y)} < C_{s\ maksimum}$
   0,0174 < 0,0497 < 0,0564
   Maka digunakan Cs = 0,0497

3. Menentukan gaya geser dasar gempa
   $V_Y = C_{s(y)}\ W_t$ = 0,0497 x 90313,02 kN
   = 4491,573 kN
4. Menentukan distribusi vertikal gaya gempa
   Nilai k dicari dengan interpolasi linear dengan:
   T ≤ 0,5 ; nilai k = 1
   T ≥ 2,5 ; nilai k = 2,5
   maka, $T_y$ = 0,91 detik; k = 1,20

ISBN: 978-602-60286-0-0

selanjutnya, distribusi vertikal gaya,

$F_x = C_{vx}V$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k}$$

Menurut SNI 1726-2012 bahwa beban gempa dianggap terjadi secara bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama dengan efektifitas 30%. Sehingga gaya gempa statik ekivalen diberikan 100% arah Y dan 30% arah X.

## Pengecekan Sistem Ganda Sesuai SNI 1726-2012

Dengan pemberian gaya gempa statik ekivalen 100% arah Y dan 30% arah X sebagai gaya gempa yang ditetapkan, maka diperoleh proporsi gaya geser:

Tabel 2. Proporsi gaya geser dasar struktur

| Parameter | Vx (kN) | Vy (kN) |
|---|---|---|
| Gaya Geser Struktur | -1347,47 | -4491,57 |
| Gaya Geser *RC-Wall* | -1142,95 | -3809,82 |
| Gaya Geser *Frame* | -204,53 | -681,75 |
| Persentase *RC-Wall* | 84,82% | 84,82% |
| Persentase *Frame* | 15,18% | 15,18% |

Menurut SNI 1726-2012 untuk sistem ganda, bahwa *frame* harus mampu menahan paling sedikit 25% dari gaya gempa yang ditetapkan. Berdasarkan gaya geser dasar yang diperoleh, *frame* belum menerima minimal 25% dari gaya geser total, sehingga dilakukan pengecekan hanya terhadap *frame* dengan pemberian 25% gaya gempa yang ditetapkan (Asneindra, 2011).

Pengecekan dilakukan terhadap *code* yang diacu oleh SNI 1726-2012 yaitu ACI 318-11 yang terdapat pada *software* elemen hingga. Hasil yang diperoleh menunjukkan bahwa tidak adanya *frame* yang mengalami *overstress (OS)* akibat gaya gempa 25% tersebut. Sehingga sistem struktur tersebut bisa dianggap sebagai sistem ganda, karena *frame* mampu menahan 25% gaya gempa yang ditetapkan.

## Metode Perencanaan Berbasis Perpindhan Langusng *(DDBD)*

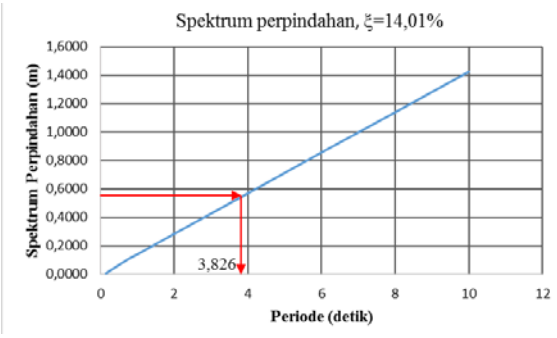
Langkah awal dalam analisis DDBD untuk *dual system* adalah menentukan rasio gaya geser. Dalam tulisan ini, rasio gaya geser mengikuti rasio yang dihasilkan berdasarkan Tabel 2, dengan $\beta_f$ = 15,18%. Selanjutnya dilakukan perhitungan dalam menentukan tinggi *wall contraflexture*.

Berdasarkan perhitungan tabelaris diperoleh bahwa *RC-Wall* mengalami *contraflexture* pada level lantai 8 dan 9, sehingga dilakukan interpolasi linear:

$H_{CF} = 28{,}8 + (3{,}6 \times 0{,}559 / 0{,}99) = 30{,}833$ m

dan, $M_f$ = 24,660 – 19,196 = 5,464

Selanjutnya untuk menentukan periode berdasarkan target perpindahan dan redaman efektif yang diperoleh, grafik percepatan respon spektra pada Gambar 5, dikonversi menjadi grafik perpindahan spektral seperti pada Gambar 6 berikut.




Gambar 6. Spektrum perpindahan

## Evaluasi level kinerja

Hasil perpindahan yang terjadi dengan perhitungan metode DDBD selanjutnya digunakan untuk mengevaluasi kinerja struktur berdasarkan dokumen ATC-40 yaitu:

ISBN: 978-602-60286-0-0

a. Simpangan total maksimum = $\frac{D_T}{H_{tot}} = \frac{0{,}545}{36} = 0{,}0015$

Berdasarkan tabel deformasi lateral dari dokumen ATC 40, kinerja struktur menunjukkan kondisi *damage control*.

b. Simpangan inelastis maksimum = $\frac{D_T}{H_{tot}} = \frac{0{,}545-0{,}157}{36} = 0{,}011$

Berdasarkan tabel deformasi lateral dari dokumen ATC 40, kinerja struktur menunjukkan kondisi *damage control*.

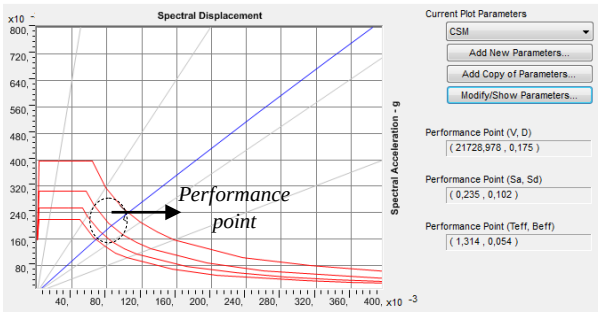
Hasil analisis dengan prosedur DDBD dapat dilihat pada Tabel 3.

Tabel 3. Rekapitulasi perhitungan DDBD

| Parameter Hitungan | | Hasil |
|---|---|---|
| Gaya geser *frame*, $\beta_f$ | % | 15,18% |
| Tinggi dinding *contraflexture*, $H_{CF}$ | (m) | 30,833 |
| *Drift* rencana, $\theta_d$ | - | 0,0244 |
| Perpindahan rencana, $\Delta_d$ | (m) | 0,545 |
| Tinggi efektif struktur, $h_e$ | (m) | 25,519 |
| Massa efektif, $m_e$ | (kN) | 65120,82 |
| Perpindahan kondisi leleh, $\Delta_{y,he}$ | (m) | 0,157 |
| Daktilitas dinding, $\mu_w$ | - | 3,467 |
| Daktilitas *frame*, $\mu_f$ | - | 1,424 |
| Daktilitas efektif sistem struktur, $\mu_{sys}$ | - | 3,014 |
| Redaman dinding, $\xi_w$ | (%) | 15,06% |
| Redaman *frame*, $\xi_f$ | (%) | 10,35% |
| Redaman efektif sistem struktur, $\xi_{sys}$ | (%) | 14,01% |
| Periode efektif, $T_e$ | (detik) | 3,826 |
| Kekakuan efektif, $K_e$ | (kN/m) | 175665,05 |
| Gaya geser dasar DDBD, $V_B$ | (kN) | 95733,12 |
| Gaya geser dasar SNI, $V$ | (kN) | 38293,25 |

## *Performance Point*

Selanjutnya konversi kurva kapasitas ke format ADRS menjadi spektrum kapasitas. Selanjutnya melakukan penggabungan antara *single demand* dengan spektrum kapasitas sehingga diperoleh titik perpotongan kurva yang merupakan titik kinerja (*performance point*) struktur. Titik kinerja yang diperoleh dapat dilihat pada Gambar 7 berikut.




Gambar 7. *Performance point*

ISBN: 978-602-60286-0-0

Lebih lanjut dari *performance point* diperoleh gaya geser dasar 21728,978 kN, target perpindahan 0,175 m, redaman efektif 5,40%, dan periode efektif 1,314 detik.

**Evaluasi level kinerja**

Berdasarkan deformasi lateral yang diperoleh, dilakukan pengecekan kinerja struktur terhadap nilai simpangan total maksimum dan simpangan inelastis maksimum menurut ATC-40 yaitu :

a. Simpangan total maksimum = $\frac{D_T}{H_{tot}} = \frac{0,175}{36} = 0,0049$

   Berdasarkan tabel deformasi lateral dari dokumen ATC-40, kinerja struktur menunjukkan kondisi *immediate occupancy*.

b. Simpangan inelastis maksimum = $\frac{D_T}{H_{tot}} = \frac{0,175-0,0012}{36} = 0,0050$

   Berdasarkan tabel deformasi lateral dari dokumen ATC 40, kinerja struktur menunjukkan kondisi *immediate occupancy.*

## Perbandingan Kinerja Struktur Gedung Beraturan *Dual System* Metode DDBD dengan CSM

Perbandingan parameter kinerja struktur gedung *dual system* yang ditinjau yaitu seperti pada Tabel 4 berikut.

Tabel 4. Perbandingan parameter kinerja struktur *dual system* hasil analisis metode DDBD dan CSM

| Hasil | Satuan | DDBD | CSM |
|---|---|---|---|
| Gaya geser dasar, $V_B$ | kN | 38293,25 | 21728,978 |
| Perpindahan, D | m | 0,545 | 0,175 |
| Redaman, $\xi_{eff}$ | % | 14,01% | 5,40% |
| Periode, $T_{eff}$ | detik | 3,826 | 1,314 |

Gaya geser dasar yang diterima dasar struktur hasil analisis DDBD yaitu sebesar 38293,25 kN, nilai ini lebih besar 16564,272 kN atau 1,76 kali dari hasil analisis CSM. Redaman efektif yang dihasilkan dari analisis DDBD juga lebih besar sekitar 2,60 kali dari redaman efektif hasil CSM. Redaman merupakan peristiwa pelepasan energi (*energy dissipation*) oleh struktur. Maka dalam hal ini menunjukkan bahwa energi yang dilepaskan oleh struktur dari hasil DDBD lebih besar dari pada hasil CSM, yang berarti akan mengurangi respon struktur terhadap pengaruh gempa. Periode atau waktu getar efektif yang dihasilkan analisis DDBD juga lebih besar sekitar 2,91 kali dari periode getar efektif hasil analisis CSM. Nilai ini menunjukkan bahwa struktur yang dianalisis dengan metode DDBD bergetar lebih lambat bila dibandingkan dengan CSM saat dibebani beban gempa. Secara matematis, hubungan periode terhadap nilai kekakuan struktur adalah berbanding terbalik sehingga mengakibatkan periode yang besar menghasilkan fleksibilitas stuktur yang juga besar sehingga mengurangi kekakuan struktur. Semakin besarnya fleksibilitas struktur yang terjadi mengakibatkan perpindahan struktur juga menjadi semakin besar, sehingga dalam hal ini periode berbanding lurus terhadap besarnya perpindahan struktur.

Kinerja struktur yang dicapai ditentukan berdasarkan besarnya perpindahan yang diperoleh. Perpindahan maksimum yang diperoleh berdasarkan analisis DDBD lebih besar sekitar 3,11 kali dari hasil analisis CSM. Besarnya perpindahan yang terjadi menujukkan tingkatan kinerja yang dicapai oleh struktur. Struktur *dual system* yang ditinjau menunjukkan tingkatan kinerja dengan metode DDBD berada pada kondisi *damage control* (struktur berada dalam kategori range antara *immediate occupancy* dan *life safety*, dimana kerusakan yang terjadi dibatasi dan dapat diperbaiki) sedangkan dengan metode CSM berada pada kondisi *immediate occupancy* (komponen struktur masih dapat mempertahankan karakteristik dan kapasitas seperti sebelum gempa terjadi).

## 4. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil penelitian ini, dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut:

1. Perencanaan dengan metode *Direct Displacement Based Design* (DDBD), menghasilkan target perpindahan yang lebih besar yaitu 0,545 m dari pada perpindahan dengan metode *Capacity Spectrum Method* (CSM) yaitu sebesar 0,175 m.
2. Parameter kinerja struktur lainnya dari hasil analisis metode *Direct Displacement Based Design* (DDBD) baik gaya geser dasar, redaman efektif dan periode efektif yang diberikan oleh struktur saat pada kondisi inelastis memiliki nilai yang lebih besar dibandingkan hasil analisis *Capacity Spectrum Method* (CSM).
3. Evaluasi dari kinerja struktur yang ditinjau, dengan menggunakan metode *Direct Displacement Based Design* (DDBD) menunjukkan kategori *damage control* yang artinya struktur berada dalam kategori range antara

ISBN: 978-602-60286-0-0

*immediate occupancy* dan *life safety*, dimana kerusakan yang terjadi dibatasi dan dapat diperbaiki. Sedangkan dengan metode *Capacity Spectrum Method* (CSM) berada pada kondisi *immediate occupancy* yang artinya bahwa komponen struktur masih dapat mempertahankan karakteristik dan kapasitas seperti sebelum gempa terjadi.

## DAFTAR PUSTAKA


Asneindra, M. (2011). "Analisis Perbandingan Kinerja Struktur Gedung Tak Beraturan Akibat Ban Gempa SNI 03-1726-2002 dan RSNI 03-1726-201X". Universitas Riau.

ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California: California Seismic Safety Commision.

Budiono, B., & Permana, E. (2008). "Analisa Struktur Daktail pada Struktur Portal Terbuka dan Sistem Ganda dengan Metoda Kekakuan Sekan". In Seminar dan Pameran HAKI 2008 - "Pengaruh Gempa dan Angin terhadap Struktur."

Dewobroto, W. (2005). "Evaluasi Kinerja Struktur Baja Tahan Gempa dengan Analisa Pushover". In Civil Engineering National Conference: Sustainability Construction & Structural Engineering Based on Professionalism-Unika Soegijapranata (pp. 1–28). Semarang.

FEMA-440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedure*. Washington D.C.

Garcia, R., Sullivan, T. J., & Corte, G. Della. (2010). "Development Of A Displacement Based Design Method For Steel Frame-RC Wall Buildings". Journal of Earthquake Engineering, 14(2), 252–277.

Harahap, O. P. P. (2015). "Perbandingan Kinerja Pilar Jembatan Menggunakan Metode Direct Displacement Based Design dan Capacity Spectrum Method". Universitas Riau.

Jumari. (2012). "Studi Perbandingan Kinerja Struktur Dinding Geser Menggunakan Metode Direct Displacement Based Design dan Capacity Spectrum Method". Universitas Riau.

PPURG. (1987). *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta: Kementerian Pekerjaan Umum.

Pranata, Y. A. (2007). "Studi Perencanaan Berbasis Perpindahan: Metode Direct-Displacement Based Design Studi Kasus pada Rangka Beton Bertulang Bertingkat Rendah". Jurnal Teknik Sipil Universitas Kristen Maranatha, 7(2), 99–118.

Priestley, M. J. N. (2000). "Performance Based Seismic Design". 12WCCE, 1–22.

Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia, Italy: IUSS Press.

SNI-1726. (2012). *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.

SNI-2847. (2013). *Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.

Soleman, Y. (2006). "Kajian Parameter dalam Beberapa Prosedur Desain Metoda Perpindahan untuk Struktur Beton Bertulang", 0–7. http://doi.org/10.13140/RG.2.1.3264.1128

Sullivan, T. J. (2009). "Direct Displacement - Based Design of A RC Wall - Steel EBF Dual System With Added Dampers, *42*(3), 167–178.

Wijaya, C., Wijaya, S. W., Muljati, I., & Pudjisuryadi, P. (2008). Evaluasi Kinerja Direct Displacement - Based Design dan Force Based Design Bangunan Irregular Plan 6-Lantai". Jurnal Dimensi Pratama Teknik Sipil, 2(2)., 1–8.


ISBN: 978-602-60286-0-0

# KAJIAN PENGARUH PERILAKU TEGANGAN REGANGAN TEKAN BETON YANG DIPERKUAT SERAT SINTETIS TERHADAP PERILAKU MOMEN KURVATUR

**Rosidawani[1,2], Iswandi Imran[3], Saptahari Sugiri[3], Ivindra Pane[3]**

*[1] Mahasiswa Program Doktor Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Lingkungan, Institut Teknologi Bandung Jl.Ganeca 10 , Bandung*
*[2] Dosen Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik,Universitas Sriwijaya Jl.Raya Prabumulih KM 32 Inderalaya Ogan Ilir Sumatera Selata, , email:* rosidawani@gmail.com
*[3] Dosen Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Lingkungan, Institut Teknologi Bandung Jl.Ganeca 10 Bandung*

## ABSTRAK

Perilaku tegangan regangan tekan dari benda uji silinder beton yang diperkuat serat sintetis sangat dipengaruhi oleh fraksi volume serat. Perilaku tegangan regangan yang dihasilkan dari hasil pengujian itu menjadi *input* model tegangan regangan pada perhitungan momen kurvatur. Momen kurvatur menggambarkan perilaku penampang beton bertulang yang dalam analisisnya dipengaruhi oleh tegangan regangan material beton. Perhitungan momen kurvatur dilakukan dengan program *Response 2000* dengan variabel berupa fraksi volume serat sintetis (0.5%, 0.75%,1% dan 1.25%), beban aksial (0.1 Po dan 0.2 Po) serta *input* tegangan regangan yang dibedakan dengan menggunakan kurva tegangan regangan sepanjang pengujian (TR1) dan tegangan regangan dari awal hingga mencapai tegangan 85% dari tegangan puncak pada zone pasca puncak (TR2). Hasil analisis menunjukkan bahwa semua variabel yang digunakan mempengaruhi nilai momen kurvatur sekaligus nilai daktilitas kurvatur. Peningkatan fraksi volume serat yang lebih tinggi cenderung meningkatkan nilai momen dan kurvatur pada kondisi ultimit. Dibandingkan dengan beton polos, beton yang diperkuat serat sintetis memiliki nilai daktilitas kurvatur yang lebih tinggi. Beban aksial yang lebih tinggi secara signifikan menghasilkan nilai daktilitas kurvatur yang lebih rendah. Selain itu, berdasarkan analisis dari perbedaan kondisi tegangan regangan aksial kolom (TR1 dan TR2) menunjukkan kemampuan perilaku tegangan regangan aksial tekan kolom yang daktail secara signifikan mempengaruhi nilai daktilitas kurvatur.

Kata kunci: serat sintetis, perilaku tekan, daktilitas,momen kurvatur

## 1. PENDAHULUAN

Material beton yang diperkuat serat sintetis terbukti dalam banyak penelitian menghasilkan perbaikan perilaku mekanik dalam kondisi lentur (Rosidawani (2014); Richardson (2010); Cifuentes, (2012), Elser (1996); Won (2006); Oh (2002)), geser (Carnovalle (2014); Hasan (2011); Valle (1993)) maupun aksial (Rosidawani (2015); Hasan (2011)). Penggunaan jenis material ini yang awalnya ditujukan untuk perbaikan sifat material untuk aplikasi nonstruktural, belakangan menunjukkan potensi untuk aplikasi struktural. Hal ini sangat dipengaruhi oleh penggunaan jenis serat, karakteristik mekanik serat maupun jumlah serat yang digunakan. Dalam penggunaanya serat sintetis dengan jenis diskrit baik yang bersifat mikro maupun makro menggunakan istilah fraksi volume untuk menunjukkan jumlah serat yang ditambahkan dalam campuran beton. Pada penelitian rosidawani, dkk (2014, 2015) menunjukkan bahwa perilaku lentur maupun tekan benda uji beton yang diperkuat serat sintetis sangat dipengaruhi oleh fraksi volume serat. Hal ini ditunjukkan melalui perilaku tegangan regangan yang dihasilkan dari pengujian.

Hasil pengujian aksial tekan yang dilakukan pada beton yang diperkuat serat sintetis menunjukkan perilaku yang daktail dibandingkan beton polos. Kurva tegangan regangan aksial tekan dari hasil pengujian menunjukkan bentuk kurva yang terdiri dari bagian naik (*ascending*) hingga mencapai puncak dan bagian turun (*descending*) setelah puncak hingga memiliki bagian yang cukup panjang dengan penurunan tegangan serta peningkatan nilai regangan yang cukup besar dibandingkan dengan beton polos yang hanya mampu bertahan hingga kondisi puncak. Kurva tegangan regangan tekan beton biasanya menjadi dasar dalam penentuan desain dan analisis pada elemen struktur. Dalam banyak beton biasa, terdapat banyak model persamaan tegangan regangan yang dapat digunakan sebagai fungsi dari nilai kuat tekan beton. Persamaan tegangan regangan ini salah satunya dapat digunakan dalam analisis momen kurvatur.

Analisis momen kurvatur bertujuan untuk mendapatkan kapasitas daktilitas kurvatur yang cukup untuk menghindari kegagalan yang bersifat getas dan menjamin perlaku yang daktail, khususnya dalam desain struktur tahan gempa (Al-Azawi, 2006). Daktilitas kurvatur menjelaskan tentang kemampuan rotasi penampang saat mengalami

deformasi struktur pada fase inelastik (Paulay, 1992). Dalam analisisnya menggunakan nilai tegangan regangan material beton selain properties lainnya. Khusus pada beton yang diperkuat serat sintetis, belum terdapat model persamaan yang bisa digunakan sebagai *input* dalam analisis momen kurvatur. Sedangkan momen kurvatur dapat digunakan untuk memprediksi perilaku eleman struktur yang menggunakan jenis material tersebut dalam hal karakteristik daktilitasnya. Dengan analisis momen kurvatur pada penampang beton, dapat ditentukan besaran daktilitas kurvatur yang mungkin terjadi. Sehinggga dapat memprediksi bagaimana perilaku elemen struktur dari penggunaan jenis material beton yang diperkuat serat sintetis ini.

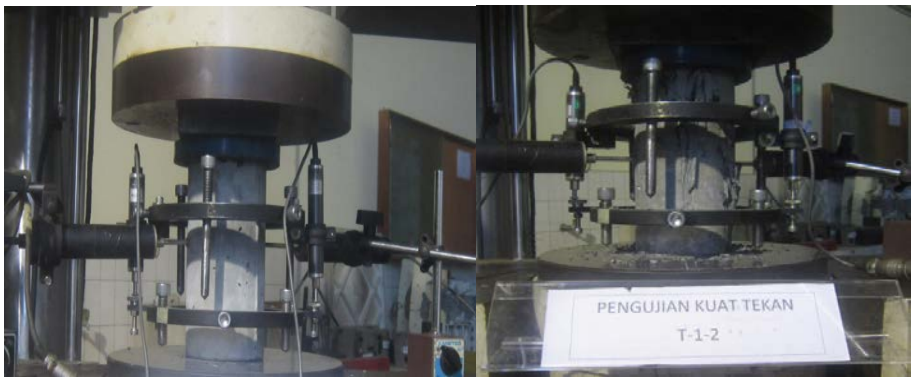
Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui bagaimana perilaku momen kurvatur serta nilai daktilitas kurvatur yang dihasilkan dari material beton yang diperkuat serat sintetis dengan menggunakan beberapa fraksi volume serat. Dasar analisis ini adalah hasil uji eksperimental spesimen silinder beton yang menggunakan campuran serat sintetis jenis makro dengan beberapa fraksi volume serat. Hasil pengujian yang digunakan adalah kurva tegangan regangan aksial tekan beton yang diperkuat serat sintetis. Kurva tegangan regangan yang digunakan dibedakan menjadi kurva tegangan regangan aksial tekan secara keseluruhan dari awal hingga akhir pengujian (TR1) dan kurva tegangan regangan yang dibatasi hingga mencapai nilai tegangan pasca puncak sebesar 85% dari nilai tegangan puncak (TR2). Selanjutnya masing-masing nilai ini digunakan sebagai *input* dalam analisis momen kurvatur yang menggunakan program *Response 2000* (Bentz, 2001).

## 2. METODOLOGI

### Specimen dan pengujian

Analisis yang dilakukan dalam paper ini dilakukan berdasarkan hasil pengujian kekuatan dan perilaku tekan dari benda uji beton yang diperkuat serat sintetis. Pengujian menggunakan benda uji silinder diameter 10 mm dan tinggi 200 mm. Pengujian ini bertujuan untuk mendapatkan kurva tegangan regangan aksial tekan dari material beton yang diperkuat serat sintetis. Serat sintetis yang digunakan dalam penelitian ini adalah jenis serat makro menggunakan jenis serat sintetis jenis *modified olefyn* dengan bahan dasar *polypropylene+polyetylene* dengan dimensi penampang dengan tebal 0.5 mm, lebar 1.1 mm dan panjang 48.5 mm yang merupakan bahan pabrikasi Barchip dengan jenis Shogun 60. Serat sintetis ini digunakan dalam campuran beton mutu tinggi 70 MPa dengan jumlah fraksi volume sebesar 0, 0.5, 0.75, 1 dan 1.25% terhadap volume beton.

Selanjutnya pada umur lebih dari 28 hari spesimen silinder diuji kekuatan tekannya. Standar pengujian kuat tekan beton dengan menggunakan ASTM C39 yang dimodifikasi dengan menggunakan alat bantu pengujian seperti pada standar pengujian Modulus Elastisitas (Uji ASTM C469-02 dengan *loading rate* 1.25 mm/menit). Benda uji silinder dimasukkan ke dalam alat bantu rangka (gambar 1) yang berfungsi sebagai tempat dipasangnya 2 buah *LVDT* untuk mengukur deformasi pada arah vertikal (searah beban aksial). Alat ukur tersebut dihubungkan pada alat *data logger* yang akan merekam beban yang diberikan pada mesin tekan dan deformasi dari LVDT.




Gambar 1. Setting Benda Uji Perilaku Aksial Tekan Silinder Beton

Beban tekan diaplikasikan pada benda uji secara bertahap dengan *displacement control* dan *loading rate* 0.025 mm/det (1.5 mm/menit) yaitu pertambahan pembebanan diatur berdasarkan laju perpindahan sehingga mampu merekam pergerakan beban dan respon yang terjadi. Pergerakan beban direkam tidak hanya membentuk kurva naik (*ascending*) hingga beban puncak, tapi diteruskan dan membentuk kurva turun (*descending*). Hasil rekaman beban dan deformasi akan digunakan untuk menggambarkan pola tegangan regangan akibat pengujian tekan tersebut. Tegangan dan regangan tekan ditentukan dengan persamaan:

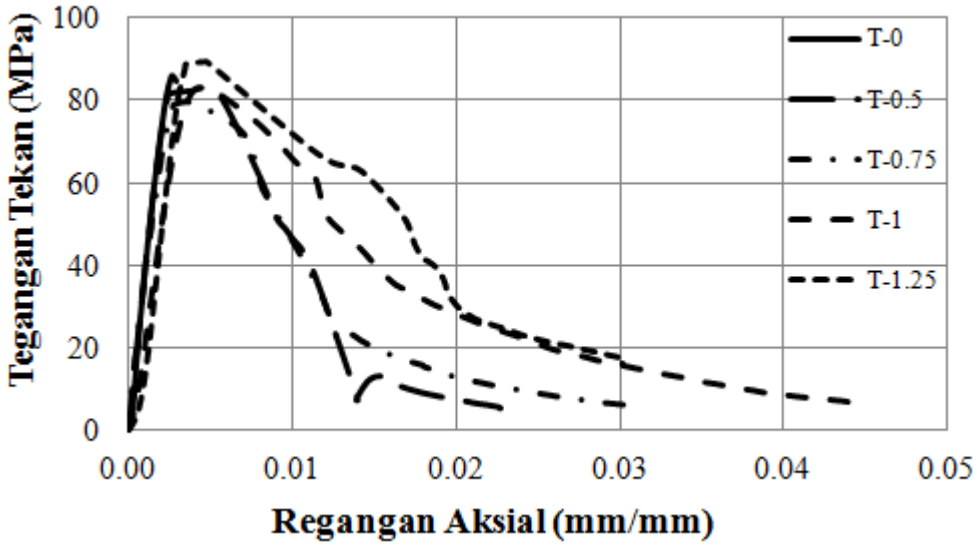
$$\sigma_c = \frac{P}{A} \quad (1)$$

ISBN: 978-602-60286-0-0

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta}{L} \quad (2)$$

## Prosedur perhitungan

Analisis dimulai dengan menentukan *input* dalam program analisis *Response 2000* yang digunakan dalam penelitian ini. Penampang kolom yang digunakan dalam analisis momen kurvatur ini berbentuk persegi dengan dimensi 260 x260 mm. Mutu beton yang digunakan $f'_c$ 70 MPa dan mutu tulangan $f_y$ 441 MPa. Tulangan *longitudinal* yang digunakan 12D 13 mm dan tulangan sengkang dengan ϕ10-45 mm. Simulasi beban aksial yang digunakan adalah sebesar 441 kN yaitu beban aksial dengan rasio 0.1 terhadap kapasitas kolom (0.1Po) dan 882 kN yaitu beban aksial dengan rasio 0.2 terhadap kapasitas kolom (0.2Po).




Gambar 2. Kurva Tegangan Regangan Tekan Hasil Eksperimental

Dalam analisisnya Program *Response 2000* menyediakan dua pilihan dalam *input* kurva tegangan regangan yang digunakan dalam bentuk kurva dasar. Model persamaan Popovics/Thorenfelt/collins merupakan bentuk persamaan yang dapat dipilih sebagai model persamaan tegangan regangan yang akan ditentukan secara oleh program berdasarkan *input* kuat tekan material beton ($f'_c$), kuat tarik beton ($f_t$), regangan puncak dan ukuran agregat maksimum beton. Pilihan lain dalam *input* persamaan tegangan regangan ini adalah *segmental*, dimana input nilai tegangan regangan dapat dimasukkan dengan mendefinisikannya tersendiri. Dalam penelitian ini tipe *segmental* digunakan untuk mendefinisikan tegangan regangan setiap jenis beton yang akan di analisis.

Nilai regangan puncak serta kuat tarik yang dipilih *auto* sehingga akan didefinisikan sesuai dengan nilai tegangan regangan yang dimasukkan. Penelitian ini menggunakan 2 variabel persamaan tegangan regangan, yaitu nilai tegangan regangan secara keseluruhan dari hasil uji eksperimental dari awal hingga akhir dan mencapai keruntuhan akhir (TR1) ) dan nilai tegangan regangan dari hasil eksperimental dari awal hingga mencapai pasca puncak sebesar nilai tegangan 85% dari nilai tegangan puncak (TR2). *Input* data mengenai penulangan berupa nilai-nilai *properties* tulangan *longitudinal* dan *transversal* sesuai dengan data tulangan pada penampang yang akan digunakan.

## Hasil Analisis

Hasil program *Response 2000* menghasilkan kurva momen kurvatur, yang dapat diperoleh dari respon penampang. Tampilan hasil analisis menunjukkan kurva momen kurvatur, yang dilengkapi dengan nilai momen kurvatur, nilai tegangan regangan internal penampang, serta regangan yang terjadi pada tulangan *longitudinal* dan kondisi penampang. Berdasarkan hasil analisis dapat ditentukan kondisi momen dan kurvatur saat retak pertama ($M_c$ –$\varphi_c$), saat leleh ($M_y$ –$\varphi_y$) yaitu pada kondisi tulangan *longitudinal* pertama kali melewati batas regangan leleh dan kondisi ultimit ($M_u$ –$\varphi_u$) yaitu saat nilai momen mencapai kondisi puncak. Berdasarkan nilai kurvatur pada tiap kondisi tersebut, maka dapat ditentukan nilai daktilitas kurvatur ($\mu_\varphi$) yang menjadi tujuan dalam analisis ini.

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (3)$$

ISBN: 978-602-60286-0-0

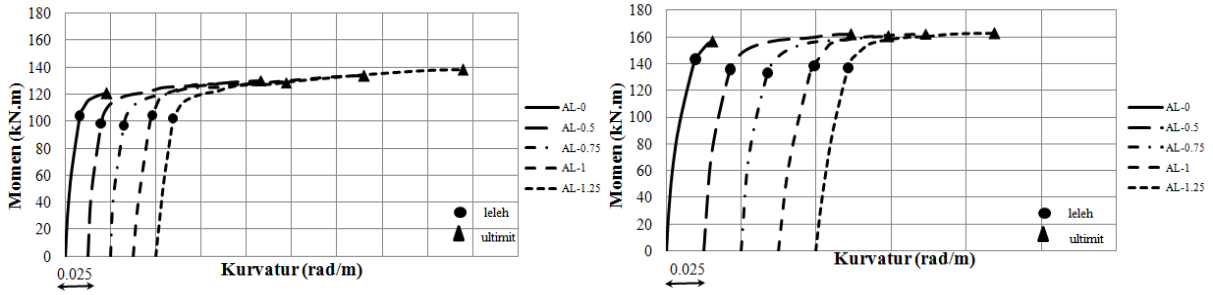
## 3. HASIL DAN EVALUASI

### Perilaku momen kurvatur

Perhitungan momen kurvatur menggunakan program *Response 2000* menghasilkan kurva momen kurvatur. Berdasarkan kurva tersebut dan hasil analisis dapat ditentukan nilai kurvatur pada saat leleh yang ditandai dengan lelehnya tulangan *longitudinal* dan pada saat ultimit yang ditandai dengan nilai maksimum momen yang tercapai. Masing-masing variabel perhitungan yang digunakan berupa rasio beban aksial dan *input* nilai tegangan regangan material beton dianalisis momen kurvaturnya. Hasil dari analisis momen kurvatur pada tiap- tiap jenis spesimen di masing-masing variabel dapat dilihat pada gambar 3 dan 4.

Gambar 3 menunjukkan hasil analisis momen kurvatur berdasarkan TR1 yaitu dengan *input* nilai tegangan regangan hasil eksperimental hingga mencapai akhir pengujian. Masing-masing gambar 3 (a) dan (b) menunjukkan perbandingan tiap spesimen berdasarkan material beton dengan fraksi volume serat yang berbeda-beda. Akibat peningkatan jumlah fraksi volume yag berbeda, nilai momen pada saat leleh tidak menunjukkan perbedaan signifikan sedangkan nilai momen pada saat ultimit berpengaruh cukup signifikan, terutama pada beban aksial yang lebih kecil (0.1Po).

Perbedaan tampak dari pencapaian nilai kurvatur pada momen ultimit yang makin besar pada spesimen dengan fraksi volume yang lebih besar. Gambar 3 (a) dan (b) membandingkan kurva momen kurvatur akibat beban aksial yang berbeda, dimana beban aksial yang lebih besar menyebabkan nilai kurvatur pada kondisi leleh meningkat dan menurun pada saat kondisi ultimit. Detail nilai kurvatur untuk masing-masing spesimen dapat dilihat pada tabel 1 (a) dan (b). Tabel 1(a) dan (b) juga menjelaskan bahwa nilai daktilitas kurvatur cenderung meningkat seiring dengan penggunaan fraksi volume serat sintetis yang makin besar.




(a) (b)

Gambar 3. Kurva Momen Kurvatur Berdasarkan TR1 pada (a) Beban Aksial 0.1Po (b) Beban Aksial 0,2Po

Tabel 1. Nilai Kurvatur dan Daktilitas Kurvatur Berdasarkan TR1 pada

(a) Beban Aksial 0.1Po

| Jenis Beton | Momen (M) | | Kurvatur (φ) | | Daktilitas Kurvatur ($\mu_\varphi$) | % Perubahan Daktilitas Kurvatur |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | leleh $M_y$ (kNm) | Ultimit $M_u$ (kNm) | leleh $\varphi_y$ (rad/m) | ultimit $\varphi_u$ (rad/m) | | |
| T-0 | 97.86 | 116.69 | 0.015 | 0.050 | 3.45 | 0% |
| T-0.5 | 98.36 | 130.11 | 0.015 | 0.191 | 13.11 | 280% |
| T-0.75 | 97.50 | 129.81 | 0.015 | 0.191 | 13.11 | 280% |
| T-1 | 101.46 | 133.43 | 0.019 | 0.255 | 13.11 | 280% |
| T-1.25 | 102.00 | 138.07 | 0.019 | 0.339 | 17.45 | 405% |

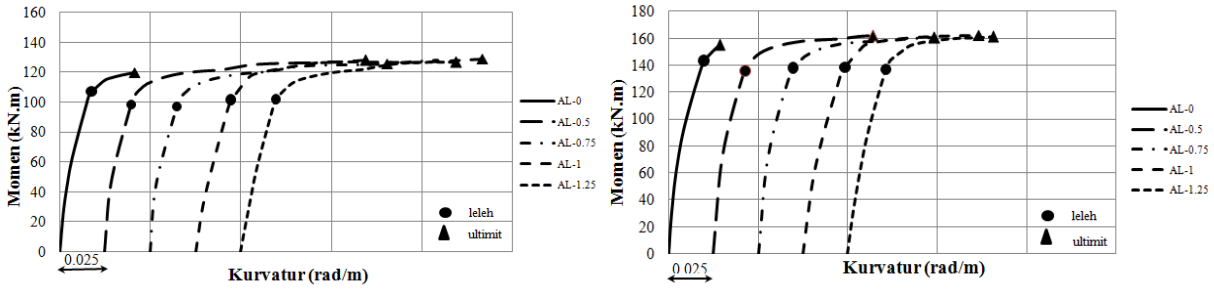
(b) Beban Aksial 0,2Po

| Jenis Beton | Momen (M) | | Kurvatur (φ) | | Daktilitas Kurvatur ($\mu_\varphi$) | % Perubahan Daktilitas Kurvatur |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | leleh $M_y$ (kNm) | Ultimit $M_u$ (kNm) | leleh $\varphi_y$ (rad/m) | ultimit $\varphi_u$ (rad/m) | | |
| T-0 | 140.80 | 153.60 | 0.019 | 0.034 | 1.77 | 0% |
| T-0.5 | 140.63 | 161.86 | 0.019 | 0.098 | 5.05 | 185% |
| T-0.75 | 133.24 | 160.56 | 0.018 | 0.098 | 5.56 | 214% |
| T-1 | 138.60 | 162.39 | 0.024 | 0.098 | 4.18 | 136% |
| T-1.25 | 136.94 | 162.77 | 0.021 | 0.119 | 5.56 | 214% |

Gambar 4 menunjukkan hasil analisis momen kurvatur berdasarkan TR2 yaitu dengan input nilai tegangan regangan hasil eksperimental hingga mencapai pasca puncak sebesar tegangan 85% dari tegangan puncak hasil ekperimental. Masing- masing gambar 4 (a) dan (b) menunjukkan perbandingan tiap spesimen berdasarkan material beton dengan fraksi volume serat yang berbeda-beda. Perilaku yang identik terjadi seperti pada kondisi TR1, yaitu berupa pencapaian nilai kurvatur pada momen ultimit yang cenderung makin besar pada spesimen dengan fraksi volume yang lebih besar. Gambar 4 (a) dan (b) menunjukkan perbedaan kurva momen kurvatur akibat beban aksial, dimana beban aksial yang lebih besar menyebabkan nilai kurvatur cenderung meningkat pada saat kondisi leleh dan

ISBN: 978-602-60286-0-0

cenderung menurun pada saat kondisi ultimit. Detail nilai kurvatur untuk masing-masing spesimen dapat dilihat pada tabel 2 (a) dan (b).




(a) (b)

Gambar 4. Perbandingan Momen Kurvatur berdasarkan TR2 pada ;(a) Beban Aksial 0.1Po (b) Beban Aksial 0,2Po

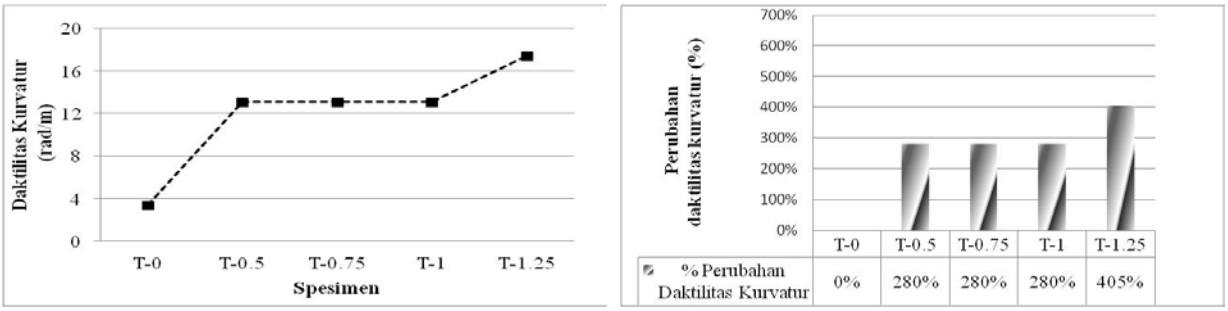
Tabel 2. Nilai Kurvatur dan Daktilitas Kurvatur Berdasarkan TR2 pada
(a) Beban Aksial 0.1Po (b) Beban Aksial 0,2Po

| Jenis Beton | Momen (M) | | Kurvatur (φ) | | Daktilitas Kurvatur ($\mu_\varphi$) | % Perubahan Daktilitas Kurvatur |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | leleh $M_y$ (kNm) | Ultimit $M_u$ (kNm) | leleh $\varphi_y$ (rad/m) | ultimit $\varphi_u$ (rad/m) | | |
| T-0 | 97.86 | 116.69 | 0.015 | 0.050 | 3.45 | 0% |
| T-0.5 | 98.36 | 127.99 | 0.015 | 0.144 | 9.85 | 185% |
| T-0.75 | 97.50 | 129.07 | 0.015 | 0.158 | 10.83 | 214% |
| T-1 | 101.46 | 129.11 | 0.019 | 0.158 | 8.14 | 136% |
| T-1.25 | 102.00 | 126.91 | 0.019 | 0.119 | 6.12 | 77% |

| Jenis Beton | Momen (M) | | Kurvatur (φ) | | Daktilitas Kurvatur ($\mu_\varphi$) | % Perubahan Daktilitas Kurvatur |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | leleh $M_y$ (kNm) | Ultimit $M_u$ (kNm) | leleh $\varphi_y$ (rad/m) | ultimit $\varphi_u$ (rad/m) | | |
| T-0 | 140.80 | 153.60 | 0.019 | 0.034 | 1.77 | 0% |
| T-0.5 | 135.91 | 161.76 | 0.018 | 0.089 | 5.05 | 185% |
| T-0.75 | 133.24 | 160.56 | 0.018 | 0.098 | 5.56 | 214% |
| T-1 | 138.60 | 162.39 | 0.024 | 0.098 | 4.18 | 136% |
| T-1.25 | 136.94 | 161.23 | 0.021 | 0.081 | 3.80 | 114% |

## Daktilitas kurvatur

Berdasarkan hasil analisis momen kurvatur pada masing masing variabel, ditentukan nilai daktilitas kurvatur sebagai rasio antara nilai kurvatur saat kondisi ultimit terhadap nilai kurvatur saat kondisi leleh. Gambar 5 (a) dan (b) menunjukkan hasil analisis daktilitas kurvatur pada spesimen dengan beban aksial sebesar 0.1 Po. Berdasarkan gambar 5 terlihat bahwa akibat pengaruh serat sintetis pada spesimen, daktilitas kurvatur meningkat signifikan bila dibandingkan dengan beton biasa. Pada fraksi volume 0.5, 0.75 dan 1% yang masing masing ditunjukkan oleh spesimen T-0.5, T-0.75 dan T-1, nilai daktilitas identik. Sedangkan pada fraksi volume serat sebesar 1.25% (T-1.25), peningkatan daktilitas kurvatur tampak sangat signifikan (405%). Besarnya peningkatan daktilitas kurvatur beton yang diperkuat serat sintetis terhadap beton polos dalam nilai persentase ditunjukkan pada grafik di gambar 5 (b).

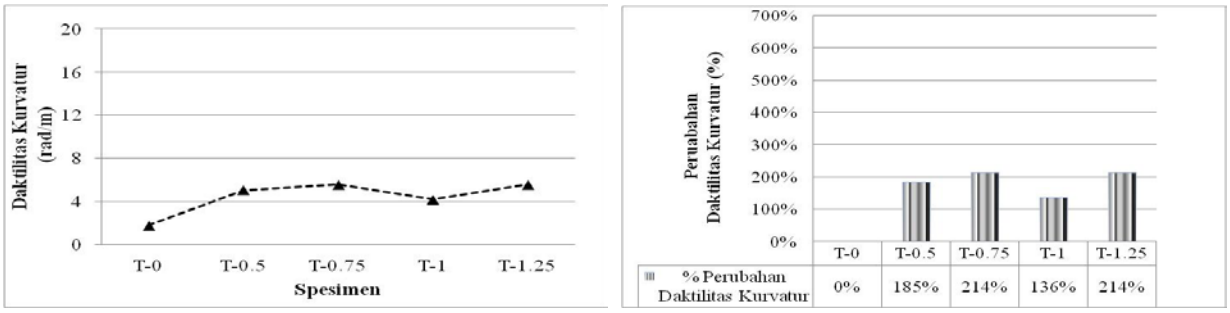



(a) Daktilitas Kurvatur (b) Peningkatan Nilai Daktilitas Kurvatur

Gambar 5. Perbandingan Daktilitas Kurvatur Beban Aksial 0.1Po Berdasarkan TR1

Gambar 6 (a) dan (b) menunjukkan hasil analisis nilai daktilitas kurvatur dengan beban aksial sebesar 0.2 Po. Berdasarkan gambar 6 terlihat bahwa akibat pengaruh serat sintetis pada spesimen, daktilitas kurvatur juga meningkat signifikan bila dibandingkan dengan beton biasa. Bila dibandingkan terhadap beton polos, maka spesimen dengan semua fraksi volume serat menunjukkan peningkatan daktilitas kurvatur. Besarnya peningkatan daktilitas kurvatur beton yang diperkuat serat sintetis terhadap beton polos dalam nilai persentase ditunjukkan pada grafik di gambar 6 (b).

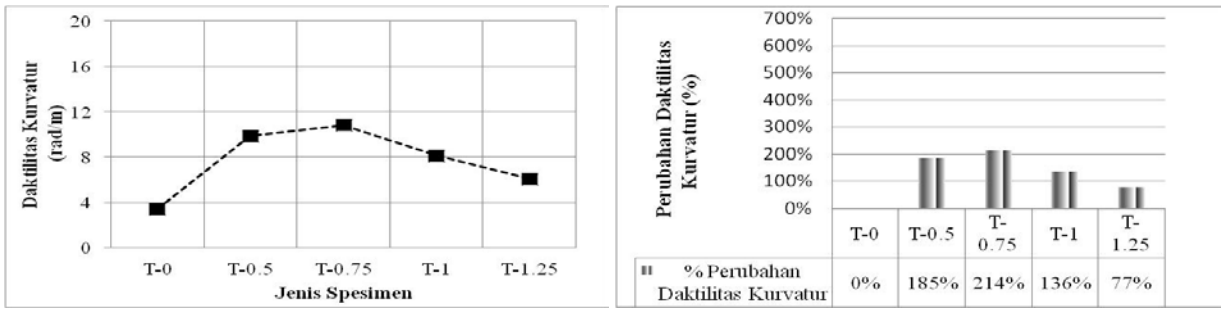
ISBN: 978-602-60286-0-0




(a) Daktilitas Kurvatur (b) Peningkatan Nilai Daktilitas Kurvatur

Gambar 6. Perbandingan Daktilitas Kurvatur Beban Aksial 0.2 Po Berdasarkan TR1

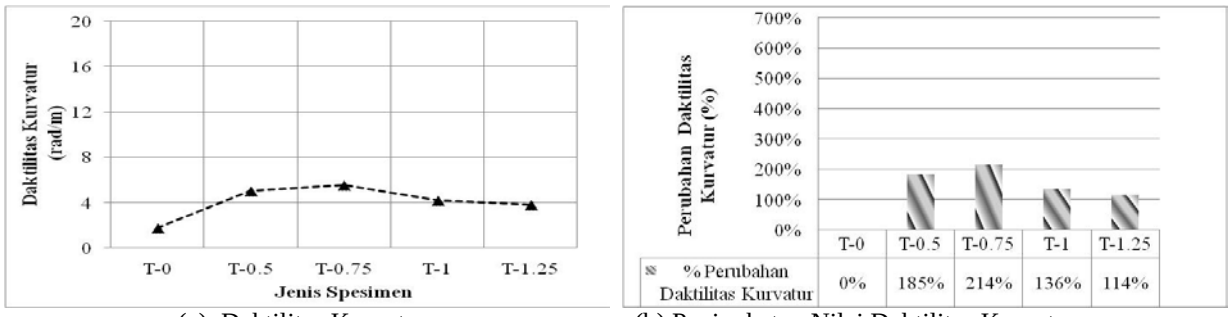
Gambar 7 (a) dan (b) menunjukkan hasil analisis nilai daktilitas kurvatur pada spesimen dengan input tegangan hingga mencapai 0.85 $f'_c$ setelah beban puncak dan beban aksial sebesar 0.1 Po. Seperti halnya dengan *input* tegangan TR1, gambar 7 menunjukkan bahwa akibat pengaruh serat sintetis pada spesimen, daktilitas kurvatur juga meningkat signifikan bila dibandingan dengan beton biasa. Pada fraksi volume 0.5dan 0.75 yang masing masing ditunjukkan oleh spesimen T-0.5 dan T-0.75 nilai daktilitas meningkat signifikan, sedanglan pada spesimen dengan fraksi volume yang lebih tinggi, nilai daktilitas kurvaturnya menurun. Besarnya peningkatan daktilitas kurvatur beton yang diperkuat serat sintetis terhadap beton polos dalam nilai persentase ditunjukkan pada grafik di gambar 7 (b).




(a) Daktilitas Kurvatur (b) Peningkatan Nilai Daktilitas Kurvatur

Gambar 7. Perbandingan Daktilitas Kurvatur Beban Aksial 0.1Po Berdasarkan TR2

Gambar 8 (a) dan (b) menunjukkan hasil analisis nilai daktilitas kurvatur pada spesimen dengan *input* tegangan hingga mencapai 0.85 $f'_c$ setelah beban puncak dan simulasi beban aksial sebesar 0.2 Po. Identik dengan spesimen dengan simulasi beban aksial 0.1Po (gambar 7 (a) dan (b)), perilaku yang sama ditunjukkan pada beban aksial sebesar 0.2Po. Perilakunya berupa peningkatan daktilitas kurvatur akibat material beton yagn diperkuat serat sintetis dibandingkan dengan beton biasa. Pada fraksi volume 0.5dan 0.75 yang masing masing ditunjukkan oleh spesimen T-0.5 dan T-0.75 nilai daktilitas meningkat signifikan. Besarnya peningkatan daktilitas kurvatur beton yang diperkuat serat sintetis terhadap beton polos dalam nilai persentase ditunjukkan pada grafik di gambar 8.




(a) Daktilitas Kurvatur (b) Peningkatan Nilai Daktilitas Kurvatur

Gambar 8. Perbandingan Daktilitas Kurvatur Beban Aksial 0.2Po Berdasarkan TR2

ISBN: 978-602-60286-0-0

## Perbandingan hasil berdasarkan variabel penelitian

Berdasarkan hasil analisis yang dilakukan terhadap semua spesimen berdasarkan fraksi volume serat sintetis pada material beton yang digunakan untuk menentukan nilai momen kurvatur serta daktilitas kurvatur yag dihasilkan berdasarkan 2 jenis beban aksial dan 2 kondisi *properties* material berupa nilai tegangan regangan beton, maka dapat dibandingkan semua hasil tersebut berdasarkan variabel yang digunakan.

Tabel 3 menunjukkan perbandingan nilai daktilitas kurvatur antara spesimen dengan beban aksial 0.1P dan 0.2P pada masing-masing kondisi (a) *input* tegangan regangan hasil eksperimental hingga akhir pengujian (runtuh) (TR 1) dan (b) *input* tegangan regangan hasil eksperimental hingga mencapai pasca puncak sebesar 85% beban puncak (TR 2). Keduanya menunjukkan perilaku yang sama yaitu, nilai daktilitas kurvatur menurun pada kondisi beban aksial yang lebih besar. Penurunan nilai daktilitas pada kedua kondisi tersebut signifikan. Dengan peningkatan beban aksial dua kali lipat, penurunan nilai daktilitas kurvatur mencapai hingga lebih dari 50%.

Tabel 3. Perbandingan nilai Daktilitas Kurvatur berdasarkan Nilai Tegangan Regangan (TR)

(a) TR 1

| Jenis Beton | Daktilitas Kurvatur ($\mu_\varphi$) | | Rasio $\mu_\varphi$ |
|---|---|---|---|
| | $0.1P_0$ | $0.2P_0$ | |
| T-0 | 3.45 | 1.77 | 0.51 |
| T-0.5 | 13.11 | 5.05 | 0.39 |
| T-0.75 | 13.11 | 5.56 | 0.42 |
| T-1 | 13.11 | 4.18 | 0.32 |
| T-1.25 | 17.45 | 5.56 | 0.32 |

(b) TR 2

| Jenis Beton | Daktilitas Kurvatur ($\mu_\varphi$) | | Rasio $\mu_\varphi$ |
|---|---|---|---|
| | $0.1P_0$ | $0.2P_0$ | |
| T-0 | 3.45 | 1.77 | 0.51 |
| T-0.5 | 9.85 | 5.05 | 0.51 |
| T-0.75 | 10.83 | 5.56 | 0.51 |
| T-1 | 8.14 | 4.18 | 0.51 |
| T-1.25 | 6.12 | 3.80 | 0.62 |

Tabel 4 menunjukkan perbandingan nilai daktilitas kurvatur antara spesimen dengan kondisi TR1 dan TR 2 pada masing masing kondisi (a) beban aksial 0.1Po dan (b) beban aksial 0.2Po. Pada beton polos (T-0) tidak terdapat perbedaan nilai daktilitas kurvatur antara kondisi TR 1 dan TR 2. Hal ini disebabkan oleh karena nilai tegangan regangan tekan pada material beton polos bersifat getas, hingga pada saat pengujian nilai tegangan akhir adalah sesaat setelah mencapai tegangan puncak. Dengan demikian nilai akhir tegangan sama baik pada TR 1 maupun TR2.

Kondisi yang berbeda terlihat pada material beton yang diperkuat serat sintetis. Pengujian kuat tekan mampu merekam hingga kondisi pasca puncak yang panjang hingga mencapai akhir pengujian (TR1). Sedangkan pada penelitian ini tegangan pasca puncak yang digunakan adalah saat nilai tegangan pasca puncak mencapai 85% dari nilai tegangan puncak (TR2). Berdasarkan hasil analisis momen kurvatur antara kedua kondisi tersebut pada material beton yang diperkuat serat sintetis (T-0., T-0.75, T-1, T-1.25) menunjukkan hasil yang berbeda. Kondisi tegangan regangan yang lebih kecil dari 85% tegangan pasca puncak (TR1) mampu menghasilkan momen ultimit yang lebih besar sehingga menghasilkan daktilitas kurvatur yang lebih tinggi. Kondisi ini akan semakin menurun pada beban aksial yang lebih besar. Hal ini terlihat bahwa pada kondisi beban yang lebih besar (tabel 4b), nilai daktilitas cenderung mendekati sama. Berdasarkan hasil analisis dari perbedaan kondisi tegangan regangan aksial kolom (TR1 dan TR2) menunjukkan kemampuan perilaku tegangan regangan aksial tekan kolom yang daktail secara signifikan mempengaruhi nilai daktilitas kurvatur.

Tabel 4. Perbandingan nilai Daktilitas Kurvatur berdasarkan Nilai Beban Aksial (Po)

(a) $0.1P_0$

| Jenis Beton | Daktilitas Kurvatur ($\mu_\varphi$) | | Rasio $\mu_\varphi$ |
|---|---|---|---|
| | (TR1) | (TR2) | |
| T-0 | 3.45 | 3.45 | 1.00 |
| T-0.5 | 13.11 | 9.85 | 0.75 |
| T-0.75 | 13.11 | 10.83 | 0.83 |
| T-1 | 13.11 | 8.14 | 0.62 |
| T-1.25 | 17.45 | 6.12 | 0.35 |

(b) $0.2P_0$

| Jenis Beton | Daktilitas Kurvatur ($\mu_\varphi$) | | Rasio $\mu_\varphi$ |
|---|---|---|---|
| | (TR1) | (TR2) | |
| T-0 | 1.77 | 1.77 | 1.00 |
| T-0.5 | 5.05 | 5.05 | 1.00 |
| T-0.75 | 5.56 | 5.56 | 1.00 |
| T-1 | 4.18 | 4.18 | 1.00 |
| T-1.25 | 5.56 | 3.80 | 0.68 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 4. KESIMPULAN

Kesimpulan yang dapat dijelaskan dari hasil pembahasan di atas adalah sebagai berikut:

1. Pengaruh fraksi volume serat sintetis yang memperkuat beton mempengaruhi nilai momen dan kurvatur pada kondisi ultimit yang cenderung lebih tinggi pada spesimen dengan jumlah fraksi volume serat yang lebih tinggi.
2. Spesimen beton yang diperkuat serat sintetis menunjukkan perilaku yang lebih daktail dengan nilai daktilitas kurvatur yang lebih tinggi dibanding beton polos.
3. Perbedaan nilai beban aksial dalam analisis momen kurvatur mempengaruhi hasil berupa nilai kurvatur pada kondisi leleh meningkat, dan menurun pada kondisi ultimit seiring beban aksial yang lebih besar. Hal ini berlaku baik pada kondisi TR1 maupun TR2.
4. Nilai daktilitas kurvatur menurun secara signifikan pada kondisi beban aksial yang lebih besar. Dengan peningkatan beban aksial dua kali lipat, penurunan nilai daktilitas kurvatur mencapai hingga lebih dari 50%.
5. Perbedaan *input* nilai tegangan regangan (TR1 dan TR2) dalam analisis momen kurvatur mempengaruhi nilai momen dan kurvatur pada kondisi ultimit dan mempengaruhi nilai daktilitas kurvatur. Analisis yang menggunakan TR1 menghasilkan nilai daktilitas sedikit lebih tinggi pada beban aksial yang lebih kecil, yang menunjukkan bahwa kapasitas tegangan aksial kolom pasca puncak yang lebih kecil dari nilai 0.85 dari tegangan puncak mampu memberikan kontribusi terhadap nilai momen kurvatur pada beton yang diperkuat serat sintetis.
6. Kemampuan perilaku tegangan regangan aksial tekan kolom yang daktail secara signifikan mempengaruhi nilai daktilitas kurvatur.

## DAFTAR PUSTAKA


Al-Azawi, T.K., Al Azawi, R.K., Ibrahim, T.,H. (2006). “Curvature ductility of reinforced concrete column sections under different strain rates.” Tikrit Journal Of Engineering Sciences 13 (2), 67-92

ASTM C39-03. (2003). *Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens*, ASTM International, United States

ASTM C469-02. (2002). *Standard test method for static modulus of elasticity and poisson’s ratio of concrete in compression*. ASTM International, United States

Bentz, E. and Collins, M., P. (2001). *User manual response-2000; Shell-2000; Triax-2000; Membrane-2000*. Version 1.0.

Carnovalle, D. and Vecchio, F.J. (2014). “Effect of fiber material and loading history on shear behaviour of fiber reinforced concrete.” ACI Structural Journal. 111(5), 1235-1244

Cifuentes, H. and Medina, F. (2012). ”Experimental fracture behavior of polypropylene fiber reinforced concrete specimens with variable width.” Key Engineering Materials, 488-489, 642-645

Elser, M., Tschegg, E.K. and Stanzl-Tschegg, S.E. (1996).”Fracture behaviour of polypropylene-fiber-reinforced concrete under biaxial loading: An experimental investigation.” Composites Science and Technology, 56(8), 933-945

Hasan, M.J., Afroz, M. and Mahmud, H.M.I. (2011). ”An experimental investigation on mechanical behavior of macro synthetic fiber reinforced concrete.” International Journal of Civil and Environmental Engineering. 11(3), 18-23

Oh, B.H., Park, D.G., Kim, J.C., and Won, J.P. (2002). ”Realistic prediction of post-cracking behavior in synthetic fiber reinforced concrete beam.” Korea Concrete Institute Journal. 14(6), 900-909

Paulay, T, Priestley, M.J.N., (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons, Inc, England

Richardson, A.E., Coventry, K. and Landless S. (2010). “Synthetic and steel fibers in concrete with regard to equal toughness.” Structural Survey, 28(5), 355-369

Rosidawani, Imran, I., Sugiri,S. and Pane, I. (2014). “ Kajian pengaruh dispersi serat sintetis terhadap perilaku lentur balok. *Prosiding Konferensi Nasional Teknik Sipil 8,Bandung, 17-17 Oktober 2014, STR 199-207*

Rosidawani, Imran, I., Sugiri,S. and Pane, I. (2014). “Flexural behaviour of macro synthetic fiber reinforced high strength concrete.” Proceedings of Conference for Civil Engineering Research Networks, Bandung, 4-5 November 2014, 44

Rosidawani, Imran, I., Sugiri,S. and Pane, I. (2015). “Behaviour of macro synthetic fiber reinforced concrete columns under concentric axial compression.” Procedia engineering. 125, 987-994

Valle, M. and Buyukozturk, O. (1993). “Behavior of fiber reinforced high-strength concrete under direct shear.” ACI Materials Journal. 90(2), 122-133

Won, J.P., Lim,D.H., and Park, C.G. (2006). “Bond behaviour and flexural performance of structural synthetic fiber-reinforced concrete.” Magazine of Concrete Research. 58(6), 401-410


ISBN: 978-602-60286-0-0

# APLIKASI *INCREMENTAL DYNAMIC ANALYSIS* UNTUK PENILAIAN KERENTANAN DAN RESIKO SEISMIK JEMBATAN

**Niam A. Wibowo[1], Dean H. Wardana[1], Mutiara Puspahati C[2], Senot Sangadji[3*], Edy Purwanto[3], S. A. Kristiawan[3]**

*[1]Mahasiswa Prodi S1, SMARTQuake Research Group, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Sebelas Maret, Surakarta, Indonesia*
*[2]Structural Engineer, PT Wiratman, Jakarta, Indonesia*
*[3]SMARTQuake Research Group, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Sebelas Maret, Surakarta, Indonesia*
**Email korespondensi: s.sangadji@ft.uns.ac.id*

## ABSTRAK

Jembatan adalah infrastruktur yang sangat esensial dan vital bagi masyarakat dan harus memiliki memiliki resiliensi yang cukup terhadap resiko kegempaan. Dalam konteks penilaian kinerja seismik jembatan jalan raya di Indonesia, Analisis Dinamik Bertahap (*Incremental Dynamic Analysis* / IDA) dapat diterapkan untuk menyelidiki tanggap struktur (*structural response*). *Incremental Dynamic Analysis* adalah metode analisis parametrik kinerja struktur akibat beban gempa. Dalam analisis ini model struktur dikenai satu atau lebih rekaman beban gempa yang dikalikan dengan skala untuk berbagai tingkat intensitas gempa yang diharapkan terjadi. Tujuan penelitian ini adalah mengevaluasi kinerja seismik jembatan dengan menerapkan metode IDA sehingga diperoleh gambaran resiko struktur akibat variasi intensitas gempa yang mungkin terjadi. Hasil analisis berupa distribusi tanggap struktur yang diekspresikan dalam satu atau lebih kurva IDA sebagai fungsi intensitas gempa bumi. Kurva IDA akan dianalisis lebih lanjut secara probabilistik dengan menggunakan fungsi kerapuhan (*fragility function*) dan dinyatakan kedalam bentuk kurva *fragility*. Definisi tingkat kerusakan (*damage limit states*) akan digunakan untuk menetapkan kondisi batas kerapuhan struuktur jembatan yang ditinjau. Dengan kurva ini, evaluasi probabilitas struktur jembatan mengalami kerusakan akibat variasi intensitas beban gempa pada masa layan dapat dilakukan dengan lebih kuantitatif.

Kata kunci: *Incremental Dynamic Analysis*, Fungsi *fragility*, Kinerja seismik, Jembatan

## 1. PENDAHULUAN

Dengan urbanisasi yang semakin intensif dimana 64% penduduk Indonesia akan tinggal di kota pada tahun 2050, kebutuhan pergerakan (*mobility*) inter-urban, multi-urban dan rural-urban yang aman dan andal akan semakin besar. Dalam jejaring infrastuktur jalan rel dan jalan raya, struktur jembatan adalah prasarana tak tergantikan untuk menjamin transportasi manusia dan logistik yang produktif. Di lain pihak, dengan ancaman gempa bumi, konsentrasi ekonomi urban yang sedemikian tinggi jelas membutuhkan *resilient infrastructure* terhadap bencana dan tekanan eksternal lain dengan resiko yang minimal dan dapat ditanggung oleh masyarakat.

Struktur jembatan baru tentu saja dapat dirancang untuk memiliki ketahanan terhadap gempa dengan mengikuti peraturan/standart *modern*. Akan tetapi struktur jembatan eksiting yang didesain dengan peratuan lama namun masih beroperasi dalam masa layannya perlu dievalusi kerentanannya (*vulnerability*) terhadap bahaya gempa.

Dalam konteks jembatan jalan raya di Indonesia, kinerja seismik dapat dinyatakan dalam fungsi kerapuhan (*fragility function*) struktur. Dalam kerangka baru *Performance Based Earthquake Engineering* (PBEE), konsep kerapuhan (*fragility*) menggambarkan probabilitas bersayarat (*conditional probability*) terlampauinya batas kerusakan (*limit state* / *damage state*) struktur sebagai fungsi dari intensitas gempa (*intensity measure*). *Fragility function* kemudian dapat diekspresikan dalam bentuk *fragility curve* (kurva kerapuhan). Lebih lanjut, kurva kerapuhan dapat dibangun dengan menentukan tanggap (*response*) struktur (*system capacity*) pada berbagai aras intensitas gempa (*system demand*) dengan memperhitungkan ketidaktentuan yang inheren dalam sistem struktur, beban gempa dan model untuk memprediksi perilaku struktur.

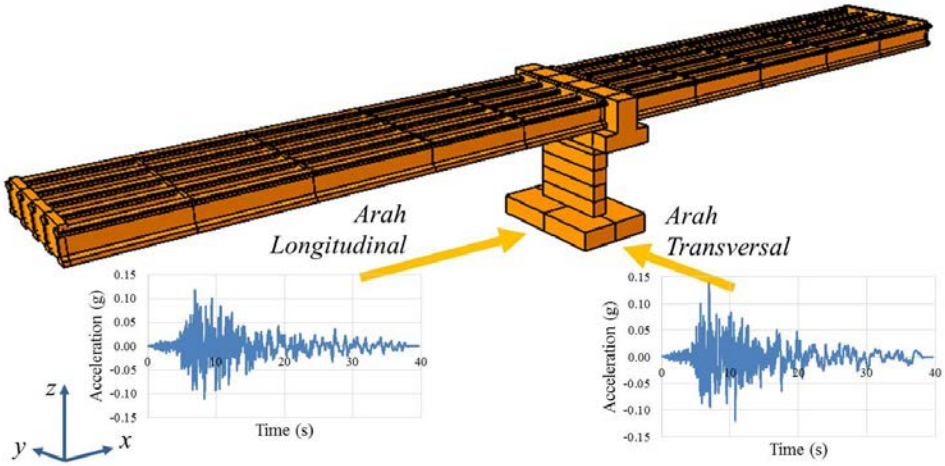
Tujuan paper ini adalah mengevaluasi kinerja seismik jembatan jalan raya gelagar beton bertulang *typical* di Indonesia. Jembatan Meluang A di Desa Pasar Baru, Kecamatan Nasal, Povinsi Bengkulu, berjarak 252 km dari pusat Kota Bengkulu dan *link* vital pada jejaring lintas Sumatra bagian barat, dipilih untuk menjadi model analisis pada riset ini. Metode *Incremental Dynamic Analysis* (IDA) diterapkan untuk memprediksi dan mengestimasi kinerja struktur dibawah beberapa *ground motions*. Kumpulan kurva IDA yang dihasilkan dianalisis lebih lanjut untuk membentuk

kurva kerapuhan struktur jembatan. Kurva kerapuhan menjadi basis untuk menilai kinerja seismik struktur jembatan secara rasional.

## 2. PEMODELAN JEMBATAN

Jembatan Meluang A terdiri dari 2 bentang tipikal yang memiliki panjang bentang masing-masing 30 m dan 30,1 m. Gelagar dan kolom jembatan terbuat dari beton dengan kolom (*pier*) jembatan berukuran 5 × 1 m dengan tinggi 5 m. Dengan penampang persegi panjang ini *pier* memiliki perbedaan kapasitas struktur pada kedua sumbunya. *Drift ratio* arah longitudinal jembatan sebagai sumbu lemah struktur menjadi variabel yang ditinjau.

Model komputasional 3D (lihat gambar 1) dibangun berdasarkan data geometri dan material eksisting. Kondisi batas perletakan gelagar utama dimodelkan sebagai *elastic link* yang didefinisikan sebagai *lead rubber bearing* (LRB). Sementara itu LRB menumpu pada *abutment* dan *pierhead* dengan model koneksi *rigid* (*fixed*) dan koneksi *pierhead* dengan kolom (*pier*) dimodelkan sebagai *rigid link*. Analisis dinamik getaran bebas pada model menunjukkan bahwa periode getar alami struktur (T1) sebesar 0.9589 detik pada mode pertama.




Gambar 1. Model elemen hingga dengan input gempa sintetis

## 3. INPUT ANALISIS; SYNTHETIC GROUND MOTION

### Seleksi rekaman gempa; ground (strong) motion database

Untuk melakukan *response history analysis* (RHA), umumnya rekaman gempa (*real accelerogram*) dipilih dari basis data dengan kombinasi berbagai parameter karakteristik yang diharapkan; semisal karakteristik seismologis (*magnitude* atau tipe patahan gempa), spesifikasi site (mis. jarak antara patahan dengan stasiun rekaman, kekakuan tanah), karateritik amplitude (mis. *peak ground acceleration*, PGA), atau kandungan frekuensi (*spectrum response* untuk percepatan, kecepatan, atau perpindahan, atau spektrum amplitudo Fourier). Kramer (1996) menyediakan ulasan komprehensif dan penjelasan setiap parameter tersebut.

Sebagai input bagi IDA, dalam tulisan ini dipersiapkan *accelerogram* sintetik (*time-history artificial acceleration*) yang akan bekerja dalam arah longitudinal dan transversal pada model seperti terlihat pada gambar 1. Dalam konteks ini *real accelerogram* dipilih berdasarkan kesesuaian spektrum rekaman gempa pilihan dengan spektrum gempa pada daerah yang ditinjau (*target response spectra*). Beberapa peraturan menyarankan untuk menggunakan setidaknya 3 rekaman gempa dalam analisis. Namun demikian, amat logis jika digunakan lebih banyak rekaman gempa dalam IDA untuk mengestimasi respon struktur secara lebih seksama. Dalam kajian ini 14 rekaman gempa dipilih dari PEER *ground motion database* (US) dan BRI *strong motion database* (Japan) seperti pada Tabel 1.

### Modifikasi rekaman gempa; synthetic / artificial acceleration time histories

Accelerogram sintetik dapat dibentuk dengan berbagai metode. Teknik yang digunakan dalam kajian ini adalah *spectral matching* dimana setiap respons spektrum rekaman gempa yang dipilih 'disesuaikan' dengan spektrum desain (*target response spectra*) lokasi yang ditentukan. Hasilnya adalalah *artificial accelerogram* yang '*match*' dengan spesifikasi *target response spectra.*

Teknik yang digunakan melibatkan prosedur sebagai berikut; pertama, membangun respons spektrum target (desain). Dalam riset ini, *response spectrum* target lokasi jembatan Meluang A dibangun berdasarkan prosedur dalam SNI

ISBN: 978-602-60286-0-0

1726:2012. Kedua, mengubah *real accelerogram* (*time domain*) yang dipilih pada tabel 1 menjadi respon spektra (*frequency domain*) dengan transformasi Fourier. Selanjutnya pada langkah ketiga, kedua spektrum gempa (*real* dan *target*) dibandingkan pada rentang 0.2T sampai 1.5T dan persamaan 1 digunakan untuk mendapat faktor skala (SF). T adalah periode getar alami struktur pada mode pertama.

Persamaan *scale factor* diekspresikan sebagai berikut (Kalkan dan Chopra, 2010):

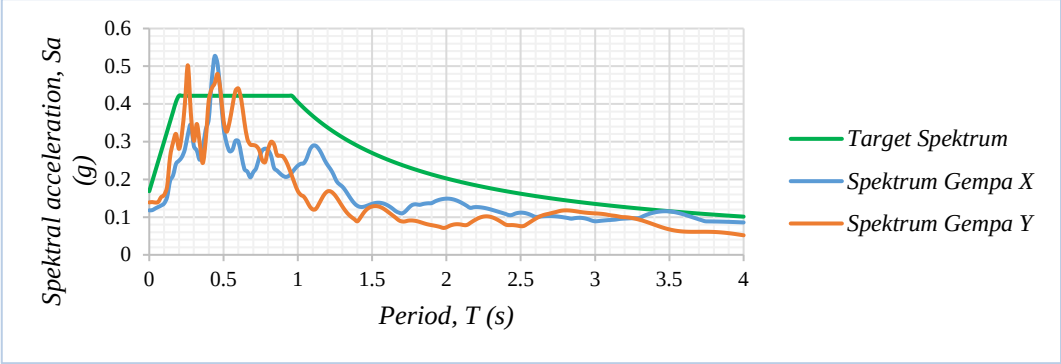
$$SF = \frac{\sum_{i=1}^{n} \bar{A}_i . A_i}{\sum_{i=1}^{n} A_i . A_i} \quad (1)$$

dimana SF = faktor Skala; $\bar{A}$ = *spectral acceleration respon spectrum target*, dan A = *spectral acceleration respon spectrum* yang akan diskala. Dengan demikian dari kalkulasi diperoleh SF pada arah longitudinal (sumbu x) sebesar 1.4156 dan SF pada arah transversal (sumbu y) sebesar 1.3197. Sementara itu, dari analisis *eigenproblem* telah diperoleh periode getar alami mode pertama (T1) sebesar 0.9589 detik.

Tabel 1. Daftar rekaman gempa pilihan.

| No | Kejadian Gempa | Stasiun | Tahun | M (SR) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Imperial Valley | El Centro Array #13 | 1979 | 6,53 |
| 2 | Kern County | Taft Lincoln School | 1952 | 7,36 |
| 3 | Loma Prieta | Agnews State Hospital | 1989 | 6,93 |
| 4 | San Fernando | Pacoima Dam | 1971 | 6,61 |
| 5 | Northern Calif 03 | Ferndale City Hall | 1954 | 6.50 |
| 6 | Parkfield | Cholame - Shandon Array #12 | 1966 | 6,19 |
| 7 | Point Mugu | Port Hueneme | 1973 | 5,65 |
| 8 | Fukushima | Tsurumaki Elementary School | 2007 | 6,00 |
| 9 | Kobe | Osaka Bay | 1995 | 7,30 |
| 10 | Kushiro | Off Kushiro | 2004 | 6,90 |
| 11 | Miyagi | Off Miyagi Pref. | 2011 | 7,20 |
| 12 | Osagawara | Off Osagawara Is. | 2015 | 8,10 |
| 13 | Sendai | Off Sanriku | 2011 | 9,00 |
| 14 | Urakawa | Off Urakawa | 2016 | 6,70 |

Dengan mengambil contoh rekaman gempa Imperial Valley, perbandingan antara *response spectra* gempa tersebut dengan respons spektrum target dapat dilihat pada gambar 2. Secara visual, terlihat bahwa kedua respons tidak *matched* satu dengan lainnya.

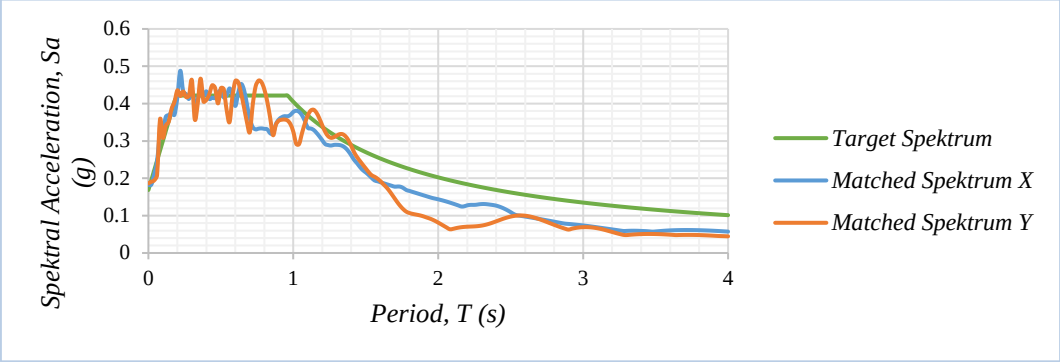



Gambar 2. Target spektrum dan *unmatched* spektrum gempa Imperial Valley

Langkah keempat adalah *matching* spektrum dengan *wavelets algorithm* yang diusulkan oleh Hancock, et al (2006) Program Seismomatch dari Seimosoft digunakan untuk otomatisasi proses ini. Dengan batasan pada 0.2T sebesar 0.19 detik dan pada 1.5T sebesar 1.44 detik, program dapat dijalankan setelah data a*ccelerogram* gempa dan target spektrum dimasukan. Luaran program berupa *response spectrum* gempa Imperial Valley yang telah *matched* dengan *response spectrum target* lokasi jembatan Meluang A, seperti terlihat pada gambar 3.

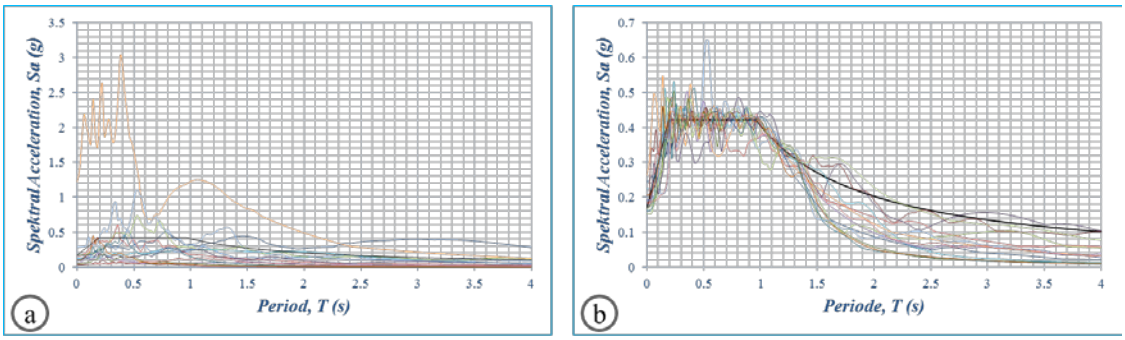
ISBN: 978-602-60286-0-0

*Matched spectrum* ini kemudian dikonversi menjadi *artificial accelerogram* (*acceleration time history*) dengan model *stochastic* otomatis pada program. *Artificial accelerogram* ini siap menjadi input RHA jembatan seperti digambarkan pada gambar 1.




Gambar 3. Target spektrum dan *matched* spektrum gempa Imperial Valley

Secara keseluruhan setiap data gempa mendapatkkan perlakuan sama, sehingga himpunan gempa sintetik dengan spektrum gempa yang sesuai dengan target spektrum jembatan Meluang A dapat diperoleh. Sebagai contoh, disajikan gambaran *spectral matching* yang dilakukan untuk seluruh rekaman gempa pada tabel 1 pada arah *longitudinal* jembatan (lihat gambar 4). Secara visual dapat dilihat bahwa seluruh spektrum gempa sudah 'sesuai' dengan target spektrum pada rentang periode yang telah ditentukan.




Gambar 4. (a) Unmatched spektrum gempa arah longitudinal (x) dan
(b) Matched spektrum gempa arah longitudinal (x)

## 4. INCREMENTAL DYNAMIC ANALYSIS

*Incremental Dynamic Analysis* (IDA) adalah method analisis parametrik yang memprediksi *demand* dan kapasitas seismik struktur. Dalam analisis dinamik riwayat waktu nonlinier ini model struktur dikenai satu atau lebih rekaman gempa (*accelerogram*) yang dikalikan dengan faktor skala (*scalar multiplication*) untuk berbagai tingkat intensitas gempa yang diharapkan terjadi,

Tingkat penambahan (*scaling increment level*) intensitas gempa dipilih sedemikian rupa untuk 'memaksa' struktur bekerja pada seluruh rentang perilaku; dari fase elastis hingga fase plastis (*inelastic*) sampai akhirnya mencapai instabilitas dinamik global atau struktur mengalami keruntuhan. Karena beban dinamik yang bekerja meningkat intensitasnya, analisis ini dapat dipahami sebagai bentuk ekivalensi dari analisis nonlinier statik (*pushover*). Bahkan saat pertama kali dikembangkan, analisis ini dikenal dengan sebutan *dynamic pushover analysis*.

Penjelasan ekstensif filosofi dan metode IDA dapat ditemukan pada Vamvatsikos dan Cornell (2002). Mereka meneliti formulasi dan konsep-konsep dasar IDA terhadap struktur baja 20 lantai dengan sistem rangka pemikul momen (SRPM).

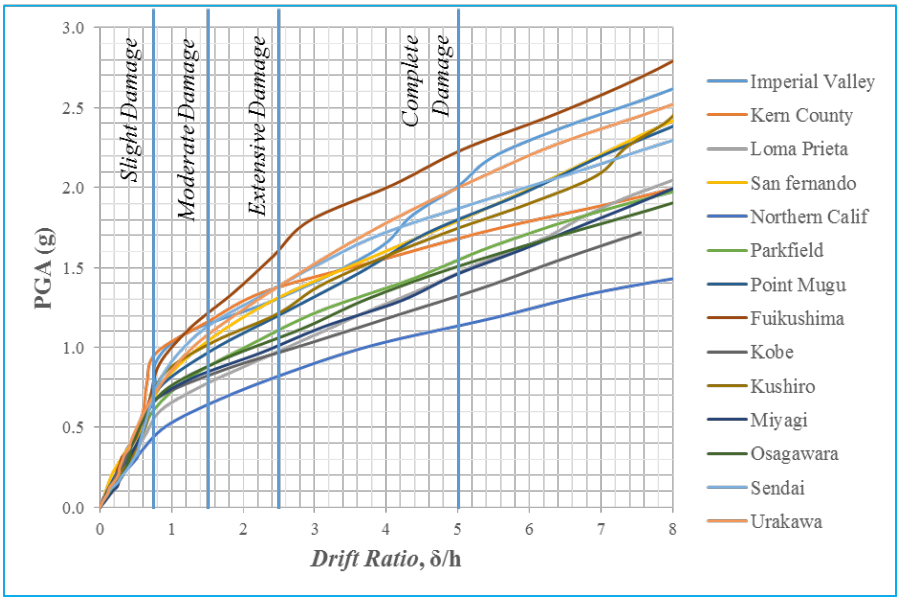
Sementara itu, Mander, Dhakal dan Mashiko (2006) mengaplikasikan IDA untuk mengestimasi resiko seismik terhadap sebuah jembatan. Struktur tersebut dianalisis dengan 20 rekaman gempa. Sementara jembatan didesain menggunakan standar yang dipakai oleh New Zealand, Japan dan Caltrans. Hasil penelitian menunjukan bahwa jembatan yang didesain berdasarkan beban gempa yang mempunyai probabilitas kemunculan 10% dalam 50 tahun

ISBN: 978-602-60286-0-0

dengan *Peak ground acceleration* (PGA): 0,4g dan *detailing* berdasarkan standar untuk setiap negara memiliki kinerja yang cukup baik tanpa *extensive damage*. Namun apabila terjadi gempa dengan intensitas yang lebih besar seperti gempa yang mempunyai probabilitas kemunculan 2% dalam 50 tahun, *extensive damage* bahkan *collapse* bisa saja terjadi.

Input IDA pada model struktur adalah himpunan *synthetic ground motion* yang cocok (*match*) dengan respon spektrum target untuk daerah lokasi jembatan Meluang A. Hasil analisis berupa distribusi tanggap struktur yang diekspresikan dalam kumpulan kurva IDA. Kurva ini menunjukkan relasi intensitas gempa (*intensity measure* [IM] dengan respons struktur (*Engineering Demand Parameter* [EDP]). EDP dapat dipilih semisal *interstory drift, drift ratio* atau *peak floor acceleration*. Dalam penelitian ini IM yang digunakan adalah percepatan tanah puncak (PGA), sedangkan EDP yang digunakan adalah *drift ratio*.

Kenaikan intensitas gempa (*increment level*), λ, ditetapkan seragam untuk seluruh *artificial accelerogram* yang dipilih. Intensitas gempa awal dimulai dari 0.2 PGA dengan *increment* 0.2 satuan sampai pada 2 kali PGA. Dengan aturan *increment* ini diharapkan perilaku linier elastik struktur dapat diestimasi secara lebih teliti. Selanjutnya, *increment* 1 satuan, dilakukan mulai dari intensitas 3 PGA hingga struktur memberikan tanggap yang dapat memberikan anggapan bahwa struktur tersebut sudah runtuh. Secara ringkas aturan *increment* diekspresikan sebagai berikut; λ = 0.2, 0.4, 0.6,…, 1.8, 2. 3, 4, 5, 6… ∞.




Gambar 5. Kurva IDA dari analisis dinamik riwayat waktu nonlinier dengan superposisi kriteria *damage state* (Kim dan Shinozuka, 2004) untuk pembentukan kurva *fragility* struktur (SYNER-G: *Typology Definiton and Fragility Functions for Physical Elements at Seismic Risk*, 2005)

Hasil IDA menunjukan respon struktur yang beragam bergantung pada input *accelerogram* yang bekerja. Namun, perilaku struktur menunjukan sebuah kemiripan walaupun gempa yang dibebankan berbeda. Kurva IDA menunjukan perilaku struktur yang relatif linier pada awalnya kemudian mengalami penguatan (*hardening*) dilanjutkan dengan pelunakan (*softening*). Analisis dihentikan setelah mendapatkan *drift ratio* lebih dari 8%, karena respons struktur sudah melewati batas nilai *limit state* yang terbesar.

Dapat dilihat pada kurva bagaimana perilaku yang terjadi akibat adanya gempa pada struktur jembatan. Diawali dengan perilaku elastis hingga *drift ratio* mencapai 0.7%. Kurva IDA pada saat elastis dapat dilihat hampir berhimpit satu sama lain, fenomena ini menyampaikan sebuah fakta bahwa apapun gempa yang digunakan sebagai beban apabila masih pada batas elastis perilaku strukturnya akan relatif sama.

*Hardening* terjadi pada struktur jembatan setelah melewati batas elastisnya. Perilaku tersebut mendemonstrasikan penambahan kekakuan pada struktur, sehingga dengan penambahan intensitas gempa *displacement* yang ada tidak terlalu banyak meningkat. Penguatan pada struktur dapat dilihat pada kurva dan perilaku ini ditunjukan oleh seluruh gempa yang dibebankan. Pada saat terjadi *hardening* respon yang sebelumnya hampir berhimpit ketika masih dalam batas elastis mulai terpisah-pisah yang menunjukan perbedaan respon struktur akibat gempa.

*Softening* terjadi pada tahap terakhir sebelum *flatline*. *Softening* mengindikasikan terjadinya pelemahan atau degradasi kekakuan akibat penambahan intensitas gempa. Hingga pada akhirnya, dengan sedikit penambahan intensitas gempa

ISBN: 978-602-60286-0-0

menyebabkan *displacement* yang sangat besar hingga *collapse*. Semakin kurva menurun berarti bahwa gempa yang bersangkutan mempunyai efek yang kuat pada struktur, terlihat apabila ditarik garis mendatar pada level intensitas (PGA) yang sama *displacement* yang dihasilkan menjadi besar.

## 5. FUNGSI DAN KURVA KERAPUHAN (*FRAGILITY*)

Kurva IDA dapat dianalisis lebih lanjut secara probabilistik dengan menggunakan fungsi kerapuhan (*fragility function*) dan diekspresikan dalam bentuk kurva kerapuhan (*fragility curve*). Kurva ini menampilkan kemungkinan (*probability*) kerusakan yang terjadi pada sebuah struktur apabila menerima beban gempa dengan intensitas tertentu pada usia layannya. Secara umum fungsi kerapuhan merupakan fungsi probabilitas bersyarat dari intensitas gempa, IM, yang menggambarkan seberapa besar kemungkinan suatu batas kerusakan terlampaui pada tingkat intensitas tertentu (Bowers M, 2007), diekspresikan sebagai:

$$F = P(DS^{+} \mid IM) \tag{2}$$

dimana $DS^{+}$ = *damage state* dan IM = *intensity measure*.

Lebih jauh, $DS^{+}$ didefinisikan sebagai kondisi dimana beberapa *damage state* sebuah struktur telah diketahui atau melewati *limit state* yang sudah ditentukan sebelumnya. Sedangkan IM didefinisikan sebagai intensitas beban gempa yang diharapkan terjadi (*expected*). Dengan demikian, rumus (2) dapat ditulis ulang dengan mendifinisikan *limit state* terlebih dahulu (Bowers, 2007), menjadi:

$$F = P(DS^{+} \mid LS^{+})\ \ P(LS^{+} \mid IM) \tag{3}$$

dimana $LS^{+}$ = kondisi dimana *limit state* tertentu telah terlampaui.

Secara analitik fungsi *fragility* diturunkan oleh Porter (2016) melalui pendekatan distribusi log-normal sebagai berikut:

$$P = \phi\left(\frac{\ln x/\theta}{\beta_{RU}}\right) \tag{4}$$

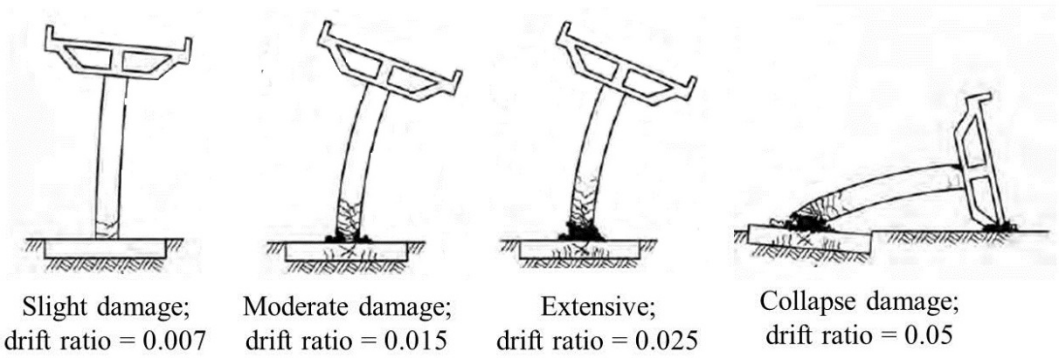
dimana P = probabilitas kerusakan struktur, $\phi$ = fungsi standar normal distribusi kumulatif, $\beta_{RU}$ = ketidaktentuan total struktur, x = *ground motion parameter*, PGA (g), $\theta$ = *median capacity*, PGA (g). Lebih lanjut *median capacity* dalam persamaan 3 dapat diperoleh dari

$$\theta = \frac{\mu}{\sqrt{1+\nu^2}} \quad ; \nu = \frac{\sigma}{\mu} \tag{5}$$

dimana $\sigma$ = standart deviasi nilai batas kerusakan tiap *limit state*, $\mu$ = rata-rata nilai batas kerusakan tiap *limit state*, $\nu$ = koefisien variasi nilai batas kerusakan tiap *limit state*, $\theta$ = *median capacity*, PGA (g).

Secara inheren fungsi *fragility* mengandung ketidaktentuan probabilistik. Ketidaktentuan ini terdiri dari *aleatory variability* ($\beta_R$) yang beasosiasi dengan fenomena alami yang acak dan *epistemic uncertainty* ($\beta_U$) yang berkaitan dengan ketidakpastian akibat terbatasnya pengetahuan terhadap gejala alam yang acak. Dalam riset ini rumusan ketidaktentuan diambil dari usulan Vamvatsikos dan Fragiadakis (2009). Sedangkan, definisi tingkat kerusakan (*damage limit states*) akan digunakan untuk menetapkan kondisi batas kerapuhan struktur jembatan yang ditinjau diperolah dari hasil penelitian oleh Kim dan Shinozuka (2004), Besaran nilai *drift ratio* kolom (pier) untuk setiap batas kerusakan sebesar 0.7% untuk *slight damage*, 1.5% untuk *moderate damage*, 2.5% untuk *ekstensive damage* dan 5% untuk *complete damage*, dapat dilihat pada gambar 6.

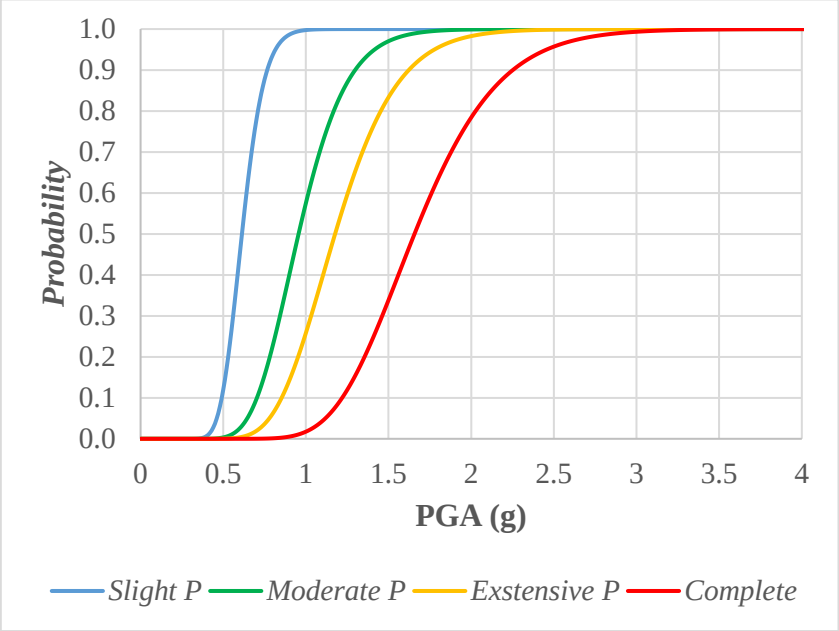
ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 6. Kurva kerapuhan (*fragility*)

Perpotongan nilai batas kerusakan ini dengan kumpulan kurva IDA akan mendapatkan himpunan PGA yang bersesuaian, sebagaimana terlihat pada gambar 5. Dengan nilai PGA yang diperoleh dari kurva IDA dan perhitungan *median capacity* maka dapat diperoleh plot kurva kerapuhan dari fungsi *fragility*, persamaan 3. Kurva *fragility* yang dibuat berupa *cumulative distribution function* (CDF) dari distribusi log-normal, pada gambar 7.

Ordinat grafik menyatakan probabilitas terlampauinya kerusakan dengan rentang nilai 0 – 1. Nol (0) berarti tidak mungkin tingkat batas kerusakan [EDP] yang ditetapkan terlampaui, sementara nilai 1 berarti pasti (100%) tingkat batas kerusakan tersebut terjadi. Absis grafik menyatakan intensitas gempa [IM] yang diharapkan terjadi selama usia layan struktur. Dengan kurva ini, evaluasi probabilitas struktur jembatan mengalami kerusakan akibat variasi intensitas beban gempa pada masa layan dapat dilakukan secara kuantitatif dan rasional.




Gambar 7. Kurva kerapuhan (*fragility*) dengan ketidaktentuan berdasarkan Vamvatsikos dan Fragiadakis

Sebagai contoh, berdasarkan peta gempa 2010 yang tercantum dalam SNI 1726:2012 lokasi jembatan Meluang A memiliki respon spektra percepatan tanah dasar dengan kemungkinan terlampaui sebesar 2% dalam 50 tahun untuk periode 1 detik (S1) sebesar 0.4 – 0.5 g. Sementara itu pada periode 0,2 detik (SS) percepatan tanah dasar sebesar 0.5 – 0.6 g. Jika diambil prediksi bahwa intensitas gempa yang diharapkan muncul pada lokasi jembatan sebesar 0.4 – 0.6 g, maka probabilitas struktur mengalami *slight damage* akibat gempa dengan PGA sebesar 0.4 g sebesar 1%. Sedangkan pada kejadian gempa dengan PGA 0.6 g probabilitas struktur mengalami *slight damage* sebesar 30%.

Sebaliknya dari kurva *fragility* (gambar 7), dapat diambil tingkat probabilitas 50%. Jika ditarik garis horizontal memotong kurva kerusakan *slight damage* dan dengan menarik garis vertikal dari titik potong tersebut memotong sumbu PGA (absis grafik), maka diketahui nilai PGA sebesar 0.65 ~ 0.7 g. Artinya ada kepastian sebesar 50% bahwa jembatan akan mengalami *slight damage* sebagaimana definisi Kim dan Shinozuka (2016) jika terjadi gempa dengan PGA 0.7 g.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 6. KESIMPULAN

Hasil analisis menghasilkan kurva IDA yang hampir berhimpit satu sama lain ketika struktur masih berperilaku linier. Fenomena ini menyampaikan sebuah fakta bahwa apapun gempa yang digunakan sebagai beban pada struktur jembatan Meluang A apabila masih pada batas elastisitas struktur perilakunya relatif sama. Fenomena *hardening* dan dilanjutkan dengan *softening* nampak terlihat pada struktur kolom jembatan. *Drift ratio* pada berbagai fase perilaku struktu kolom jembatan dapat ditentukan untuk berbagai intensitas gempa dari kumpulan kurva IDA.

Struktur kolom jembatan menunjukkan kerusakan *slight damage* dengan probabilitas yang relatif kecil untuk nilai PGA yang diharapkan terjadi pada lokasi jembatan. Ini mungkin berasosiasi dengan dimensi kolom yang relatif besar sehingga menunjukkan kapasitas kolom yang cukup besar pula. Tentu saja evaluasi lebih lanjut terhadap kapasitas kolom dengan meninjau *fragility* pada *level* komponen struktur penting dilakukan untuk menjustifikasi kesimpulan ini.

## DAFTAR PUSTAKA


Badan Standardisasi Nasional. (2005). *Standar Pembebanan untuk Jembatan* (SNI T-02-2005). Jakarta.

Badan Standardisasi Nasional. (2008). *Standar Perancangan Ketahanan Gempa untuk Jembatan* (SNI 2833:2008). Jakarta.

Badan Standardisasi Nasional. (2012). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan gedung dan Non Gedung* (SNI 1726:2012). Jakarta.

Kalkan, E. and Chopra, A.K. (2010). *Practical guidelines to select and scale earthquake records for nonlinear response history analysis of structures*: U.S. Geological Survey Open-File Report 2010-1068, 124 p.

Kim S-H, Shinozuka M. (2004). "Development of fragility curves of bridges retrofitted by column jacketing". Probab Eng Mech 19(1–2):105–112

Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J.

Mander, J. B. dkk. (2006). "Incremental Dynamic Analysis Applied to Seismic Risk Assessment of Bridges". University of Canterbury. Christchurch, NZ.

Nazari, Y. Rafie dan Bargi, Kh. (2014). "Seismic Performance Assesment of a Two Span Concrete Bridge by Applying Incremental Dynamic Analysis". Asian Journal of Civil Engineering (BHRC) Vol. 15, No. 1. Tehran, Iran.

Pitilakis, K., Crowley, Helen, Kaynia, Amir (Eds.). (2014). *SYNER-G: Typology Definition and Fragility Functions for Physical Elements at Seismic Risk*, Springer, The Netherlands.

Vamvatsikos, D. dan Cornell, Allin C. (2002). "Incremental Dynamic Analysis". Earthquake Engineering and Structural Dynamic 2002; 31:491-514.

Vamvatsikos, D. dan Cornell, Allin C. (2002.) "Applied Incremental Dynamic Analysis". 12th European Conference on Earthquake Engineering. London.

Vamvatsikos, D. dan Fragiadakis, M. (2009). "Incremental Dynamic Analysis for Estimating Seismic Performance Sensitivity and Uncertainty". Earthquake Engineering and Structural Dynamic 2009; 00:1-16.


ISBN: 978-602-60286-0-0

# FUNGSI FRAGILITY (KERAPUHAN) SEBAGAI ALAT EVALUASI KINERJA SEISMIK STRUKTUR TIPIKAL JEMBATAN JALAN RAYA BETON

**Enjels N. Tropormera[1], Agus Trisyanto[1], Mutiara Puspahati C[2], Senot Sangadji[3*], Agus Supriyadi[3], Supardi[3]**

*[1]Mahasiswa Prodi S1, SMARTQuake Research Group, Prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Sebelas Maret, Surakarta, Indonesia*
*[2]Structural Engineer, PT Wiratman, Jakarta, Indonesia*
*[3]SMARTQuake Research Group, Prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Sebelas Maret, Surakarta, Indonesia*
*Email : s.sangadji@ft.uns.ac.id*

## ABSTRAK

Jembatan dengan gelagar dan pilar dari material beton merupakan struktur jembatan jalan raya tipikal yang banyak digunakan di Indonesia. Lebih dari spearuh jembatan ini telah berusia lebih dari 20 tahun. Evaluasi kinerja jembatan jenis ini terhadap berbagai variasi beban gempa yang diharapkan terjadi dalam usia layan amat penting untuk dilakukan. Penilaian ini akan berfungsi untuk memperkirakan kerusakan dan kerugian ekonomis akibat gempa dan menyusun prioritas tindakan perkuatan/rehabilitasi seismik struktur jembatan. Penelitian ini bertujuan menggunakan fungsi *fragility* (kerapuhan) untuk menggambarkan probabilitas terlampauinya tingkat kerusakan tertentu sebagai fungsi parameter masukan intensitas gempa (misalnya; spektral percepatan) pada struktur jembatan beton. Jembatan beton akan dimodelkan secara deterministik sebagai struktur 3-D. Metode analitik non-linier *pushover* akan digunakan untuk mendapatkan tanggap struktrur (*structural response*). Sementara itu, definisi tingkat kerusakan (*damage limit states*) dari HAZUS-MH MR5 akan digunakan untuk menetapkan kondisi batas kerapuhan struktur jembatan beton yang ditinjau. Fungsi *fragility* akan dieskpresikan dalam hasil akhir berupa kurva *fragility* dapat digunakan untuk menilai kerentanan struktur pada berbagai intensitas gempa.

Kata kunci: Fungsi *fragility*, Kinerja seismik, Jembatan.

## 1. PENDAHULUAN

Tidak dapat dipungkiri bahwa jembatan adalah infrastruktur yang esensial dan vital agar mobilitas orang dan barang di darat dapat berlangsung aman dan produktif. Dengan estimasi 64% dari 9 miliar penduduk pada tahun 2050 tinggal di kawasan urban, pertumbuhan kota yang ekplosif menjadi '*megacities*' (dihuni lebih dari 2 juta penduduk), dan densitas kota yang tinggi, tantangan rekayasa infrastruktur sipil akan semakin kompleks. Selain meningkatnya kebutuhan pergerakan (*mobility*) inter-urban, multi-urban dan rural-urban yang aman dan andal semakin besar, konsentrasi ekonomi urban yang sedemikian intensif jelas membutuhkan infrastruktur yang tahan (*resilient*) terhadap bencana, a.l. gempa bumi.

Data mutakhir menunjukkan bahwa Indonesia telah sukses membangun lebih kurang 89.000 jembatan dengan panjang total sekitar 1050 km. Ini terdiri dari 35.000 buah jembatan (660 km) pada ruas jalan nasional dan provinsi serta 54.000 buah jembatan (390 km) pada ruas jalan kabupaten dan kota. Sukses pembangunan ini jelas membawa pertumbuhan ekonomi yang pesat tetapi sekaligus disertai resiko seismik pada infrastruktur jembatan karena letak geologis dan geografis Indonesia yang menjadi pertemuan tiga lempeng tektonik aktif dunia.

Peraturan / standar (*code*) perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan (SNI 2833-2008) dan peraturan desain bangunan tahan gempa terkini (SNI 03-1726-2012) diterbitkan untuk membantu para insinyur merancang infrastruktur baru yang *earthquake resistant*. Namun lebih dari 85% jembatan eksiting di atas dibangun mengacu pada peraturan / standar yang lama. Dengan perspektif pengetahuan rekayasa kegempaan yang mutakhir, kinerja seismik jembatan eksisting ini perlu dievaluasi untuk menilai kerentanannya terhadap bahaya gempa (*seismic vulnerability*).

Maksud utama *paper* ini adalah mendemonstrasikan penggunaan fungsi *fragility* (kerapuhan) untuk menggambarkan probabilitas terlampauinya tingkat kerusakan tertentu sebagai fungsi parameter intensitas gempa (misalnya; spektral percepatan) pada struktur jembatan jalan raya beton tipikal. Jembatan beton akan dimodelkan secara deterministik sebagai struktur 3D. Metode analitik non-linier *pushover* akan digunakan untuk mendapatkan tanggap struktur (*structural response*). Sementara itu, definisi tingkat kerusakan (*damage limit states*) dari HAZUS-MH MR5 akan digunakan untuk menetapkan kondisi batas kerapuhan struktur jembatan beton yang ditinjau. Fungsi *fragility* akan dieskpresikan dalam hasil akhir berupa kurva *fragility* yang dapat digunakan untuk menilai kerentanan struktur pada berbagai intensitas gempa.

Lebih jauh diharapkan bahwa dengan menggunakan prosedur analisis non linier statik (*pushover*) yang cukup populer dan tersedia dalam banyak aplikasi computer baik *proprietary* maupun yang *freeware*/ *open source*, akan semakin mudah diperoleh kurva kerapuhan jembatan existing di Indonesia. Sehingga evalusi kinerja seimik jembatan-jembatan tersebut dapat dilakukan secara lebih rasional.

## 2. NON-LINEAR STATIC ANALYSIS PROCEDURES

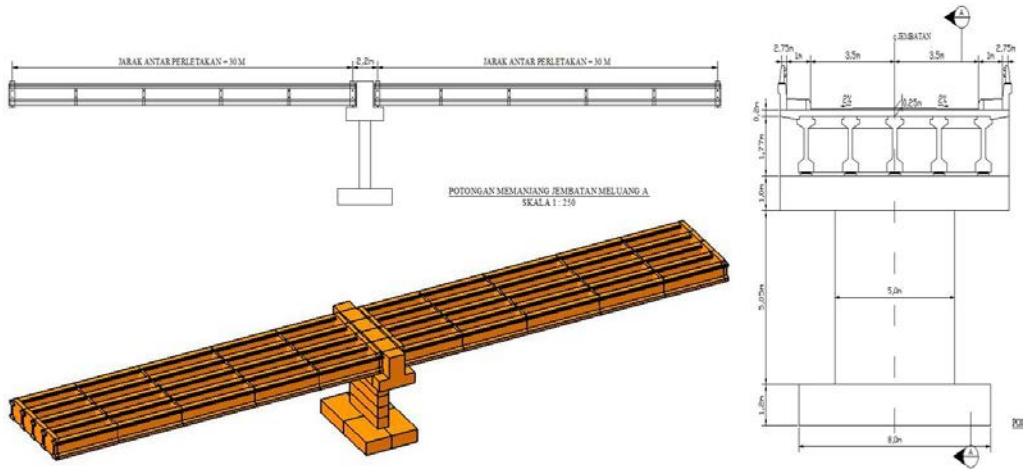
### Pemodelan struktur

Struktur jembatan eksisting yang ditinjau dalam paper ini adalah Jembatan Meluang A. Struktur jembatan jalan raya gelagar beton bertulang ini berlokasi di di Desa Pasar Baru, Kecamatan Nasal, Povinsi Bengkulu. Dari catatan desain, struktur berada pada kelas situs tanah keras. Panjang bentang Jembatan Meluang A adalah sebesar 60.1 m, terdiri dari 2 bentang tipikal yang memiliki panjang bentang masing-masing 30 m dan 30.1 m. Gelagar dan kolom jembatan terbuat dari beton dengan kolom (*pier*) jembatan berukuran 5 × 1 m dengan tinggi 5 m. Tabel 1 menunjukkan geometri Jembatan Meluang A.

Model komputasional 3D (lihat gambar 1) dibangun berdasarkan data geometri dan material eksisting. Kondisi batas perletakan gelagar utama dimodelkan sebagai *elastic link* yang didefinisikan sebagai *lead rubber bearing* (LRB). Sementara itu LRB menumpu pada *abutment* dan *pierhead* dengan model koneksi *rigid* (*fixed*) dan koneksi *pierhead* dengan kolom (*pier*) dimodelkan sebagai *rigid link*. Analisis dinamik getaran bebas model struktur menunjukkan bahwa periode getar alami mode pertama (T1) sebesar 0.9589 detik.

Tabel 1 Geometri Jembatan Meluang A

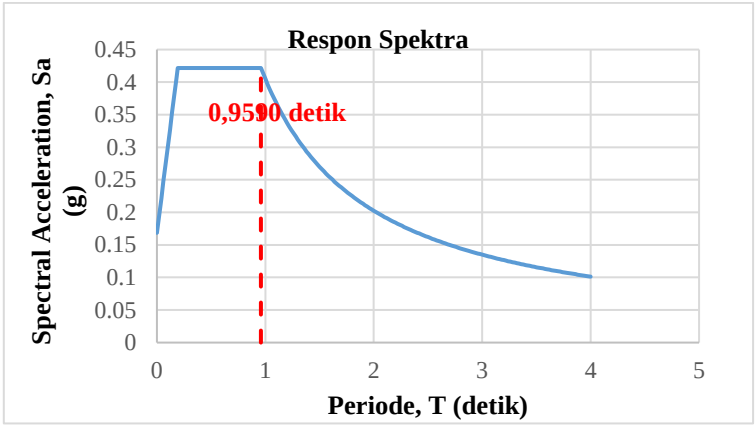
| No. bentang | Panjang (m) | Lebar (m) | Trotoar (m) |
|---|---|---|---|
| **1** | 30,0 | 7,0 | 2,4 |
| **2** | 30,1 | 7,0 | 2,4 |




Gambar 1. Tampak samping dan kolom Jembatan Meluang A dan model 3D untuk analisis komputasional

Gambar 2 merupakan respon spektra di lokasi jembatan Meluang A dengan kelas situs tanah keras yang dibangun dengan prosedur dalam SNI 1726:2012. Pada gambar terlihat bahwa struktur Jembatan Meluang A masih termasuk dalam struktur periode pendek.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 2. Respon Spektra dan Periode natural struktur Jembatan Meluang A

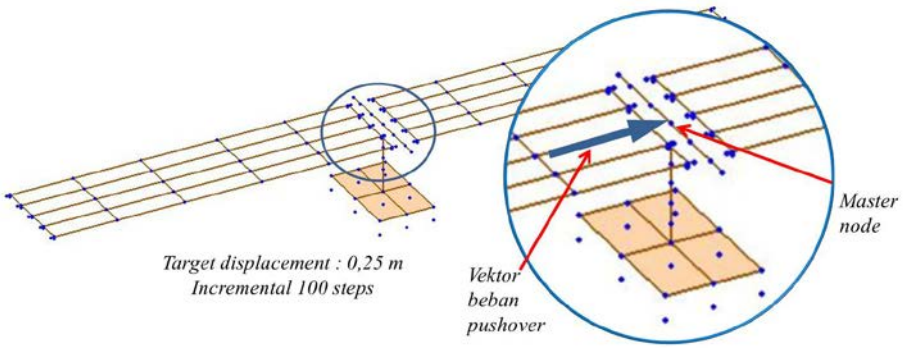
## Konsep dasar analisis *pushover*

Setelah terjadinya gempa Northridge dan Hyogoken-Nanbu (Kobe), para insinyur rekayasa gempa merasakan kebutuhan untuk meningkatkan peraturan gempa. Generasi baru prosedur desain dan rehabilitasi struktur semakin mengintegrasikan konsep *Performance Based Earthquake Engineering* (PBEE). Prosedur analisis *inelastic* semakin banyak digunakan untuk mengevaluasi dan merancang perbaikan gedung atau struktur eksisting dan untuk mendesain konstruksi baru. Tujuan praktis penggunaan analisis inelastik adalah memprediksi perilaku yang diharapkan terjadi akibat gempa yang muncul kelak. Karakterisasi perilaku struktur umumnya dinyatakan dalam tingkat kerusakan yang diharapkan (*expected damages*), karena kerusakan struktur berarti munculnya perilaku inelastik.

Salah satu metode yang popular adalah prosedur analisis statik non-linier atau *pushover* analysis. Analisis *pushover* merupakan analisis statik monotonik non linier yang dilakukan dengan memberikan suatu pola beban lateral statik pada model struktur, yang kemudian secara bertahap ditingkatkan dengan faktor pengali sampai satu target perpindahan lateral dari suatu titik acuan tercapai.

Detail model struktur yang yang dibangun pada komputer untuk keperluan analisis ini pada dasarnya sama dengan model untuk analisis elemen hingga (FE) linier statik. Perbedaan utamanya ada pada properti beberapa atau semua komponen dalam model mengikutkan karakteristik beban – deformasi pasca-elastis (*non linear*) sebagai tambahan bagi properti elastis awal.

Pada kasus model struktur jembatan Meluang A, vektor pembebanan lateral non linier statik dapat dilihat pada gambar 3. Pembebanan pada struktur jembatan Meluang A terdiri dari berat sendiri (*self weight*), beban mati tambahan, dan beban lalu lintas. Perhitungan pembebanan ini dihitung berdasarkan SNI T-02-2005. Selain itu, input respon spektra pada analisis dibangun berdasarkan SNI 1726:2012 seperti pada gambar 2. Tinjauan kerusakan struktur difokuskan pada elemen kolom (*pier*) jembatan yang dalam banyak hal menjadi penentu dalam menyatakan kondisi kerusakan / instabilitas global struktur .




Gambar 3. Skema pembebanan pada titik nodal utama pada jembatan untuk analisis *pushover*

ISBN: 978-602-60286-0-0

### *Capacity spectrum method*

Hasil dari analisis pushover adalah kurva kapasitas yang menunjukkan hubungan gaya dasar total dengan *reference displacement*. Dalam metode *capacity spectrum* kurva kapasitas tersebut ditransformasi menjadi *capacity spectrum* yang dikombinasikan dengan kurva *demand* dalam format *acceleration-displacement response spectrum* (ADRS) (Fajfar, 1999., Chopra and Goel 1999).

Spektrum kapasitas merupakan kurva yang menghubungkan *spectral acceleration* dengan *spectral displacement*. Untuk mendapatkan nilai *spectral acceleration*, diggunakan rumus berikut (Chopra and Goel 1999):

$$S_a = \frac{V_b}{M_1} \quad (1)$$

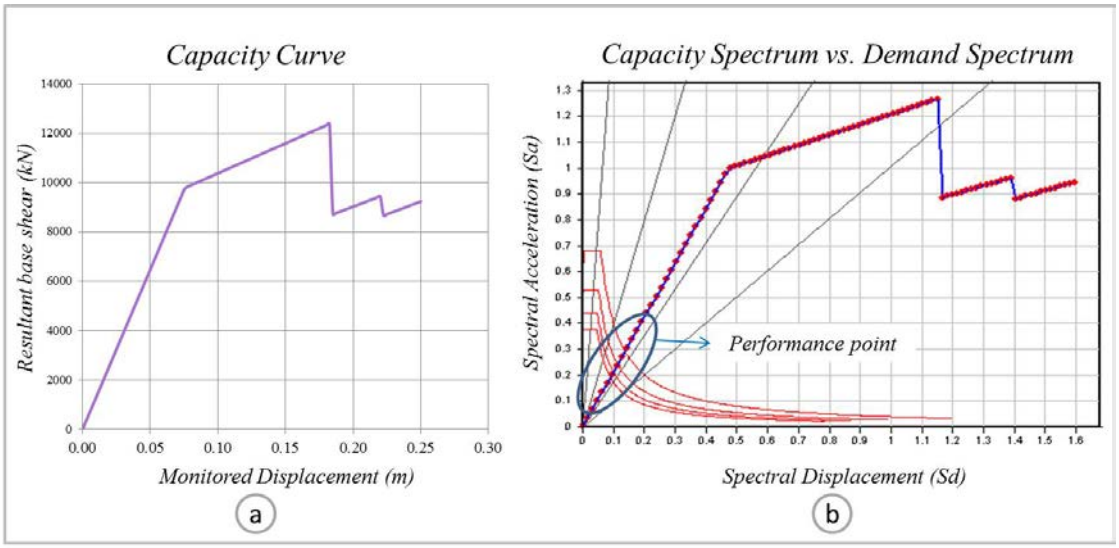
dengan $S_a$ = *spectral acceleration*, $V_b$ = *base shear*, $M_1$= massa efektif modal dalam mode getaran dasar. Sedangkan untuk mendapatkan nilai *spectral displacement* digunakan rumus berikut :

$$S_d = \frac{u_n}{T_1 \phi_{N1}} \quad (2)$$

dengan $S_d$ = *spectral displacement*, $u_N$ = perpindahan di titik tinjau, $m_j$ = *lumped mass* pada titik j, $\phi_{j1}$ = elemen di titik j pada mode dasar $\phi$1, $T_1 = \frac{\sum_{j=1}^{N} m_j \phi_{j1}}{\sum_{j=1}^{N} m_j \phi_{j1}^2}$. Pada kajian ini program komputer digunakan untuk melakukan kalkulasi otomatis untuk mendapatkan spektrum kapasitas.

Hasil analisis pushover dan implementasi *capacity spectrum procedure* ditampilkan berupa kurva kapasitas dan kombinasi spektrum kapasitas dan *spectrum demand*, diilustrasikan pada gambar 4a dan 4b. Berdasarkan kurva kapasitas Jembatan Meluang A, struktur mengalami leleh plastis saat *master node* kolom mengalami perpindahan 0,1825 m, gaya geser dasar 12387,2000 kN, spectral acceleration (Sa) 1,2818 g. Nilai *spectral acceleration* ini cukup tinggi dibandingkan dengan nilai percepatan puncak yang diharapkan terjadi pada lokasi jembatan ini berada sebesar 0.4 – 0.5 g berdasarkan berdasarkan peta zonasi gempa SNI 1726:2012.

Sementara itu terlihat pada gambar 4b bahwa *performance point*, titik perpotongan *capacity spectrum* dengan *demand spectrum* berada pada fase elastis struktur. Dua data ini membawa dugaan bahwa kolom jembatan Meluang A mempunyai kapasitas yang cukup tinggi dalam menahan gaya lateral gempa yang berasosiasi dengan dimensi penampangnya yang cukup besar serta tinggi yang hanya 5 m.




Gambar 4. **(a)** Kurva kapasitas Jembatan Meluang A sebagai hasil analisis pushover, (b) Spektrum kapasitas Jembatan Meluang A yang dikombinasi dengan *demand spectrum* untuk mendapatkan *performance point* sebagai luaran *capacity spectrum method*.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 3. FUNGSI DAN KURVA KERAPUHAN (*FRAGILITY*)

### *Fragility function*

Kerapuhan (*fragility*) suatu struktur dapat ditentukan dengan menggunakan berbagai cara, antara lain memakai data empiris dari survei kejadian kerusakan akibat gempa bumi dimasa lalu atau bahkan dengan opini pakar dan insinyur profesional. Namun,dalam banyak kasus, metode analitik yang menggunakan simulasi komputer secara intensif merupakan pilihan yang paling masuk akal. Beberapa penelitian melaporkan prosedur penurunan fungsi *fragility* yang merupakan *probability valued function* dari distribusi *Engineering Demand Parameter* (EDP) sebagai fungsi intensitas gempa (*intensity measure*) (Duan, 2008., Mander, 2000, Mander dan Bazoz, 1999). Pada umumnya kerapuhan struktur dinyatakan dalam bentuk kurva *lognormal cumulative distribution*.

Kurva kerapuhan merupakan kurva yang menunjukkan tingkat probabilitas struktur mengalami tingkat kerusakan tertentu akibat aktivitas gempa yang diinpretasikan sebagai percepatan tanah. Pada penelitian ini, fungsi kerapuhan berdasarkan rumus yang digunakan Papailia (2011):

$$P(ds \mid S_a) = \phi\left(\frac{1}{\beta_{ds}}\right) \ln\left(\frac{S_a}{\overline{S_a}, ds}\right) \tag{3}$$

Dengan $\phi$ = fungsi kumulatif probabilitas, $\beta_{ds}$ = standar deviasi untuk ketidaktentuan total dari tiap kondisi kerusakan, $S_a$ = percepatan spektra, $\overline{S_a}, ds$ = nilai tengah percepatan spektra pada saat struktur mengalami kerusakan. Nilai standar deviasi untuk ketidaktentuan total dari setiap kondisi kerusakan ditentukan berdasarkan HAZUS.

$$\beta_{ds} = \sqrt{\left[(CONV[\beta_c, \beta_d])\right]^2 + \left[\beta_{M(ds)}\right]^2} \tag{4}$$

dengan : $\beta_c$ = standar deviasi dari ketidaktentuan kapasitas struktur, $\beta d$ = standar deviasi dari ketidaktentuan spektrum demand ($\beta_d$= 0,45 untuk periode pendek dan $\beta_d$= 0,5 untuk periode panjang), $\beta_{M(ds)}$ = standar deviasi dari ketidaktentuan nilai batas kondisi kerusakan, diambil sebesar 0,4.

### *Damage / limit states*




Gambar 5. Tingkat kerusakan berdasarkan HAZUS

Deskripsi kualitatif tingkat kerusakan berdasarkan HAZUS kolom (*pier*) jembatan yang menjadi elemen utama yang dikaji dalam riset ini dapat dilihat pada gambar 5. Penentuan batas kerusakan berdasarkan HAZUS dapat dilakukan dengan kriteria sebagai berikut:

a. Kerusakan *slight* terjadi pada struktur mengalami leleh pertama. Nilai yang diambil adalah nilai Sa dan Sd saat terjadi leleh pertama yang dapat berdasarkan spektrum kapasitas. Nilai-nilai tersebut merupakan nilai median tingkat kerusakan.
b. Kerusakan *moderate* nilai median tingkat kerusakannya didapatkan dengan mengalikan nilai median tingkat kerusakan *slight* dengan faktor sebesar 1,5.
c. Kerusakan *complete* terjadi pada struktur mengalami runtuh. Nilai median berupa Sa dan Sd saat struktur mengalami runtuh berdasarkan spektrum kapasitas.

ISBN: 978-602-60286-0-0

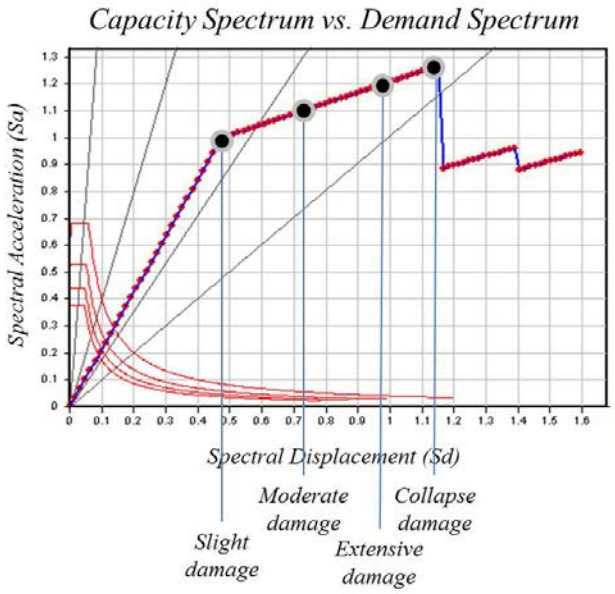
d. Kerusakan *extensive* nilai mediannya ditentukan dengan rata-rata nilai median kerusakan *moderate* dengan *extensive*.

## Penentuan batas kerusakan dan standart deviasi ketidaktentuan

Berdasarkan kriteria HAZUS di atas diperoleh nilai *spectral displacement* dan nilai *spectral acceleration* pada kurva *spectrum capacity* untuk tingkat kerusakan *slight* hingga *collapse*. Sebagai contoh $S_{d,slight}$ ditetapkan saat struktur mengalami leleh plastis pertama sebesar 0.9944 m. Dari *capacity spectrum* pula dapat dilihat korespondensinya dengan nilai *spectral acceleration*, $S_{a,slight}$. Nilai median ini ditabulasi pada tabel 2 dan diplot pada grafik gambar 6.

Tabel 2. Nilai median kerusakan Jembatan Meluang A berdasarkan HAZUS

| *Limit State* | $\overline{Sd}$, ds (m) | $\overline{Sa}$, ds (g) | Step ke- |
|---|---|---|---|
| *Slight* | 0,4944 | 1,0180 | 31 |
| *Moderate* | 0,7416 | 1,1154 | 46-47 |
| *Extensive* | 0,9529 | 1,1986 | 59-60 |
| *Complete* | 1,1642 | 1,2818 | 73 |




Gambar 6. Spektrum Kapasitas Jembatan Meluang A dengan batas kerusakan Berdasarkan HAZUS

Nilai-nilai standar deviasi ketidaktentuan (β) juga diperlukan dalam membangun kurva kerapuhan. Standar deviasi ketidaktentuan total ditentukan oleh 3 jenis deviasi yakni: deviasi dari ketidaktentuan kapasitas struktur (βc), deviasi dari ketidaktentuan spektrum *demand* (βd), dan deviasi dari ketidaktentuan nilai batas kondisi kerusakan ($\beta_{M(DS)}$). Nilai standar deviasi yang menggambarkan ketidaktentuan dari kapasitas struktur, $\beta_c$, dapat dihitung dengan persamaan di bawah ini (Papailia, 2011):

$$\beta_c = \sqrt{\ln\left(\frac{s^2}{m^2}+1\right)} \tag{5}$$

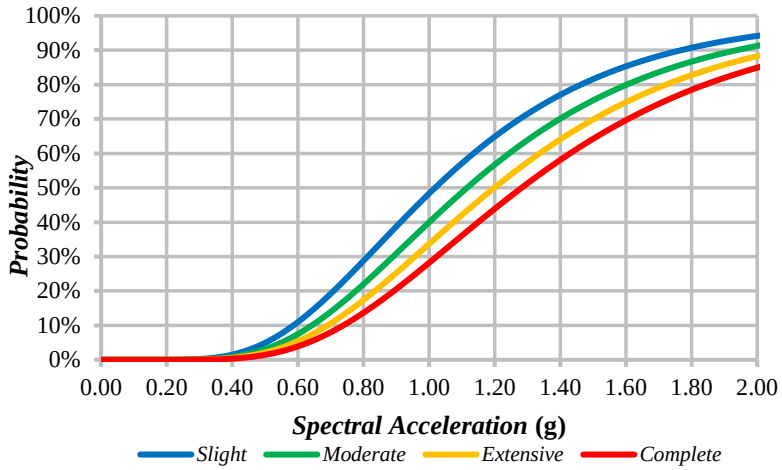
dengan m = rata-rata dari kapasitas percepatan spektra struktur yang ditinjau, s = standar deviasi dari kapasitas percepatan spektra struktur yang ditinjau. Untuk kasus jembatan Meluang A ini diperoleh nilai sebesar 0,3540. Kemudian, $\beta_d$ diambil sebesar 0,45 karena struktur Jembatan Meluang A mempunyai periode alami yang masuk dalam kategori pendek atau memiliki periode kurang dari 3,5 detik. Selanjutnya, nilai $\beta_{M(DS)}$ diambil 0,4 berdasarkan

ISBN: 978-602-60286-0-0

HAZUS-MH MR5. Ketiga nilai standar deviasi ini digabung menjadi standar deviasi gabungan dengan menggunakan rumus 4.

### Kurva kerapuan strutur jembatan Meluang A dengan metode HAZUS

Gambar 7 merupakan kurva kerapuhan struktur Jembatan Meluang A dengan batas kerusakan berdasarkan HAZUS-MH MR5. Kurva dibentuk dari fungsi *fragility* pada persamaan 1. Ordinat grafik menyatakan probabilitas terlampauinya tingkat kerusakan tertentu (*slight – collapse*) untuk tingkat intensitas gempa yang diharapkan terjadi selama usia layan struktur jembatan Meluang A.




Gambar 7. Kurva Kerapuhan Jembatan Meluang A berdasarkan HAZUS

Berdasarkan kurva kerapuhan diatas terlihat bahwa Jembatan Meluang A sangat kecil kemungkinannya struktur mengalami keruntuhan. Karena, sampai Sa 1,0 g untuk kerusakan *slight*, *moderate*, *extensive*, dan *complete* masih jauh dibawah 100%. Untuk di daerah lokasi jembatan Meluang A di propinsi Bengkulu, kemungkinan terjadi percepatan tanah maksimum adalah 0,5 g (berdasarkan peta zonasi gempa SNI 1726:2012). Dengan demikian saat Sa = 0,5 g struktur jembatan Meluang A kemungkinan terjadi *slight damage* sebesar 4,93%, *moderate damage* sebesar 3,12%, *extensive damage* sebesar 2,11%, dan *complete damage* sebesar 1,44%.

Lebih lanjut dapat dipikirkan bahwa dengan memiliki kurva kerapuhan suatu struktur jembatan, maka evaluasi seberapa parah kerusakan yang akan timbul untuk gempa yang diharapkan terjadi selama usia layan dapat dilakukan sampai tingkat yang cukup detail, kuantitatif, dan rasional. Lebih lanjut dapat dikembangkan fungsi *loss estimation* yang menghubungkan probabilitas kerusakan kuantitatif dengan kerugian (i.e. *fatalities*, *financial*, *business interruption* / *downtime*), maka evaluasi resiko seismik dan keputusan pengalihan resiko ke dalam bentuk asuransi atau intevensi perkuatan struktur menjadi rasional pula.

## 4. KESIMPULAN

Kurva kerapuhan telah dibentuk menggunakan fungsi kerapuhan dengan input respons struktur jembatan Meluang A. *Response* non linier struktur diestimasi dengan baik menggunakan prosedur analisis statik nonlinier yang dikenal dengan nama analisis *pushover*. Prosedur ini mampu menghasilkan kurva kapasitas yang ditransformasi menjadi *spectrum* kapasitas. Menggunakan kurva kapasitas nilai spectral acceleration dapat diperoleh untuk setiap *damage states* sesuai kriteria HAZUS. Kurva kerapuhan Jembatan Meluang A kemudian dibangun dalam bentuk kurva distribusi kumulatif.

Berdasarkan hasil analisis dan pembahasan, dapat ditarik kesimpulan bahwa struktur Jembatan Meluang A memiliki probabilitas yang relatif kecil untuk mengalami kerusakan berdasarkan HAZUS dengan kekuatan gempa yang terjadi di daerah Bengkulu.

## DAFTAR PUSTAKA

ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation And Retrofit Of Concrete Buildings.* Redwood City, California.

Badan Standardisasi Nasional. (2005). *Standar Pembebanan untuk Jembatan (*SNI T-02-2005). Jakarta.

Badan Standardisasi Nasional. (2012). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan gedung dan Non Gedung* (SNI 1726:2012). Jakarta.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Chopra, Anil K. and Goel, Rakesh K., (1999) *Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems*., Report No. PEER-1999/02., Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Duan, X. (2008). *A Procedure For Establishing Fragility Functions For Seismic Loss Estimate Of Existing Buildings Based On Nonlinear Pushover Analysis.* The 14th World Conference On Earthquake Engineering. China.

Fajfar, Peter., (1999). *Capacity Spectrum Method based on Inelastic Demand Spectra.* Eartquake Engineering and Structural Dynamic 28, 979 – 993. Wiley.

Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2010). *HAZUS-MH MR5, technical and user's manual,* Washington, DC.

Ger, J., dan Cheng, F.Y. (2012). *Seismic Design Aids for Nonlinear Pushover Analysis of Reinforced Concrete and Steel Bridges.* CRC Press,. Boca Raton,.

Mander, J.B. *Fragility Curve Development for Assessing the Seismic Vulnerability of Highway Bridges.* State Univerity of New York at Buffalo.

Mander, J. B. dan Bazoz, N. I. (1999). *Seismic Fragility Curves Theory for Highway Bridges.*

Papailia, A. (2011). *Seismic Fragility Curves for Reinforced Concrete Buildings. MSc Dissertation., University of Patras.*

Pitilakis, K., dkk. (2014). *SYNER-G : Typology Definition and Fragility Functions for Physical Elements at Seismic Risk.* New York : Springer.

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PENYEDERHANAAN PERHITUNGAN GAYA GESER DASAR SEISMIK (V) SNI GEMPA 2012 UNTUK TIPIKAL BANGUNAN GEDUNG SEKOLAH DI JAWA TENGAH

**Himawan Indarto[1], Hanggoro Tri Cahyo Andiyarto[2]**

*[1]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Diponegoro, Semarang*
*Email: himawan.indarto@gmail.com*
*[2]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Negeri Semarang, Semarang*
*Email: hanggoro.tricahyo@mail.unnes.ac.id*

## ABSTRAK

Bangunan sekolah harus direncanakan sebagai bangunan tahan gempa, mengingat kerusakan pada bangunan sekolah dapat menganggu dan melumpuhkan sebagian proses pelayanan pendidikan akibat sarana dan prasarana yang tidak dapat dipakai sebagaimana mestinya. Permodelan struktur gedung sekolah yang merupakan salah satu tahapan dalam perencanaan struktur, sejak diberlakukanya SNI 1726:2012 : Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung mengalami perubahan yang signifikan dalam permodelan pembebanan gempanya. Mengingat bangunan gedung sekolah hanya memiliki 2-4 lantai dan bentang balok dari 5,00 – 9,00 meter maka dalam perhitungan gempanya dapat lebih disederhakan agar mudah dipahami oleh perencana di daerah. Untuk tipikal gedung sekolah 3 lantai dengan jumlah lantai (N)=3, $Ta$ = 0,1 N = 0,3 detik kurang dari nilai $T_S$ untuk semua klasifikasi situs sehingga $Sa = S_{DS}$. Berdasarkan sebaran nilai $S_{DS}$ dan $S_{D1}$ untuk kabupaten kota di Jawa Tengah maka diperoleh kategori desain seismik (KDS) terparah adalah D. Untuk KDS adalah D maka yang diijinkan adalah Rangka beton bertulang pemikul momen khusus dengan Koefisien modifikasi respons (R)=8. Nilai faktor keutamaan gempa (*Ie*) untuk fungsi gedung sekolah dengan kategori resiko IV menurut nilai *Ie* =1,50. Berdasarkan hasil penelitian ini, maka gaya geser dasar seismik (V) dapat disedernakan menjadi 0,1875.$S_{DS}$.W dengan $S_{DS}$=Percepatan spektral desain untuk perioda pendek dan W =Kombinasi dari beban mati dan beban hidup yang direduksi. Gaya geser dasar seismik (V) ini sesuai dengan prosedur gaya lateral ekivalen didistribusikan pada berbagai elemen vertikal sistem penahan gaya gempa di tingkat yang ditinjau berdasarkan pada kekakuan lateral relatif elemen penahan vertikal dan diafragma baik secara distribusi vertikal dan horisontal.

Kata kunci: gaya geser dasar seismik, gedung sekolah, SNI Gempa 2012.

## 1. PENDAHULUAN

Bangunan sekolah sebagai bangunan publik, merupakan salah satu bangunan yang berpotensi mengalami kerusakan pada saat terjadinya gempa dan beresiko terhadap jatuhnya korban, mengingat banyaknya jumlah pengguna bangunan yang berada di dalam bagian bangunan pada saat yang sama. Bangunan sekolah harus direncanakan sebagai bangunan tahan gempa, mengingat kerusakan pada bangunan sekolah dapat menganggu dan melumpuhkan sebagian proses pelayanan pendidikan akibat sarana dan prasarana yang tidak dapat dipakai sebagaimana mestinya. Perencanaan bangunan sekolah tahan gempa di Indonesia perlu menjadi langkah kebijakan antisipatif yang bersifat umum, terlebih ditujukan pada daerah-daerah yang masuk dalam kategori zona rawan gempa. Dengan telah diberlakukannya UU No 28 Tahun 2002 tentang Bangunan Gedung dimana setiap bangunan gedung harus memenuhi persyaratan administratif dan persyaratan teknis sesuai dengan fungsinya, maka bangunan sekolah sebagai bangunan publik yang masuk dalam kategori bangunan dengan fungsi sosial dan budaya, terikat untuk memenuhi ketentuan perundang-undangan yang berlaku. Dalam hal ini bangunan sekolah perlu memenuhi persyaratan keselamatan. Permodelan struktur gedung sekolah yang merupakan salah satu tahapan dalam perencanaan struktur, sejak diberlakukanya SNI 1726:2012 : Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung mengalami perubahan yang signifikan dalam permodelan pembebanan gempanya. Mengingat bangunan gedung sekolah hanya memiliki 2-4 lantai dan bentang balok dari 5,00 – 8,00 meter maka dalam perhitungan gempanya dapat lebih disederhakan agar mudah dipahami.

Tujuan dari penelitian ini adalah membuat perhitungan beban gempa berdasarkan SNI Gempa 2012 pada model struktur bangunan sekolah menjadi lebih sederhana untuk lokasi gedung sekolah di wilayah Jawa Tengah. Manfaat hasil penelitian yang dapat diaplikasikan adalah cara perhitungan beban gempa berdasarkan SNI Gempa 2012 yang

lebih sederhana sebagai pengayaan materi sosialisasi SNI Gempa 2012 (Indarto H. et al, 2013) yang masih relatif baru kepada masyarakat.

## 2. PROSEDUR ANALISIS BEBAN SEISMIK SNI GEMPA 1726:2012

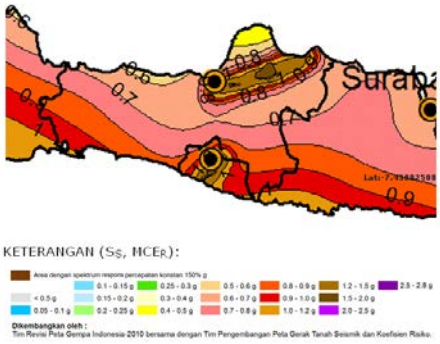
Struktur bangunan gedung harus memiliki sistem penahan gaya lateral dan vertikal yang lengkap, yang mampu memberikan kekuatan, kekakuan, dan kapasitas disipasi energi yang cukup untuk menahan gerak tanah desain dalam batasan-batasan kebutuhan deformasi dan kekuatan yang disyaratkan. Berikut ini penjelasan langkah-langkah analisis beban seismik berdasarkan SNI Gempa 1726:2012 untuk bangunan gedung.

### Menentukan Kategori Resiko Struktur Bangunan (I-IV) dan faktor keutamaan (Ie) berdasarkan jenis pemanfaatan bangunan

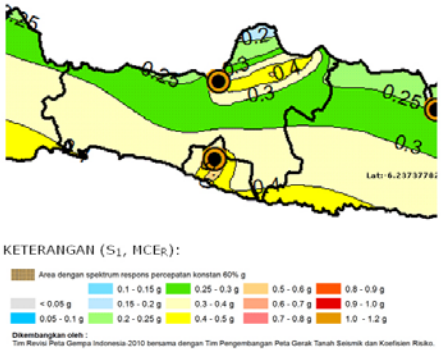
Nilai faktor keutamaan gempa (Ie) untuk fungsi gedung sekolah dengan kategori resiko IV adalah 1,50.

### Menentukan Parameter percepatan gempa (SS, S1)

Parameter $S_S$ (percepatan batuan dasar pada perioda pendek) dan $S_1$ (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun (MCER, 2 persen dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi (Gambar 2.1 dan 2.2).




**Gambar 2.1.** - Peta parameter $S_S$ (percepatan batuan dasar pada perioda pendek) untuk Prov. Jawa Tengah.




**Gambar 2.2.** Peta parameter $S_1$ (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) untuk Prov. Jawa Tengah.

### Menentukan Kelas Situs (SA – SF)

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan sesuai dengan Tabel 2.1, berdasarkan profil tanah lapisan 30 m paling atas. Penetapan kelas situs harus melalui penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium, yang dilakukan oleh otoritas yang berwewenang atau ahli desain geoteknik bersertifikat, dengan minimal mengukur secara independen dua dari tiga parameter tanah yang tercantum dalam Tabel 2.1. Dalam hal ini,

ISBN: 978-602-60286-0-0

kelas situs dengan kondisi yang lebih buruk harus diberlakukan. Apabila tidak tersedia data tanah yang spesifik pada situs sampai kedalaman 30 m, maka sifat-sifat tanah harus diestimasi oleh seorang ahli geoteknik yang memiliki sertifikat/ijin keahlian yang menyiapkan laporan penyelidikan tanah berdasarkan kondisi getekniknya. Penetapan kelas situs *SA* dan kelas situs *SB* tidak diperkenankan jika terdapat lebih dari 3 m lapisan tanah antara dasar telapak atau rakit fondasi dan permukaan batuan dasar.

Penetapan kelas situs SC, SD dan SE harus dilakukan dengan menggunakan sedikitnya hasil pengukuran dua dari tiga parameter $v_s$, N , dan $S_u$, yang dihitung sesuai :

1) Metode $v_s$, kecepatan rambat gelombang geser rata-rata ($v_s$) pada regangan geser yang kecil, di dalam lapisan 30 m teratas. Pengukuran $v_s$ di lapangan dapat dilakukan dengan uji Seismic-Downhole (SDH), uji Spectral Analysis of Surface Wave (SASW),atau uji seismik sejenis.
2) Metode N, tahanan penetrasi standar rata-rata (N) dalam lapisan 30 m paling atas atau $N_{ch}$ tahanan penetrasi standar rata-rata tanah non kohesif (PI<20) di dalam lapisan 30 m paling atas.
3) Metode $S_u$, kuat geser niralir rata-rata ($S_u$) untuk lapisan tanah kohesif (PI<20) di dalam lapisan 30 m paling atas.

Bila $N_{ch}$ dan $S_u$ menghasilkan kriteria yang berbeda, kelas situs harus diberlakukan sesuai dengan kategori tanah yang lebih lunak.

## Menentukan Koefisien-koefisien situs dan paramater-parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER)

Untuk menentukan spektrum respon desain untuk lokasi gedung, perhitungan yang diperlukan adalah :

Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (*Fa*)

Faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (*Fv*)

Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek ($S_{MS}$) = $Fa.S_S$

Parameter spektrum respons percepatan pada perioda 1 detik ($S_{M1}$) = $Fv.S_1$

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, $S_{DS}$ = $2/3.S_{MS}$

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda 1 detik, $S_{D1}$ = $2/3.S_{M1}$

**Tabel 2.1.** Klasifikasi situs

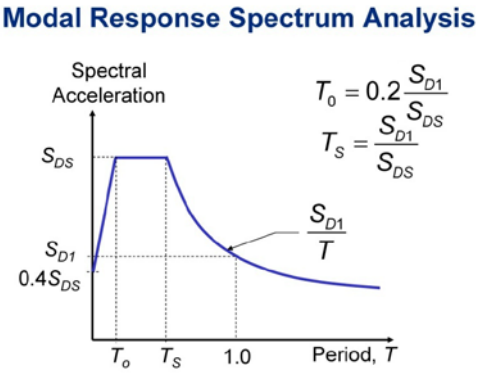
| Kelas situs | $v_s$ (m/detik) | N atau $N_{ch}$ | $S_u$ (kPa) |
|---|---|---|---|
| ***SA* (batuan keras)** | >1500 | N/A | N/A |
| ***SB* (batuan)** | 750 sampai 1500 | N/A | N/A |
| ***SC* (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)** | 350 sampai 750 | >50 | ≥100 |
| ***SD* (tanah sedang)** | 175 sampai 350 | 15 sampai 50 | 50 sampai 100 |
| ***SE* (tanah lunak)** | < 175 | <15 | < 50 |
| | Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karateristik sebagai berikut :<br>1) Indeks plastisitas, PI >20,<br>2) Kadar air, w ≥ 40%,<br>3) Kuat geser niralir $S_u$ < < 25 kPa | | |

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

Pembuatan kurva spektrum respons desain (Gambar 2.3) :

$T_0$ = 0,2 ($S_{D1}/S_{DS}$) ; $T_S$ = $S_{D1}/S_{DS}$ ; Untuk perioda yang lebih kecil dari $T_0$ , spektrum respons percepatan desain, $Sa$ = $S_{DS}$ (0,4 + 0,6($T/T_0$)) ; Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan $T_0$ dan lebih kecil dari atau sama dengan $T_S$ , spektrum respons percepatan desain, $Sa$ = $S_{DS}$ ; Untuk perioda lebih besar dari $T_S$, spektrum respons percepatan desain, $Sa$ = $S_{D1}/T$ .

ISBN: 978-602-60286-0-0




**Gambar 2.3.** Spektrum respons desain

### Penentuan Kategori Desain Seismik (A-D)

Semua struktur lainnya harus ditetapkan kategori desain seismik-nya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya, $S_{DS}$ dan $S_{D1}$. Masing-masing bangunan dan struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismik yang lebih parah, dengan mengacu pada Tabel 2.2 atau 2.3, terlepas dari nilai perioda fundamental getaran struktur, $T$ .

**Tabel 2.2.** Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek

| Nilai $S_{DS}$ | Kategori risiko | |
|---|---|---|
| | I atau II atau III | IV |
| $S_{DS} < 0{,}167$ | A | A |
| $0{,}167 \le S_{DS} < 0{,}33$ | B | C |
| $0{,}33 \le S_{DS} < 0{,}50$ | C | D |
| $0{,}50 \le S_{DS}$ | D | D |

**Tabel 2.3.** Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik

| Nilai $S_{D1}$ | Kategori risiko | |
|---|---|---|
| | I atau II atau III | IV |
| $S_{D1} < 0{,}067$ | A | A |
| $0{,}067 \le S_{D1} < 0{,}133$ | B | C |
| $0{,}133 \le S_{D1} < 0{,}20$ | C | D |
| $0{,}20 \le S_{D1}$ | D | D |

### Pemilihan sistem struktur dan parameter sistem (R, Cd, Ω0)

Sistem penahan gaya gempa lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang ditunjukkan dalam Tabel 2.4. Pembagian setiap tipe berdasarkan pada elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya gempa lateral. Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur yang ditunjukkan dalam Tabel 2.4. Koefisien modifikasi respons yang sesuai, $R$, faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0$, dan koefisien amplifikasi defleksi, $Cd$, sebagaimana ditunjukkan dalam Tabel 2.4 harus digunakan dalam penentuan geser dasar, gaya desain elemen, dan simpangan antarlantai tingkat desain.

### Batasan Perioda fundamentalstruktur (T)

Sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan perioda fundamental struktur, ($T$), diijinkan secara langsung menggunakan perioda bangunan pendekatan, ($Ta$). Perioda fundamental pendekatan ($Ta$), dalam detik, harus ditentukan dari persamaan $Ta$ = 0,1 N dengan, N = jumlah tingkat. Persamaan ini berlaku untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat di mana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m.

ISBN: 978-602-60286-0-0

**Tabel 2.4.** Faktor *R* , ***Cd*** , dan $\Omega_0$ untuk sistem penahan gaya gempa *(Contoh untuk Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen )*

| Sistem penahan-gaya seismik | Koefisien modifikasi respons, *R* | Faktor kuatlebih sistem, $\Omega_0$ | Faktor pembesaran defleksi, *Cd* | Batasan sistem struktur dan batasan Tinggi struktur $h_n$(m) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Kategori desain seismik | | | | |
| | | | | B | C | D | E | F |
| **C.Sistem rangka pemikul momen** | | | | | | | | |
| **(C.5). Rangka beton bertulang pemikul momen khusus** | 8 | 3 | 5½ | TB | TB | TB | TB | TB |
| **(C.6). Rangka beton bertulang pemikul momen menengah** | 5 | 3 | 4½ | TB | TB | TI | TI | TI |
| **(C.7). Rangka beton bertulang pemikul momen biasa** | 3 | 3 | 2½ | TB | TI | TI | TI | TI |

*TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Diijinkan.*

## Perhitungan Gaya geser dasar seismik (V)

Besarnya beban gempa yang terjadi pada struktur bangunan tergantung dari beberapa faktor yaitu, massa dan kekakuan struktur, waktu getar alami dan pengaruh redaman dari struktur, kondisi tanah, dan wilayah kegempaan dimana struktur bangunan tersebut didirikan. Besarnya Gaya geser dasar seismik (V) yang bekerja pada struktur bangunan, dinyatakan sebagai berikut :

$$V = Cs.W = (Sa.Ie/R).W$$

dengan,

*Cs* = koefisien respons seismik
*Sa* = Spektrum respons percepatan desain (*g*);
*Ie* = Faktor keutamaan gempa;
*R* = Koefisien modifikasi respons;
*W* = Kombinasi dari beban mati dan beban hidup yang direduksi (*kN*).

## 3. METODE PENELITIAN

Penelitian dilakukan melalui 3 (tiga) tahapan penelitian yaitu :

1) Penelitian diawali dengan penentuan denah, tampak dan potongan gedung tipikal untuk sekolah. Penentuan pembebanan dan kombinasi pembebanan berdasarkan fungsi ruang gedung sekolah.
2) Meninjau Spektrum Respons Desain Kabupaten Kota di Jawa Tengah untuk perhitungan beban gempa yang akan disederhanakan.
3) Pembuatan model struktur beton bertulang gedung sekolah yang telah siap untuk dianalisis pada tahap selanjutnya.

## 4. HASIL PENELITIAN

### Tipikal Denah Gedung Sekolah

Permen Pendidikan Nasional Republik Indonesia Nomor 24 Tahun 2007 tentang Standar sarana dan prasarana untuk sekolah SD/MI, SMP/MTs dan SMA/MA mendefinisikan bangunan gedung sekolah adalah gedung yang sebagian atau seluruhnya berada di atas lahan, yang berfungsi sebagai tempat untuk melakukan pembelajaran pada pendidikan formal. Rasio minimum luas ruang kelas 2 $m^2$/peserta didik. Untuk rombongan belajar dengan peserta didik kurang dari 15 orang, luas minimum ruang kelas 30 $m^2$. Lebar minimum ruang kelas 5 m.

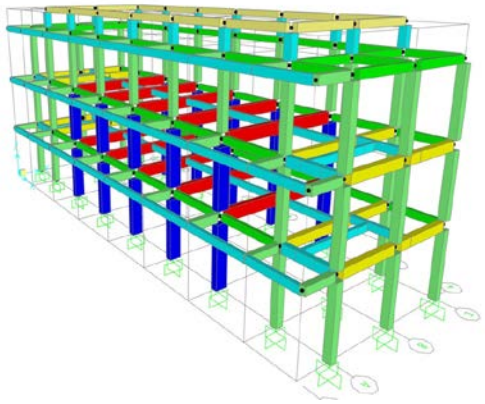
ISBN: 978-602-60286-0-0

## Permodelan Struktur

Struktur nantinya akan dimodelkan sebagai frame 3 dimensi dengan tumpuan berupa jepit. Beban mati (D) yang diperhitungkan dalam permodelan adalah beban sendiri struktur, beban finishing pada lantai sebesar 150 kg/m$^2$, beban finishing pada lantai dak sebesar 100 kg/m$^2$, beban mati tangga 35 kg/cm', dan beban dinding setengah bata sebesar h x 2,5 kg/cm' ; h = tinggi dinding dalam m'. Beban hidup (L) yang diperhitungkan dalam permodelan adalah beban hidup pada lantai sebesar 250 kg/m$^2$, beban hidup pada lantai dak sebesar 125 kg/m$^2$, beban hidup tangga 20 kg/cm'. Beban Gempa menggunakan perhitungan prosedur gaya lateral ekivalen yang seluruhnya mengacu pada SNI Gempa 2012.

Kombinasi beban untuk metoda ultimit. Struktur, komponen-elemen struktur dan elemen-elemen pondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut : 1,4D ; 1,2D + 1,6L ; 1,2D + 1,0E + L ; 0,9D + 1,0E.

Kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin. Beban-beban di bawah ini harus ditinjau dengan kombinasi-kombinasi berikut untuk perencanaan struktur, komponen-elemen struktur dan elemen-elemen pondasi berdasarkan metoda tegangan ijin: D ; D + L ; D + 0,7E ; 0,6D + 0,7E dengan, D = beban mati, L = beban hidup, dan E = beban gempa. Mutu beton direncanakan menggunakan K-250 dengan mutu baja tulangan ulir BJTD fy=400 MPa dan mutu baja tulangan polos BJTP fy=240 MPa. Berikut disajikan tipikal denah struktur gedung sekolah seperti pada Gambar 4.1.



**Gambar 4.1.** Model struktur gedung sekolah bentang tiap ruang kelas 8 m, jarak antar portal 4 m dan jarak lantai-ke-lantai 4 m.

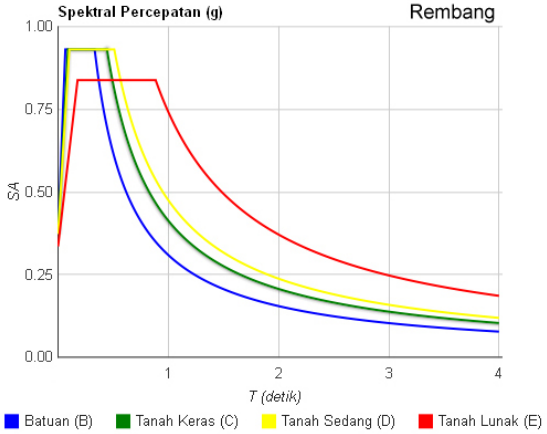
## Spektrum Respons Desain Kabupaten Kota di Jawa Tengah

Untuk Spektrum Respons Desain kabupaten kota di Jawa Tengah, nilai *Sa* sebarannya dapat dihitung dengan prosedur analisis beban seismik SNI Gempa 2012 dengan contoh hasil perhitungan untuk kabupaten Rembang seperti pada Gambar 4.2. Sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan perioda fundamental struktur, (*T*), diijinkan secara langsung menggunakan perioda bangunan pendekatan, (*Ta*). Perioda fundamental pendekatan (*Ta*), dalam detik, harus ditentukan dari persamaan $Ta$ = 0,1 N dengan, N = jumlah tingkat. Sehingga untuk tipikal gedung sekolah 3 lantai, $Ta$ = 0,1 N = 0,1.3 = 0,3 detik. Nilai $Ta$ = 0,3 detik kurang dari nilai $T_S$ untuk semua klasifikasi situs seperti pada Gambar 4.3, sehingga berdasarkan tipikal spektrum respons desain pada Gambar 2.3, $Sa = S_{DS}$.

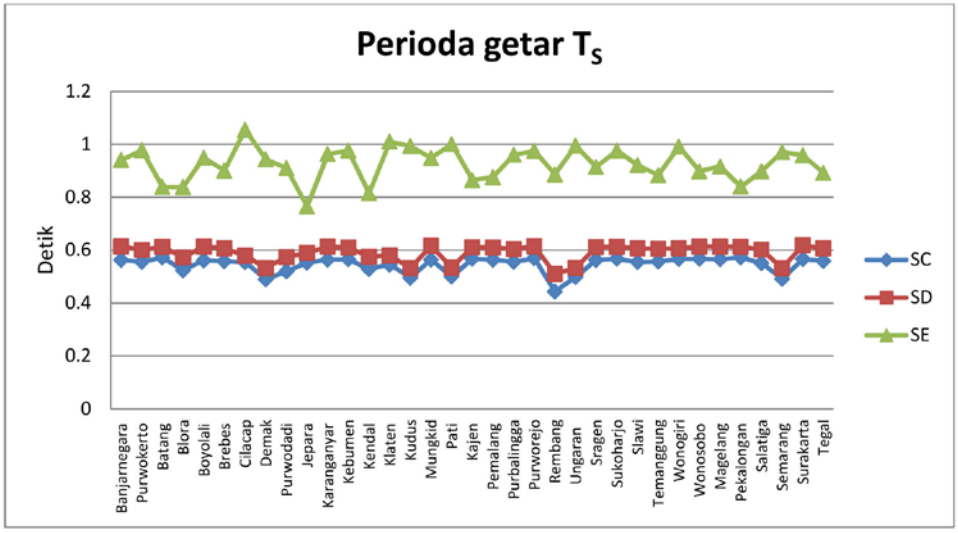
Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik (KDS) berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya, $S_{DS}$ dan $S_{D1}$ mengacu pada Gambar 4.4 dan 4.5 dan ditetapkan ke dalam kategori desain seismik yang lebih parah. Jika $0{,}50 \leq S_{DS}$ maka untuk fungsi gedung sekolah dengan kategori resiko IV dihasilkan kategori desain seismik D, dan jika $0{,}20 \leq S_{D1}$ dengan kategori resiko IV dihasilkan kategori desain seismik D. Berdasarkan sebaran nilai $S_{DS}$ dan $S_{D1}$ untuk kabupaten kota di Jawa Tengah maka diperoleh kategori desain seismik terparah adalalah D.

Sistem penahan gaya gempa lateral harus memenuhi salah satu tipe yang ditunjukkan dalam Tabel 2.4, untuk nilai KDS adalah D maka yang diijinkan adalah Rangka beton bertulang pemikul momen khusus (*sway special*) dengan Koefisien modifikasi respons (R)=8. Nilai faktor keutamaan gempa (Ie) untuk fungsi gedung sekolah dengan kategori resiko IV adalah 1,50.

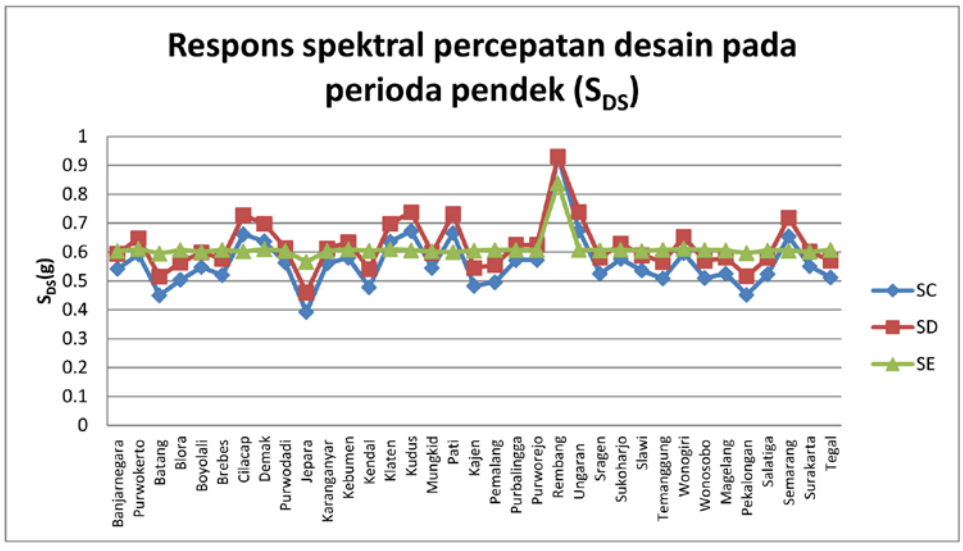
ISBN: 978-602-60286-0-0




**Gambar 4.2**. Spektrum respons desain kabupaten Rembang ( Lat: -6.7203478° , Long: 111.36796890° )

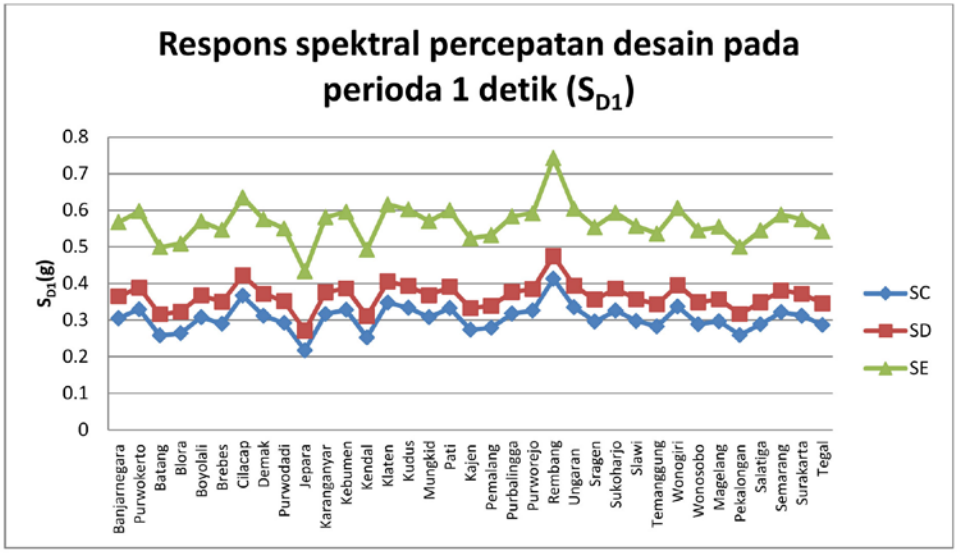



**Gambar 4.3.** – Periode Getar $T_S$ kabupaten kota di Jawa Tengah.




**Gambar 4.4.** – Respons spektral percepatan desain $S_{DS}$ kabupaten kota di Jawa Tengah.

ISBN: 978-602-60286-0-0




**Gambar 4.5.** – Respons spektral percepatan desain $S_{D1}$ kabupaten kota di Jawa Tengah.

## 5. PEMBAHASAN

Besarnya gaya geser dasar seismik (V) yang bekerja pada struktur bangunan sekolah di Jawa Tengah dengan jumlah lantai maksimum 3, dinyatakan sebagai berikut :

$$V = (Sa.Ie/R).W = (S_{DS}.1{,}50/8).W = 0{,}1875.\ S_{DS}.W$$

**Tabel 5.1.** Nilai $S_{DS}$ (g) untuk kabupaten kota di Jawa Tengah.

| Kota | Tanah Keras (SC) | Tanah Sedang (SD) | Tanah Lunak (SE) |
|---|---|---|---|
| Banjarnegara | 0,542 | 0,594 | 0,603 |
| Batang | 0,450 | 0,515 | 0,595 |
| Blora | 0,504 | 0,563 | 0,607 |
| Boyolali | 0,548 | 0,599 | 0,601 |
| Brebes | 0,520 | 0,576 | 0,607 |
| Cilacap | 0,662 | 0,728 | 0,602 |
| Demak | 0,637 | 0,698 | 0,610 |
| Jepara | 0,392 | 0,460 | 0,566 |
| Kajen | 0,483 | 0,545 | 0,605 |
| Karanganyar | 0,561 | 0,612 | 0,604 |
| Kebumen | 0,580 | 0,634 | 0,609 |
| Kendal | 0,478 | 0,541 | 0,604 |
| Klaten | 0,636 | 0,698 | 0,610 |
| Kudus | 0,673 | 0,738 | 0,606 |
| Magelang | 0.525 | 0,581 | 0,606 |
| Mungkid | 0.545 | 0,597 | 0,602 |
| Pati | 0,666 | 0,732 | 0,600 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

**Tabel 5.1.** Nilai $S_{DS}$ (g) untuk kabupaten kota di Jawa Tengah (lanjutan).

| Kota | Tanah Keras (SC) | Tanah Sedang (SD) | Tanah Lunak (SE) |
|---|---|---|---|
| Pekalongan | 0,452 | 0,517 | 0,596 |
| Pemalang | 0,496 | 0,556 | 0,607 |
| Purbalingga | 0,572 | 0,625 | 0,607 |
| Purwodadi | 0,563 | 0,614 | 0,604 |
| Purwokerto | 0,592 | 0,648 | 0,611 |
| Purworejo | 0,573 | 0,625 | 0,607 |
| Rembang | 0,931 | 0,931 | 0,838 |
| Salatiga | 0,524 | 0,580 | 0,606 |
| Semarang | 0,654 | 0,719 | 0,605 |
| Slawi | 0,536 | 0,589 | 0,604 |
| Sragen | 0,525 | 0,581 | 0,606 |
| Sukoharjo | 0,576 | 0,629 | 0,608 |
| Surakarta | 0,551 | 0,602 | 0,601 |
| Tegal | 0,512 | 0,570 | 0,607 |
| Temanggung | 0,508 | 0,566 | 0,607 |
| Ungaran | 0,674 | 0,739 | 0,607 |
| Wonogiri | 0,596 | 0,652 | 0,612 |
| Wonosobo | 0,510 | 0,569 | 0,607 |

Gaya geser dasar seismik (V) ini sesuai dengan prosedur gaya lateral ekivalen didistribusikan pada berbagai elemen vertikal sistem penahan gaya gempa di tingkat yang ditinjau berdasarkan pada kekakuan lateral relatif elemen penahan vertikal dan diafragma baik secara distribusi vertikal dan horisontal. Biaya per-m$^2$ pelaksanaan konstruksi untuk pembangunan bangunan gedung meliputi pekerjaan struktur, arsitektur dan finishing, serta utilitas bangunan gedung perlu memasukkan faktor $S_{DS}$ untuk penyesuaian biaya pekerjaan konstruksi.

## 6. KESIMPULAN

1) Besarnya gaya geser dasar seismik (V) yang bekerja pada struktur bangunan sekolah di Jawa Tengah dengan jumlah lantai maksimum 3, dinyatakan V = = 0,1875. $S_{DS}$.W dengan $S_{DS}$ = parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek (g) tiap kabupaten kota dan klasifikasi situs; dan W = kombinasi dari beban mati dan beban hidup yang direduksi (*kN*).
2) Gaya geser dasar seismik (V) ini sesuai dengan prosedur gaya lateral ekivalen didistribusikan pada berbagai elemen vertikal sistem penahan gaya gempa di tingkat yang ditinjau berdasarkan pada kekakuan lateral relatif elemen penahan vertikal dan diafragma baik secara distribusi vertikal dan horisontal.
3) Biaya per-m$^2$ pelaksanaan konstruksi untuk pembangunan bangunan gedung meliputi pekerjaan struktur, arsitektur dan finishing, serta utilitas bangunan gedung perlu memasukkan faktor $S_{DS}$ untuk penyesuaian biaya pekerjaan konstruksi.

## DAFTAR PUSTAKA

BSN (2012). *SNI 1726:2012 : Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung*, Badan Standardisasi Nasional.

Direktorat Pembinaan SMA (2010). "Pedoman Teknis Bangunan Sekolah Tahan Gempa". Dirjen Pendidikan Menengah Kementerian Pendidikan Nasional.

Indarto H., Andiyarto, H.T.C., Putra, K.C.A. (2013). "Aplikasi SNI Gempa 1726:2012 for Dummies". http://filebambangdewasa.wordpress.com, Bambang Dewasa's Files.

Mendiknas (2007). "Permen Pendidikan Nasional Republik Indonesia Nomor 24 Tahun 2007 tentang Standar sarana dan prasarana untuk sekolah SD/MI, SMP/MTs dan SMA/MA". Kementerian Pendidikan Nasional.

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PREDIKSI RESPONS STRUKTUR BANGUNAN BERDASARKAN SPEKTRA GEMPA INDONESIA MENGGUNAKAN JARINGAN SARAF TIRUAN

**Reni Suryanita[1], Hendra Jingga[2], Harnedi Maizir[3] dan Enno Yuniarto [4]**

*[1]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Riau, Kampus Binawidya Jl. HR. Soebrantas KM.12,5 Pekanbaru*
*Email: reni.suryanita@eng.unri.ac.id*
*[2]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Riau, Kampus Binawidya Jl. HR. Soebrantas KM.12,5 Pekanbaru*
*Email: hendra.jingga.4362@gmail.com*
*[3]Jurusan Teknik Sipil, Sekolah Tinggi Teknologi Pekanbaru, Jl. Dirgantara No.4 Pekanbaru*
*Email: hmaizir@gmail.com*
*[4]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Riau, Kampus Binawidya Jl. HR. Soebrantas KM.12,5 Pekanbaru*
*Email: enno_yuniarto@yahoo.com*

## ABSTRAK

Jaringan Saraf Tiruan (JST) adalah model perhitungan yang meniru mekanisme kerja jaringan saraf makhluk hidup. JST mampu memodelkan hubungan nonlinear antara parameter *input* dan *output* dalam proses *training* dan *testing*. Di bidang Teknik Sipil khususnya analisis struktur, JST telah banyak diaplikasikan sebagai alat prediksi. Dalam penelitian ini, penggunaan JST bertujuan untuk memprediksi respons struktur gedung beton bertulang berdasarkan data beban gempa, kondisi tanah, dan geometri struktur. Data respons struktur dikumpulkan dengan melakukan analisis spektrum respons ragam untuk 11 kota di Pulau Sumatera sebagai lokasi gempa, 3 kondisi tanah, dan 3 model struktur (10 lantai, 15 lantai, dan 20 lantai) dengan bantuan *software* elemen hingga. Dengan variasi tersebut dan meninjau seluruh elevasi lantai gedung, diperoleh 1485 data respons struktur berupa simpangan, kecepatan, dan percepatan pusat lantai yang dievaluasi berdasarkan persyaratan SNI 1726-2012. Sebanyak 1080 data digunakan untuk *training* JST sedangkan 405 data lagi digunakan untuk *testing* JST dengan metode *Backpropagation* (BP). Setelah di-*training*, JST yang dihasilkan mampu memprediksi parameter simpangan dan kecepatan pusat lantai dengan tingkat akurasi berdasarkan koefisien determinasi ($R^2$) di atas 95%. Sedangkan untuk parameter percepatan pusat lantai, akurasinya lebih rendah, yaitu 83%. Tingkat akurasi $R^2$ mendekati 100% menunjukkan bahwa hasil prediksi mendekati nilai yang ditargetkan. Berdasarkan hasil studi ini dapat disimpulkan bahwa respons struktur untuk model yang telah ditentukan di wilayah lokasi gempa Sumatera dapat diprediksi dengan menggunakan Jaringan Saraf Tiruan. Diharapkan model perhitungan JST ini dapat membantu perencana bangunan dalam memperkirakan respons struktur suatu bangunan yang akan direncanakan di lokasi gempa tertentu.

Kata kunci: Backpropagation, Kecepatan, Koefisien determinasi ($R^2$), Percepatan, Simpangan.

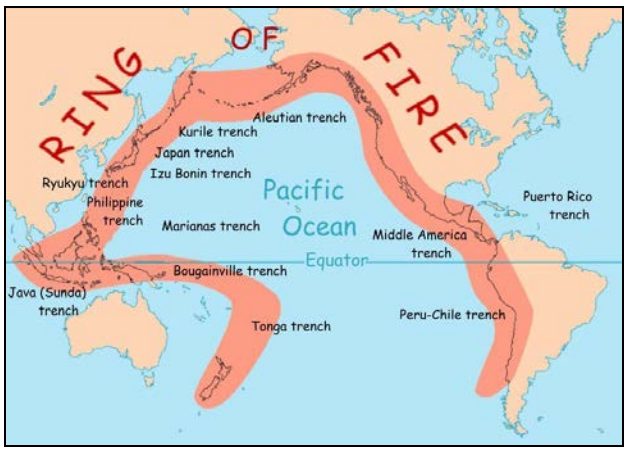
## 1. PENDAHULUAN

Indonesia merupakan salah satu negara rawan gempa karena dikelilingi lempeng kerak bumi yang merupakan jalur titik gempa yang disebut dengan istilah Lingkaran Api Pasifik (*Pacific Ring of Fire*). Di sepanjang Lingkaran Api Pasifik terdapat barisan gunung berapi aktif dan pelat tektonik yang bergerak dan bertumbukan satu sama lain. Hal tersebut menyebabkan daerah yang dilintasi Lingkaran Api Pasifik seperti yang terlihat pada Gambar 1 cenderung mengalami pergerakan tanah atau gempa yang besar.

Karakteristik gempa Indonesia yang kuat seperti yang terjadi di Aceh pada 26 Desember 2004 berkekuatan 9,3 SR dan di Padang pada 30 September 2009 dengan kekuatan 7,9 SR sangat membahayakan struktur bangunan yang berdiri di atasnya, khususnya bangunan tinggi (bertingkat banyak). Bangunan tinggi cenderung mengalami perpindahan atau goyangan yang lebih besar saat terjadi gempa dibandingkan dengan bangunan yang lebih rendah. Keruntuhan bangunan akibat gempa juga umumnya sangat mendadak dan berbahaya bagi proses evakuasi jika tidak didesain dengan benar. Oleh karena itu, desain struktur bangunan di wilayah Indonesia harus mengacu kepada Peta Gempa Indonesia dan metode desain struktur yang telah disyaratkan di dalam SNI 1726-2012.

Penelitian terdahulu yang menggunakan Spektra Gempa Indonesia telah dilakukan oleh Irsyam, et al (2008), Asrurifak, et al (2010) dan Dewi, et al (2015). Begitu juga dengan penelitian di bidang dinamika struktur yang menggunakan metode Jaringan Saraf Tiruan telah dilakukan oleh Setio, et al (1999) dan Setio, et al (2008). Namun studi yang membahas penelitian terkait yang dapat memprediksi respons struktur berupa nilai simpangan (perpindahan), kecepatan dan percepatan maksimum struktur berdasarkan respons spektra Indonesia menggunakan metode Jaringan Saraf Tiruan

(JST) belum pernah dilakukan. Sementara itu, penelitian di luar Indonesia telah banyak yang mendiskusikan desain respons spektra menggunakan JST atau yang dikenal dengan istilah *Artificial Neural Networks* seperti yang dilakukan Lee dan Han (2002) dan Bojórquez, et al (2012).




Gambar 1 *Pacific Ring of Fire* (USGS, 1999)

JST merupakan salah satu cabang ilmu Kecerdasan Buatan (*Artificial Intelligence*) yang banyak digunakan di bidang sains dan teknologi karena mampu memodelkan hubungan antara variabel yang kompleks dengan nonlinearitas tinggi. JST dapat menghitung *output* berdasarkan *input* yang dimasukkan dengan kecepatan tinggi relatif terhadap analisis elemen hingga respons spektra. Namun, JST harus dilatih dengan volume data yang cukup besar sebelum dapat memprediksi *output* dengan akurasi yang memadai. Berdasarkan uraian di atas, maka penelitian ini difokuskan untuk memprediksi respons struktur bangunan bertingkat banyak terhadap Spektra Gempa Indonesia khususnya di Pulau Sumatera menggunakan JST. Diharapkan metode JST ini dapat membantu perencana bangunan dalam memperkirakan respons struktur suatu bangunan yang akan direncanakan di lokasi gempa tertentu.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

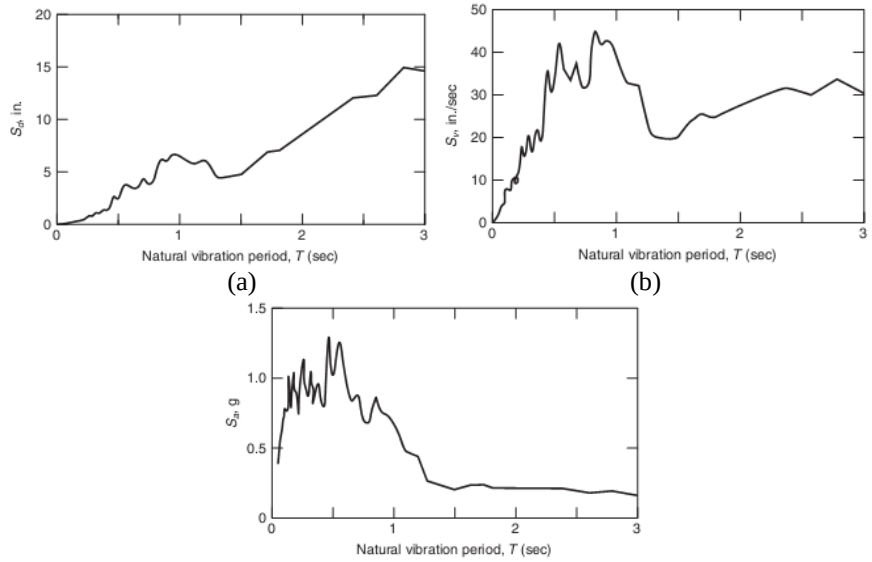
### Spektrum Respons Desain

Spektrum respons desain adalah grafik yang menyatakan hubungan antara periode getar struktur ($T$) dengan respons struktur maksimum saat mengalami getaran gempa tertentu. Berdasarkan jenis respons struktur yang ditinjau, terdapat 3 jenis spektrum respons desain, yaitu spektrum respons desain percepatan ($S_a$), spektrum respons desain kecepatan ($S_v$), dan spektrum respons desain perpindahan ($S_d$). Contoh ketiga jenis spektrum respons tersebut dapat dilihat pada Gambar 2. Struktur dengan periode getar yang rendah umumnya bergetar dengan percepatan tinggi dan perpindahan yang kecil, sedangkan struktur dengan periode getar yang tinggi bergetar dengan percepatan rendah tetapi perpindahannya lebih besar.

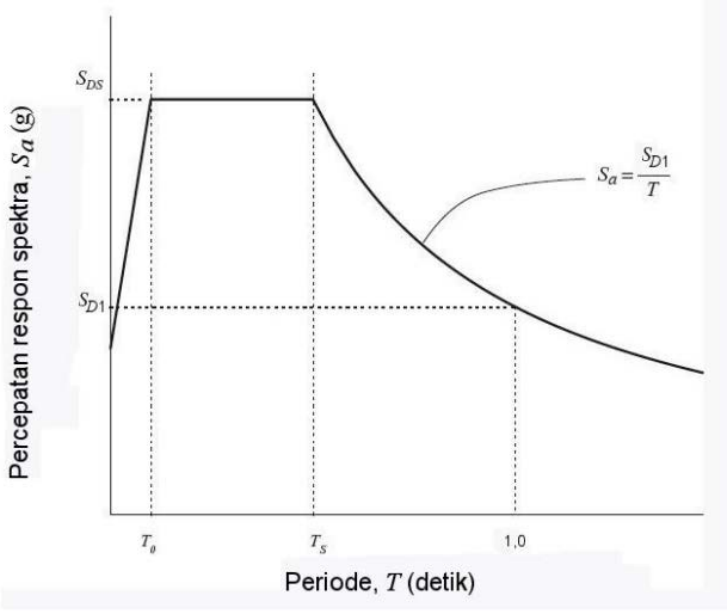
Spektrum respons desain untuk Indonesia diatur dalam SNI 1726-2012 yang secara umum mengacu pada ASCE 7-10 (Arfiadi dan Satyarno, 2013). SNI 1726-2012 mengatur tata cara memperoleh grafik spektrum respons desain di seluruh wilayah Indonesia, yaitu dengan prosedur sebagai berikut:

1. Menentukan spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan untuk periode pendek ($S_s$) dan spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan untuk periode 1,0 detik ($S_1$) berdasarkan peta gempa Indonesia.
2. Menentukan kelas situs berdasarkan kondisi tanah
3. Menentukan koefisien situs $F_a$ dan $F_v$ berdasarkan kelas situs, $S_s$, dan $S_1$
4. Menghitung parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek ($S_{MS}$) dan periode 1 detik ($S_{M1}$)
5. Menghitung percepatan spektral desain untuk periode pendek ($S_{DS}$) dan periode 1 detik ($S_{D1}$)
6. Menghitung perioda $T_0$ dan $T_s$
7. Menghitung spektrum respons percepatan desain ($S_a$) kemudian menggambarkan grafiknya seperti Gambar 3.
   a. Untuk periode ($T$) lebih kecil dari $T_0$, spektrum respons percepatan desain:
      $S_a = S_{DS} ( 0,4 + 0,6 (T/T_0))$ (1)
   b. Untuk $T_0 \leq T \leq T_s$, spektrum respons percepatan desain:
      $S_a = S_{DS}$ (2)
   c. Untuk $T > T_s$, spektrum respons percepatan desain:
      $S_a = S_{D1} / T$ (3)

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 2 Spektrum Respons Gempa (Wight dan MacGregor, 2012)
(a) Spektrum Respons Perpindahan, (b) Spektrum Respons Kecepatan, dan (c) Spektrum Respons Percepatan.




Gambar 3 Spektrum Respons Desain

## Analisis Spektrum Respons Ragam

Analisis spektrum respons ragam adalah analisis struktur linear dinamik untuk memperoleh respons struktur maksimum yang telah memperhitungkan kontribusi ragam getar alami struktur yang lebih tinggi. Parameter respons struktur maksimum, yaitu percepatan, perpindahan, dan kecepatan merupakan fungsi dari periode getar struktur yang diperoleh dari analisis ragam (*modal analysis*). Sebelum melakukan analisis spektrum respons ragam, analisis ragam harus dilakukan terlebih dahulu untuk memperoleh periode getar struktur. Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.9.1, jumlah ragam harus diambil sedemikian rupa sehingga menghasilkan partisipasi massa ragam terkombinasi (*modal mass participation factor*) melebihi 90% dari massa aktual pada masing-masing arah horizontal tegak lurus dari struktur.

Pada analisis spektrum respons untuk setiap respons ragam individual, hubungan antara perpindahan, kecepatan, dan percepatan maksimum merupakan fungsi dari frekuensi sudut getaran struktur pada ragam tersebut ($\omega_i$). Persamaan (4) menunjukkan hubungan antara percepatan maksimum ($S_{a,i}$) dengan perpindahan maksimum struktur ($S_{D,i}$) sedangkan Persamaan (5) menunjukkan hubungan antara perpindahan maksimum ($S_{D,i}$) dengan kecepatan maksimum struktur ($S_{v,i}$) (Paz, 1985).

ISBN: 978-602-60286-0-0

$$S_{a,i} = -\omega_i^2 S_{D,i} \quad (4)$$

$$S_{v,i} = \omega_i S_{D,i} \quad (5)$$

Repons struktur merupakan perpindahan dan gaya dalam yang dihasilkan setiap tingkat ragam getar yang dikombinasikan menggunakan Metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (SRSS) atau Metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (CQC). Metode CQC lebih baik digunakan jika selisih periode getar struktur antar tingkat ragam getar adalah kecil. Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.9.4.2, jika gaya geser dasar (*base shear*) yang dihasilkan analisis spektrum respons ragam ($V_t$) lebih kecil dari $0{,}85C_sW$, maka simpangan antar lantai harus dikalikan dengan $0{,}85C_sW/V_t$. Nilai $V_t$ merupakan gaya geser dasar terkombinasi dan sudah dimodifikasi dengan faktor pembagi $R/I_e$. Nilai $C_s$ dihitung menggunakan Persamaan (6) yang merupakan fungsi dari parameter spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan untuk periode 1 detik ($S_1$), faktor modifikasi respons ($R$), dan faktor keutamaan gempa ($I_e$).

$$C_s = 0.5S_i / (R/I_e) \quad (6)$$

## Jaringan Saraf Tiruan (Artificial Neural Networks)

Jaringan Saraf Tiruan (JST) adalah model perhitungan yang meniru mekanisme kerja jaringan saraf makhluk hidup. JST terdiri dari neuron-neuron yang merupakan unit pengolahan informasi seperti pada jaringan saraf biologis. JST telah digunakan dalam berbagai disiplin ilmu karena mampu memodelkan perhitungan yang kompleks dengan nonlinearitas tinggi seperti permasalahan yang umumnya dijumpai di alam.

Struktur JST dalam studi ini terdiri dari *input layer (8 neurons)*, *hidden layer( 24 neurons)*, dan *output layer (6 neurons)*. *Input layer* berisi neuron-neuron yang menerima data langsung dari luar (eksternal). *Hidden layer* menerima sinyal dari *input layer* dan meneruskannya ke *output layer*. Jumlah neuron dalam *hidden layer* mempengaruhi keakuratan dan kemampuan JST dalam memodelkan nonlinearitas. *Output layer* berisi neuron-neuron yang merepresentasikan target dan *output* dari model perhitungan. Selisih target dan *output* dari model perhitungan JST adalah tingkat kesalahan JST.

Neuron JST berfungsi seperti neuron biologis. Koneksi antar neuron dapat dianalogikan sebagai dendrit dan akson, dan kekuatan koneksi antar neuron sebagai kekuatan sinapsis (Basheer dan Hajmeer, 2000). Mekanisme transfer sinyal pada JST dimana $x_n$ menyatakan kekuatan sinyal dari neuron sebelumnya yang terhubung (*input*) dan $w_n$ menyatakan faktor bobot yang digunakan untuk menjumlahkan seluruh sinyal *input*. Secara matematis, *net input* yang diterima suatu neuron ($\xi$) dinyatakan dengan Persamaan (7).

$$\xi = \sum w.x \quad (7)$$

Angka $\xi$ yang telah diperoleh sebagai jumlah terfaktor dari sinyal neuron sebelumnya akan digunakan untuk menentukan sinyal *output* dari neuron yang bersangkutan, yaitu dinyatakan dalam fungsi aktivasi, $y = \sigma(\xi)$.

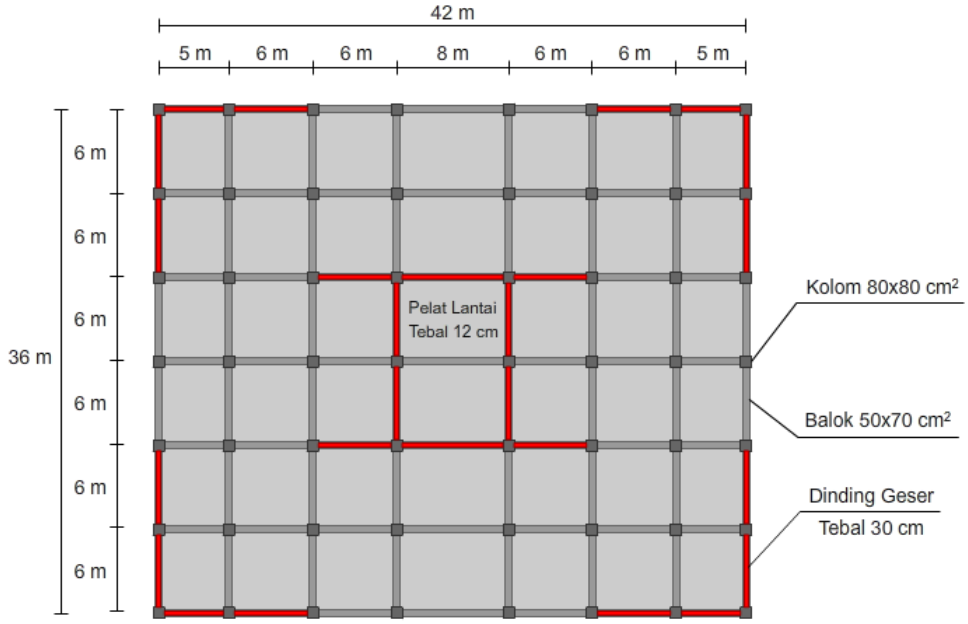
## 3. METODOLOGI PENELITIAN

### Sistem, geometri dan pembebanan struktur

Struktur gedung yang ditinjau merupakan struktur gedung perkantoran dengan denah lantai seperti yang terlihat pada Gambar 4. Denah lantai adalah identik mulai dari lantai dasar (*base*) hingga lantai atap (*rooftop*). Jumlah tingkat gedung adalah bervariasi, yaitu 10 lantai untuk Model 1, 15 lantai untuk Model 2, dan 20 lantai untuk Model 3. Tinggi kolom di atas lantai dasar adalah 4,5 m, sedangkan tinggi kolom di atas lantai lainnya adalah 4 m. Dengan demikian, tinggi total Model 1 adalah 40,5 m, tinggi total Model 2 adalah 60,5 m, dan tinggi total Model 3 adalah 80,5 m. Data geometri struktur untuk seluruh model ditabulasikan dalam Tabel 1.

Sistem penahan gaya lateral (gempa) untuk seluruh model struktur adalah struktur ganda dengan rangka pemikul momen khusus beton bertulang yang dikombinasikan dengan dinding geser beton bertulang khusus. Jenis sistem struktur tersebut dipilih karena tidak ada batasan tinggi struktur (SNI 1726-2012). Selain itu dengan menempatkan dinding geser yang terdistribusi di bagian interior dan eksterior seperti pada Gambar 4, respons perpindahan lateral struktur dapat diminimalkan khususnya jika dikenai gempa kuat. Dinding geser ditempatkan secara menerus mulai dari lantai dasar hingga lantai atap, sehingga menghasilkan tahanan lateral yang merata dan menghindari ketidakberaturan struktur. Untuk mengantisipasi terhadap kondisi tumpuan pada tanah lunak, maka tumpuan diasumsikan sebagai sendi yang bebas berotasi.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 4 Denah Lantai Gedung Perkantoran

Tabel.1 Data Geometri Struktur Gedung Model 1, Model 2, dan Model 3

| Karakteristik Geometri | Model 1 | Model 2 | Model 3 |
|---|---|---|---|
| Jumlah bentang arah X | 7 | 7 | 7 |
| Jumlah bentang arah Y | 6 | 6 | 6 |
| Total panjang bentang arah X | 42 m | 42 m | 42 m |
| Total panjang bentang arah Y | 36 m | 36 m | 36 m |
| Jumlah tingkat | 10 | 15 | 20 |
| Tinggi total gedung | 40,5 m | 60,5 m | 80,5 m |

Beban gempa untuk analisis spektrum respons ragam adalah parameter spektrum respons percepatan desain ($S_a$) sebagai fungsi periode getar struktur ($T$) yang digambarkan dalam suatu grafik spektrum respons. Parameter $S_a$ bergantung pada lokasi gempa dan kondisi tanah. Dalam penelitian ini, dipilih 8 ibukota provinsi dan 3 kota besar lainnya di Pulau Sumatera dengan 3 kondisi tanah (tanah lunak, sedang, dan keras) sebagai perwakilan lokasi gempa, yaitu:

Delapan ibukota provinsi di Pulau Sumatera (untuk *training* JST):

a. Kota Banda Aceh,
b. Kota Medan,
c. Kota Pekanbaru,
d. Kota Padang,
e. Kota Jambi,
f. Kota Palembang,
g. Kota Bengkulu,
h. Kota Bandar Lampung.

Tiga kota besar lainnya di Pulau Sumatera (untuk *testing* JST)::

a. Kota Dumai,
b. Kota Pagaralam,
c. Kota Bukittinggi.

Grafik spektrum respons percepatan desain untuk setiap lokasi gempa dan kondisi tanah dapat ditentukan berdasarkan prosedur yang ditetapkan dalam SNI 1726-2012.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## Metode Perhitungan Jaringan Saraf Tiruan (JST)

Salah satu tipe JST yang paling banyak diaplikasikan adalah *backpropagation* (BP). Iterasi JST BP terdiri dari dua proses perhitungan, yaitu perhitungan maju (*forward*) dan perhitungan mundur (*backpropagation*). Pada perhitungan maju, data dimasukkan ke tiap neuron dalam *input layer* dan perhitungan dilanjutkan sampai ke *output layer*. Perbedaan antara nilai *output* yang diprediksi JST BP dengan nilai *output* yang semestinya (nilai target) disebut tingkat kesalahan (*error*). Nilai *error* tersebut kemudian digunakan untuk memodifikasi faktor bobot JST BP dalam proses perhitungan mundur dari *output layer* ke *input layer*. Proses satu kali perhitungan maju dan satu kali perhitungan mundur untuk sebuah data set disebut satu kali iterasi (*epoch*).

Prosedur iterasi JST BP menurut Basheer dan Hajmeer (2000) adalah sebagai berikut:

1. Mengumpulkan data *input* dan target untuk melatih JST BP.
2. Menentukan jumlah lapisan dan jumlah neuron tiap lapisan.
3. Menghitung nilai suatu neuron $\xi_j^l$ yang merupakan *net input* neuron ke-*j* pada lapisan *l*, $N_{l-1}$ adalah jumlah neuron pada lapisan $l-1$, $w_{ji}^l$ adalah faktor bobot yang menyatakan hubungan antara neuron ke-*j* pada lapisan *l* dengan neuron ke-*i* pada lapisan $l-1$, $x_i^{l-1}$ adalah nilai neuron ke-*i* pada lapisan *l* - 1, dan $\sigma(\xi)$ adalah fungsi sigmoid untuk menghitung nilai neuron ke-*j* pada lapisan *l*.

$$\xi_j^l = \sum_{i=1}^{N_{l-1}} w_{ji}^l x_i^{l-1} \quad (8)$$

$$\sigma(\xi) = \frac{1}{1+e^{-\xi}} \quad (9)$$

4. Jika *error* masih berada di luar toleransi, maka faktor bobot JST BP dimodifikasi dengan Persamaan (10) dimana $w_{ji}^l(t-1)$ adalah faktor bobot sebelum dimodifikasi dan $w_{ji}^l(t)$ adalah faktor bobot setelah dimodifikasi.

$$w_{ji}^l(t) = w_{ji}^l(t-1) + \Delta w_{ji}^l(t) \quad (10)$$

Perubahan faktor bobot $\Delta w_{ji}^l(t)$ dihitung dengan Persamaan (11). *Learning rate* (η) dan koefisien momentum (μ) adalah dua besaran yang mengontrol kecepatan *training*. *Learning rate* mempengaruhi kecepatan modifikasi faktor bobot berdasarkan tingkat kesalahan neuron ($\delta_j^i$), sedangkan koefisien momentum mempengaruhi kecepatan modifikasi faktor bobot berdasarkan perubahan faktor bobot pada iterasi sebelumnya $\Delta W_{ji}^l(t\text{-}1)$.

$$\Delta w_{ji}^l(t) = \eta \delta_j^l x_i^{l-1} + \mu \Delta w_{ji}^l(t-1) \quad (11)$$

Tingkat kesalahan JST dinyatakan sebagai *mean squared errors* (MSE) yang dihitung dengan MSE = 0,5 $(T_i - Y_i)$ dimana $(T_i - Y_i)$ merupakan selisih nilai *output* aktual (target) dengan nilai *output* yang diprediksi JST. Selain dengan menghitung MSE, akurasi dari prediksi JST dapat ditentukan dengan menghitung koefisien determinasi ($R^2$) dihitung dengan Persamaan (12), yaitu merupakan fungsi dari selisih *output* prediksi JST ($Y_i$) dengan nilai target ($T_i$). Besaran $T_{avg}$ adalah nilai rerata dari seluruh nilai target sebanyak *n* buah data. Semakin baik prediksi JST terhadap nilai yang sebenarnya (target), maka nilai $R^2$ mendekati 1.

$$R^2 = 1 - \left[\frac{\sum_i^n (T_i - Y_i)^2}{\sum_i^n (T_i - T_{avg})^2}\right] \quad (12)$$

Parameter yang dipilih sebagai *input* JST dalam penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. *Peak ground acceleration* (PGA).
2. Percepatan spektral desain untuk periode pendek ($S_{DS}$).
3. Percepatan spektral desain untuk periode 1 detik ($S_{D1}$).
4. Periode percepatan puncak awal ($T_0$).
5. Periode percepatan puncak akhir ($T_s$).
6. Kondisi tanah, yaitu diberi kode 0 untuk tanah keras, 1 untuk tanah sedang, dan 2 untuk tanah lunak.
7. Tinggi total struktur.
8. Elevasi pusat lantai yang ditinjau.

Parameter yang dipilih sebagai *output* JST dalam penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Simpangan pusat lantai pada arah X dan Y (2 neuron).
2. Kecepatan pusat lantai pada arah X dan Y (2 neuron).
3. Percepatan pusat lantai pada arah X dan Y (2 neuron).

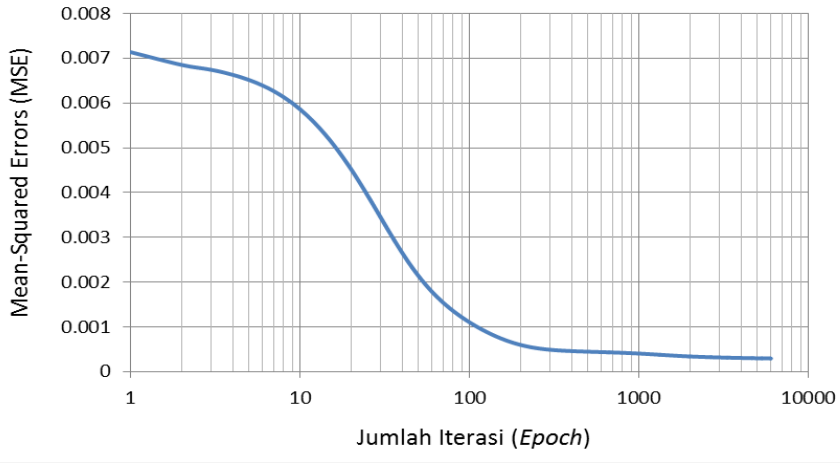
ISBN: 978-602-60286-0-0

## 4. HASIL DAN ANALISIS

Setelah mencoba-coba variasi parameter *training* JST, hasil *training* terbaik diperoleh dengan menetapkan nilai beberapa besaran sebagai berikut:

- Jumlah iterasi : 6000 *epochs*
- *Learning rate* : 0,05
- Koefisien momentum : 0
- Rentang normalisasi variabel : 0 – 0,5

Proses *training* JST untuk simpangan pusat lantai dilakukan hingga iterasi ke-6000 dan diperoleh nilai MSE rata-rata akhir sebesar 0,0003. Gambar 5 menunjukkan pola penurunan MSE seiring dengan berjalannya proses *training*. Pada iterasi ke-1, nilai MSE turun menjadi 0,0071. Penurunan nilai MSE paling drastis terjadi pada iterasi ke-10 hingga iterasi ke-200, yaitu dari 0,0060 menjadi 0,0006. Di atas iterasi ke-200 menuju iterasi ke-6000, nilai MSE hanya turun menjadi setengahnya, yaitu dari 0,0006 menjadi 0,0003. Hal tersebut ditunjukkan oleh kemiringan garis kurva nomor iterasi vs. MSE yang sangat landai.

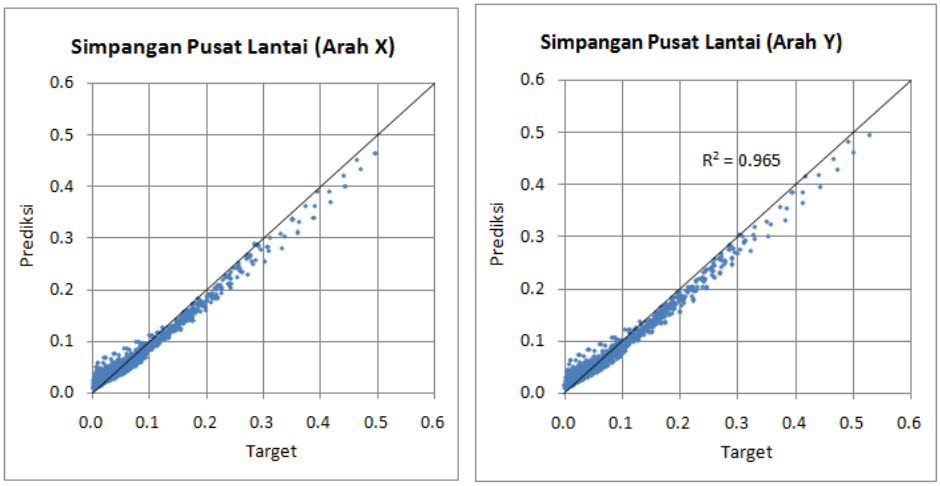



Gambar 5. Grafik Jumlah Iterasi vs. MSE

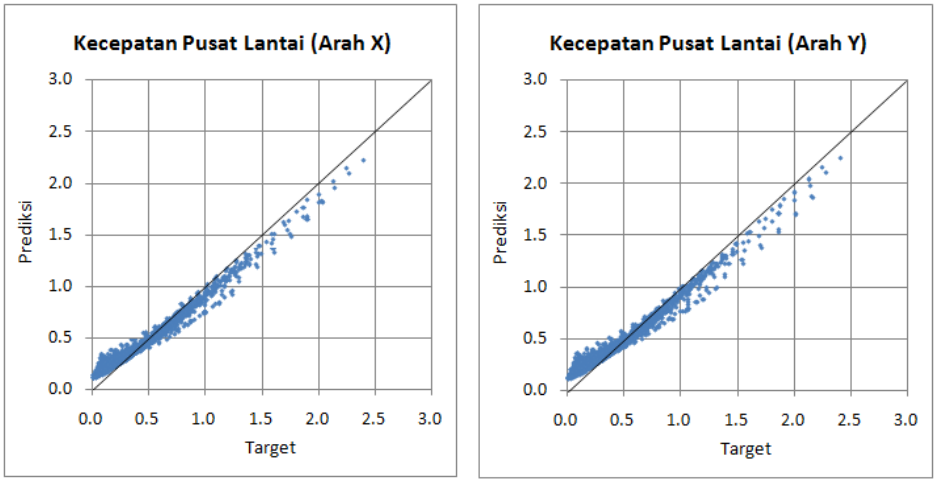
Berdasarkan hasil perhitungan, dapat dilihat bahwa MSE untuk parameter simpangan lantai adalah relatif kecil (0,0003), hal tersebut menunjukkan bahwa JST sangat baik dalam memprediksi simpangan pusat lantai. Demikian juga untuk perhitungan kecepatan pusat lantai. Koefisien determinasi diperoleh nilai $R^2$ yang berkisar antara 0,965 untuk simpangan pusat lantai dan 0,948 untuk kecepatan pusat lantai. Jika digunakan ketelitian dengan dua angka di belakang koma, nilai $R^2$ berkisar 0,95 atau 95%. Sedangkan akurasi untuk percepatan lebih rendah dibandingkan dengan akurasi simpangan dan kecepatan pusat lantai, yaitu 0.83 atau 83%. Ketiga angka akurasi untuk respons struktur tersebut sudah menunjukkan tingkat kecocokan nilai target dengan nilai prediksi JST yang tinggi, yaitu sudah melebihi 80%.

Berdasarkan Gambar 6 dan Gambar 7, secara visual JST yang dilatih sudah mampu memprediksi simpangan dan kecepatan lantai dengan baik untuk kedua arah, yaitu ditunjukkan dengan dekatnya distribusi titik-titik target vs. prediksi ke garis diagonal (garis *perfect fit*). Kinerja JST yang sudah dilatih dalam memprediksi simpangan dan kecepatan pusat lantai mampu memprediksi nilai prediksi dengan baik, namun untuk prediksi percepatan pusat lantai tidak sebaik prediksi simpangan dan kecepatan pusat lantai seperti telihat pada Gambar 8. Kesamaan akurasi simpangan dan kecepatan pusat lantai tersebut disebabkan oleh hubungan yang linear antara kecepatan dengan simpangan pusat lantai, yaitu merupakan fungsi dari frekuensi sudut getaran struktur. Karena memiliki pola perubahan yang sama, maka JST memiliki kinerja yang sama pula dalam memprediksi simpangan pusat lantai dan kecepatan pusat lantai.

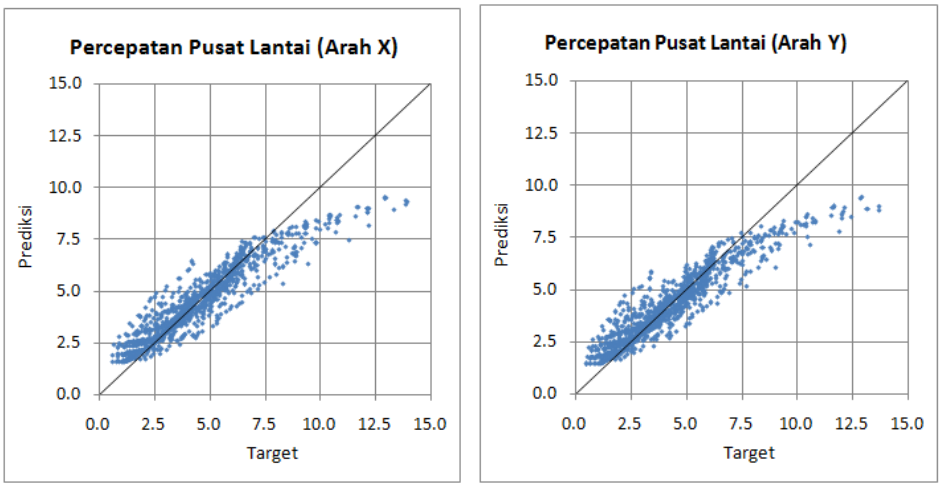
ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 6. Grafik Target vs. Prediksi JST 96% untuk simpangan pusat lantai arah X dan arah Y




Gambar 7 Grafik Target vs. Prediksi JST 95% untuk kecepatan pusat lantai arah X dan arah Y

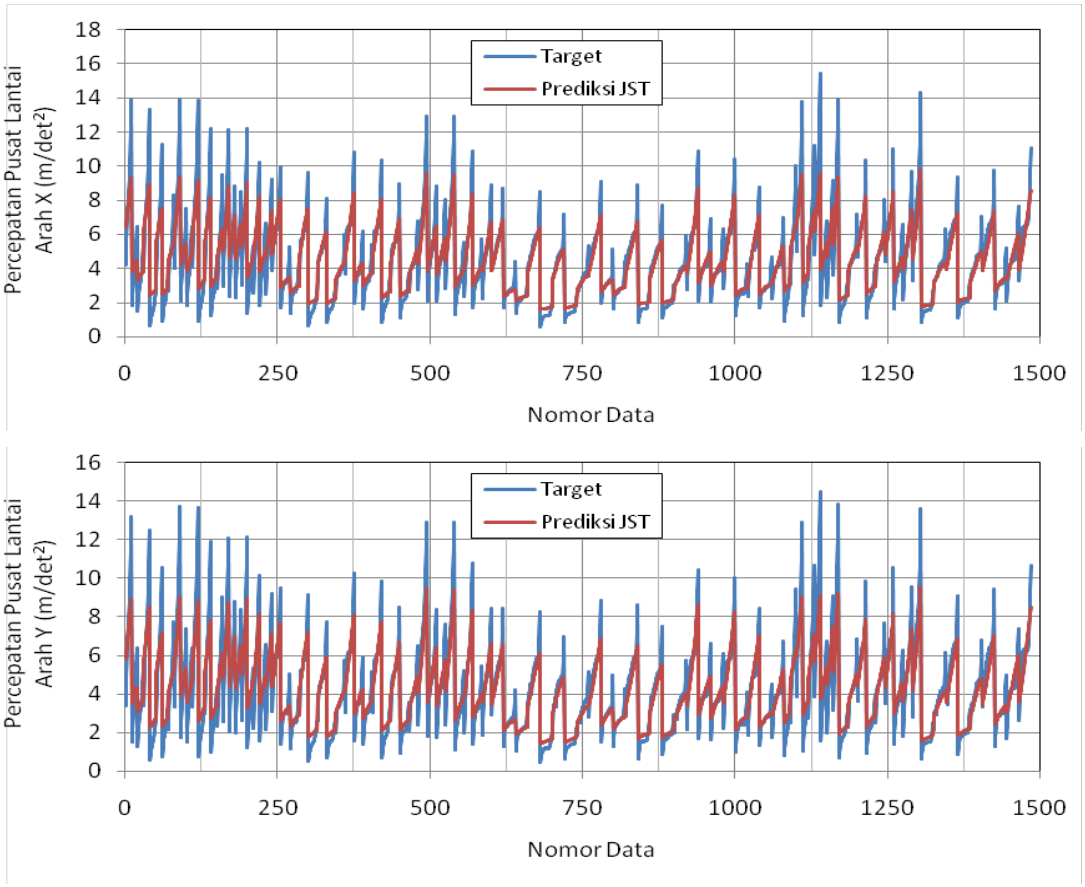



Gambar 8. Grafik Target vs. Prediksi JST 83% untuk percepatan pusat lantai arah X dan arah Y

Catatan: Satuan simpangan pusat lantai adalah meter, kecepatan pusat lantai adalah m/det, dan percepatan pusat lantai adalah m/det$^2$.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Perbandingan nilai prediksi JST dan nilai target untuk percepatan pusat lantai pada tahap *training* untuk sejumlah 1080 data maupun *testing* sebanyak 405 data menunjukkan hasil prediksi JST terhadap percepatan pusat lantai untuk beberapa kasus yang dipilih. JST yang telah dilatih dapat memprediksi nilai percepatan pusat lantai, tetapi akurasinya jauh di bawah prediksi simpangan dan kecepatan pusat lantai. Hal tersebut disebabkan oleh kurva percepatan target yang memiliki kemiringan dan kelengkungan yang berbeda-beda sehingga menyulitkan JST dalam proses *training*. Selain itu, bentuk kurva percepatan target cukup berbeda dengan kurva simpangan dan kecepatan target. Akibatnya adalah *training* JST mengalami *overfitting* ke arah prediksi simpangan dan kecepatan dibandingkan prediksi percepatan. Perbandingan nilai target dan prediksi untuk masing-masing data pada percepatan pusat lantai dapat dilihat pada Gambar 9.




Gambar 9. Grafik Perbandingan Nilai Target dan Prediksi JST vs. Nomor Data

## 5. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil penelitian dapat disimpulkan bahwa parameter *input* JST untuk prediksi respons struktur dapat berupa parameter gempa (*PGA*, $S_{DS}$, $S_{D1}$, $T_0$, $T_s$), kondisi tanah, tinggi total struktur, dan elevasi pusat lantai yang ditinjau. Sedangkan parameter *output* JST dapat berupa simpangan pusat lantai, kecepatan pusat lantai, dan percepatan pusat lantai. Arsitektur JST yang digunakan adalah 3 lapis, yaitu *input layer* (8 neuron), *hidden layer* (24 neuron), dan *output layer* (6 neuron). Jumlah data untuk *training* JST adalah 1080 set data, sedangkan untuk *testing* JST menggunakan 405 set data. JST yang sudah di-*training* mampu memprediksi simpangan lantai dan kecepatan lantai dengan baik, yaitu dengan akurasi sekitar 95%. Namun, JST dalam memprediksi percepatan lantai akurasi lebih rendah di bandingkan simpangan dan kecepatan pusat lantai yaitu sekitar 85%. Dengan akurasi yang lebih besar dari 80% ini menunjukan metode prediksi menggunakan JST dapat membantu memperkirakan respons struktur bangunan secara cepat dan mendekati akurasi yang tinggi.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## DAFTAR PUSTAKA


Arfiadi, Y., dan Satyarno, I. (2013). "Perbandingan Spektra Desain Beberapa Kota Besar di Indonesia dalam SNI Gempa 2012 dan SNI Gempa 2002". In Konferensi Nasional Teknik Sipil 7 (KoNTekS 7), Universitas Sebelas Maret (UNS) - Surakarta.

Asrurifak, M., Irsyam, M., Budiono, B., Triyoso, W., and Hendriyawan, H. (2010). "Development of spectral hazard map for Indonesia with a return period of 2500 years using probabilistic method". Civil Engineering Dimension, 12(1), 52–62.

Badan Standardisasi Nasional. (2012). SNI 1726-2012: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.

Basheer, I., and Hajmeer, M. (2000). "Artificial neural networks: fundamentals, computing, design, and application". Journal of Microbiological Methods, 43(1), 3-31., 2000(1), 3–31.

Bojórquez, E., Bojórquez, J., Ruiz, S. E., and Reyes-Salazar, A. (2012). "Prediction of inelastic response spectra using artificial neural networks". Mathematical Problems in Engineering.

Dewi, L. C., Prihantono, J., Purbani, D., dan Pradono, M. H. (2015). "Respon Spektrum Desain Pada Lokasi Tempat Evakuasi Sementara Tsunami Di Kota Pariaman". Jurnal Segara, 10(2).

Irsyam, M., Dangkua, D. T., Hoedajanto, D., Hutapea, B. M., Kertapati, E. K., Boen, T., and Petersen, M. D. (2008). "Proposed seismic hazard maps of Sumatra and Java islands and microzonation study of Jakarta city, Indonesia". Journal of Earth System Science 865-878., 117(2), 865–878.

Lee, S. C., and Han, S. W. (2002). "Neural-network-based models for generating artificial earthquakes and response spectra". Computers & Structures, 80(20), 1627–1638.

Mardiyono, Suryanita, R., and Adnan, A. (2012). "Intelligent Monitoring System on Prediction of Building Damage Index using Artificial Neural Network". TELKOMNIKA Indonesian Journal of Electrical Engineering, 10(1), 155–164. Retrieved from http://iaesjournal.com/online/index.php/TELKOMNIKA/article/view/665

Paz, M. (1985). *Dinamika Struktur: Teori & Perhitungan* (2nd ed.). Jakarta: Erlangga.

Setio, H. D., and Halim, B. S., Gunawan, Tommy, Setio, S. (1999). "Studi Eksperimental Kontrol Aktif Struktur dengan Menggunakan Jaringan Saraf Tiruan". In Prosiding Konferensi Nasional Rekayasa Kegempaan. Retrieved from http://pubs.usgs.gov/gip/dynamic/fire.html

Setio, H. D., Widarbo, R., dan Patta, P. R. (2008). "Kontrol Vibrasi Aktif pada Struktur yang Mengalami Beban Dinamik dengan Menggunakan Jaringan Saraf Tiruan dan Algoritma Genetik". Dinamika Teknik Sipil, 2, 137–148.

Sutojo, T., Mulyanto, E., dan Suhartono, V. (2010). *Kecerdasan Buatan*. Yogyakarta: C.V ANDI OFFSET.

USGS. (1999). "Ring of Fire". Retrieved from http://pubs.usgs.gov/gip/dynamic/fire.html

Wight, J. K., and MacGregor, J. G. (2012). *Reinforced Concrete Mechanics & Design* (6th ed.). United States of America: Pearson Education, Inc.


ISBN: 978-602-60286-0-0

# THE RELATIONSHIP AMONG LAND USE PATTERN, SOCIO ECONOMIC FACTORS AND TRAVEL BEHAVIOURS

**Dewa Made Priyantha Wedagama[1]**

[1]*Jurusan Teknik Sipil, Universitas Udayana, Bukit Jimbaran Badung, Bali*
*Email: priyantha.wedagama@gmail.com*

## ABSTRACT

Socio-economic factors and land use pattern have long been considered to influence changes in travel behaviours. These changes have apparently escalated environmental damages and economic loss due to traffic congestion including in Bali. To reduce these problems, the linkages among land use, socio-economic and travel behaviour measures should be well identified. This study therefore, aims to analyse the relationship among land use pattern, socio-economic factors and travel behaviours in SARBAGITA region in Bali. Household interviews by means of questionnaires were conducted providing the effective samples of 300 respondents. Linear regression models were developed to analyse such relationships for the weekdays and the weekend. The model dependent variables are travel behaviour measures consisting short and long term decisions made by households. Short term decisions include travel frequencies and distances and travel times using non-motorised transport, motorcycles, light and heavy vehicles for making trips while long term decisions cover motorcycle and car ownerships. This study found that during the weekdays, motorcycle ownerships significantly contributed to travel distance to workplaces and the frequencies of riding motorcycles. In addition, the accessible residential frontage roads by light vehicles affect the frequencies of riding motorcycles. Meanwhile, during the weekend motorcycle ownerships and the average age of adults greatly influence the frequencies of riding motorcycles. This gives an indication that socio-economic factor is likely to influence more than land use on households' travel behaviour in SARBAGITA region.

Key words: land use patterns, socio-economic factors, travel behaviour

## 1. INTRODUCTION

Journey patterns in developing countries are in fact different to those in developed countries. In addition, developing countries currently struggle with problems of integration between land use and transportations. For examples, the increase of population number, poverty and differences in income, urban density, improper road networking, spatial mismatch of residences and employment centres, environmental damages and economic loss due to traffic congestion are currently faced by developing countries. In theory, these situations can be reduced with the integration of urban land use development and transportation (Cervero, 2013) .

There have been differences found between spatial forms and the city characteristics in developed and developing countries. Those in developing countries tend to have a 'high primacy' and monocentricity (Cervero, 2013). This indicates that the economy resulted from population density concentration and employment centres and urban clusters may rapidly change to the economic setback. Urban clusters generate economic benefits from labour specialisation, an efficient market transaction, and information dissemination. In addition, the groups of 'high primacy' and monocentricity, population density, high level of motorisation, income generation, urban development, improper road networking system and land use planning significantly contribute to severe traffic conditions in developing countries ( Cervero, 2013).

Studies on land use have massively conducted in developed countries. For instance, theories about 5D consisting density, diversity, design, distance to transit, and destination accessibility has gained the attentions to evaluate the built environment in shaping travel patterns in the US. One important factor used as the measure variables is to consider land use characteristics such as urban area density. However, there are some differences occurred in developing countries for instance, the factors affecting public interest to walk and ride bicycles are different to those in developed countries (Boarnet and Crane, 2001).

To reduce such severe traffic conditions in developing countries, alternatively is to change road users travel behaviour. Such changes can be realised for instance by implementing land use policies. Therefore, an investigation on the linkages among land use, socio-economic and travel behavioural measures are importantly required.

It has been found however, that travel behaviours were not mainly affected by land use pattern. These behaviours were solely due to self- selection which related to the lifestyle or socio-economic attributes such as income level (de Abreu e Silva, *et.al*, 2012). For example, the choices of residence location, mode of transportation and travel time are not the pushing factor but the the more important factor is the fulfillment of lifestyle. Meanwhile, the socio-economic attributes such as an individual income is the limiting factor and not the pushing factor. In addition, socio-economic factors such as household compositions and the number of children can also be specific preferences related to particular travel behaviours of households. Socio-economic factors can be the indicator of the latent behaviour variable on the assumption that households with similar socio-economic characteristics will have relatively similar travel behaviours (de Abreu e Silva, *et.al*, 2012).

This study therefore, aims to analyse the relationship among land use pattern, socio-economic factors and travel behaviours in SARBAGITA region in Bali. The assumptions considered for this study are:

a. land use patterns nearby residences and workplace is influenced by socio-economic characteristic of individuals, and households,
b. socio-economic and land use factors affect the long and short-term decisions of travel behaviours, and
c. car and motorcycle ownerships and distances between residences and workplaces are considered long-term decisions of travel behaviours that may have influences on number of trips and distance travelled each day.

## 2. LITERATURE REVIEW

Urban form is considered as the second factor affecting non-motorised trips consisting walking and cycling, while motivations and limitations are the principial factors (Cervero and Kockelman, 1997). Urban form basically shows the physical characteristics of urban areas despite it has a broader concept than land use. In addition, urban form is related to urban design and transportation system. Regardless of the scale, there are three basic steps of urban form associated with mode choice of walking and cycling. This includes design, diversity and density (3Ds). Quantitatively, these 3Ds technique is significant to reduce trips rate by motor vehicles and to encourage people to walk and cycle, although the effect is quite marginal (Cervero and Kockelman, 1997).

In a study with the unit of analysis at the district level, land use design factors which affecting modal choice by walking and cycling is clearly identified (The 23rd PTRC European Transport Forum, 1995). These factors include:

a. the distance from one to another type of land use, for instance a trip distance between residential and commercial areas or between residential and office areas,
b. urban structure orientation is divided into single and multi-centres. Single-centre orientation is described as a city which most of its activities are located in the city centre. Meanwhile, multi-centre orientation has extensive activities throughout the city and is considered having more influences to encourage people to walk rather than in a single centre,
c. urban activity concentrations are the level of urban activities in a wide area units compared to those in a small units, and
d. mixed land use is a proportion between diverse and similar land uses per defined area.

As a measure of land use density, compact environment, for example is able to reduce motor vehicle trips and encourage people to walk and cycle by bringing closer trip origins and destinations. Compact physical environment tends to have less parking spaces, better quality of public transport services, more extensive of mixed land use and largely consists of low-income households. In addition, commercial services such as shops and restaurants around the workplaces encourage workers to ride the vehicle together (car pools), and therefore reducing the interest and the needs to have cars. Empirically, the relative proximity of mixed land use is important for walking and cycling. For example, retail stores and residential areas within a radius of 90 metres encourage people to travel by foot rather than by car. Meanwhile, a greater distance from home to services such as employment and commercial premises are barriers to walking and cycling (The 23rd PTRC European Transport Forum, 1995).

Meanwhile, a past study found that a compact environment of a road network in a grid form, mixed land use and pedestrian facilities encourage people to walking and cycling. In an urban environment that is not private vehicles oriented developments, trips are more likely by walking or cycling, especially for non-working trips (Cevero & Kockelman, 1997). In addition, apart from reducing motor vehicle trips and encouraging trips by foot and bicycle, mixed land use may affect more evenly trip distributions during the weekdays and weekend. Land use can be utilised for different purposes on the weekdays and weekend. For example, office workers use the parking area during working hours while on the weekend or holidays the area is used by restaurant visitors.

Several findings related to non-motorised trips and land use is also summerised as follows (Cevero & Kockelman, 1997):

ISBN: 978-602-60286-0-0

a. The distance from home to a destination play a greater role in the choice of walking. For a distance of one mile or less, mixed land use mix has a great influence on trips by walking and cycling. More than a mile, people tend not to travel on foot or by bicycle. Therefore, long-distance or distance to the center of activity has a positive effect on the mode of walking, while parking capacity has negative effects.
b. The residents in high density suburban areas and mixed residential neighborhoods are more likely to walk as an access model to public transport facilities than in low density areas. In addition, the shops around residential areas have more influences on choice of walking and cycling than in dense settlement areas.

Mixed land use in the city centre and along public transport corridors such as in commercial and residential areas can be used as an indicator of a land use diversity. Further, the proximity between the different types of land use and land use design towards pedestrian facility provisions such as footways, reducing the need to travel by motor vehicles and encouraging the use of non-motorised transport modes. In fact, people who live in pedestrian oriented developments do more walking and cycling to shopping per week than those who live in car oriented developments (Hess, *et.al* 2002; Kato, *et. al*, 2013). These previous studies have also concluded that the type of living environment is such a significant predictor of transport mode selection for non-working trips. For example, mixed land use where restaurants, banks, shops, offices and other activities next to each other, people tend to less driving of private vehicles and are more likely to walking or cycling to their destinations.

A previous study describes the relationship between socio-economic factors, land use and travel behaviour as shown in Figure 1 (de Abreu e Silva, *et.al*, 2012). This explains that socio economic factors are the pushing and the most important factor for land use patterns and travel behaviours.Considering their socio-economic factors, land use patterns and travel distances, households have both long and short term decisions for their travel behaviour choices. Owning vehicle is considered as long term decisions of the households, while number of trips, distance travelled and trip scheduling are short term decisions (de Abreu e Silva, *et.al*, 2012).

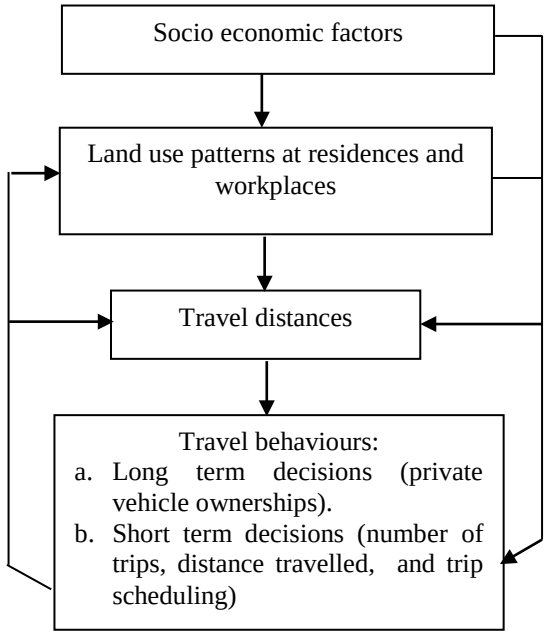



Figure 1. The relationship among socio economic factors, land use pattern and travel behaviours

Multiple linear regression models are used to analyse the relationship among these three factors. This method is relevant to use when the research problem comprises a single dependent variable assumed to be related to two or more independent variables. The aim of multiple linear regression analysis is to predict the changes in the dependent variable in response to changes in the independent variables. This purpose is most frequently realised using the statistical rule of least squares. Multiple regression is suitable when one is interested in estimating the quantity or magnitude of the dependent variable. For example, car or motorcycle ownerships (i.e. the dependent variable) might be estimated from data information concerning a household's income, member of household, and the age of the head of household (i.e. the independent variables). Reader interested more in multiple regression may consult Hair, *et.al* (2010).

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 3. METHODS

### Case study area

SARBAGITA region has an area of 723.99 $km^2$ and population density of 2,723 persons/$km^2$ (Statistics of Bali Province, 2015). This region covers the areas of :

a. Denpasar city containing four districts of North Denpasar, East Denpasar, South Denpasar, and West Denpasar,
b. Badung regency consisting five districts of Abiansemal , Mengwi , North Kuta, Kuta and South Kuta,
c. Gianyar regency comprising four districts of Sukawati, Blahbatuh, Ubud and Gianyar, and
d. Tabanan regency including two districts of Kediri and Tabanan.

Denpasar as a capital city of Bali Province has an area amounted to 12,778 Ha or 2.18% of the total area of the Province. The CBD is bounded to west, north and east of Denpasar city and is fully utilised to as the government and office centres, education centres such as schools and universities, city and regional trade areas, commercial areas, wholesale and supporting wholesale areas. The industrial acitivities are mostly run by small industries and scatterly located in the south, west and east of Denpasar while the residential areas are distributed dispersely in the four districts (north, east, south and west). Denpasar has a diverse road network consisting radial, continous linear and grid. There have been constant radial and continous linear road networks in the north and south of Denpasar. Grid road network however, is largely found in all areas of the city.

Tourist destination areas are mainly found in the southern part of SARBAGITA region including Jimbaran, Kuta and Sanur and in the eastern part covering Ubud and Gianyar. Meanwhile, in the western and northern parts containing Tabanan regency and district of Abiansemal respectively are mostly agricultural areas. Despite the region is dominated by tourism and agriculture, residential areas and commercial and offices are contained therein.

To identify dependent and independent variables used for model development, some previous studies (de Abreu e Silva, *et.al*, 2009; 2012; Mirmoghtadaee, 2012; Van Acker, 2007; Van Wee, 2011) are used for references. These past studies examined the connections among land use, socio-economic factors and travel behaviours in developed countries. Having considered local conditions as well as data availability, this study employs independent variables as follows:

1. socio-economic factors consisting of household characteristics:
   a. age of head and members of households,
   b. the numbers of household members and men in the households, and
   c. household income, education and occupation of head of households.
2. land use factors involving :
   a. location of households and head of household's workplaces,
   b. land accessibility in the residences and workplaces,
   c. the availability of public transport facilities both at residences and workplaces,
   d. land use activities within a radius of 1 km from residences and workplaces, and
   e. pedestrian facilites in residences and workplaces.

The dependent variables, used for model development, are travel behaviours factors including:

a. trip frequency of using non-motorised vehicles, motorcycles, light and heavy vehicles to trip destinations such as workplaces, schools, shopping and leisure centres and others,
b. distances and travel times to trip destinations such as workplaces, schools, shopping and leisure centres and others using non-motorised vehicles, motorcycles, light and heavy vehicles. These variables are short term decisions of households.
c. the number of motorcycles and cars owned by households which are long term decision variable.

### Data collection and model development

These variables are then used as references to construct the questionnaire to carry out the interviews for households in SARBAGITA region as shown in Figure 2. The number of questionnaires distributed were 320 samples however, the effective samples were 300 providing the return rate amounted to 93.75 %. All variables are shown in Table 1.

ISBN: 978-602-60286-0-0

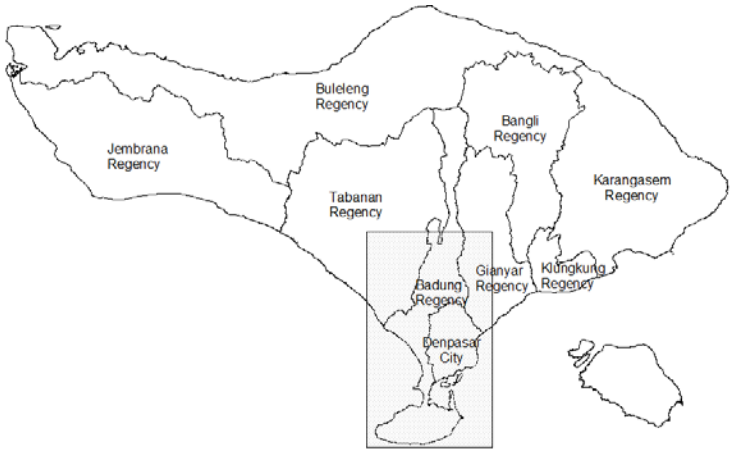



Figure 2. Case study area – SARBAGITA region, Province of Bali

Table 1. Data proportion for variable reduction

| | Variables | Weekdays | Weekend |
|---|---|---|---|
| 1. | Number of Men in Households | 299 | 299 |
| 2. | Age of Head of Households | 300 | 300 |
| 3. | Household Income per Month | 300 | 300 |
| 4. | Number of Household Members | 300 | 300 |
| 5. | Average Age of Household Members | 299 | 299 |
| 6. | Number of Workers in a Household | 279 | 279 |
| 7. | Average Age of Adult in a Household | 299 | 299 |
| 8. | Number of Car Owned by Households | 163 | 163 |
| 9. | Motorcycle Ownerships in a Household | 294 | 294 |
| 10. | Frontage Road Accesibility at Residence (by Car) | 267 | 267 |
| 11. | Frontage Road Accesibility at Workplace (by Car) | 275 | 275 |
| 12. | Reliable Public Transport Facilities around Residences | 99 | 99 |
| 13. | Unreliable Public Transport Facilities around Residences | 51 | 51 |
| 14. | Reliable Public Transport around Workplaces | 108 | 108 |
| 15. | Reliable Public Transport around Children's Schools | 94 | 94 |
| 16. | Public Transports are accessible between Schools and Residences | 101 | 101 |
| 17. | Public Transports are accessible between Leisure Centres and Residences | 94 | 94 |
| 18. | Public Transports are accessible between Other Places and Residences | 94 | 94 |
| 19. | The Percentages of Mixed Land Use around Residences | 282 | 282 |
| 20. | The Percentages of Mixed Land Use around Workplaces | 271 | 271 |
| 21. | Trip Frequency of Walking and Cycling per Day | 98 | 80 |
| 22. | Trip Frequency of Riding Motorcycle per Day | 249 | 197 |
| 23. | Trip Frequency of Riding Public Transport per Day | 31 | 31 |
| 24. | Trip Frequency of Driving Car per Day | 83 | 80 |
| 25. | Distance to Workplace | 263 | 157 |
| 26.. | Distance to School | 172 | 74 |
| 27. | Distance to Shops/Market | 157 | 131 |
| 28. | Distance to Leisure Centre | 57 | 74 |
| 29. | Distance to Other Types of Land Use | 39 | 31 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

Land use, travel behaviours and socio-economic data excluding income, are all numerical and continuous. Income data however, is numerical and discrete. In theory, multiple linear regression models are considered relevant to establish the relationship between the continuous data. The data has been tabulated and subsequently analysed using a multiple linear regression models which separated for the weekdays and weekend. These model are constructed using SPSS version 17.

Variable reduction technique is employed to select variables included in the model. This is carried out by looking at the proportion of 0 (zero) on each variable. If the proportion of variable data that has 0 (zero) less than 2/3 (two third) the number of samples then the variable is not included in the modeling as shown shaded in Tables 1. As the results, variables used in the model developments for the weekdays and weekend are shown in Table.2.

Table 2. Variables for model development

| Weekdays' Variable(s) | Descriptions | Weekend'Variable(s) |
|---|---|---|
| Men | Number of Men in Households | Men |
| KK_Age | Age of Head of Households | KK_Age |
| Income | Household Income per Month | Income |
| Size | Number of Household Members | Size |
| AvrAge | Average Age of Household Members | AvrAge |
| Workers | Number of Workers in a Household | Workers |
| AvgAdults | Average Age of Adult in a Household | AvgAdults |
| MCOwn | Motorcycle Ownerships in a Household | MCOwn |
| HmAccess | Frontage Road Accesibility at Residence (by Car) | HmAccess |
| WPAccess | Frontage Road Accesibility at Workplace (by Car) | WPAccess |
| MixLUHm | The Percentages of Mixed Land Use around Residences | MixLUHm |
| MixLUWP | The Percentages of Mixed Land Use around Workplaces | MixLUWP |
| MC | Trip Frequency of Riding Motorcycle per Day | MC |
| DistWork | Distance to Workplace | ------- |

## 4. RESULTS AND ANALYSIS

Both models calibration and validation of the relationship among land use, socio-economic factors and travel behaviour are classified into two categories of weekdays and weekend. The enter technique in linear regression model is used to draw the relationship between the dependent variables i.e. distance to the work (DistWork) and trip frequency by riding motorcycles per day (MC) and the independent variables of land use and socio- economic factors as shown in Table 3.

Table 3. Model results

| Weekdays | | |
|---|---|---|
| | Coefficient of Determination | Model Equations |
| 1. | $R^2 = 0.054$ | DistWork = 8.997 + 5.055. MCOwn<br>(0.011) (0.000) |
| 2. | $R^2 = 0.045$ | MC = 7.281 + 1.352.MCOwn - 0.030.HmAccess<br>(0.000) (0.002) (0.043) |
| Weekend | | |
| | Coefficient of Determination | Model Equations |
| 1. | $R^2 = 0.064$ | MC = -1.206 + 0.765.MCOwn + 0.071. AvgAdults<br>(0.349) (0.001) (0.028) |

Model output is interpreted according to the significance values of each independent variable. Table 3 shows that the significance of three independent variables consisting motorcycle ownerships in a household (MCOwn), frontage road accesibility by car at residence (HMAccess) and average age of adult in a household (AvgAdults) on the weekdays and weekend models are less than 5%.

ISBN: 978-602-60286-0-0

A variable of motorcycle ownerships in a households (MCOwn) significantly influences the distance travelled from residences to workplaces (DistWork) and trip frequency of riding motorcycles per day by households (MC) during the weekedays. In additiom, a variable of frontage road accesibility by car at residence (HMAccess) has a significant influence on trip frequency of riding motorcycles per day by households (MC) during the weekedays. Certainly, this is more related to working trips. In the meantime, variables of motorcycle ownerships (MCOwn) and the average age of adult in a household (AvgAdults) significantly influence trip frequency of riding motorcycles per day by households (MC). This is surely more linked with non-working trips.

Based on these findings, motorcycle ownerships are the most important factors influencing travel behaviours for both working and non-working trips. In addition, motorcycle ownerships significantly affect both long and short terms decisions of travel behaviour by households in SARBAGITA regions. This gives an indication that socio-economic factor is likely to influence more than land use on household's travel behaviour in SARBAGITA region. This is in line with a past study by de Abreu e Silva, *et.al* (2012) describing that socio economic situations are the pushing factors which extremely significant to influence travel behaviours.

## 5. CONCLUSIONS

This study found that during the weekdays, motorcycle ownerships significantly contributed to distance travelled to workplaces and the frequencies of riding motorcycles. In addition, the accessible residential frontage roads by light vehicles affects the frequencies of riding motorcycles. Meanwhile, during the weekend motorcycle ownerships and the average age of adults greatly influence the frequencies of riding motorcycles. This indicates that socio economic factors significantly influence motorcycle ownerships which are the pushing factors that very important to influence travel behaviours in SARBAGITA regions. The local government are encouraged to restrain the use of motorcycles on the road while implementing provisions of mass public transport in SARBAGITA region. In addition, the local government is highly suggested to be more strictly in minimising the land use coversion in the region.

## REFERENCES


Boarnett, M and Crane, R. (2001). "The Influence of Land Use on Travel Behavior : Specification and Estimation Strategies". Transportation Research Part A, 35, 823-845

Cervero, R and Kockelman K. (1997). "Travel Demand and The 3Ds: Density, Diversity and Design". Transportation Research Part D, Vol.2 No.3, 199-219

Cervero, R. (2013). "Linking Urban Transport and Landuse in Developing Countries". The Journal of Transport and Landuse, Vol.6 No.1, 7–24

de Abreu e Silva, J, Morency, C. and Goulias, K.G.(2012) "Using Structural Equations Modeling to Unravel the Influence of Land Use Patterns on Travel Behavior of Workers in Montreal". Transportation Research Part A, 46, 1252–1264

de Abreu e Silva, J. and Goulias, K. G.(2009). "Land Use Patterns, Location Choice, and Travel Behavior Seattle, Washington, Compared with Lisbon Portugal". Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 2135, 106–113

Hair, J.F, Black, W.C, Babin, B.J. and Anderson, R.E. (2010). *Multivariate Data Analysis, 7th Edition*. Pearson Prentice Hall, New York

Hess, P.M, Moudon, A.V. and Logsdon, M.G. (2002). "Measuring Land Use Patterns for Transportation Research". Transportation Research Record, 1780, 17-24

Kato, H, Igo, T. and Furuhashi, M.(2013). "How Much Does Land Use Mix Impact on Travel Frequency?: Evidence from the Jakarta Metropolitan Area, Indonesia". Proceedings of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, Vol.9.

Mirmoghtadaee, M. (2012). " The Relationship between Land Use, Socio-Economic Characteristics of Inhabitants and Travel Demand in New Towns–A Case Study of Hashtgerd New Town (Iran)". International Journal of Urban Sustainable Development, Vol. 4, No. 1, 39-62.

Statistics of Bali Province. 2015."Bali in Figures".

The 23rd European Transport Forum, PTRC. (1995). "Transport Policy and Its Implementation, Land Use and Transport Planning in the Netherlands".

Van Acker, V, Witlox, F. and Van Wee, B. (2007). "The Effects of the Land Use System on Travel Behavior: A Structural Equation Modeling Approach". Transportation Planning and Technology, Vol. 30, No. 4, 331-353.

Van Wee, B. (2011)."Evaluating the Impact of Land Use on Travel Behaviour: the Environment versus Accessibility". Journal of Transport Geography, 19, 1530–1533.


ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# KAJIAN KELAYAKAN FINANSIAL PENGEMBANGAN ANGKUTAN WISATA DI KOTA DENPASAR

**Putu Alit Suthanaya[1], Dyah Ayu Lestari[1],**

*[1]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Udayana, Jl. Kampus Bukit Jimbaran, Bali*
*Email: suthanaya@rocketmail.com*

## ABSTRAK

Pariwisata merupakan sektor utama pendukung perekonomian di Kota Denpasar. Diperlukan untuk meningkatkan fasilitas pelayanan wisatawan menuju ke objek wisata yang ada di Kota Denpasar, salah satunya dengan menyediakan angkutan wisata. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk menganalisis kelayakan finansial pengembangan angkutan wisata di Kota Denpasar. Survei lapangan yang dilakukan meliputi pengukuran jarak dan waktu tempuh. Data jumlah kunjungan wisatawan diperoleh dari Dinas Pariwisata Kota Denpasar. Selanjutnya dilakukan analisis biaya-manfaat. Parameter kelayakan finansial meliputi NPV (*Net Present Value*), BCR (*Benefit Cost Ratio*), dan IRR (*Internal Rate of Return*). Dari hasil analisis diperoleh bahwa potensi *demand* angkutan wisata di Kota Denpasar diperkirakan mencapai 485.998 orang pada tahun 2017. Alternatif paket wisata meliputi wisata reguler *city tour* dan *charter city tour*. Angkutan wisata beroperasi dengan waktu pelayanan 8 jam dari pukul 09.00 s/d 17.00 wita untuk reguler dan 4,5 jam-5,5 jam untuk paket *charter*. *Headway* ditetapkan 30 menit. Hasil analisis kelayakan finansial menunjukkan bahwa untuk paket reguler *city tour* angkutan bus sedang: NPV = Rp. 92.785.838, BCR = 1.0123, IRR = 21%, minibus : NPV = Rp.131.807.408, BCR = 1.0182, IRR = 24%. Untuk paket wisata *charter city tour* untuk angkutan bus sedang: NPV = Rp.234.352.687, BCR = 1.0161, IRR = 26%, minibus: NPV = Rp.266.584.404, BCR = 1.0117, IRR = 23%. Secara finansial investasi adalah layak, namun analisis sensitivitas menunjukkan bahwa investasi tersebut sensitif terhadap perubahan manfaat dan biaya.

Kata kunci: angkutan wisata, sistem operasional, BOK, kelayakan finansial

## 1. PENDAHULUAN

Sebagai Ibukota Provinsi Bali, Kota Denpasar memiliki tempat-tempat wisata yang menarik yang sering dikunjungi oleh wisatawan domestik maupun asing seperti Pasar Seni Kumbasari, Museum Bali, Taman Budaya Art Center, Monumen Bajra Sandhi serta Pantai Sanur. Jumlah wisatawan yang berkunjung ke Kota Denpasar untuk wisatawan domestik 258.813 orang dan wisatawan asing sejumlah 184.962 orang dengan total kunjungan 443.775 orang (Disparda Provinsi Bali, 2014). Menurut data Direktori Kepariwisataan Denpasar (Dinas Pariwisata Kota Denpasar, 2014), jumlah biro perjalanan wisata di Denpasar Selatan sebanyak 94 usaha, Denpasar Timur sebanyak 41 usaha, Denpasar Barat sebanyak 37 usaha, dan jumlah biro perjalanan di Denpasar Utara sebanyak 4 usaha. Dengan banyaknya usaha yang bergerak di bidang pariwisata, maka banyak pula terjadi pergerakan angkutan wisata yang memiliki kontribusi terhadap permasalahan transportasi yang ada di Kota Denpasar. Pada saat ini wisatawan sering memilih untuk menyewa mobil (*rentcar*) maupun menyewa motor dikarenakan mudahnya mendapatkan kendaraan sewa, serta lebih efisien dalam mobilitasnya.

Menurut Mirzaee (2014) pengembangan sarana dan prasarana transportasi memiliki konstribusi penting untuk meningkatkan kepariwisataan. Toth, dkk (2014) mengkaji peranan transportasi dalam kepariwisataan di Negara Eropa. Mereka menemukan bahwa aksesibilitas memiliki peranan penting dalam peningkatan kepariwisataan. Sebagai kota tujuan wisata, Kota Denpasar perlu melakukan perbaikan dan peningkatan fasilitasnya, dimana salah satunya adalah dengan pengadaan angkutan wisata untuk melayani pergerakan wisatawan menuju ke objek wisata di Kota Denpasar. Pengadaan angkutan wisata yang diperlukan yaitu dengan memberikan keunggulan terhadap fasilitas angkutan umum dari segi keamanan, kenyamanan, efisiensi biaya, kemudahaan wisatawan mendapatkan angkutan dan juga informasi mengenai jadwal dan rute yang akan dilalui. Pelayanan angkutan pariwisata di Kota Denpasar saat ini hanya tersedia melalui *travel agent*, sehingga untuk wisatawan domestik maupun mancanegara yang ingin berwisata di Kota Denpasar tidak ada pilihan selain menyewa kendaraan ataupun menggunakan biro perjalanan karena belum adanya fasilitas angkutan wisata yang bergerak secara reguler.

Bali sebagai destinasi wisatawan mancanegara dan Kota Denpasar sebagai barometer kepariwisataan Bali memberi dampak pada pembangunan di Kota Denpasar, namun inovasi dalam sektor pariwisata di Bali masih tertinggal dibandingkan kota-kota lainnya. Bandung, Jogja dan Solo telah memiliki fasilitas angkutan wisata yang khusus bergerak secara reguler untuk melayani wisatawan, sedangkan di Bali belum tersedia fasilitas angkutan wisata yang bergerak secara reguler. Untuk meningkatkan dan memperbaiki fasilitas angkutan wisata di Kota Denpasar sebagai salah satu destinasi unggulan, penelitian ini dilakukan untuk mengkaji kelayakan finansial angkutan wisata *city tour* dengan dua alternatif layanan yaitu reguler dan sewa (*charter*).

## 2. KAJIAN PUSTAKA

Pada dasarnya analisis finansial proyek dikembangkan dalam usaha mencari suatu ukuran yang menyeluruh yang dapat menggambarkan tingkat kelayakan proyek. Secara umum ada beberapa metode yang sering digunakan yaitu: *Benefit Cost Ratio* (BCR), *Net Present Value* (NPV) dan *Internal Rate of Return* (IRR) (Giatman, 2011).

### Benefit cost ratio (BCR)

*Benefit Cost Ratio* diperoleh dengan cara membandingkan semua manfaat (*benefit*) yang diperoleh dengan semua biaya (*cost*) yang dikeluarkan sepanjang umur layanan dimana manfaat dan biaya harus dikonversi dalam nilai uang yang sama. Besaran BCR dapat berupa BCR<1, BCR=1 atau BCR>1. Semakin besar nilai BCR maka kondisi tersebut semakin baik (Giatman, 2011).

a. BCR<1 : manfaat yang diterima lebih kecil dari biaya yang dikeluarkan.
b. BCR=1 : besarnya manfaat seimbang dengan biaya yang dikeluarkan.
c. BCR>1 : manfaat yang diterima lebih besar daripada biaya yang dikeluarkan.

Secara sistematis dirumuskan sebagai berikut:

$$\text{BCR} = \frac{\sum_{t=0}^{n} \frac{(B(t))}{(1+i)^t}}{\sum_{t=0}^{n} \frac{(C(t))}{(1+i)^t}} \tag{1}$$

dimana:

B(t) = besaran total dari komponen manfaat proyek pada tahun ke –t (Rp.)
C(t) = besaran total dari komonen biaya pada tahun ke-t (Rp.)
i = tingkat bunga yang diperhitungkan (%)
t = periode tahun

Suatu proyek dikatakan layak bila BCR > 1 atau NPV > 0. Sebaliknya bila BCR < 1, NPV < 0, maka proyek dikatakan tidak layak.

### Net present value (NPV)

*Net Present Value* diperoleh dari selisih semua manfaat dengan semua biaya selama umur layanan dimana manfaat dan biaya harus dikonversi dengan nilai uang yang sama (LPKM-ITB, 1997). Dalam hal ini acuan yang dipergunakan adalah besaran net saat ini (*net persent value*), artinya semua besaran komponen didefinisikan sebagai selisih antara *persent value* dari komponen manfaat dan *persent value* dari komponen biaya. Besarnya nilai NPV dapat berupa : NPV<0 (-), NPV=0, dan NPV>0 (+).

a. NPV<0 atau negatif (-) : biaya yang dikeluarkan lebih besar daripada manfaat yang diperoleh.
b. NPV=0 : manfaat yang diperoleh seimbang dengan biaya yang dikeluarkan.
c. NPV>0 atau positif: manfaat yang diperoleh melebihi biaya yang dikeluarkan.

Secara sistematis rumusnya sebagai berikut:

$$\text{NVP} = \sum_{t=0}^{n} \frac{(B(t))}{(1+i)^t} - \sum_{t=0}^{n} \frac{(C(t))}{(1+i)^t} \tag{2}$$

$$\text{NVP} = \sum_{t=0}^{n} \frac{(B(t) - C(t))}{(1+i)^t} \tag{3}$$

dimana:

B(t) = besaran total dari komponen manfaat proyek pada tahun ke –t (Rp.)

ISBN: 978-602-60286-0-0

C(t) = besaran total dari komonen biaya pada tahun ke-t (Rp.)
i = tingkat bunga yang diperhitungkan (%)
t = periode tahun

Dengan menggunakan kriteria ini maka proyek tertentu dikatakan layak jika NPV > 0, sedangkan jika NPV = 0, maka proyek tersebut mengembalikan persis sebesar *Opportunity Cost of Capital* dan jika NPV < 0, maka proyek dikatakan tidak layak.

### Internal rate of return (IRR)

*Internal rate of return* atau IRR merupakan parameter kelayakan yang berupa tingkat pengembalian modal dan dinyatakan dalam persen (%). Besarnya IRR diperoleh dengan cara *trial and error* terhadap *cashflow*. Mula-mula ditetapkan suku bunga (i) yang diperkirakan mendekati IRR. Jika perhitungan ini memberikan nilai NPV yang negatif berarti nilai i sudah lebih besar dari IRR. Kalau hal ini sudah tercapai selanjutnya diadakan interpolasi antara *discount rate* yang tertinggi yang masih memberikan nilai NPV positif dan discount rate rendah yang memberikan nilai NPV negatif sehingga diperoleh NPV sebesar nol. Kriteria untuk menetapkan kelayakan suatu proyek ialah bila IRR lebih besar dari *discount rate* (tingkat bunga), atau IRR >i.

$$\mathrm{IRR} = \mathrm{i}_1 + \frac{NPV}{NPV_1 - NPV_2}(i_2 - i_1) \tag{4}$$

dimana:
$i_1$ = tingkat suku bunga pertama saat NPV positif (%)
$i_2$ = tingkat suku bunga kedua saat NPV negatif (%)

## 3. METODE

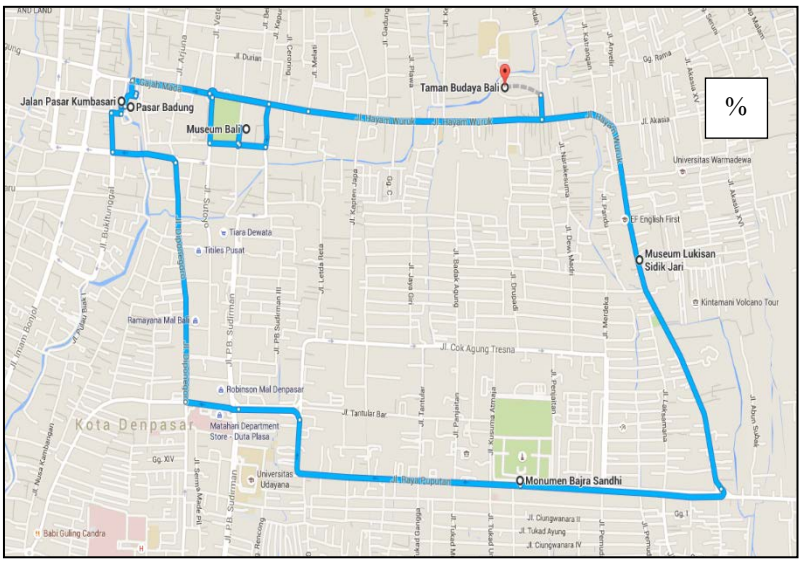
Lokasi pada penelitian ini adalah kawasan pariwisata Kota Denpasar yang terdiri dari 4 kecamatan, baik Denpasar Utara, Denpasara Selatan, Denpasar Timur serta Denpasar Barat. Pada penelitian ini dilakukan pengumpulan data dengan menggunakan data sekunder maupun data primer. Data primer didapat langsung pada objek penelitian, adapun cara dalam mendapatkan data primer dengan mewancarai showroom kendaraan dan bengkel suku cadang untuk mengetahui data harga suku cadang kendaraan. Data terkait pajak kendaraan diperoleh melalui wawancara dengan operator angkutan pariwisata. Selain itu data primer juga didapat dari survei yang dilakukan langsung oleh peneliti untuk mendapatkan panjang lintasan, waktu, rute, dimana dalam survei kecepatan menggunakan v=20 km/jam sesuai dengan kecepatan standar angkutan umum. Data sekunder meliputi layanan pariwisata, lokasi objek wisata dan jumlah kunjungan wisatawan diperoleh dari Dinas Pariwisata Daerah Provinsi Bali (2014) dan Dinas Pariwisata Kota Denpasar (2014), data tingkat inflasi di Kota Denpasar diperoleh dari Badan Pusat Statistik (2015).

Potensi penumpang (*demand*) wisatawan yang beralih menggunakan angkutan wisata dalam penelitian ini menggunakan jumlah wisatawan yang didapat pada data sekunder dari instansi Kepariwisataan terkait. Data jumlah pariwisata yang diambil menggunakan jumlah kunjungan wisatawan kunjungan objek tertinggi pada tahun 2009 sampai dengan tahun 2013 dengan pertumbuhan wisatawan 2,6% (Badan Pusat Statistik, 2015). Kemudian dilakukan estimasi ke tahun rencana pada tahun 2017 dengan asumsi 30% dari total kunjungan wisatawan merupakan potensi *demand* (wisatawan yang beralih menggunakan angkutan wisata *city tour).* Selanjutnya ditentukan lintasan atau rute layanan angkutan wisata sesuai dengan lokasi objek wisata berdasarkan data kunjungan tertinggi tiap tahunnya. Adapun pemilihan lintasan dikelompokkan sesuai dengan daya tarik tiap objek wisata dan kebutuhan wisatawan kedalam paket wisata.

Pada Gambar 1 dapat dilihat rute angkutan wisata yang direncanakan untuk melayani wisatawan yang akan berkunjung ke objek wisata dalam kota. Adapun objek wisata yang akan dikunjungi adalah : Taman Budaya Art Centre, Museum Lukisan Sidik Jari, Monumen Bajra Sandhi, Pasar Kumbasari, Pasar Badung, Museum Bali. Jarak tempuh 25.80 km dengan kecepatan rata-rata kendaraan 20km/jam didapat waktu tempuh per roundtrip 119.2 menit. Perencanaan operasional angutan wisata dan perhitungan Biaya Operasional Kendaraan (BOK) dilakukan berdasarkan Departemen Perhubungan (1996a, 1996b dan 2002) dan Idwan (1996).

Umur rencana pada penelitian ini menggunakan umur ekonomis kendaraan yaitu selama 7 tahun, dengan tahun rencana 2017-2024. Analisis selama umur rencana pada penelitian ini menggunakan proyeksi nilai inflasi Kota Denpasar sebesar 0,34% (Badan Pusat Statistik, 2015). Adapun skenario investasi pada penelitian ini adalah dengan pengadaan angkutan wisata yang bergerak secara reguler maupun *charter* ke objek wisata yang ada di Kota Denpasar. Dalam penelitian ini, analisis finansial dilakukan dengan kriteria investasi yang meliputi: *Net Present Value*, *Benefit Cost Ratio*, dan *Internal Rate of Return*.

ISBN: 978-602-60286-0-0


Jalan Pasar Kumbasari
Pasar Badung
Museum Bali
Taman Budaya Bali
Museum Lukisan Sidik Jari
Monumen Bajra Sandhi
Kota Denpasar
Jl. Cok Agung Tresna
Jl. Tantular Bar.
Jl. Imam Bonjol
Jl. Arjuna
Jl. Durian
Jl. Sutomo
Jl. Gatot Subroto
Jl. Diponegoro
Jl. Akasia
Jl. Merdeka
Jl. Ahmad Yani
Jl. Hayam Wuruk
Jl. Surapati
Jl. Kartini
Jl. Teuku Umar
Jl. Cilinaya
Jl. Pulau Serangan
Jl. Pulau Nusa Penida
Jl. Pulau Bali
Jl. Pulau Moyo
Jl. Pulau Sumbawa
Jl. Pulau Flores
Jl. Pulau Komodo
Jl. Pulau Lombok
Jl. Pulau Timor
Jl. Pulau Sumba
Jl. Pulau Alor
Jl. Pulau Roti
Jl. Pulau Rote
Jl. Pulau Sawu
Jl. Pulau Kambangan
Jl. Pulau Kawe
Jl. Pulau Kalimantan
Jl. Pulau Nias
Jl. Pulau Belitung
Jl. Pulau Bangka
Jl. Pulau Riau
Jl. Pulau Jawa
Jl. Pulau Sulawesi
Jl. Pulau Ambon
Jl. Pulau Irian
Jl. Pulau Seram
Jl. Pulau Buru
Jl. Pulau Halmahera
Jl. Pulau Kei
Jl. Pulau Aru
Jl. Pulau Tanimbar
Jl. Pulau Selayar
Jl. Pulau Buton
Jl. Pulau Muna
Jl. Pulau Kabaena
Jl. Pulau Wowoni
Jl. Pulau Taliabu
Jl. Pulau Mangole
Jl. Pulau Sanana
Jl. Pulau Obi
Jl. Pulau Bacan
Jl. Pulau Morotai
Jl. Pulau Rondum
Jl. Pulau Waigeo
Jl. Pulau Batanta
Jl. Pulau Salawati
Jl. Pulau Misool
Jl. Pulau Yapen
Jl. Pulau Biak
Jl. Pulau Numfor
Jl. Pulau Supiori
Jl. Pulau Mapia
Jl. Pulau Rani
Jl. Pulau Kofiau
Jl. Pulau Boo
Jl. Pulau Gag

Tabel 2. Kebutuhan kendaraan bus sedang dan minibus (reguler *city tour*)

| Tahun | Jumlah Kendaraan Bus Sedang(JK) (unit) | Jumlah Kendaraan Minibus (JK) (unit) | Jumlah Seat Bus Sedang | Jumlah Seat Minibus | Kapastitas (C) Bus Sedang (seat) | Kapastitas (C) Minibus (seat) | Jumlah Penumpang (org) | Load Faktor (LF) Bus Sedang (%) | Load Faktor (LF) Minibus (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | *a* | *b* | *c* | *d* | *e=a*c* | *f=b*d* | *g* | *h=(g/e)100%* | *i=(g/f)*100%* |
| 2017 | 4 | 5 | 35 | 17 | 420 | 340 | 273 | 65 | 80 |
| 2018 | 4 | 5 | 35 | 17 | 420 | 340 | 280 | 67 | 82 |
| 2019 | 4 | 5 | 35 | 17 | 420 | 340 | 287 | 68 | 84 |
| 2020 | 4 | 5 | 35 | 17 | 420 | 340 | 294 | 70 | 86 |
| 2021 | 4 | 5 | 35 | 17 | 420 | 340 | 302 | 72 | 89 |
| 2022 | 4 | 5 | 35 | 17 | 420 | 340 | 310 | 74 | 91 |
| 2023 | 4 | 5 | 35 | 17 | 420 | 340 | 318 | 76 | 94 |

Sedangkan untuk *City Tour* dengan sistem charter, direncanakan menggunakan angkutan wisata baik bus maupun minibus yang dapat disewa selama 5,5 jam untuk melakukan paket perjalanan *city tour* (objek wisata dalam Kota Denpasar). Objek wisata yang akan dilayani adalah : Museum Lukis Sidik Jari, Museum Bali, Taman Budaya, Monumen Perjuangan Rakyat Bali, Prasasti Blanjong, Pasar Kumbasari dan Pasar Badung.

## Biaya operasional angkutan wisata (reguler *city tour*)

Data yang digunakan dalam menghitung biaya operasional angkutan wisata sesuai dengan jenis angkutan wisata yang digunakan, yaitu bus sedang 35 *seats* dan minibus 17 *seats*. Biaya operasional kendaraan yang dihitung meliputi biaya langsung dan biaya tidak langsung. Total BOK bus sedang dengan tambahan keuntungan/margins 15 % untuk operator yaitu Rp. 317.232.762,05,- /tahun dan Rp. 12.808,- per km. Besarnya BOK pada tahun ke-1 untuk 4 armada bus sedang sebesar Rp. 1.277.574.448,- dan meningkat per tahunnya berdasarkan nilai inflasi Kota Denpasar sebesar 0.34 % (Badan Pusat Statistik, 2015). Total pengeluaran untuk mengoperasikan angkutan wisata dengan menggunakan 4 buah bus sedang selama tujuh tahun pengoperasian bus sebesar Rp. 9.034.758.621,-.

Total BOK minibus dengan tambahan keuntungan/margins 15 % untuk operator yaitu Rp. 253.550.484,25,-/tahun dan Rp. 10.237,- per km. Besarnya BOK pada tahun ke-1 untuk 5 armada minibus sebesar Rp. 1.276.384.793,- dan meningkat per tahunnya dengan menggunakan proyeksi nilai inflasi Kota Denpasar sebesar 0.34 % (Badan Pusat Statistik, 2015). Total pengeluaran untuk mengoperasikan angkutan wisata dengan menggunakan 5 buah minibus selama tujuh tahun pengoperasian bus sebesar Rp. 9.026.366.825,-.

## Biaya operasional angkutan wisata (*charter city tour*)

Data yang digunakan dalam menghitung biaya operasional kendaraan adalah untuk jenis kendaraan bus sedang 35 *seats* dan minibus 17 *seats*. Biaya operasional kendaraan yang diperhitungkan meliputi biaya langsung dan biaya tidak langsung. Total BOK bus sedang dengan tambahan keuntungan/margins 15 % untuk operator yaitu Rp. 246.809.762,05,-/tahun dan Rp. 79.718,- per km. Besarnya BOK pada tahun ke-1 untuk 8 armada bus sedang sebesar Rp. 1.987.927.372,- dan meningkat per tahunnya dengan menggunakan proyeksi nilai inflasi Kota Denpasar sebesar 0.34 % (Badan Pusat Statistik, 2015). Jumlah armada bertambah 1 unit per 2 tahun sesuai dengan peningkatan jumlah paket yaitu sebesar 5% per tahun. Jadi total pengeluaran untuk mengoperasikan angkutan wisata dengan menggunakan bus sedang selama tujuh tahun pengoperasian bus sebesar Rp. 16.329.528.154,-.

Total BOK minibus dengan tambahan keuntungan/margins 15 % untuk operator yaitu Rp. 197.156.703,89,-/tahun dan Rp. 63.681,- per km. Besarnya BOK pada tahun ke-1 untuk 16 armada minibus sebesar Rp. 3.175.994.378,- dan meningkat per tahunnya dengan menggunakan proyeksi nilai inflasi Kota Denpasar sebesar 0.34 % (Badan Pusat Statistik, 2015). Jumlah armada bertambah sesuai dengan jumlah paket wisata yang bertambah 5% tiap tahun. Total pengeluaran untuk mengoperasikan angkutan wisata dengan menggunakan minibus selama tujuh tahun pengoperasian bus sebesar Rp. 26.690.327.482,-.

## Estimasi pendapatan angkutan wisata (reguler *city tour*)

Pada Tabel 3 dapat dilihat estimasi pendapatan angkutan wisata untuk paket reguler *city tour* selama 7 tahun. Tarif yang digunakan yaitu untuk bus sedang Rp. 27.000,- dan tarif minibus sebesar Rp. 26.000,- dan akan dinaikkan sebesar Rp.1.000,- setiap 2 tahun sekali. Jumlah penumpang yang digunakan dalam perhitungan adalah berdasarkan kunjungan wisatawan yang dilalui oleh angkutan wisata yang bergerak secara reguler ke objek wisata dalam Kota

ISBN: 978-602-60286-0-0

Denpasar dengan asumsi tingkat pertumbuhan 2.6% per tahun. Pendapatan bus sedang pada tahun 2017 diperkirakan sebesar Rp.1.768.040.000,- dan pendapatan untuk minibus sebesar Rp. 1.703.520.000,-

Tabel 3. Eastimasi pendapatan angkutan wisata (reguler *city tour*)

| Tahun | Tarif Bus Sedang (Rp) | Tarif Minibus (Rp) | Jumlah penumpang (orang/hari) | Jumlah penumpang (orang/th) / 240 | Pendapatan Bus Sedang (Rp/th) | Pendapatan Minibus (Rp/th) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| *a* | *b* | *c* | *d* | *e= d*240* | *f=b*e* | *g=c*e* |
| 2017 | 27.000 | 26.000 | 273 | 65.520 | 1.768.040.000 | 1.703.520.000 |
| 2018 | 27.000 | 26.000 | 280 | 67.200 | 1.814.400.000 | 1.747.200.000 |
| 2019 | 28.000 | 27.000 | 287 | 68.880 | 1.928.640.000 | 1.859.760.000 |
| 2020 | 28.000 | 27.000 | 294 | 70.560 | 1.975.680.000 | 1.905.120.000 |
| 2021 | 29.000 | 28.000 | 302 | 72.480 | 2.101.920.000 | 2.029.440.000 |
| 2022 | 29.000 | 28.000 | 310 | 74.400 | 2.157.600.000 | 2.083.200.000 |
| 2023 | 30.000 | 29.000 | 318 | 76.320 | 2.289.600.000 | 2.213.280.000 |
| **Total** | | | **2.064** | **495.360** | | |

## Estimasi pendapatan angkutan wisata (*charter city tour*)

Besarnya tarif untuk *charter* angkutan wisata *city tour* untuk armada bus sedang yaitu sebesar Rp. 1.700.000,- per hari per paket, sedangkan untuk armada minibus dikenakan biaya Rp. 1.275.000,- per hari per paket. Angkutan wisata sistem *charter* diasumsikan sebagai paket wisata eksklusif yang dilengkapi dengan kendaraan angkutan wisata bus sedang dan minibus, supir dan pramusaja. Angkutan pariwisata *charter* dapat menjadi pilihan bagi wisatawan yang berkunjung bergroup maupun pribadi. Perhitungan pendapatan dapat dilihat pada Tabel 4. Pada penelitian ini diasumsikan jumlah paket per tahun naik 5% (Wirasutama, 2014). Harga paket angkutan bus dan minibus diasumsikan naik Rp.50.000,- per 2 tahun. Dengan jumlah waktu operasi 240 hari per tahun, pendapatan paket *charter city tour* pada tahun 2017 adalah Rp. 3.264.000.000,- untuk bus sedang dan Rp. 4.896.000.000,- untuk minibus.

Tabel 4. Estimasi pendapatan angkutan wisata *charter city tour*

| Tahun | Tarif Bus Sedang (Rp) | Tarif Minibus (Rp) | Jumlah round trip | Jumlah Paket (5%) (bh) | | Jumlah penumpang bus (paket/th) / 240 | | Pendapatan Bus Sedang (Rp/th) | Pendapatan Minibus (Rp/th) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | *e* | | *f= d*e* | | | |
| *a* | *b* | *c* | *d* | *Bus* | *Mini bus* | *Bus* | *Minibus* | *g=b*f* | *h=c*f* |
| 2017 | 1.700.000 | 1.275.000 | 1 | 8 | 19 | 1.920 | 3.840 | 3.264.000.000 | 4.896.000.000 |
| 2018 | 1.700.000 | 1.275.000 | 1 | 8 | 17 | 1.920 | 4.080 | 3.264.000.000 | 5.202.000.000 |
| 2019 | 1.750.000 | 1.325.000 | 1 | 9 | 18 | 2.160 | 4.320 | 3.780.000.000 | 5.724.000.000 |
| 2020 | 1.750.000 | 1.325.000 | 1 | 9 | 19 | 2.160 | 4.560 | 3.780.000.000 | 6.042.000.000 |
| 2021 | 1.800.000 | 1.375.000 | 1 | 10 | 20 | 2.400 | 4.800 | 4.320.000.000 | 6.600.000.000 |
| 2022 | 1.800.000 | 1.375.000 | 1 | 10 | 21 | 2.400 | 5.40 | 4.320.000.000 | 6.930.000.000 |
| 2023 | 1.850.000 | 1.425.000 | 1 | 11 | 22 | 2.640 | 5.280 | 4.884.000.000 | 7.524.000.000 |
| | | **Total** | | | | **15.600** | **31.920** | | |

## Analisis kelayakan finansial angkutan wisata reguler *city tour*

Untuk pengoperasian angkutan wisata *City Tour* reguler, biaya investasi untuk uang muka (25%) pengadaan 4 unit armada bus sedang pada tahun pertama sebesar Rp. 660.000.000,- dengan masa pinjaman selama 4 tahun dengan biaya cicilan Rp. 831.600.000,- yang dibayar pada tahun berikutnya. Berdasarkan hasil analisis kelayakan, diperoleh besarnya nilai NPV=92.785.838, BCR=1.0123, IRR=21%. Besarnya NPV didapat dari perbandingan nilai pengeluaran dengan nilai manfaat yang telah dipengaruhi *discount factor* sebesar 17%. Selanjutnya, analisis kelayakan finansial untuk angkutan wisata *City Tour* dengan menggunakan armada minibus, biaya investasi yang dikeluarkan sebagai modal awal uang muka (25%) adalah sebesar Rp. 579.250.000,- dan untuk 4 tahun berikutnya sebesar Rp. 29.855.000,- untuk pengadaan 5 buah armada minibus. Dari analisis kelayakan finansial diperoleh besarnya nilai NPV=131.807.408, BCR= 1.0182, IRR=24%.

ISBN: 978-602-60286-0-0

### Analisis kelayakan finansial angkutan wisata *charter city tour*

Untuk pengoperasian *City Tour* dengan sistem charter, biaya investasi untuk uang muka (25%) untuk pengadaan 8 unit armada bus sedang pada tahun pertama sebesar Rp.1.320.000.000,- dengan masa pinjaman selama 4 tahun dan bertambah 1 unit untuk tahun ke-3, ke-5 dan ke-7 sesuai dengan peningkatan paket yang terjual. Dalam analisis ini tingkat pertumbuhan diasumsikan sebesar 5%. Berdasarkan hasil analisis kelayakan finansial, diperoleh besarnya nilai NPV=234.352.687, BCR=1.0161, IRR=26%. Untuk angkutan wisata *charter City Tour* dengan menggunakan armada minibus, biaya investasi yang dikeluarkan sebagai modal awal adalah uang muka (25%) sebesar Rp. 1.853.600.000,- untuk pengadaan 16 buah armada minibus dan bertambah tiap tahunnya 1 unit sesuai dengan jumlah paket yang terjual. Biaya tahun berikutnya adalah biaya pinjaman serta bunga (17%). Hasil analisis kelayakan finansial menunjukkan besarnya nilai NPV=266.584.404, BCR= 1.0117, IRR=23%.

### Analisis sensitivitas

Nilai-nilai parameter yang telah dihitung dalam analisis kelayakan finansial tentunya tidak bisa lepas dari faktor kesalahan baik dalam prediksi maupun faktor eksternal yang tidak dapat diperkirakan sebelumnya. Jadi nilai manfaat maupun biaya yang terealisasi mungkin lebih besar atau lebih kecil dari yang telah diperkiraakan, sehingga mengakibatkan perubahan pada analisis kelayakan yang telah dilakukan. Dari perhitungan sensitivitas angkutan wisata yang bergerak secara reguler, dengan menaikkan biaya 20%, manfaat tetap dengan menggunakan dua asumsi yaitu menggunakan armada bus sedang dan minibus, hasilnya menunjukkan sensitif terhadap perubahan karena menghasilkan nilai NPV negatif dan nilai BCR < 1. Secara umum hasil analisis sensitivitas menunjukkan bahwa investasi ini sensitif terhadap perubahan.

## 5. KESIMPULAN

Berdasarkan analisis yang dilakukan dapat disimpulkan bahwa jumlah wisatawan yang berkunjung ke Kota Denpasar selama tahun 2013 adalah sebanyak 438.576 orang dan diperkirakan menjadi 485.998 orang pada tahun 2017 dengan kenaikan rata-rata 2.6% dengan potensi demand paket wisata *city tour* 273 orang. Jenis angkutan wisata yaitu dengan menggunakan bus sedang dengan kapasitas 35 penumpang dan minibus dengan kapasitas 17 penumpang. Waktu pelayanan yang direncanakan untuk angkutan wisata di Kota Denpasar dibagi berdasarkan rute pelayanan dan disesuaikan dengan jam kunjungan. Untuk angkutan wisata yang melayani paket reguler *city tour* direncanakan beroperasi dari pukul 09.00 wita sampai dengan pukul 17.00 wita. Untuk angkutan *charter city tour* beroperasi selama 5.5 jam. Berdasarkan analisis kelayakan finansial yang telah dilakukan ditemukan bahwa untuk paket reguler *city tour* angkutan bus sedang: NPV = Rp. 92.785.838, BCR = 1.0123, IRR = 21%, minibus: NPV = Rp.131.807.408, BCR = 1.0182, IRR = 24%. Analisis kelayakan finansial untuk paket wisata *charter city tour* untuk angkutan bus sedang: NPV = Rp.234.352.687, BCR = 1.0161, IRR = 26%, minibus: NPV = Rp. 266.584.404, BCR = 1.0117, IRR = 23%. Hasil analisis kelayakan finansial untuk kedual alternatif adalah layak, namun analisis sensitivitas menunjukkan bahwa kedua alternatif tersebut sensitif terhadap perubahan manfaat dan biaya. Berdasarkan kondisi tersebut, perlu kiranya Pemerintah Kota Denpasar memberikan subsidi dalam bentuk investasi awal pengadaan angkutan wisata sedangkan operasionalnya dijalankan oleh pihak swasta dengan bekerjasama dengan PHRI (Perhimpunan Hotel dan Restoran Indonesia), ASITA (*Association of Indoneasian Travel Agent*), dan organisasi kepariwisataan lainnya.

## DAFTAR PUSTAKA


Badan Pusat Statistik. (2015). “Proyeksi Nilai Inflasi Kota Denpasar September 2015”. Denpasar.

Departemen Perhubungan. (1996a). “Keputusan Direktur Jenderal Perhubungan Darat No. HK. 105/DRJD/1996, Pedoman Teknis Penyelenggaraan Angkutan Umum Penumpang di Wilayah Perkotaan Dalam Trayek Tetap dan Teratur”. Direktorat Jenderal Perhubungan Darat. Jakarta

Departemen Perhubungan. (1996b). “Penentuan Jumlah Armada dan Penjadwalan”. Badan Pendidikan dan Latihan Perhubungan Pusat Pendidikan dan Latihan Perhubungan Darat. Jakarta.

Departemen Perhubungan. (2002). “Menuju Tertib Lalu Lintas dan Angkutan Jalan”. Badan Pendidikan dan Latihan Perhubungan Pusat Pendidikan dan Latihan Perhubungan Darat. Jakarta.

Dinas Pariwisata Daerah provinsi Bali. (2014). ”Data Jumlah Kunjungan Wisatawan”. Pemerintah Provinsi Bali.

Dinas Pariwisata Kota Denpasar. (2014). “Data Pariwisata Kota Denpasar”. Denpasa. Dinas Pariwisata. Denpasar

Giatman. (2011). *Ekonomi Teknik.* Rajawali Press. Jakarta.

Idwan, S. (1996). “Perencanaan Prasarana Angkutan Umum”. Pusat Studi Transportasi dan Komunikasi Institut Teknologi Bandung, Bandung.

LPKM – ITB. (1997). ”Studi Kelayakan Proyek Transportasi”. Bandung: Lembaga Pengabdian Masyarakat ITB bekerjasama dengan Kelompok Bidang Keahlian Rekayasa Transportasi Jurusan Teknik Sipil ITB. Bandung.


ISBN: 978-602-60286-0-0

Mirzaee, D. (2014). ”The Impact od the Transportation Industry on Development of Tourism”. *Visi Jurnal Akademik* Vol. 4, pp. 93-97.

Pemerintah Kota Solo. (2014). “Bus Tingkat werkudara”. [ visited : 2015 April14]. Available from : URL : http://surakarta.go.id

Sayuti, R. (2014). “Elf NQR 71 Medium Bus”. [ visited : 2015 April14]. Available from : URL : http://astra-isuzu-lampung.blogspot.co.id

Toth, G., David, L.D. and Vasa, L. (2014). “The Role of Transport in European Tourism Flows”. Acta Geographica Slovenia 54 (2), pp. 311-320.

Wirasutama, P. (2015). “Analisis Kelayakan Finansial Angkutan Pariwisata di Provinsi Bali (Studi Kasus Pada PT.GD Bali Transport dan PT. Amanda Legian Tours” (tesis). Universitas Udayana. Bali

Wisata Bandung. (2014). “Info Bandung”. [ visited : 2015 April14]. Available from : URL : http://wisatabdg.com

ISBN: 978-602-60286-0-0

# ESTIMASI MATRIK ASAL TUJUAN PERJALANAN DI KOTA SURAKARTA DENGAN MODEL GRAVITY

**Syafi'i[1], Slamet Jauhari Legowo[2], dan Lydia Novitriana Nur Hidayati[3]**

*[1]Program Studi Teknik Sipil, Universitas Sebelas Maret, Jl. Ir. Sutami 36 A Surakarta*
*Email: syafii@uns.ac.id; syafii_hn@yahoo.com*
*[2] Program Studi Teknik Sipil, Universitas Sebelas Maret, Jl. Ir. Sutami 36 A Surakarta*
*Email: slametlegowo@gmail.com*
*[3] Program Studi Teknik Sipil, Universitas Sebelas Maret, Jl. Ir. Sutami 36 A Surakarta*
*Email: lydiahidayati@gmail.com*

## ABSTRAK

Distribusi pergerakan lalulintas yang direpresentasikan dengan matrik asal tujuan (MAT) perjalanan merupakan bagian penting dalam perencanaan transportasi. Salah satu metode yang digunakan untuk mengestimasi MAT tersebut adalah dengan Model Gravity. Estimasi MAT dari model gravity tersebut sangat tergantung dari fungsi hambatan (*deterence function*) yang digunakan dan nilai parameter $\beta$ (beta). Penelitian ini bertujuan mengestimasi MAT dengan model gravity dan mencari parameter β (beta) pada model gravity tersebut dengan menggunakan metode entropi maksimum, kemiripan maksimum, kuadrat terkecil, dan inferensi bayesian. Studi kasus pada penelitian ini adalah Kota Surakarta. Pembagian zona berdasarkan kelurahan terdiri dari 51 zona internal sesuai dengan jumlah kelurahan di Kota Surakarta ditambah dengan 14 zona eksternal. Proses pembebanan lalulintas menggunakan software EMME/3, sedangkan proses pengkalibrasian parameter β dilakukan dengan bantuan *software* pemrograman Matlab. Uji validitas dilakukan dengan mencari nilai koefisien determinasi $R^2$ yang merepresentasikan perbandingan arus lalu lintas hasil pengamatan dengan arus lalu lintas hasil pemodelan. Hasil penelitian menunjukkan estimasi MAT Kota Surakarta pada jam puncak pagi hari sebesar 47549 smp/jam. Nilai parameter β yang didapat dari proses Kalibrasi Newton-Raphson dengan metode kalibrasi Entropy Maksimum = 0,00114, Kemiripan Maksimum = 0,00084, Kuadrat Terkecil = 0,00093, dan Inferensi Bayesian = 0,00096. Perhitungan uji validitas dengan menggunakan koefisien determinasi ($R^2$) diperoleh nilai $R^2$ untuk metode kalibrasi Entropy Maksimum = 0,8178, Kemiripan Maksimum = 0,7999, Kuadrat Terkecil = 0,8025, dan Inferensi Bayesian = 0,8032. Berdasarkan pada nilai $R^2$ diatas metode kalibrasi yang paling tepat adalah metode kalibrasi Entropy Maksimum.

Kata kunci: Matrik Asal Tujuan (MAT), Gravity, parameter β (beta), EMME/3

## 1. PENDAHULUAN

Permasalahan transportasi perkotaan semakin kompleks seiring dengan pesatnya pertumbuhan kendaraan yang tidak diimbangi dengan penambahan secara proporsional prasarana transportasi. Akibat yang ditimbulkan dapat dilihat dengan jelas yakni kemacetan yang terjadi di hampir sebagian besar perkotaan. Berbagai solusi telah dikembangkan oleh para perencana transportasi untuk membantu memecahkan persoalan kemacetan. Solusi yang paling praktis adalah dengan meningkatkan kapasitas jaringan jalan dengan cara pelebaran jalan, pembangunan jalan baru (tol), dan pembangunan persimpangan tidak sebidang (jembatan layang dan *under-pass*). Solusi lain yang ditawarkan adalah dengan manajemen lalu lintas melalui pembatasan/pengendalian lalu lintas memasuki kawasan tertentu, penerapan pembatasan perparkiran, penerapan jalan satu arah, dan mengkoordinasikan pengaturan lampu lalu lintas antar persimpangan dengan aplikasi *Area Traffic Control System* (ATCS).

Penanganan masalah transportasi yang disebutkan diatas terkait erat dengan masalah perencanaan transportasi. Perencanaan transportasi yang baik diharapkan mampu mengurangi permasalahan transportasi perkotaan. Dalam konteks perencanaan transportasi, salah satu hal yang sangat penting yang harus diketahui adalah potensi kebutuhan perjalanan dari satu zona (daerah) asal ke zona tujuan yang merupakan pencerminan distribusi perjalanan dari zona asal ke zona tujuan. Kebutuhan perjalanan ini pada umumnya direpresentasikan dengan matriks asal tujuan (MAT) perjalanan atau *Origin-Destination* (OD) *Matrix*.

Metode konvensional untuk mendapatkan MAT perjalanan adalah dengan kombinasi antara survey wawancara ke rumah-rumah (*home survey*) dan survey di jalan (*roadside*), tetapi penggunaan metode ini sangat mahal dan menggangu pengguna jalan. Selain itu metode ini membutuhkan waktu yang lama dan hasilnya sering mengalami distorsi. Metode lain yang saat ini sering digunakan dan dikembangkan hingga saat ini adalah mendapatkan MAT

berdasarkan data lalu lintas. Karena metode ini relatif tidak mahal, dapat digunakan untuk berbagai macam tujuan, dan automatisasinya relative cepat, maka metode ini sering digunakan. Prinsip dasar metode ini adalah mengidentikasi, untuk setiap ruas tertentu, kemungkinan perjalanan antara setiap zona yang menggunakan ruas tersebut, dan mengatur perjalanan untuk setiap pasangan zona sedemikian rupa sehingga arus lalulintas di ruas jalan hasil model mendekati data lalu lintas dari pengamatan. Metode ini berupaya menghasilkan suatu matriks perjalanan yang jika dibebani pada jaringan jalan akan menghasilkan kembali arus lalu lintas yang sedekat mungkin dengan data lalu lintas dari pengamatan. Proses ini dilakukan secara pengulangan sampai memenuhi tingkat konvergensi tertentu. Kriteria konvergensi yang digunakan disini adalah perbandingan antara arus lalu lintas dari hasil estimasi (model) dengan arus lalu lintas yang didapatkan di lapangan.

Salah satu metode sintetik untuk menghasilkan MAT adalah dengan metode gravity. Namun pada model gravity ini diperlukan estimasi parameter β (beta). Tujuan penelitian ini adalah untuk mengetahui nilai parameter β sebagai fungsi hambatan pada model gravity dengan metode estimasi Entropi Maksimum, Kemiripan Maksimum, Kuadrat Terkecil, dan Inferensi Bayesian, untuk mengetahui jumlah dan pola sebaran pergerakan lalulintas Kota Surakarta berdasarkan pada model gravity, dan untuk Menentukan Metode estimasi parameter model gravity yang paling sesuai dengan kondisi Kota Surakarta.

## 2. KAJIAN PUSTAKA

### Estimasi MAT dari Data Lalulintas

Persoalaan pokok pada matriks perjalanan dari data lalau lintas adalah identifikasi pasangan asal-tujuan yang menggunakan ruas tertentu sebagai bagian dari perjalannya, variabel ini dinamakan $P_{ija}$ , yaitu proporsi perjalanan dari asal *i* ke tujuan *j* yang menggunakan ruas a. Maka ruas a ($v_a$) adalah penjumlahan seluruh kontribusi perjalanan antara setiap pasang zona ruas tersebut, secara matematis dinyatakan:

$$V_a = \sum_{ij} T_{ij} P_{ija} \tag{1}$$

batasan; $0 \le P_{ija} \le 1$

Model persamaan 1) diatas memberikan hasil yang sempurna jika arus pada ruas *a* dari hasil pemodelan sama dengan hasil pengamatan.

$$W_a = V_a = \sum_{ij} T_{ij} P_{ija} \tag{2}$$

dimana:

$T_{ij}$ = matrisk perjalanan sebenarnya
$P_{ija}$ = proprsi perjalanan dari *i* ke *j* yang mengunakan ruas a
$V_a$ = arus di ruas a dari hasil model
$W_a$ = arus di ruas a dari hasil pengamatan

Dalam prakteknya data lalu lintas dari hasil pengamatan jauh lebih sedikit dibandingkan jumlah T*ij* yang diketahui. Dengan kondisi tersebut, tidak mungkin menentukan solusi yang unik terhadap masalah estimasi matriks perjalanan. Oleh karena itu sebagian besar metode berusaha untuk mendapatkan matrisk perjalanan $T_{ij}$ yang paling mirip (*most likely*) yang memenuhi batasan persamaan diatas. Van Zuylen, et al (1980) mengusulkan dua pendekatan untuk menyelesaikan persamaan (2). Pertama, bila tidak terdapat informasi sebelumnya tentang $T_{ij}$ (*no prior trip matrix*); kedua, bila ada informasi sebelumnya tentang $T_{ij}$ (*prior trip matrix*). Kedua pendekatan tersebut dinyatakan dalam bentuk persamaan matematik sebagai berikut:

$$T_{ij} = \prod_a X_a^{P_{ijs}} \text{ dan } T_{ij} = t_{ij} \prod_a X_a^{P_{ijs}} \tag{3}$$

dimana $t_{ij}$ adalah perkiraan MAT sebelumnya, sedangkan $X_a$ merupakan faktor penyeimbang (*balancing factor*) yang dipilih sedemikian rupa sehingga batasan persamaan (2) terpenuhi.

Kumpulan seluruh kemungkinan matriks perjalanan yang memenuhi batasan tersebut dikenal sebagai "*set of feasible solution*". Satu sifat khas dari *set of feasible solution* adalah "*convex set*" yaitu jika matriks $R_{ij}$ dan $S_{ij}$ keduanya layak, maka setiap kombinasi linier dari $R_{ij}$ dan $S_{ij}$ (yaitu $T_{ij} = x\ R_{ij} + (1\text{-}x)\ S_{ij}$ ) juga layak dengan batasan $0< x <1$.

Robillard (1975) mengklasifikasikan metode pembebanan khusus untuk estimasi matriks perjalanan dari data lalu lintas menjadi dua kelompok : pembebanan *proportional* dan *non-proportional*. Metode pembebanan *proportional* mengasumsikan bahwa proporsi pemilihan rute tidak tergantung dari tingkat arusnya. Metode pembebanan all-or-nothing dan pure sthochastic termasuk dalam kelompok ini. Sedangkan metode pembebanan *non-proportional* secara eksplisit memperhitungkan pengaruh kemacetan, oleh karena itu proporsi pemilihan rute tergantung dari tingkat arus

ISBN: 978-602-60286-0-0

pada ruas yang bersangkutan. Metode pembebanan equilibrium dan stochastic user equilibrium termasuk dalam kelompok ini. Teknik pembebanan non-proportional dianggap lebih realistis untuk kondisi jaringan jalan yang macet.

Fungsi objektif pada estimasi matriks terdiri dari dua type, pertama, arus lalu lintas hasil model mendekati data lalu lintas dari pengamatan; kedua, mencari solusi matriks yang mendekati matriks sebelumnya (*prior matrix*). Terkait dengan fungsi obejektif ini beberapa metoda yang telah dikembangkan dapat diklasfikasikan sebagai berikut:

(a). Model maksimum entropy (*entropy maximization*) (Wilson (1970), Willumsen (1978), Bell (1983), dan Brenninger-Gothe et al (1989)). Secara matematis fungsi objektif pendekatan ini dinyatakan sebagai berikut:

$$\underset{v,T}{Minimize} \quad \gamma_1 \sum_{ij} T_{ij}\left(\ln\frac{T_{ij}}{\overline{T}_{ij}} - 1 + \ln\overline{T}\right) + \gamma_2 \sum_{a\in A} v_a\left(\ln\frac{v_a}{\overline{v}_a} - 1\right) \tag{4}$$

dimana γ adalah pengali Lagrangian yang berhubungan dengan pambatasan (data lalu lintas). $\overline{T} = (\overline{T}_{ij})$ adalah target MAT.

(b) Model meminimumkan informasi (*information minimization model*), model ini hampir sama dengan point (a). Pada model ini distribusi MAT disesuaikan dengan informasi yang dihasilkan dari distribusi perjalanan pada setiap ruas di jaringan jalan (Van Zuylen and Willumsen, 1980).

(c) Pendekatan statistik. Model ini berupaya mengakomodir kesalahan (*error*) dan/atau ketidakpastian terhadap ketersediaan informasi. Model ini juga mempertimbangkan sifat probabilitas dari data lalu lintas yang diamati dalam mengestimasi MAT. Pada pendekatan ini terdapat beberapa model yang telah dikembangkan. Maher (1983), Pursula dan Pastinen (1993) mengusulkan metode estimasi inferensi Bayesian (*Bayesian inference*) dimana elemen MAT dianggap terdistribusi *multivariate normally*.

Maher, et.al (2001) dan Yang, et al (2001) mencoba menggabungkan antara estimasi matriks dan optimasi lampu lalu lintas pada jaringan jalan yang macet dengan memformulasikannya dalam bentuk *bi-level programming* dengan pembebanan *stochastic user equilibirum* (SUE) sebagai *second-level programming*. Metode yang dikembangkan tersebut menghasilkan suatu hasil yang konvergen. Namun, kelemahan metode ini terletak pada penggunaan *logit assignment* yang tidak mempertimbangkan rute yang saling berkorelasi. Metode lain yang berupaya mempertimbangkan kondisi lalu lintas dan dapat diaplikasikan pada jaringan jalan yang besar diusulkan oleh Stathopoulus, et al (2003).

Nie, et al (2005) mengembangkan estimasi MAT dengan memasukkan variable estimator lintasan arus di jaringan jalan melalui metode generalized least square (GLS). Pendekatan ini berupaya memecahkan GLS yang dapat meminimumkan kesalahan pada data lalu lintas dari hasil pengamatan dan MAT yang didasarkan pada pembebanan *equilibrium*. Namun, model yang diusulkan memiliki kelemahan yakni model tersebut menghasilkan hasil yang baik bila diterapkan pada jaringan jalan yang tidak terlalu besar. Model ini juga tidak mempertimbangkan batasan bangkitan-tarikan yang perjalanan dari atau menuju suatu zona. Penelitian ini berusaha menutupi kelemahan metode tersebut diatas dengan memasukkan batasan bangkitan dan tarikan perjalanan. Secara umum formulasi matematis fungsi objektif metode GLS dinyatakan sebagai berikut:

$$\underset{v,T}{Minimize} \quad \left(\overline{T}_{ij} - T_{ij}\right)^t U^{-1}\left(\overline{T}_{ij} - T_{ij}\right) + \left(\overline{v}_a - v_a\right)^t V^{-1}\left(\overline{v}_a - v_a\right) \tag{5}$$

## Model *Gravity*

Tamin (2000) menyatakan bahwa model *Gravity* berasumsi bahwa ciri bangkitan dan tarikan pergerakan berkaitan dengan beberapa parameter zona asal, misalnya populasi dan nilai sel MAT yang berkaitan dengan aksesibilitas (kemudahan) sebagai fungsi jarak, waktu, atau biaya. Model *Gravity* untuk keperluan transportasi menyatakan bahwa pergerakan antar zona asal *i* dan zona tujuan *d* berbanding lurus dengan *Oi* dan *Dd* dan berbanding terbalik kuadratis terhadap jarak antara kedua zona tersebut. Dalam bentuk matematis model *gravity* dapat dinyatakan dengan persamaan berikut.

$$T_{id} = O_i \,.\, D_d \,.\, A_i \,.\, B_d \,.\, f(C_{id}) \tag{6}$$

$T_{id}$ = Jumlah pergerakan dari zona asal *i* ke zona tujuan *d*
$A_i$, $B_d$ = Faktor penyeimbang untuk setiap zona asal *i* dan tujuan *j*
$O_i$ = Total pergerakan dari zona asal *i*
$D_d$ = Total pergerakan ke zona tujuan *d*
$f(C_{id})$ = Fungsi umum biaya perjalanan (fungsi hambatan).

Fungsi hambatan transportasi biasanya diasumsikan sebagai rute terpendek, tercepat, atau termurah dari zona asal ke zona tujuan. Fungsi hambatan adalah fungsi yang digunakan sebagai ukuran aksesibilitas (kemudahan) antara zona i

ISBN: 978-602-60286-0-0

(zona asal) dan zona d (zona tujuan). Mengutip dari Hyman (1969), Tamin (2000) menjelaskan 3 jenis fungsi hambatan yang dapat dipergunakan dalam Model *Gravity*, yaitu:

- Fungsi pangkat : $f(C_{id}) = C_{id}^{-\beta}$ (7)
- Fungsi eksponensial : $f(C_{id}) = e^{-\beta C_{id}}$ (8)
- Fungsi Tanner : $f(C_{id}) = C_{id}^{-\beta} . e^{-\beta C_{id}}$ (9)

Di samping mengkalibrasi parameter model kebutuhan akan transportasi, seringkali diperlukan juga informasi sebaran pergerakan yang didasarkan pada panjang (atau biaya) perjalanan, yang biasa dikenal dengan sebaran panjang pergerakan. Dengan semakin meningkatnya jarak atau biaya, jumlah perjalanan akan menurun.

## Estimasi parameter model *gravity* dengan Metode Entropi Maksimum

Secara teoritis, metode entropi-maksimum ini adalah untuk mendapatkan informasi seluruh status mikro yang akan terjadi dengan peluang yang sama serta konsisten dengan informasi status makronya. Wilson (1970) memperlihatkan bahwa jumlah status mikro $W\{Tid\}$ yang terkait dengan status meso *Tid* adalah sebagai berikut.

$$W[T_{id}] = \frac{T!}{\prod_i \prod_d T_{id}!} \tag{10}$$

Asumsi dasar pendekatan ini adalah peluang sebaran **[*Tid*]** yang terjadi sebanding dengan jumlah status yang ada dalam sistem tersebut yang mendukung terbentuknya sebaran **[*Tid*]**. Jadi, jika ***W*[*Tid*]** adalah jumlah cara yang dianut setiap individu untuk mengatur dirinya sehingga dihasilkan sebaran **[*Tid*]**, maka peluang **[*Tid*]** yang terjadi sebanding dengan ***W*[*Tid*]**. Karena diasumsikan bahwa seluruh status mikro berpeluang sama, maka status meso yang paling memungkinkan adalah status yang dapat dihasilkan dengan sebanyak mungkin cara. Karena itu, yang dibutuhkan adalah suatu teknik yang dapat mengidentifikasi nilai **[*Tid*]** yang memaksimumkan ***W*[*Tid*]** yang dinyatakan dengan persamaan. Untuk lebih mudahnya, kita akan memaksimumkan fungsi monoton **log*e W*** karena keduanya mempunyai nilai maksimum yang sama. Karena itu, **log*e W* = log*e***

$$\log_e W = \log_e \frac{T!}{\prod_i \prod_d T_{id}!} = \log_e T! - \sum_i \sum_d \log_e T_{id}! \tag{11}$$

Dengan menggunakan pendekatan *Stirling* $\log_e X! \approx X \log_e X - X$, persamaan
dapat disederhanakan menjadi:

$$\log_e W = \log_e T! - \sum_i \sum_d (\log_e T_{id} - T_{id}) \tag{12}$$

Karena merupakan konstanta, **log*eTid*!** dapat dihilangkan dari proses optimasi. Dengan menghilangkan faktor **log*eTid*!**, persamaan berubah menjadi persamaan yangbiasa disebut **fungsi entropi.**

$$\log_e W' = -\sum_i \sum_d (T_{id} \log_e T_{id} - T_{id}) \tag{13}$$

Secara matematis, fungsi tujuan metode penaksiran entropi-maksimum (EM) dapat dituliskan sebagai berikut:

$$\textbf{Memaksimumkan } E_1 = \log_e W'' = -\sum_i \sum_d (T_{id} \log_e (T_{id} / \hat{T}_{id}) - T_{id} + \hat{T}_{id}) \tag{14}$$

## Estimasi parameter model *gravity* dengan Metode Penaksiran Kemiripan-Maksimum

Banyaknya data sebaran pergerakan antar zona dalam satu wilyah kajian yang digunakan dalam penelitian ini menyebabkan jumlah kelas data yang ada lebih besar daripada dua, maka untuk jenis data ini sebaran yang cocok diterapkan adalah sebaran multinominal. Diasumsikan jika terdapat **S** kelas data dan peluang data berada pada kelas ke-***i*** adalah $p_i$. Peluang unuk mendapatkan $a_1$ dari sampel **N** pada ruas ke-**1**, $a_2$ pada ruas ke-**2**, dan secara umum sebanyak ***ai*** sampel berada pada kelas ke-***i***. Penurunan sebaran multinominal dapat dinyatakan sebagai :

$$\frac{N!}{a_1! a_2! a_3! .... a_s!} p_1^{a_1} . p_{21}^{a_2} . p_3^{a_3} .... p_{s1}^{a_s} \tag{15}$$

Nilai $\mathbf{p_I}$ dapat dinyatakan sebagai fungsi satu atau lebih parameter yang dapat dilambangkan dengan $\boldsymbol{\theta}$ untuk sejumlah sampel tertentu yang mengikuti sebaran multinominal dapat ditulis sebagai :

ISBN: 978-602-60286-0-0

$$L(\theta) = k.[p_1(\theta)]^{a_1}.[p_2(\theta)]^{a_2}.....[p_s(\theta)]^{a_s} \quad (16)$$

Nilai $\frac{N!}{a_1!a_2!a_3!....a_s!}$ dinyatakan sebagai konstanta k. Misalkan $p_{id}$ adalah peluang untuk mendapatkan data tertentu dari sebaran perjalanan antar zona yang berasal dari zona *i* ke zona tujuan *d*, maka:

$$p_{id} = \frac{T_{id}}{T} \quad (17)$$

dimana , $T = \sum_{i=1}^{N}\sum_{d=1}^{N}\hat{T}_{id}$ (18)

Misalkan peluang untuk mendapatkan data jumlah perjalanan yang berasal dari zona *i* ke zona tujuan *d* dari survei mengikuti sebaran multinomial; maka berdasarkan definisinya, fungsi kemiripan untuk mendapatkan sebaran $\hat{T}_{id}$ untuk setiap pasang zona *i* dan zona *d* adalah:

$$L = c\prod_{i=1}^{N}\prod_{i=1}^{N} p_{id}^{\hat{T}_{id}} \quad (19)$$

### Estimasi parameter model *gravity* dengan Metode Kuadrat Terkecil

Ide utama dibalik metode penaksiran ini adalah mencoba mengkalibrasi parameter model transportasi yang tidak diketahui sehingga meminimumkan jumlah perbedaan kuadrat antara arus lalu lintayang dids, sehingga nilai selisih antara sebaran pergerakan yang dihitung dari pemodelan ( $T_{id}$ ) dengan apat dari hasil pengamatan ( $\hat{T}_{id}$ ) memberikan hasil yang minimum. Secara umum metode estimasi ini dapat dituliskan sebagaimana persamaan berikut:

$$Memaksimumkan \quad S = \sum_i \sum_d \left[\frac{1}{T}\left(T_{id} - \overline{T}_{id}\right)^2\right] \quad (20)$$

### Estimasi parameter model *gravity* dengan Metode Inferensi Bayesian

Metode IB menggunakan suatau peluang subjektif untuk mengukur tingkat kepercayaan suatu keadaan. Dengan pendekatan ini, pertimbangan subjektif yang berdasarkan intuisi, pengalaman, atau informasi tidak langsung secara sistematis digabungkan dengan data hasil pengamatan untuk mendapatkan taksiran yang seimbang tentang keadaan sebenarnya (sebaran posterior).Pendekatan ini mengasumsikan parameter model sebagai peubah acak. Dengan demikian, harus ditetapkan suatu fungsi sebaran yang menggambarkan tingkat kepercayaan parameter yang tidak diketahui, misalkan ditetapkan $f(\theta)$ sebagai fungsi sebaran peluang paramater atau sebaran awal $\theta$.Jika diketahui suatu himpunan data pengamatan $x_1, x_2, ....., x_N$, yang mewakili sampel acak suatu populasi *X* dengan fungsi sebaran $f(X)$, dengan mengasmusikan bahwa parameter sebaran adalah $\theta$ , maka peluang akan diamati suatu himpunan data hasil pengamatan ini sebagai berikut:

$$f(X_1, X_2, X_3, .....X_4|\theta,) = f(X_1|\theta), f(X_2|\theta), f(X_3|\theta), .....f(X_n|\theta) = \prod_{i=1}^{n} f(X_n|\theta) \quad (21)$$

Fungsi tujuan dari metode ini adalah:

$$Memaksimumkan \quad IB(\tau_{id}T_{id}) = \sum_i \sum_d (\hat{T}_{id}\log(T_{id}) - 0{,}5\log_e T_{id}) \quad (22)$$

## 3. METODOLOGI

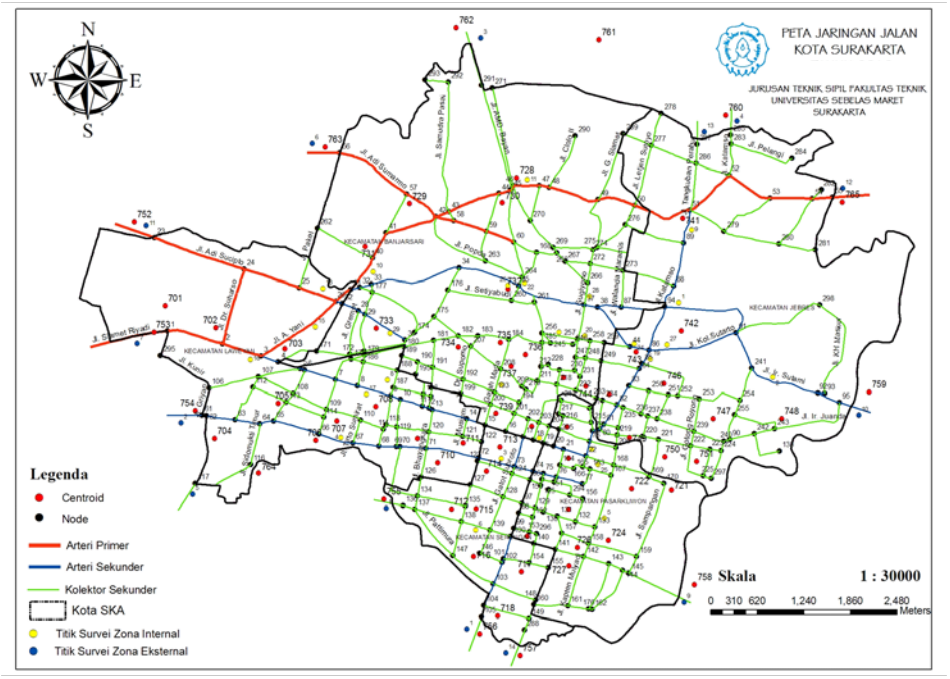
### Lokasi Penelitian dan Data

Studi kasus pada penelitian ini adalah Kota Surakarta. Kota Surakarta terletak di Propinsi Jawa Tengah bagian selatan memiliki kepadatan lalu lintas yang cukup tinggi. Secara geografis Surakarta terletak pada 110’45’15’ – 110’45’35’ BT dan 70’36’00’ – 70’56’00’ LS berbatasan dengan daerah tingkat II yang lain, yaitu di sebelah Utara berbatasan dengan Kabupaten Karanganyar dan Kabupaten Boyolali, sebelah Selatan dengan Kabupaten Sukoharjo, sebelah Barat dan Timur dengan Kabupaten Sukoharjo dan Karanganyar.

Zona merupakan representasi dari suatu sistem tata guna lahan suatu wilayah. Pembagian zona mengacu pada sistem pembagian wilayah secara administratif pemerintahan yaitu dengan batas kelurahan. Pada peneitian ini terdapat 65 zona yang terdiri dari 51 zona internal (seluruh kelurahan Kota Surakarta) dan 14 zona eksternal (kelurahan sekitar di luar Kota Surakarta). Setiap zona diwakili oleh satu pusat zona atau yang dapat disebut sebagai *centroid*, yang

ISBN: 978-602-60286-0-0

kemudian dihubungkan ke salah satu simpul jaringan jalan (*node*) dengan penghubung (*centroid connector*). Kemudian ditentukan titik-titik koordinat seluruh simpul ruas jalan dan pusat zona tersebut. Jaringan jalan yang ditinjau pada penelitian ini adalah jaringan jalan Arteri dan kolektor. Survei volume lalu lintas dilakukan pada jam puncak pagi (06.00-08.00). Ruas jalan yang disurvei adalah ruas jalan yang banyak digunakan oleh setiap pasangan zona asal-tujuan yang dianggap dapat mewakili kondisi jaringan jalan di Kota Surakarta. Untuk mengantisipasi pergerakan yang berasal dari atau menuju keluar daerah kajian, maka survei juga dilakukan pada ruas jalan yang terletak di batas Kota Surakarta. Peta jaringan jalan Kota Surakarta dan lokasi survey dapat dilihat pada Gambar 1. Data sekunder didapatkan dari instansi terkait yang berada di wilayah Kota Surakarta meliputi peta administrasi Kota Surakarta, peta pembagian zona Kota Surakarta, peta dan data jaringan jalan Kota Surakarta dari DPU Kota Surakarta.




Gambar 1. Peta Jaringan Jalan Kota Surakarta dan Lokasi Titik Survei Lalulintas

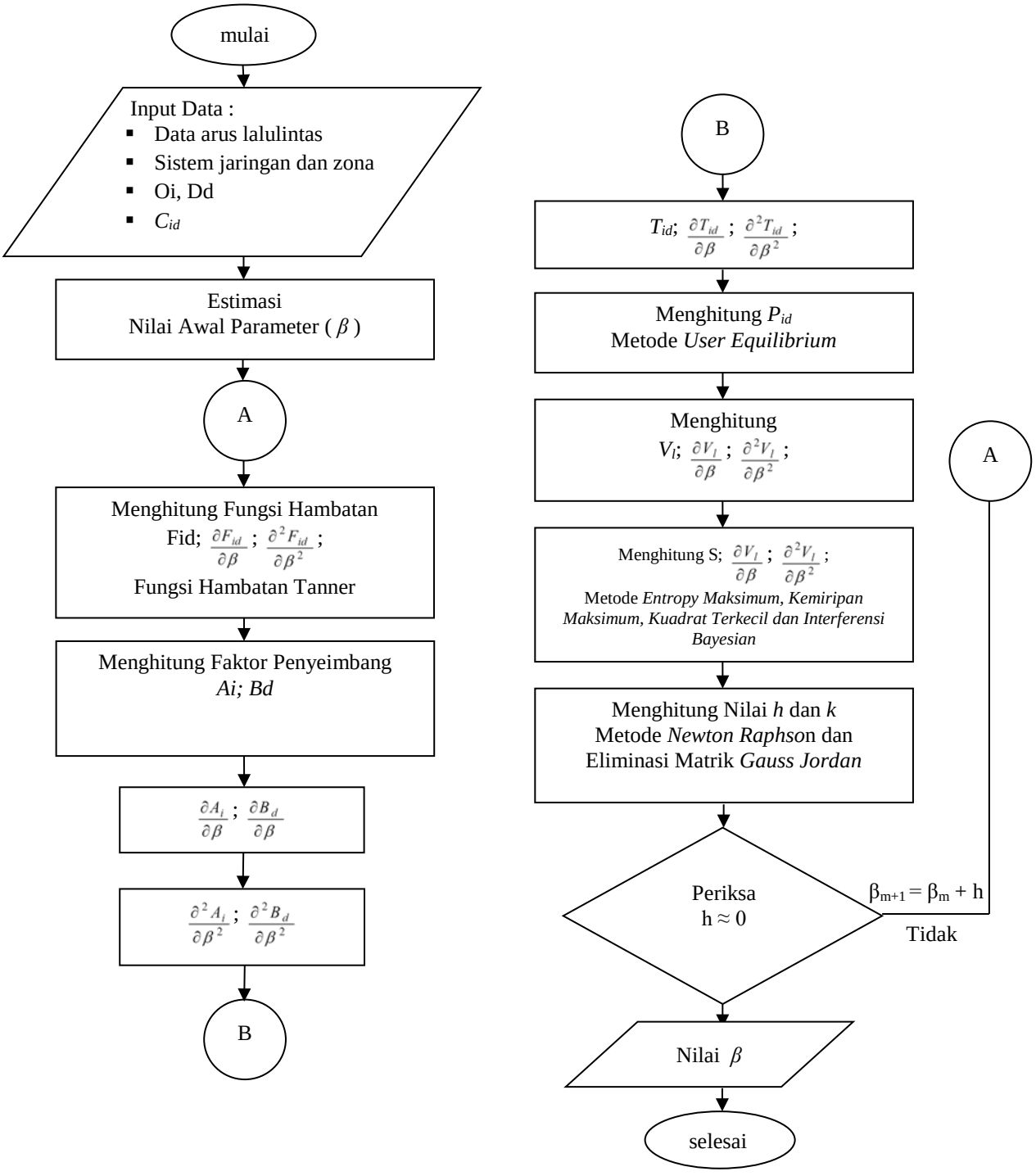
## Tahap Penelitian

Dalam program EMME/3 pembuatan jaringan jalan ini dilakukan melalui *Network Editor*. Data yang harus dimasukan antara lain moda, node, link, koordinat, kapasitas arus, lebar jalan, tipe jalur. Perhitungan kapasitas ruas jalan menggunakan Manual Kapasitas Jalan Indonesia (MKJI 1997). Setelah jaringan jalan selesai dibuat, langkah selanjutnya memasukkan matriks awal ke dalam program EMME/3 melalui *Emme prompt console*. *Emme prompt console* merupakan teks model yang digunakan untuk melakukan berbagai garis perintah. Bentuk dari teks model ini berupa '*module*'. *Emme prompt console* ini mencakup detail model kebutuhan, *assignment network*, perhitungan matriks dan *the emme macro language* untuk melalukan otomatisasi. Untuk menguji tingkat validitas dilakukan perbandingan antara volume arus lalulintas dari hasil pengamatan dan model dengan menggunakan koefisien determinasi ($R^2$).

## Kalibrasi Model dengan Newton - Rapson

Menurut Tamin (2000), kalibrasi adalah proses menaksir nilai parameter suatu model dengan berbagai teknik yang sudah ada: analisis numerik, aljabar linear, optimasi, dan lain – lain. Setelah dikalibrasi, diharapkan suatu model dapat menghasilkan keluaran yang sama dengan data lapangan (realita). Metode Kalibrasi Newton – Raphson adalah metode pengkalibrasian atau pengulangan yang dilakukan dengan proses mengulang nilai parameter sampai nilai tersebut mencapai batas konvergensinya. Proses pengkalibrasian koefisien β dilakukan dengan bantuan *software* pemrograman Matlab. Untuk proses kalibrasi lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 2.

ISBN: 978-602-60286-0-0




**Gambar 2 Proses Kalibrasi Newton Raphson**

## 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

### Pola Distribusi Pergerakan Kota Surakarta

Distribusi pergerakan Kota Surakarta didominasi oleh pergerakan eskternal – internal sebesar 32,5% (15.449 smp/jam). Hal ini menunjukkan pada jam puncak pagi hari banyak pergerakan orang dari luar menuju Kota Surakarta sebagai tujuan perjalanannya baik untuk bekerja, sekolah, ataua keperluan lainnya. Fenomena ini dapat dipahami

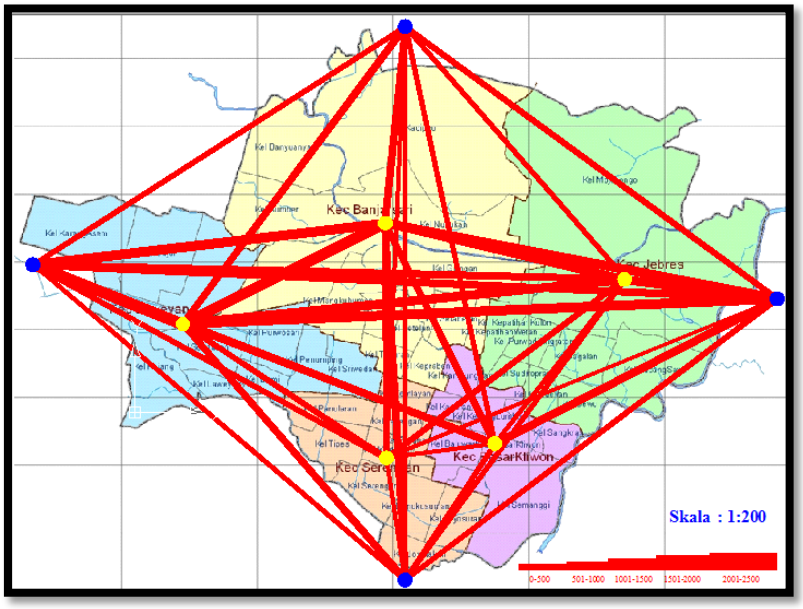
ISBN: 978-602-60286-0-0

karenanya banyakanya kompleks perumahan yang berada di luar Kota Surakarta. Pergerakan internal-internal yang mencerminkan jumlah pergerakan antar zona dalam Kota Surakarta mencapai 27,1% (12.888 smp/jam). Pergerakan eksternal – eksternal yang merupakan representasi dari pergerakan dari luar menuju luar Kota Surakarta (tidak menjadikan Surakarta sebagai tujuan perjalannya) juga relatif besar yakni 10,93% (5.194 smp /jam). Besarnya pergerakan harus diantisipasi dengan membangun jalan lingkar pada bagian utara dan selatan sehingga tipe pergerakan ini tidak melalui Kota Surakarta yang berakibat pada peningkatan tingkat kemacetan. Pola distribusi pergerakan secera keseluruhan dengan berbagai metode kalibrasi dapat dilihat pada Tabel 1 sebagai berikut.

**Tabel 1.** Pola Distribusi Pergerakan Kendaraan Kota Surakarta (smp/jam)

| No. | Metode Kalibrasi | Prosentase Pergerakan (%), Total = 47549 smp/jam | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Internal–Internal | Internal–Eksternal | Eksternal–Internal | Eksternal–Eksternal | Intrazonal |
| 1 | Entropy Maksimum | 26.22 | 18.32 | 32.62 | 10.24 | 12.60 |
| 2 | Kemiripan Maksimum | 27.11 | 18.20 | 32.49 | 10.94 | 11.26 |
| 3 | Kuadrat Terkecil | 26.35 | 18.30 | 32.60 | 10.35 | 12.40 |
| 4 | Inferensi Bayesian | 28.76 | 17.99 | 32.28 | 12.17 | 8.80 |
| Rata -rata | | 27.11 | 18.20 | 32.50 | 10.93 | 11.27 |

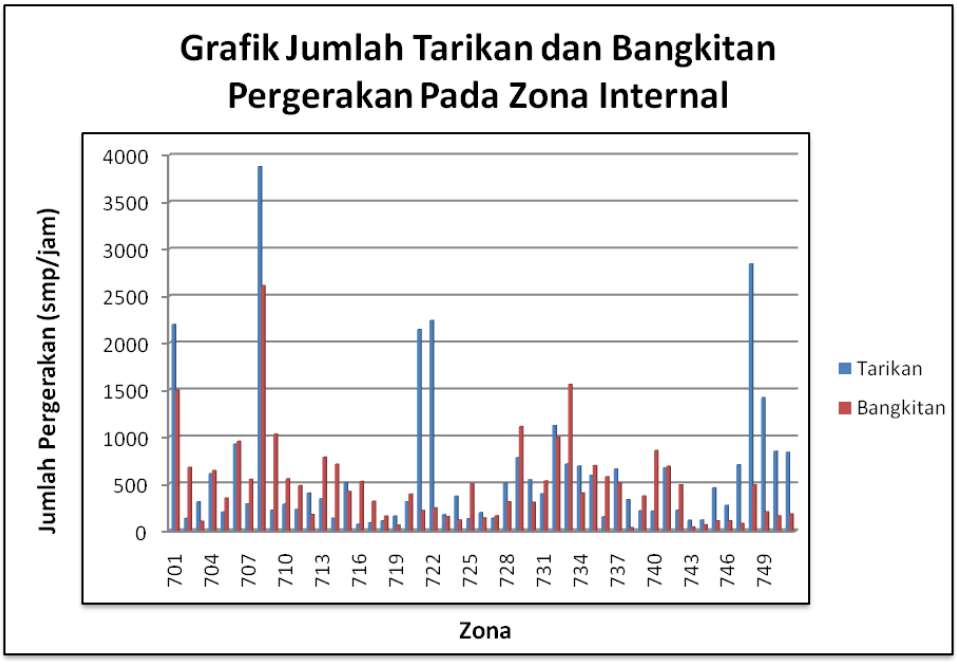
Pola pergerakan antar zona juga dapat dilihat dalam bentuk *desire line*/garis keinginan. Pergerakan yang tinggi digambarkan dalam garis yang tebal, sedangkan garis tipis menggambarkan pergerakan yang tidak begitu tinggi. Pola pergerakan Kota Surakarta dengan zona yang telah diagregasi (4 zona eksternal, 5 zona internal sebagai representasi kecamatan) dengan kalibrasi model gravity menggunakan Metode Kemiripan Maksimum ditunjukkan pada Gambar 3.




**Gambar 3.** Garis Keinginan (*Desire Line*) Pergerakan Lalu Lintas Kota Surakarta Tahun 2015

Untuk lebih mempermudah dalam mengamati pergerakan arus lalu lintas Kota Surakarta, dapat dilakukan dengan melihat grafik jumlah tarikan dan bangkitan seperti ditunjukkan pada **Gambar 4** berikut.

ISBN: 978-602-60286-0-0




**Gambar 4.** Jumlah Tarikan dan Bangkitan Pergerakan Pada Zona Internal

**Gambar 4** menunjukkan pergerakan yang terjadi pada zona internal dengan jumlah tarikan dan bangkitan pergerakan arus lalu lintas tertinggi terjadi pada zona 708 yakni Kelurahan Purwosari dengan jumlah tarikan sebesar 3877smp/jam dan jumlah bangkitan sebesar 2611 smp/jam. Hal tersebut dikarenakan Kelurahan Purwosari adalah daerah pemukiman padat penduduk serta banyak terdapat pertokoan. Sedangkan jumlah tarikanarus lalu lintas terendah terjadi pada zona 716 yakni Kelurahan Serengan dengan jumlah tarikan sebesar 68 smp/jam dan bangkitan pergerakan arus lalu lintas terendah terjadi pada zona 738 yakni Kelurahan Setabelan dengan jumlah bangkitan sebesar 32 smp/jam.

### Uji Validitas

Uji validitas model dilakukan dengan menghitung nilai koefisien determinasi ($R^2$) yang diperoleh dengan membandingkan arus hasil *traffic count* dengan arus hasil model. Nilai $R^2$ pada berbagai metode kalibrasi ditunjukkan pada Tabel 2.

**Tabel 2.** Nilai koefisien determinasi ($R^2$)

| No. | Metode Kalibrasi | $R^2$ |
|---|---|---|
| 1 | Entropy Maksimum | 0,8178 |
| 2 | Kemiripan Maksimum | 0,7999 |
| 3 | Kuadrat Terkecil | 0,8025 |
| 4 | Inferensi Bayesian | 0,8032 |

Tabel 1 diatas menunjukkan bahwa model kalibrasi Entropy Maksimum, Kemiripan Maksimum, Kuadrat Terkecil, dan Inferensi Bayesian yang digunakan untuk mencari nilai parameter $\beta$ pada model gravity menghasilkan model yang memiliki tingkat validitas tinggi dengan nilai $R^2 > 0,8$. Nilai $R^2$ terbesar adalah pada metode kalibrasi Entropy Maksimum.

## 5. KESIMPULAN

Berdasarkan analisis dan pembahasan yang telah dilaksanakan untuk mengestimasi dan membebankan matriks asal tujuan perjalanan ke jaringan jalan Kota Surakarta dapat disimpulkan bahwa:

1. Nilai parameter β yang didapat dari proses Kalibrasi Newton-Raphson dengan metode kalibrasi Entropy Maksimum = 0,00114, Kemiripan Maksimum = 0,00084, Kuadrat Terkecil = 0,00093, dan Inferensi Bayesian =

ISBN: 978-602-60286-0-0

0,00096. Estimasi MAT Kota Surakarta pada jam puncak pagi hari sebesar 47549 smp/jam. Pola distribusi pergerakan lalulintas yang terjadi adalah sebagai berikut:

- Internal – Internal : 27,11%
- Internal – Eksternal : 18,20%
- Eksternal – Internal : 32,50%
- Eksternal – Eksternal : 10,93%
- Intrazona : 11,27%

2. Perhitungan uji validitas dengan menggunakan koefisien determinasi ($R^2$) diperoleh nilai $R^2$ untuk metode kalibrasi Entropy Maksimum = 0,8178, Kemiripan Maksimum = 0,7999, Kuadrat Terkecil = 0,8025, dan Inferensi Bayesian = 0,8032. Berdasarkan pada nilai $R^2$ diatas metode kalibrasi yang paling tepat adalah metode kalibrasi Entropy Maksimum.

## DAFTAR PUSTAKA


Bell, M.G.H (1983). "The Estimation of an origin-destination matrix from traffic counts". Transportation Science 17 (2), 198-217.

Brenninger-Gothe, M., Jornsten, K.O., Lundrgen, J.T. (1989) "Estimation of origin-destination matrices from traffic counts using multiobjectives programming formulation". Transportation Research 23B (4), 257-269.

Maher, M.J. (1983). "Inference on trip matrics from observation on link volumes: a bayesian statistical approach". Transportation Research 17 B (6). 309-324.

Maher, M.J., Zhang, X. Van Vliet, D. (2001). "A bi-level programming approach for trip matrix estimation and traffic control problem with stochastic user equilibrium link flows". Transportation Research 35B (1), 23-40.

Nie, Y., Zhang, H.M., Recker, W.W. (2005). " Infering origin–destination trip matrices with decoupled GLS path flow estimator". Transportation Research Part B 39. pp. 497–518.

Pursula, M., Pastinen, V. (1993). *A Bayesian approach to update traffic flow from traffic counts.* In: Daganzo, C.F. (Ed). Transporation andTraffic Theory Elsevier Science Publication B. V., pp. 507-522.

Robillard, P. (1975). "Estimating the OD Matrix From Observed Link Volumes", Transportation Research, 9(2/3), 123-128.

Stathopoulus, A., Tsekeris, T. (2003). "Framework for analysing reliability and information degradation of demand matrices in extended transport networks". Transport Review 23. No. 1, 89-103.

Tamin, O.Z. (2000a) The Comparison of several estimator for calibrating Transport Demand Models from Link Volumes, *Jurnal Transport, FSTPT*, 2(1), Tahun II, 49-58.

Tamin, O.Z., Santoso, Susilo (2000b). "The Development of Maximum Entropy (ME) Estimator for Calibrating Transport Demand Models based on Link Volumes Information". Proceeding of the 2nd Asia Pacific Conference and Exhibition on Transportation and Environment, Beijing, China.

Tamin, O.Z. (2008). *Perencanaan Pemodelan dan Rekayasa Transportasi*, penerbit ITB.

Van Zuylen, H., and Willumsen, L. (1980). "The most likely trip matrix estimated from traffic counts". Transportation Research 14B, 281-283.

Willumsen, L.G (1978). "Estimation of O-D matrix from traffic count: a review". Working paper 99, Institute for Transport Studies, University of Leeds.

Wilson, A.G. (1970). *Entropy in Urban and Regional Modeling*. Poin, Ltd. London, England.

Yang, H., Meng, Q., Bell, M.G.H. (2001). "Simultaneous estimation of the origin-destination matrices and travel cost coefficeint for congested networks in a stochastic user equilibrium". Transportation Science 35 (2), 107-123.


ISBN: 978-602-60286-0-0

# IDENTIFIKASI KADAR EMISI GAS BUANG $CO_2$ AKTIVITAS TRANSPORTASI PADA JALAN LINGKUNGAN DI WILAYAH BANDUNG TIMUR

**Atmy Verani R Sihombing**

*Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Bandung, Jl Geger Kalong Hilir, Ds Ciwaruga Kotak Pos 1234 Bandung, 40012*
*atmyvera@polban.ac.id*

## ABSTRAK

Karbondioksida ($CO_2$) merupakan salah satu gas polutan yang cukup berbahaya jika keberadaannya sudah melebihi batas aman kadar $CO_2$ di udara. Berdasarkan OECD (Organisation for Economic Co-operation and Development), batas aman kadar $CO_2$ di udara adalah 350 ppm atau setara dengan 26 Giga Ton (Gt) $CO_2$ dalam satu tahun, di Indonesia pada tahun 2013, kadar $CO_2$ mencapai 450 ppm. Salah satu sektor yang memberikan kontribusi $CO_2$ di udara adalah sektor transportasi sehingga perlu dilakukan identifikasi kadar $CO_2$ sebagai tahap awal mitigasi lingkungan. Indentifikasi dilakukan di jalan lingkungan wilayah timur Kota Bandung, dengan menghitung kebutuhan BBM dari aktivitas transportasi yang kemudian dikonversikan menjadi kadar $CO_2$, yaitu lalu lintas jalan, kecepatan tempuh kendaraan, dan konstruksi jalan, dengan data hasil survei tahun 2015. Selanjutnya dilakukan analisis prediksi kadar $CO_2$ saat ini dan di masa depan dengan skenario tanpa melakukan upaya pengurangan kadar $CO_2$, asumsi pertumbuhan lalu lintas 11%, dan pertumbuhan infrastruktur jalan 5 %. Hasil yang didapat, diketahui bahwa Emisi $CO_2$ dari lalu lintas jalan sebesar 827 tonc/hari atau 0,0012% dari batas aman kadar $CO_2$ di Udara, kontribusi $CO_2$ berdasarkan kecepatan tempuh adalah 82788 ton c/hari atau 0,1162 % dari batas aman kadar $CO_2$, sedangkan kontribusi $CO_2$ berdasarkan konstruksi jalannya, sebesar 4993 tonc/tahun atau 0,000019% dari kadar aman $CO_2$, prediksi hingga 25 tahun ke depan, aktivitas lalu lintas memberikan kontribusi sebesar 0,0016% dan kegiatan konstruksi jalan sebesar 0,000065% dari 350 ppm kadar $CO_2$ di udara, akan mencapai batas tidak aman untuk aktivitas lalu lintas pada tahun 2150, untuk kegiatan konstruksi jalan pada tahun 2332.

Kata kunci: Bandung Timur, Kadar $CO_2$, Lalu lintas, Kecepatan Tempuh, Konstruksi Jalan

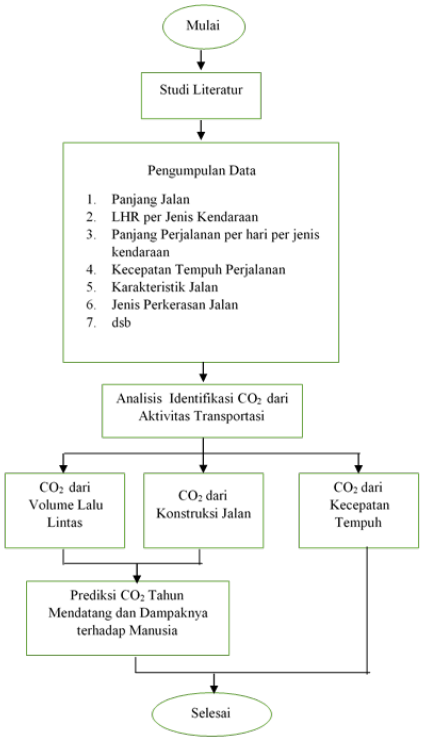
## 1. PENDAHULUAN

Wilayah Bandung Timur merupakan salah satu wilayah yang sedang disoroti perkembangannya oleh pemerintah daerah Kota Bandung, terkait dengan rencana tata ruang wilayah kota Bandung yang akan mengembangkan wilayah Bandung Timur ini menjadi pusat kota kedua. Pengembangan tata ruang tentunya tak lepas dari pembenahan dan pengembangan insfrastruktur jalan yang kemudian berdampak pada aktivitas transportasi jalan yang semakin meningkat. Peningkatan tersebut berbanding lurus dengan peningkatan jumlah kendaraan hampir di seluruh ruas jalan di wilayah timur Kota Bandung, baik jalan nasional, provinsi maupun jalan lingkungan.

Aktivitas transportasi ini memudahkan masyarakat dalam pemenuhan kebutuhan sehari – hari seperti distribusi barang dan jasa. Namun jika tidak dikendalikan, terutama untuk aktivitas yang menggunakan kendaraan bermotor (menggunakan BBM), dapat merugikan untuk lingkungan dan ekosistem yang ada di dalamnya. Salah satu dampak negatifnya bagi lingkungan sekitar adalah tingginya kadar polutan akibat emisi (pelepasan) dari asap kendaraan bermotor. Hal tersebut dapat menjadi ancaman yang serius bila dibiarkan begitu saja. Salah satu gas buang kendaraan bermotor (menggunakan BBM) yang menjadi polutan adalah karbon dioksida ($CO_2$). Berdasarkan OECD (Organisation for Economic Co-operation and Development), batas aman kadar $CO_2$ di udara adalah 350 ppm atau setara dengan 26 Giga Ton (Gt) $CO_2$ dalam satu tahun, di Indonesia pada tahun 2013, kadar $CO_2$ sudah mencapai 450 ppm. Salah satu sektor yang memberikan kontribusi $CO_2$ di udara adalah sektor transportasi untuk itu ke depannya pengembangan sektor transportasi di Indonesia perlu memperhatikan kelestarian lingkungan, salah satunya dengan mengurangi kontribusinya terhadap pencemaran udara. Tahapan awal yang perlu dilakukan adalah mengidentifikasi kadar $CO_2$. Indentifikasi dilakukan di jalan lingkungan wilayah timur Kota Bandung, dengan menghitung kebutuhan BBM dari aktivitas transportasi eksisting dan yang akan dating, kemudian dikonversikan menjadi kadar $CO_2$, berdasarkan parameter lalu lintas kendaraan bermotor (LHR) serta kecepata tempuh kendaraan selanjutnya diidentifikasi kapan emisi gas $CO_2$ dari aktivitas transportasi tersebut memberikan efek terhadap kesehatan makhluk hidup khususnya manusia.

## 2. METODOLOGI

Metodologi pelaksanaan penelitian diawali dengan studi literatur sebagai dasar penetapan hipotesa awal dan pelaksanaan survei di lokasi studi, selanjutnya dilakukan survei untuk mendapatkan data kemudian dilakukan analisis identifikasi $CO_2$ dan Prediksi $CO_2$ di tahun yang akan datang serta dampaknya terhadap manusia.




Gambar 1 Alur Pelaksanaan Penelitian

### Volume Lalu lintas

1. Data
   a. LHR per jenis Kendaraan
   b. Panjang perjalanan per hari per jenis kendaraan
   c. Jenis bahan bakar yang digunakan
   d. Asumsi kebutuhan bahan bakar
2. Langkah perhitungan
   a. Tentukan panjang perjalanan yang dapat ditempuh setiap tahunnya untuk setiap jenis kendaraan (km/tahun), data yang digunakan diasumsikan berdasarkan pada data Biaya Operasi Kendaraan untuk Jalan Perkotaan di Indonesia, 1995.
   b. Tentukan jenis bahan bakar yang digunakan untuk masing – masing jenis kendaraan.
   c. Tentukan banyaknya bahan bakar yang dibutuhkan setiap km perjalanan kendaraan.
   d. Tentukan Emisi $CO_2$ yang dihasilkan untuk setiap liter bahan bakar yang digunakan pada masing – masing jenis kendaraan.
   e. Emisi $CO_2$ yang telah ditentukan pada poin 4 kemudian dikalikan pada LHR kendaraan di masing – masing jalan.

**Kecepatan Tempuh Kendaraan**

1. Data
   a. Panjang jalan (km)
   b. Waktu tempuh perjalanan
2. Langkah Perhitungan
   a. Tentukan nilai kecepatan tempuh kendaraan berdasarkan data panjang jalan (jarak tempuh perjalanan) dan waktu tempuh perjalanan yang didapatkan dari hasil survei
   b. Analisis kebutuhan BBM dari nilai kecepatan tempuh kendaraan (v), berdasarkan rumus Biaya Operasi Kendaraan untuk Jalan Perkotaan di Indonesia, 1995, sebagai berikut :

$$\text{Basic fuel kijang} = 0{,}0284v^2 - 3{,}0644v + 141{,}68 \quad (1)$$
$$\text{Basic fuel bus} = 2{,}2655 * \text{Basic fuel kijang} \quad (2)$$
$$\text{Basic fuel truk} = 2{,}3004 * \text{Basic fuel kijang} \quad (3)$$

   c. Kadar $CO_2$ di Setiap Ruas Jalan berdasarkan kecepatan tempuh didapatkan dengan cara sebagai berikut

$$\text{Kadar } CO_2 = \text{Kebutuhan BBM x emisi } CO_2 \quad (4)$$

Konstruksi Jalan

1. Data
   a. Lebar jalan
   b. Fungsi jalan
   c. Jenis perkerasan jalan
2. Langkah Perhitungan
   a. Tentukan besarnya emisi $CO_2$ dari kegiatan konstruksi jalan (Tabel 1) berdasarkan data lebar jalan, fungsi jalan dan jenis perkerasan jalan lingkungan di Bandung Timur.
   b. Tetapkan asumsi pemeliharaan jalan, pada penelitian ini asumsi yang digunakan adalah Rekonstruksi jalan dilakukan 5 tahun sekali dan pemeliharaan (overlay) setahun sekali.
   c. Hitung kontribusi $CO_2$ berdasarkan panjang jalan dan skenario pemeliharaan jalan

ISBN: 978-602-60286-0-0

### Prediksi $CO_2$ di tahun Mendatang

Prediksi CO2 di tahun mendatang dilakukan dengan memprediksi LHR pada tahun mendatang kemudian dengan asumsi :

a. Data eksisting 2015
b. Pola aktivitas lalu lintas sama dengan pola lalu lintas tahun analisis eksisting (tahun 2015)
c. Pertumbuhan lalu lintas tetap untuk setiap jenis kendaraan yaitu 11 % (disesuaikan dengan pertumbuhan lalu lintas di kota Bandung)
d. Tahun prediksi 25 tahun ke depan

Sedangkan untuk prediksi CO2 ditahun mendatang pada konstruksi jalan, asumsi yang digunakan adalah

a. Data eksisting 2015
b. Skenario pemeliharaan adalah rekonstruksi jalan dilakukan 5 tahun sekali dan pemeliharaan (overlay) setahun sekali.
c. Pertumbuhan infrastruktur jalan 5 %
d. Tahun prediksi 25 tahun ke depan

## 3. DATA

### Akibat Gas $CO_2$ terhadap Manusia

Rice A.S (2003) pada penelitiannya yang berjudul "Healts effect off acute and prolonged $CO_2$ exposure in normal and sensitive populations presented" at second annual conference on carbon sequestration. Virginia, USA, pengaruh kadar $CO_2$ terhadap manusia sangat bervariasi tergantung dari jumlahnya di udara (konsentrasi) sehingga diketahui mengapa angka 350 ppm dijadikan batas aman kadar $CO_2$.

**Tabel 1 Akibat Gas $CO_2$ pada Manusia**

| No. | Konsentrasi | Akibat |
|---|---|---|
| 1. | 350 – 450 ppm | Konsentrasi normal di luar ruangan |
| 2. | < 600 ppm | Konsentrasi yang masih ditolerir |
| 3. | 600 – 1000 ppm | Menimbulkan kekakuan |
| 4. | 1000 – 2500 ppm | Menimbulkan rasa kantuk |
| 5. | 2500 – 5000 ppm | Mulai mengganggu kesehatan |
| 6. | 5000 ppm | Konsentrasi maksimal yang diperbolehkan dalam jangka waktu 8 jam |
| 7. | 30.000 ppm | Sedikit memabukkan, pernapasan dan denyut nadi bertambah, mual |
| 8. | 50.000 ppm | Sakit Kepala dan gangguan penglihatan |
| 9. | 100.000 ppm | Tidak sadarkan diri bahkan meninggal |

Sumber : Rice A.S (2003)

### Faktor Emisi $CO_2$

Faktor emisi dapat didefinisikan sebagai emisi rata-rata polutan tertentu dari sumber tertentu pula yang besarnya relatif dengan unit aktivitas. Satuan yang digunakan dapat berupa g/km, g/L atau g/J. nilai faktor emisi dalam penelitian ini diperoleh berdasarkan nilai fuel economy kendaraan yang dikonversikan terhadap nilai faktor emisi yang mengacu pada Lestari (2005) untuk perhitungan dengan menggunakan pendekatan jarak tempuh kendaraan dan IPCC (1996) untuk perhitungan dengan menggunakan pendekatan konsumsi bahan bakar. Untuk sumber bergerak, faktor emisi dapat dinyatakan dalam unit:

1. Gram/kilometer (g/km), gram menyatakan banyaknya pencemar yang diemisikan, km menyatakan jarak tempuh kendaraan dalam waktu tertentu
2. Gram/kilogram (g/kg), gram menyatakan banyaknya pencemar yang diemisikan, kg menyatakan kuantitas bahan bakar yang digunakan
3. Gram/joule (g/J), gram menyatakan banyaknya pencemar yang diemisiskan, joule menyatakan energy yang digunakan.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 2 Faktor Emisi $CO_2$ dan $CH_4$ Serta Nilai *Fuel Economy* Kendaraan Bermotor Menurut Lestari (2005) dan IPCC (1996)

| Jenis Kendaraan | | Fuel Economy (km/L) | | $CO_2$ (g/km) | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | Premium | Solar | Premium | Solar |
| Angkutan Penumpang | sedan | 8,2 | 10,3 | 297,5 | 257 |
| | minibus | 9 | 9,2 | 270,5 | 286 |
| | taksi | 9,1 | 9,1 | 268,5 | 291 |
| | mikrolet | 8,4 | 7,2 | 291 | 366 |
| | *jeep* | 8 | 7,64 | 318,5 | 345 |
| Angkutan Ringan | Pick up | 8,3 | 8,4 | 293,5 | 314 |
| | Mikrobus | 7,4 | 5,9 | 329 | 497 |
| Angkutan Berat | Bus | 0 | 4 | 0 | 859 |
| | Truk | 4,4 | 5,3 | 539 | 582 |
| Sepeda Motor | | 22.3 | 0 | 112 | 0 |

Sumber : Lestari, 2005

Tabel 3 Faktor Emisi $CO_2$ BBM

| Jenis BBM | FAKTOR EMISI | | SUMBER |
|---|---|---|---|
| B e n s i n (*residual fuel oil*) | 77,4 Ton C/TJ | 0,002996 tonc/L | IPCC |
| S o l a r | 74,1 Ton C/TJ | 0,002868 tonc/L | IPCC |
| Batubara | 1,642 Ton C/TJ | 0,063556 tonc/L | IPCC |

## Kinerja Lalu Lintas Jalan

Kinerja lalu lintas diketahui melalui survei kondisi lalu lintas di ruas jalan, penelitian ini mengambil studi kasus di jalan lingkungan Kota Bandung di bagian timur, dari data Bina Marga Kota Bandung, jalan lingkungan di wilayah timur Kota Bandung adalah sebagai berikut:

Tabel 5 Ruas Jalan Lingkungan Bandung Timur

| **Nama Ruas** | **Panjang (Km)** | **Lebar 2 Arah (m)** | **Karakteristik** |
|---|---|---|---|
| Jl. Rumah Sakit | 2,83 | 7 | 2/2 UD |
| Jl. Gede Bage Selatan | 3,08 | 7 | 2/2 UD |
| Jl. Jakarta | 1,15 | 16* | 3/1 UD |
| Jl. Ters Jakarta | 2,76 | 20 | 4/2 D |
| Jl. Antapani Lama | 1,26 | 5 | 2/2 UD |
| Jl. Pacuan Kuda | 2,44 | 10 | 2/2 UD |
| Jl. Ciwastra | 5,80 | 8 | 2/2 UD |

Keterangan: *lebar untuk 1 arah

Sumber : Hasil Survei, 2015

## Volume Lalu Lintas

Survei volume kendaraan yang dilakukan pada penelitian ini, berdasarkan pada Panduan Survei Perhitungan Lalu Lintas (Cara Manual) Bina Marga Tahun 1992. Jenis kendaraan yang disurvei dibagi menjadi 12 golongan kendaraan dengan waktu survei seperti yang dijabarkan pada Tabel 6.

Tabel 6 Lama Perhitungan Lalu Lintas

| Tipe Pos | LHR | Lama Survei (jam) | Fekuensi Pengukuran |
|---|---|---|---|
| Kelas A | ≥ 10000 | 40 (dalam 2 hari) | 4x/tahun |
| Kelas B | 5000 – 10000 | Sama dengan kelas A | 4x/tahun |
| Kelas C | ≤ 5000 | 16 (dalam 1 hari) | 4x/tahun |

Sumber : Bina Marga, 1992

ISBN: 978-602-60286-0-0

Survei dilakukan pada hari kerja dan hari libur, selanjutnya hasil survei diolah untuk kemudian mendapatkan jumlah rata – rata kendaraan per hari di ruas jalan yang ditinjau. Hasil olahan data tersebut dijabarkan pada Tabel 7.

Tabel 7 Volume Kendaraan di Jalan Lingkungan Bandung Timur

| Nama Ruas | Panjang Jalan (km) | Sepeda Motor | Sedan/ jeep | Kend serba guna Penumpang | Kend serba guna barang | Bis Kecil |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5a |
| Jl, Rumah Sakit | 2,83 | 4813 | 631 | 579 | 120 | 39 |
| Jl, Gede Bage Selatan | 3,08 | 5170 | 659 | 457 | 142 | 57 |
| Jl, Jakarta | 1,15 | 27324 | 7153 | 4092 | 451 | 6 |
| Jl, Ters Jakarta | 2,76 | 61696 | 23809 | 2352 | 2335 | 128 |
| Jl, Antapani Lama | 1,26 | 5007 | 2277 | 1129 | 155 | 11 |
| Jl, Pacuan Kuda | 2,44 | 2033 | 1027 | 589 | 123 | 0 |
| Jl, Ciwastra | 5,80 | 13351 | 5927 | 1218 | 591 | 49 |

Tabel 8 Volume Kendaraan di Jalan Lingkungan Bandung Timur (Lanjutan)

| Nama Ruas | Bis Besar | Truk Ringan 2 Sumbu | Truk Sedang 2 Sumbu | Truk 3 Sumbu | Trailer | Semi Trailer | UM |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 5b | 6a | 6b | 7a | 7b | 7c | 8 |
| Jl, Rumah Sakit | 61 | 53 | 34 | 5 | 2 | 2 | 35 |
| Jl, Gede Bage Selatan | 51 | 114 | 56 | 18 | 8 | 4 | 41 |
| Jl, Jakarta | 13 | 81 | 58 | 3 | 0 | 0 | 173 |
| Jl, Ters Jakarta | 8 | 629 | 130 | 4 | 0 | 0 | 442 |
| Jl, Antapani Lama | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 171 |
| Jl, Pacuan Kuda | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 28 |
| Jl, Ciwastra | 31 | 22 | 30 | 0 | 0 | 0 | 102 |

## Kecepatan Tempuh Kendaraan

Sejalan dengan pelaksanaan survei volume lalu lintas, pada seluruh ruas jalan di wilayah timur Kota Bandung dilakukan survai waktu tempuh (travel time survey). Survei waktu tempuh ini dilakukan selama tiga hari bersamaan dengan pelaksanaan survei volume lalu lintas.

Keluaran survei tersebut adalah kecepatan maksimum, minimum, dan kecepatan rata-rata yang dimaksudkan untuk mengetahui ruas jalan mana saja yang sering terjadi kemacetan. Di bawah ini disajikan data kecepatan maksimum, minimum, dan kecepatan rata-rata.

Tabel 9 Kecepatan Kendaraan, Berdasarkan Survei Waktu Tempuh (Km/Jam)

| **Nama Ruas** | **Periode Pagi** | | **Periode Siang** | | **Periode Sore** | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **max** | **min** | **max** | **min** | **max** | **min** |
| Jl. Rumah Sakit | 40 | 15 | 50 | 25 | 25 | 13 |
| Jl. Gede Bage Selatan | 50 | 20 | 45 | 15 | 27 | 10 |
| Jl. Jakarta | 25 | 10 | 28 | 10 | 30 | 10 |
| Jl. Ters Jakarta | 30 | 12 | 37 | 15 | 35 | 15 |
| Jl. Antapani Lama | 38 | 14 | 40 | 25 | 24 | 10 |
| Jl. Pacuan Kuda | 50 | 15 | 50 | 35 | 40 | 30 |
| Jl. Ciwastra | 45 | 15 | 38 | 18 | 38 | 15 |

Sumber : Hasil Survei, 2015

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 10 Kecepatan Rata – Rata Ruas Jalan Lingkungan di Bandung Timur

| Nama Ruas | Kecepatan Rata - Rata (Km/jam) |
|---|---|
| Jl. Rumah Sakit | 28 |
| Jl. Gede Bage Selatan | 28 |
| Jl. Jakarta | 19 |
| Jl. Ters Jakarta | 24 |
| Jl. Antapani Lama | 25 |
| Jl. Pacuan Kuda | 38 |
| Jl. Ciwastra | 28 |

Sumber : Hasil Survei, 2015

## Karakteristik Kendaraan

Klasifikasi kendaraan mengikuti klasifikasi yang digunakan dalam data base IRMS yang terdiri dari 12 kelas kendaraan, data populasi kendaraan untuk daerah kajian pada tahun 2015, sedangkan data karakteristik kendaraan yang meliputi panjang perjalanan tahunan rata – rata dan nilai konsumsi BBM digunakan data Pedoman Teknis Biaya Operasi Kendaraan (BOK) Untuk Jalan Perkotaan Di Indonesia No. 26/T/Bt/1995. Data tersebut dijabarkan pada Tabel 11. Asumsi kendaraan yang digunakan untuk masing – masing jenis kendaraan adalah kendaraan yang umum/kebanyakan digunakan, sedangkan asumsi bahan bakar yang digunakan adalah bensin.

Tabel 11 Karakteristik Kendaraan (2012)

| Golongan Kendaraan | Kendaraan | | Panjang Perjalanan rata – rata (km) | Tingkat konsumsi BBM (Ltr/Km) |
|---|---|---|---|---|
| | Jenis | Kapasitas | | |
| Gol 1 | Sepeda Motor | Manual dengan gigi 110 cc | 12.000 | 0,02 |
| Gol 2 | Sedan/Jeep | Sedan 1300 cc | 24.000 | 0,09 |
| Gol 3 | Kend Serba Guna Penumpang | Elf 2800 cc | 30.000 | 0.10 |
| Gol 4 | Kend Serba Guna Barang | Elf 2800 cc | 30.000 | 0,10 |
| Gol 5a | Bis Kecil | Bus 3200 cc | 40.000 | 0,12 |
| Gol 5b | Bis Besar | Bus 6500 cc | 60.000 | 0,20 |
| Gol 6a | Truk Ringan 2 Sumbu | Truck 5100 cc | 50.000 | 0,15 |
| Gol 6b | Truks Sedang 2 Sumbu | Truck 6500 cc | 50.000 | 0,20 |
| Gol 7a | Truk 3 Sumbu | Truck 7500 cc | 60.000 | 0,30 |
| Gol 7b | Trailer | Trailer 7500 cc | 60.000 | 0,30 |
| Gol 7c | Semi Trailer | Trailer 7500 cc | 60.000 | 0,30 |
| Gol 8 | Un Motorized | | - | - |

Sumber : Pedoman Teknis No. 26/T/Bt/1995

## Emisi $CO_2$ Sektor Konstruksi Jalan

Salah satu kajian yang dilakukan pada penelitian ini adalah mengetahui emisi $CO_2$ dari pekerjaan konstruksi jalan di ruas jalan lingkungan Bandung Timur. Berdasarkan hasil penelitian Gunawan G (2010) mengenai teknologi jalan yang ramah lingkungan, didapatkan besarnya emisi $CO_2$ dari kegiatan konstruksi jalan (Tabel 12). Penentuan emisi $CO_2$ dari kegiatan konstruksi jalan dan jembatan berdasarkan pada kebutuhan material dan peralatan untuk setiap jenis pekerjaan. (kebutuhan bahan bakar yang digunakan untuk setiap kegiatan diperlukan untuk mendapatkan nilai emisi $CO_2$).

Untuk pembangunan jalan baru, jalan dibagi atas fungsi dan jenis perkerasan jalan dengan lebar pelayanan yang berbeda, yaitu:

- Primary Artery : 11 m (2 m + 7 m + 2m)
- Primary Collector : 9 (1m + 7m + 2m)
- Secondary Artery : 11m (2m + 7m + 2m)
- Secondary Collector : 9m (1m + 7m + 2m)

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 12 Nilai Emisi $CO_2$ pada Pekerjaan Konstruksi Jalan

| Road | Lebar Jalan (m) | Tingkat Emisi $CO_2$ | |
|---|---|---|---|
| | | Perkerasan Lentur (ton c/Km) | Perkerasan Kaku (ton c/Km) |
| *Primary Artery* | 11 | 273,34 | 267,85 |
| *Primary Collector* | 9 | 268,92 | 263,44 |
| *Secondary Artery* | 11 | 262,73 | 256,92 |
| *Secondary Collector* | 9 | 258,32 | 252,51 |

Sumber : Gunawan G, 2010

## 4. ANALISIS DAN PEMBAHASAN

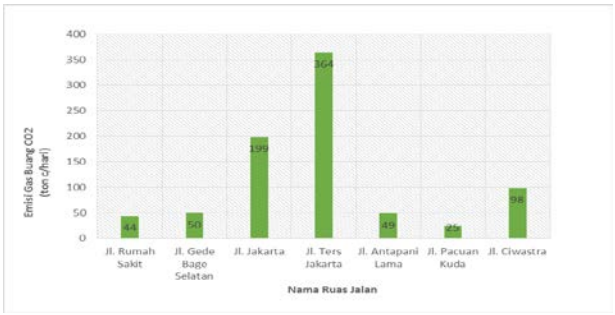
### Kontribusi $CO_2$ Lalu Lintas Jalan

hasil analisis emisi gas buang $CO_2$ akibat lalu lintas di Jalan Lingkungan Bandung Timur adalah sebagai berikut :

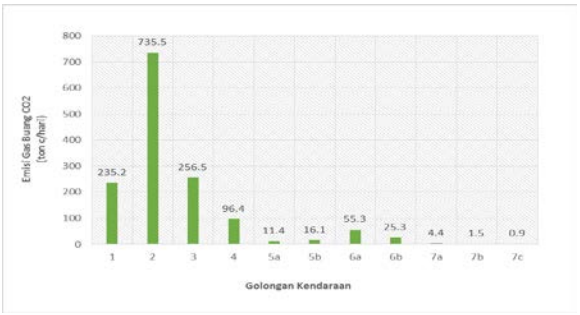
Tabel 13 Kontribusi Gas Buang $CO_2$ dari Lalu Lintas Jalan Lingkungan Bandung Timur

| No. | Nama Ruas | Panjang Jalan (km) | LHR (kend/hari) | Emisi Gas Buang $CO_2$ (ton c/ hari) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Jl. Rumah Sakit | 2,83 | 1525 | 44 |
| 2 | Jl. Gede Bage Selatan | 3,08 | 1565 | 50 |
| 3 | Jl. Jakarta | 1,15 | 11857 | 199 |
| 4 | Jl. Ters Jakarta | 2,76 | 29395 | 364 |
| 5 | Jl. Antapani Lama | 1,26 | 3572 | 49 |
| 6 | Jl. Pacuan Kuda | 2,44 | 1739 | 25 |
| 7 | Jl. Ciwastra | 5,80 | 7867 | 97 |
| | Jumlah/Total | 19,0 | 57520 | 827 |

Sumber : Hasil Analisis 2015




2(a)
Berdasarkan Ruas Jalan Lingkungan Bandung Timur




2(b)
Berdasarkan Golongan Kendaraannya




2(c)
Berdasarkan Golongan Kendaraannya(dengan jarak tempuh yang sama)

Gambar 2 Kontribusi $CO_2$, 2015

ISBN: 978-602-60286-0-0

Hasil analisis menunjukkan bahwa dengan jumlah LHRT 57520 kendaraan/hari kontribusi $CO_2$ sebesar 827 ton c/hari (301855 tonc/tahun) atau 0,0012% dari batas aman kadar $CO_2$ di Udara (350 ppm ~ 26 GTon $CO_2$). Jalan Terusan Antapani merupakan ruas jalan yang memberikan kontribusi $CO_2$ terbesar yaitu sebesar 364 ton c/hari (Gambar 2a), Sedangkan jika berdasarkan jenis kendaraannya, dengan jumlah volume kendaraan eksisting (Gambar 2b), golongan kendaraan nomor 2 (Sedan/Jeep) memberikan kontribusi terbesar. Namun jika analisis yang dilakukan menggunakan jumlah kendaraan yang sama untuk setiap jenis kendaraan (misal 100 kendaraan tiap golongan), maka kendaraan dengan golongan 7a, 7b, dan 7c yang memberikan kontribusi $CO_2$ terbesar (Gambar 2c).

## Kontribusi $CO_2$ Berdasarkan Kecepatan Tempuh Perjalanan

Kecepatan tempuh eksisting jalan yang telah disurvei selanjutnya dijadikan dasar dalam menentukan nilai $CO_2$ untuk setap jenis/golongan kendaraan, adapun hasil analisis kontribusi $CO_2$ berdasarkan kecepatan tempuh perjalanan adalah sebagai berikut:

Tabel 14 Emisi Gas $CO_2$ Berdasarkan Kecepatan Tempuh (per Jenis Kendaraan)

| Ruas Jalan | Kecepatan Tempuh Rata – rata (km/jam) | Sepeda Motor | Mobil Penumpang | Kend serba guna Penumpang | Kend serba guna barang | Bis Kecil | Sepeda Motor |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Jl, Rumah Sakit | 28 | 0,12 | 0,23 | 0,29 | 0,29 | 0,53 | 0,12 |
| Jl, Gede Bage Selatan | 28 | 0,12 | 0,23 | 0,29 | 0,29 | 0,53 | 0,12 |
| Jl, Jakarta | 19 | 0,14 | 0,28 | 0,35 | 0,35 | 0,64 | 0,14 |
| Jl, Ters Jakarta | 24 | 0,13 | 0,25 | 0,32 | 0,32 | 0,57 | 0,13 |
| Jl, Antapani Lama | 25 | 0,12 | 0,25 | 0,31 | 0,31 | 0,56 | 0,12 |
| Jl, Pacuan Kuda | 38 | 0,10 | 0,20 | 0,25 | 0,25 | 0,45 | 0,10 |
| Jl, Ciwastra | 28 | 0,12 | 0,23 | 0,29 | 0,29 | 0,53 | 0,12 |

Tabel 15 Emisi Gas $CO_2$ Berdasarkan Kecepatan Tempuh (per Jenis Kendaraan) (lanjutan)

| Ruas Jalan | Kecepatan Tempuh Rata – rata (km/jam) | Bis Besar | Truk Ringan 2 Sumbu | Truk Sedang 2 Sumbu | Truk 3 Sumbu | Trailer | Semi Trailer |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Jl, Rumah Sakit | 28 | 0,80 | 0,54 | 0,54 | 0,65 | 0,65 | 0,65 |
| Jl, Gede Bage Selatan | 28 | 0,80 | 0,54 | 0,54 | 0,65 | 0,65 | 0,65 |
| Jl, Jakarta | 19 | 0,96 | 0,65 | 0,65 | 0,78 | 0,78 | 0,78 |
| Jl, Ters Jakarta | 24 | 0,86 | 0,58 | 0,58 | 0,70 | 0,70 | 0,70 |
| Jl, Antapani Lama | 25 | 0,84 | 0,57 | 0,57 | 0,68 | 0,68 | 0,68 |
| Jl, Pacuan Kuda | 38 | 0,67 | 0,45 | 0,45 | 0,55 | 0,55 | 0,55 |
| Jl, Ciwastra | 28 | 0,79 | 0,54 | 0,54 | 0,64 | 0,64 | 0,64 |

Sumber : Hasil Analisis, 2015

## Kontribusi $CO_2$ Konstruksi Jalan

Kontribusi $CO_2$ berdasarkan konstruksi jalannya, sebesar 4993 ton c/tahun atau 0,000019% dari kadar aman $CO_2$ di udara (350 ppm ~ 26 GTon $CO_2$). Jalan Ciwastra yang memberikan kontribusi terbesar selama masa pelaksanaan konstruksi pekerasan yaitu sebesar 1498,3 ton c/tahun (Tabel 16).

## Prediksi Kadar $CO_2$ di Masa yang Akan Datang

Hasil yang didapatkkan dari prediksi kadar $CO_2$ untuk aktivitas transportasi, diketahui bahwa hingga 25 tahun ke depan, aktivitas lalu lintas memberikan kontribusi sebesar 0,0016% dari 350 ppm kadar $CO_2$ di udara, sedangkan untuk kegiatan konstruksi jalan sebesar 0,000065% dari 350 ppm kadar $CO_2$ di Udara. Jika tidak dilakukan penanganan atau upaya penurunan kadar CO2 dari aktivitas transportasi ini, maka dapat diprediksi bahwa pada tahun 2150 kadar $CO_2$ dari aktivitas lalu lintas akan mencapai batas tidak aman (> 350 ppm), sedangkan dari kegiatan konstruksi jalan pada tahun 2332 (Tabel 17).

ISBN: 978-602-60286-0-0

Dampak yang akan terjadi pada tahun prediksi tersebut, adalah kesehatan manusia terancam dan menimbulkan kekakuan pada tubuh manusia.

Tabel 16 Kontribusi $CO_2$ Kontruksi Jalan Lingkungan di Bandung Timur

| Nama Ruas | Panjang (km) | Lebar 2 Arah (m) | Karakteristik | Fungsi Jalan | Jenis Perkerasan | Tingkat Emisi $CO_2$ (ton c/km) | Kontribusi $CO_2$ (ton c) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Jl. Rumah Sakit | 2,83 | 7 | 2/2 UD | Kolektor Sekunder | Kaku | 252,51 | 714,6 |
| Jl. Gede Bage Selatan | 3,08 | 7 | 2/2 UD | Kolektor Sekunder | Kaku | 252,51 | 777,7 |
| Jl. Jakarta | 1,15 | 16 | 3/1 UD | Kolektor Primer | Lentur | 273,34 | 314,3 |
| Jl. Ters Jakarta | 2,76 | 20 | 4/2 D | Kolektor Primer | Lentur | 273,34 | 754,4 |
| Jl. Antapani Lama | 1,26 | 5 | 2/2 UD | Kolektor Sekunder | Kaku | 252,51 | 318,2 |
| Jl. Pacuan Kuda | 2,44 | 10 | 2/2 UD | Kolektor Sekunder | Kaku | 252,51 | 616,1 |
| Jl. Ciwastra | 5,8 | 8 | 2/2 UD | Kolektor Sekunder | Lentur | 258,32 | 1498,3 |
| Total | 19,3 | | | | | | 4993,6 |

Tabel 17 Prediksi Kadar $CO_2$ di Wilayah Timur Kota Bandung pada Tahun Mendatang

| Aktivitas Transportasi | Kadar $CO_2$ | | Perkiraan Tahun Kadar $CO_2$ di atas batas aman |
|---|---|---|---|
| | Tahun 2015 | Tahun 2040 | |
| Aktivitas Lalu Lintas | 827 tonc/hari (0,0012% dari batas aman) | 11235 tonc/hari (0,0016% dari batas aman) | 2150 |
| Konstruksi Jalan | 4993 ton c/tahun (0,000019% dari batas aman) | 16910 ton c/tahun (0,000065% dari batas aman) | 2332 |

Sumber : Hasil analisis, 2015

## 5. KESIMPULAN DAN SARAN

Berdasarkan hasil penelitian yang telah dilakukan, dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Emisi $CO_2$ dari aktivitas lalu lintas (jumlah total lalu lintas kendaraan) di jalan lingkungan wilayah timur Kota Bandung pada tahun 2015 adalah sebesar 827 ton c/hari atau 0,0012% dari batas aman kadar $CO_2$ di Udara (350 ppm ~ 26 GTon $CO_2$).
2. Kontribusi $CO_2$ berdasarkan kecepatan rata – rata kendaraan adalah 82788 ton c/hari atau 0,1162 % dari batas aman kadar $CO_2$ di udara. Dengan kontribusi terbesar dari jl. Terusan Jakarta yaitu sebesar 43722 ton c/hari.
3. Kontribusi $CO_2$ berdasarkan konstruksi jalannya, sebesar 4993 ton c/tahun atau 0,000019% dari kadar aman $CO_2$ di udara (350 ppm ~ 26 GTon $CO_2$). Jalan Ciwastra yang memberikan kontribusi terbesar selama masa pelaksanaan konstruksi pekerasan yaitu sebesar 1498,3 ton c/tahun.
4. Prediksi hingga 25 tahun ke depan, aktivitas lalu lintas memberikan kontribusi sebesar 0,0016% dari 350 ppm kadar $CO_2$ di udara, sedangkan untuk kegiatan konstruksi jalan sebesar 0,000065% dari 350 ppm kadar $CO_2$ di Udara.
5. Tanpa dilakukan penanganan atau upaya penurunan kadar $CO_2$ dari aktivitas transportasi di wilayah timur Kota Bandung, maka dapat diprediksi bahwa pada tahun 2150 kadar $CO_2$ dari aktivitas lalu lintas akan mencapai batas tidak aman (> 350 ppm), sedangkan dari kegiatan konstruksi jalan pada tahun 2332.

Beberapa hal yang direkomendasikan berhubungan dengan penelitian ini, diantaranya adalah:

1. Dari hasil penelitian diketahui bahwa kontribusi $CO_2$ sangat terpengaruh dari jumlah kendaraan baik dari segi aktivitas lalu lintas, kecepatan kendaraan, maupun konstruksi jalan. Untuk itu perlu dilakukan pengurang jumlah kendaraan melalui penetapan kebijakan dan regulasi yang lebih ketat mengenai kepemilikan dan penggunaan kendaraan pribadi.
2. Perlu dilakukan desain geometrik yang berwawasan lingkungan sehingga kecepatan rencana dapat dipenuhi.

ISBN: 978-602-60286-0-0

3. Manajemen pemeliharaan jalan harus dilakukan sedemikian rupa untuk meminimalkan rekonstruksi jalan.
4. Diperlukan lanjutan penelitian dengan indikator emisi selain $CO_2$, yang terkait dengan pemanasan global, misalnya gas metan (CH4), dinitrogen oksida (N2O), sulfurheksafluorida (SF6), perfluorokarbon (PFCS) dan hidrofluorokarbon (HFCS). Selain itu ada beberapa gas yang juga termasuk dalam GRK yaitu karbonmonoksida (CO), nitrogen oksida (NOX), clorofluorocarbon (CFC), dan gas-gas organik non metal volatil lainnya.
5. Terkait dengan penentuan emisi $CO_2$ berdasarkan jumlah LHR, maka keterkinian data sangat dibutuhkan.

## DAFTAR PUSTAKA (DAN PENULISAN PUSTAKA)

ALGAS National Workshop Proceeding, March 1997 in www.pelangi.or.id/publikasi/megrk-bab1.htm

Bina Marga (1992). *Standar Perencanaan Geometrik untuk Jalan Perkotaan*, Jakarta

Gunawan G, "Identification of Contribution on $CO_2$ from Road Infrastructure and transportation activities on Nasional Roads Status of Glass House Gas Emimision from Road Operation and Construction in Indonesia" Environmentally Friendly Road and Transport in Climate Change, Bali 2010.

Intergovernmental Panel on Climate Change (2006) "IPCC Guidelines for National Greenhouse Gas Inventories". Vol 2, Energy, WMO and Unep, IGES

M Izzuddin Shofar dan Suryono "Sistem Telemetri Pemantau Gas Karbon Dioksida ($CO_2$) Menggunakan Jaringan Wifi"

Pemerintah Kota Bandung (2013). "Rencana Tata Ruang Wilayah Kota Bandung". Bandung

Pedoman Teknis Biaya Operasi Kendaraan (BOK) Untuk Jalan Perkotaan Di Indonesia No. 26/T/Bt/1995

Pusat Litbang Prasarana Transportasi (2005). *Spesifikasi Umum Bidang Jalan dan Jembatan*.

Rice A.S (2003). "Healts effect off acute and prolonged CO2 exposure in normal and sensitive populations presented" at second annual conference on carbon sequestration. Virginia, USA

ISBN: 978-602-60286-0-0

# AKURASI INFORMASI WAKTU PERJALANAN BERDASARKAN PERSEPSI PENGGUNA JALAN
## Studi Kasus : Ring Road Utara Surakarta

**Amirotul MH Mahmudah[1], Dewi Handayani[2], dan Arief Rahman Hakim[3]**

*[1]Tenaga Pengajar pada Program Studi Teknik Sipil, Universitas Sebelas Maret, Jl. Ir. Sutami 36 A Surakarta*
*Email: amirotulmahmudah@yahoo.com*
*[2]Tenaga Pengajar pada Program Studi Teknik Sipil, Universitas Sebelas Maret, Jl. Ir. Sutami 36 A Surakarta*
*Email: dewihandayani9@yahoo.com*
*[3]Mahasiswa pada Program Studi Teknik Sipil, Universitas Sebelas Maret, Jl. Ir. Sutami 36 A Surakarta*
*Email: Ariefnafs92@gmail.com*

## ABSTRAK

Waktu perjalanan merupakan salah satu informasi penting yang disampaikan pada penggguna jalan, bisa melalui *Variable Message Sign* (VMS), karena bisa mempengaruhi pemilihan rute. Untuk menyediakan informasi waktu perjalanan tersebut dibutuhkan pengetahuan tentang tingkat kesalahan yang bisa diterima oleh pengguna jalan yang mana nantinya bisa digunakan untuk menentukan metode estimasi waktu perjalanan yang mempunyai akurasi seperti yang diharapkan pengguna jalan. Penelitian ini bertujuan mengetahui pernyataan pengguna jalan mengenai akurasi informasi waktu perjalanan pada jalan Ring Road Utara Surakarta, 5.5 km, yang termasuk dalam perjalanan *short term period*. Desain kuisioner wawancara terhadap pengguna jalan disusun dengan metode *stated preference*. Penelitian ini menganalisis atribut informasi waktu perjalanan yaitu 6 menit,7 menit, dan 8 menit dan waktu perjalanan aktual yang diperoleh dengan menambahkan informasi waktu perjalanan dengan tingkat kesalahan, masing-masing ditambah tingkat kesalahan 5%, 10%,dan 15%. Hasil analisis data menunjukkan bahwa perjalanan dengan jarak 5,5 km dan perkirakan waktu perjalanan 6-8 menit, pengguna jalan akan menganggap informasi waktu perjalanan akurat kalau selisih waktu perjalanan antara informasi dengan waktu sebenarnya adalah 138 detik atau 2 menit 18 detik. Pada penelitian ini dianalisis juga pengguna jalan berdasarkan beberapa karakteristik, yaitu profesi, maksud perjalanan, pendidikan, dan kendaraan yang dikendarai. Hasil analisis menunjukkan bahwa toleransi waktu perjalanan berdasarkan karakteristik bervariasi. Karakteristik jenis kendaraan mobil penumpang memiliki toleransi waktu paling besar yaitu 2 menit 51 detik dan karakteristik maksud perjalanan dengan maksud perjalanan sekolah memiliki toleransi waktu paling kecil yaitu 1 menit 45 detik.

Kata kunci: Akurasi informasi, Informasi waktu perjalanan, *Stated preference*, VMS.

## 1. PENDAHULUAN

Kota Solo merupakan kota yang terus berkembang, ditandai dengan meningkatnya kepemilikan kendaraan bermotor dan aktivitas kota yang semakin padat menimbulkan peningkatan masalahan transportasi yang semakin rumit. Aktivitas dan pola pergerakan dalam dan menuju kota menimbulkan kemacetan lalu lintas terutama pada jam puncak pagi. Untuk itu, perlunya mewujudkan transportasi perkotaan yang dapat mengalihkan dan mencegah kemacetan secara efektif. Untuk mewujudkan hal tersebut salah satunya diperlukan penyediaan *Variable Message Sign* (VMS). VMS akan menyampaikan informasi lengkap yang dibutuhkan pengemudi kendaraan tentang keadaan jalan, khususnya waktu perjalanan. Saat ini Kota Solo telah menerapkan VMS, namun pada kenyataannya masih belum efektif, karena belum memberikan informasi real tentang lalu lintas. Sebuah Studi telah dilakukan Chung Ed.al (2004) dalam Innama (2009) mengenai prediksi waktu perjalanan. Studi tersebut menunjukkan bahwa untuk perjalanannnya 30-60 menit, 70% pengguna jalan masih menerima kesalahannya waktu perjalanan kurang lebih sebesar 5 menit.

Hidas dan Awadalla (2001) telah melakukan penelitian mengenai investigasi respon pemilihan rute dari *Variabel Message Sign* (VMS) yang dilakukan di kawasan metropolitan Kota Sydney dengan survey wawancara pada pengemudi *(driver)*, studi terebut berkesimpulan bahwa penilaian drivers pada informasi VMS sebelumnya dan keakraban driver dengan rute biasa tidak memiliki efek yang signifikan pada probabilitas pengalihan. Adapun McBride dan Wee (2010) telah mengadakan penelitian mengenai pemasangan informasi waktu perjalanan pada *Variabel Message Sign (*VMS*)* di jalan Aukland Selandia Baru Hasil dari penelitian tersebut menunjukkan bahwa rata-rata pengemudi menghargai informasi waktu perjalanan yang diharapkan akurat saat mengemudi. VMS menunjukkan informasi yang spesifik, tepat waktu dan sesuai keadaan tersebut. Simpang Sroyo merupakan simpang

yang memberikan dua alternatif rute menuju Kota Solo. Jika VMS dipasang di Simpang Sroyo, informasi VMS yang ditampilkan akan bermanfaat dan mengurangi ketidakpastian dalam melakukan perjalanan. Untuk menyediakan informasi waktu perjalanan tersebut dibutuhkan metode estimasi waktu perjalanan yang tepat untuk kasus perjalanan pendek, maka perlunya mengamati tingkat akurasi waktu perjalanan dari sudut pandang pengguna jalan. Penelitian ini bertujuan mengetahui pendapat pengguna jalan mengenai akurasi informasi waktu perjalanan terhadap waktu perjalanan sebenarnya.

## 2. DASAR TEORI

### Variabel Message Sign (VMS)

*Variabel Message Sign* (VMS) merupakan sebuah komponen penting untuk memberi informasi waktu real perjalanan kepada pengemudi di jalan. VMS dipasang di lokasi pendekat pada simpang utama dan di atas jalan untuk memberikan pengemudi pilihan tentang kondisi jalan bebas hambatan (kondisi lancar) dan menggunakan sebuah alternatif rute sebelum terjebak dalam kemacetan pada suatu ruas jalan.

### Informasi Waktu Perjalanan

Menurut Palen (1997) dalam Soriguera (2014) bahwa waktu perjalanan informasi diklaim sebagai informasi lalu lintas yang paling berharga untuk pengemudi kendaraan.

### Stated Preference

*Stated Preference* merupakan sebuah alat penelitian yang membantu peneliti untuk mengetahui bagaimana responden menilai suatu atribut yang berbeda.

### Regresi Linear Sederhana

Menurut Ofyar (2009), analisis regresi-linear adalah metode statistik yang digunakan untuk mempelajari hubungan antar sifat permasalahan yang sedang diselidiki. Model analisis regresi-linear dapat memodelkan hubungan antara dua peubah atau lebih. Pada model ini terdapat peubah tidak bebas (Y) yang mempunyai hubungan dengan bebarpa peubah bebas ($X_i$). Dalam kasus yang paling sederhana, hubungan secara umum dapat dinyatakan dalam persamaan (1). Pada penelitian ini utilitas moda didekati dengan regresi linear sederhana.

$$Y = A + BX \tag{1}$$

### Model logit-biner

Model biner logit digunakan untuk memodel pemilihan yang terdiri dari dua alternatif pilihan saja. Pemilihan antara model logit-biner dalam pemilihan alternatif sangat ditentukan oleh persepsi seseorang (Tamin, 2009).

$$p_{TTI} = \frac{e^{U_{ti-tj}}}{1+e^{U_{ti-tj}}} \tag{2}$$

dengan, $P_{TTI}$ = probabilitas pernyataan informasi waktu perjalanan akurat
$U_{ti\text{-}tj}$ = Utilitas akurasi informasi waktu perjalanan

## 3. METODE

### Lokasi dan Waktu Penelitian

Penelitian ini dilaksanakan ruas jalan ring road utara (simpang Sroyo – simpang Mojosongo) Surakarta. Alasan pemilihan lokasi tersebut dikarenakan studi sebelumnya telah dilakukan di lokasi ini dan merupakan salah satu jalan menuju kota Solo yang relatif kecil hambatan sampingnya. Lokasi survey kuisioner dilakukan di SPBU Ros-In (Sroyo), sehingga surveyor dapat mewawancarai pada pengguna jalan tanpa mengganggu perjalanan. Lokasi penelitian seperti pada gambar di bawah ini. Survei dan penyebaran kuesioner kepada responden dilakukan pada hari kerja danjam puncak sekitar pukul 06.00 – 09.00 WIB.

ISBN: 978-602-60286-0-0




**Gambar 1.** Lokasi Studi Jalan Ring Road Utara

## Desain Kuisioner

a. Melakukan identifikasi atribut dan level

Dalam penelitian ini yang menjadi atributnya adalah informasi waktu perjalanan yaitu 6 menit,7 menit, dan 8 menit dan waktu perjalanan aktual masing-masing ditambah dengan tingkat kesalahan 5%,10%,dan 15% sebagai levelnya. Penentuan atribut dan level terebut didasarkan pada hasil penelitian yang telah dilakukan Mahmudah et.al. (2015) di lokasi studi yang sama, yaitu nilai waktu perjalanan aktual rata-rata 6,525 – 7,201 menit dengan nilai kesalahan antara keduanyaadalah 5,8% - 15,1%

Tabel 1. Atribut dan Level

| **Informasi waktu perjalanan ($t_1$)** | **Tingkat kesalahan/Level** |
|---|---|
| 6 menit | 5% |
| | 10% |
| | 15% |
| 7 menit | 5% |
| | 10% |
| | 15% |
| 8 menit | 5% |
| | 10% |
| | 15% |

b. Menyusun skenario pengembangan.

Informasi waktu perjalanan, Travel Time Information (TTI), ditetapkan dengan nilai 6 menit, 7 menit, dan 8 menit dan waktu perjalanan sebenarnya, Actual Travel Time (ATT), ditambah dengan tingkat kesalahan masing masing 5%, 10% dan 15% seperti pada Table 1. Waktu perjaanan dengan menggunkan rute Jalan Ring Road Utara ditetapkan rute yang lebih cepat dari jalan dalam kota (jalur Palur). Sehingga dengan waktu perjalanan informasi yang ditampilkan apakah pengguna jalan menggunakan atau tidak menggunakannya.

Tabel 2. Skenario Kuisioner

| **Skenario** | **TTI (menit)** | **ATT (menit)** |
|---|---|---|
| 1 | 6 | 6 menit 18 detik |
| 2 | 6 | 6 menit 36 detik |
| 3 | 6 | 6 menit 54 detik |
| 4 | 7 | 7 menit 21 detik |
| 5 | 7 | 7 menit 42 detik |
| 6 | 7 | 8 menit 3 detik |
| 7 | 8 | 8 menit 24 detik |
| 8 | 8 | 8 menit 48 detik |
| 9 | 8 | 9 menit 12 detik |

ISBN: 978-602-60286-0-0

c. Menyusun formulir survei.
Penyusunan formulir survei dilakukan dengan cara memformulasikan waktu perjalanan ke dalam formulir yang mudah dipahami responden. Terdapat 2 kelompok form dalam formulir survei penelitian ini, yaitu form data karakteristik penggunan jalan berisikan pertanyaan : asal dan tujuan perjalanan, jenis kelamin, usia, pekerjaan, maksud perjalanan, tingkat pendapatan, pendidikan terahkir responden dan profesi responden dan form data respon pengguna jalan terhadap waktu perjalanan yang ditawarkan. Form data ini disajikan dalam bentuk rating dimana terbagi menjadi 5 skala, yaitu : pasti akurat, mungkin akurat, ragu-ragu, mungkin tidak akurat, dan pasti tidak akurat.

### Jumlah Populasi dan Sampel

Pada penelitian ini populasi yang diambil adalah populasi dari jumlah kendaraan sepeda motor (MC) yaitu 12653 kendaraan dan kendaraan mobil penumpang (LV) 2907 kendaraan, sehingga total populasinya adalah 14750 kendaraan. Sampel digunakan untuk mempermudah peneliti untuk memperoleh data yang dapat mewakili sifat populasi yang menjadi objek penelitian. Pada penelitian ini digunakan metode Slovin dengan tingkat kesalahan 5%, maka diperoleh sampel minimum yaitu 390 responden

### Teknik Analisis Data

Setelah data yang didapat dari responden telah sesuai dengan logika *Stated Preference*, langkah selanjutnya adalah menganalisis data primer tersebut. Memberi nilai bobot probabilitas pada pilihan responden dengan skala interval dimana nilai pilihan untuk akurat adalah 1 dan nilai pilihan untuk tidak akurat adalah 0. Dilakukan analisis regresi linear sederhana untuk mendapatkan utilitas dari akurasi informasi waktu perjalanan dan utilitas dari pemilihan rute dengan informasi waktu perjalanan ring road utara. Model regresi sederhana tersebut diuji secara statistik. Model yang telah memenuhi syarat statistik dilanjutkan untuk perhitungan probabilitas untuk memperoleh nilai anggapan pengguna terhadap akurasi informasi.

## 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

### Pelaksanaan Survei Utama

Hasil pengumpulan data dari survei utama yang telah dilakukan pada 20 September 2015 – 24 Oktober 2015 hari kerja di Ring road utara Surakarta menunjukkan bahwa sebanyak 405 formulir wawancara yang berhasil diperoleh, terdapat 11 kuesioner pengemudi kendaraan truk, 51 pengemudi mobil penumpang dan 343 pengemudi sepeda motor, sehingga responden yang digunakan sebanyak 394 data responden.

### Persamaan Utilitas Secara Umum Akurasi Waktu Perjalanan

Perhitungan analisis akurasi waktu perjalanan secara umum mengacu pada seluruh responden yang merupakan pengguna jalan ring road utara. Dari perhitungan analisis persamaan regresi sederhana diperoleh Y = 0,64935-0,00466 X, dengan Y= akurasi informasi waktu perjalanan (dalam 5 skala likert) dan X= selisih waktu perjalanan informasi dan aktual (TTI-ATT) dalam detik. Artinya pengaruh selisih waktu perjalanan terhadap akurasi waktu perjalanan adalah negatif, menunjukkan bahwa kenaikan dari selisih waktu akan diikuti dengan menurunnya akurasi informasi waktu perjalanan. Hasil pengujian statistik menunjukkan persamaan utilitas dengan $R^2$ yaitu 94%, nilai tersebut masuk pada kategori relasi sangat kuat. Sampel X dan Y memiliki hubungan yang linier dan terdistribusi normal, namun keduannya tidak homogen. Hasil uji F dan t menunjukkan adanya hubungan yang signifikan.

### Persamaan Utilitas Akurasi Waktu Perjalanan Berdasarkan Karakteristik

Analisis perhitungan akurasi waktu perjalanan berdasarkan karakteristik pengguna jalan dilakukan untuk mengetahui perbedaan anggapan akurasi dari setiap kategori. Analisis tersebut dibedakan menjadi empat kategori, yaitu profesi, maksud perjalanan, pendidikan dan jenis kendaraan. Hasil persamaan yang diperoleh dapat dilihat pada Tabel.3. persaman tersebut kemudian diuji statistik untuk mengetahui kelayakan model yang nantinya akan digunakan sebagai dasar rekomendasi perhitungan probabilitas.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 3. Persamaan Utilitas Akurasi Waktu Perjalanan Berdasar Karakteristik

| Karakteristik | Kategori | Persamaan Utilitas | $R^2$ | Keterangan |
|---|---|---|---|---|
| Profesi | Karyawan swasta | Y = -0.0042x + 0.634 | 0.92 | Direkomendasikan |
| | Pelajar/ mahasiswa | Y = -0.0065x + 0.722 | 0.97 | Direkomendasikan |
| | Pengusaha | Y= -0.0045x + 0.689 | 0.90 | Direkomendasikan |
| | PNS | Y= -0.0059x + 0.782 | 0.70 | Direkomendasikan |
| | Lainnya | Y= -0.003x + 0.479 | 0.90 | Direkomendasikan |
| Maksud Perjalanan | Bekerja | Y = -0.0041x + 0.64 | 0.92 | Direkomendasikan |
| | Sekolah | Y = -0.0072x + 0.74 | 0.97 | Direkomendasikan |
| | Sosial | Y= -0.0037x + 0.556 | 0.9 | Direkomendasikan |
| | Lainnya | Y = -0.0047x + 0.587 | 0.76 | Direkomendasikan |
| Pendidikan | S1 | Y = -0.0003x + 0.648 | 0.51 | Tidak Direkomendasikan |
| | Diploma | Y = -0.005x + 0.617 | 0.88 | Direkomendasikan |
| | SMK/SMA | Y= -0.005x + 0.672 | 0.95 | Direkomendasikan |
| | SMP | Y = -0.0051x + 0.584 | 0.97 | Direkomendasikan |
| | SD | Y = -0.0045x + 0.627 | 0.93 | Direkomendasikan |
| Kendaraan | Motor | Y = -0.0048x + 0.654 | 0.95 | Direkomendasikan |
| | Mobil | Y = -0.0036x + 0.615 | 0,72 | Direkomendasikan |

Tabel di atas menunjukkan hasil Persamaan utilitas akurasi waktu perjalanan dengan uji statistiknya. Persamaan yang memenuhi syarat statistik direkomendasikan untuk digunakan sebagai dasar perhitungan probabilitas.

## Persamaan Utilitas Secara Umum Pemilihan rute dengan informasi Waktu Perjalanan

Dengan perhitungan yang sama dengan akurasi waktu perjalanan diatas, perhitungan ultilitas pemilihan rute di peroleh persamaan Y = 0,74621 - 0,000219X. Artinya pengaruh selisih waktu perjalanan terhadap pemilihan rute dengan informasi waktu perjalanan adalah negatif, menunjukkan bahwa kenaikan dari selisih waktu akan diikuti dengan menurunnya pemilihan rute dengan informasi waktu perjalanan. Hasil pengujian statistik menunjukkan persamaan utilitas dari pemilihan rute dengan informasi informasi waktu perjalanan secara umum dengan $R^2$ yaitu 89%, nilai tersebut masuk pada kategori relasi sangat kuat. Variabel X dan Y memiliki pengaruh signifikan.

Pada persamaan utilitas pemilihan rute dengan ninformasi waktu perjalanan sebagian besar utilitas tidak memenuhi persyaratan statistik, sehingga tidak dapat di rekomendasikan untuk perhitungan probabilitas.

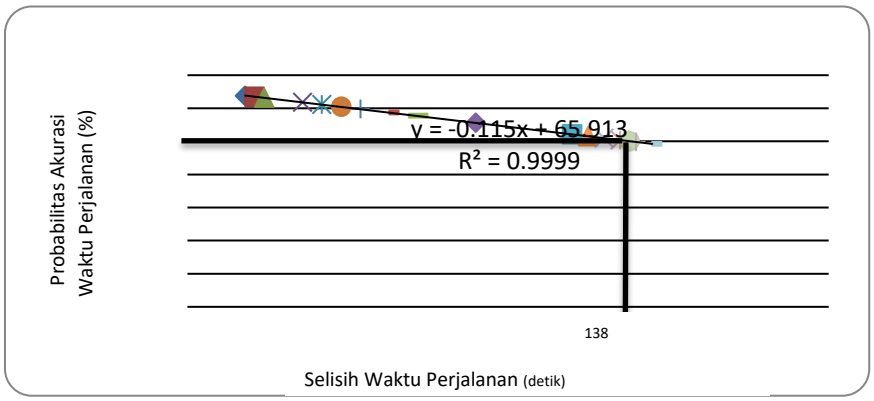
## Probabilitas akurasi waktu perjalanan secara umum

Berdasarkan persamaan utilitas akurasi informasi waktu perjalanan yang telah diperoleh, maka besarnya probabilitas akurasi waktu perjalanan dapat dihitung sesuai dengan rumus Probabilitas Pemilihan seperti pada formula (2). berikut perhitungan probabilitas disajikan pada tabel di bawah ini :

Tabel.5 Probabilitas akurasi informasi waktu perjalanan

| No | $X (t_1-t_2)$ (detik) | $P_{tti}$ (%) | No | $X(t_1-t_2)$ (detik) | $P_{tti}$ (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 18 | 63.8 | 9 | 72 | 57.7 |
| 2 | 21 | 63.4 | 10 | 90 | 55.6 |
| 3 | 24 | 63.1 | 11 | 120 | 52.1 |
| 4 | 36 | 61.8 | 12 | 125 | 51.5 |
| 5 | 42 | 61.1 | 13 | 130 | 51.0 |
| 6 | 48 | 60.4 | 14 | **138** | **50.0** |
| 7 | 54 | 59.8 | 15 | 140 | 49.8 |
| 8 | 63 | 58.7 | 16 | 145 | 49,2 |

ISBN: 978-602-60286-0-0




**Gambar 2** Grafik probabilitas akurasi Waktu Perjalanan

Pada tabel diatas menunjukkan bahwa pada selisih waktu antara informasi dan waktu perjalanan sebenarnya sebesar 18 detik maka pengguna jalan yang menganggap informasi waktu perjalanan itu akurat sebesar 63,8 % dan jika selisih waktu perjalanan 138 detik maka pengguna jalan yang menggap informasi waktu perjalanan itu akurat sebesar 50%. Grafik di atas juga menujukkan bahwa pengguna jalan akan beralih anggapan dari akurat ke tidak akurat, terjadi pada probabilitas 50% yang mana selisih waktu perjalanan antara informasi dengan waktu sebenarnya adalah 138 detik atau 2 menit 18 detik.

## Probabilitas akurasi wakktu perjalanan berdasarkan karakteristik pengguna

Tabel 6. Persamaan Utilitas Akurasi Waktu Perjalanan Berdasar Karakteristik

| **Karakteristik** | **Kategori** | **Persamaan Utilitas** | **detik** | **P = 50%, pada saat x** | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | **Detik** | **menit(‘)/detik(“)** |
| Profesi | Karyawan swasta | Y = -0.0042x + 0.634 | 0.92 | -150 | 2‘ 30“ |
| | Pelajar/ mahasiswa | Y = -0.0065x + 0.722 | 0.97 | -111 | 1‘ 51“ |
| | Pengusaha | Y= -0.0045x + 0.689 | 0.90 | -153 | 2‘ 33“ |
| | PNS | Y= -0.0059x + 0.782 | 0.70 | -132 | 2‘ 12“ |
| | Lainnya | Y= -0.003x + 0.479 | 0.90 | -159 | 2‘ 39“ |
| Maksud Perjalan-an | Bekerja | Y = -0.0041x + 0.64 | 0.92 | -156 | 2‘ 36“ |
| | Sekolah | Y = -0.0072x + 0.74 | 0.97 | -103 | 1‘ 45“ |
| | Sosial | Y= -0.0037x + 0.556 | 0.9 | -150 | 2‘ 30“ |
| | Lainnya | Y = -0.0047x + 0.587 | 0.76 | -125 | 2‘ 5“ |
| Pendidik-an | S1 | Y = -0.005x + 0.617 | 0.88 | -123 | 2‘ 3” |
| | Diploma | Y= -0.005x + 0.672 | 0.95 | -134 | 2‘ 14“ |
| | SMK/SMA | Y = -0.0051x + 0.584 | 0.97 | -114 | 1‘ 54“ |
| | SMP | Y = -0.0045x + 0.627 | 0.93 | -139 | 2‘ 18“ |
| | SD | Y = -0.0048x + 0.654 | 0.95 | -136 | 2‘ 16“ |
| Kendara-an | Motor | Y = -0.0036x + 0.615 | 0,72 | -171 | 2‘ 51” |
| | Mobil | Y = -0.0042x + 0.634 | 0.92 | -150 | 2‘ 30“ |

Dari tabel 6 diperoleh karakteristik jenis kendaraan mobil penumpang memiliki toleransi waktu paling besar yaitu 2 menit 51 detik dan karakteristik maksud perjalanan dengan maksud perjalanan sekolah memiliki toleransi waktu paling kecil yaitu 1 menit 45 detik.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 5. KESIMPULAN

Perjalanan dengan jarak 5,5 km dan perkirakan waktu perjalanan 6-8 menit, diperoleh pengguna jalan akan beralih anggapan dari akurat ke tidak akurat, terjadi pada probabilitas 50% dengan kesalahan waktu perjalanan antara informasi dengan waktu sebenarnya adalah 138 detik atau 2 menit 18 detik. Akurasi informasi waktu perjalanan berdasar karakteristik pengguna jalan, karakteristik jenis kendaraan mobil penumpang memiliki toleransi waktu paling besar yaitu 2 menit 51 detik dan karakteristik maksud perjalanan dengan maksud perjalanan sekolah memiliki toleransi waktu paling kecil yaitu 1 menit 45 detik.

## DAFTAR PUSTAKA


AlfabetaHarinaldi (2005). *Prinsip-Prinsip Statistik untuk Teknik dan sains,* Jakara Erlangga

Anonim (2014). "Intelligen Transport System Master Plan". Mainroads Western Australia, East Perth

Chung. Edward, et.al, 2007, "Travel time prediction: issues and benefits". Centre for Collaborative Research, University of Tokyo,

Hastuti. Sri (2003). "Kajian Variabel Layanan Angkutan Umum Bus Kota Menurut Persepsi Penumpang dengan Teknik Stated Preference". Fakultas Teknik Universitas Sebelas Maret, Surakarta

Hidas. Peter, Awadalla. Emad (2001). "Investigation of Route in Response to Variable Message Sign", Jurnal of the Estern Asia Society for Transportation Studies, Vol.4, No.3, October,2001.

Innamaa. Satu (2009). "Short-term prediction of traffic flow status fpr online driver information". Finland, Julkaisija-Utgivare-publisher. Britain

Mahmudah. AMH, Budiarto.A, and Legowo.SJ. (2015). "Travel Time Estimation Based on Spot Speed with Instantaneous and Time Slice Model". Applied Mechanics and Materials Vol 776 pp 80-86 © (2015)Trans Tech Publications, Switzerland

McBride. Cormac., Wee. Leon (2011). **"**Display Of Travel Time On Auckland Motorways Variable Message Signs". IPENZ Transportation Group Conference Auckland March.

Quiroga. Cesar (2000). **"**ASSESSMENT OF DYNAMIC MESSAGE SIGN TRAVEL TIME INFORMATION ACCURACY". North American Travel Monitoring Conference and Exposition - NATMEC 2000 Middleton, Wisconsin, August 27-31

Soriguera F. (2014). "On The Value of Highway Travel Time Information Systems". Transportation Research Part A 70 (2014) 294-310

Sugiyono (2015). *Metode Penelitian dan Pengembangan,* Bandung,

Tamin. Z. Ofyar (2009). *Pemodelan dan Perencanaan Transportasi Edisi pertama dan Kedua,* Bandung, ITB Press.


ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# STUDI KOMPARASI PENGGUNAAN LIGHT WEIGHT DEFLECTOMETER (LWD) PUSJATAN DAN FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER (FWD) PADA LAPIS PONDASI JALAN

**Siegfried[1], Afrizal Naumar [2]**

*[1]Puslitbang Jalan dan Jembatan, Jln. AH Nasution 264 Bandung*
*Email : syafier@gmail.com*
*[2]Prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Bung Hatta, Jln. Ulak Karang 14, Padang*
*Email : zalnaumar@yahoo.com*

## ABSTRAK

Untuk evaluasi maupun perancangan struktural perkerasan jalan saat ini, metoda-metoda evaluasi dan perancangan pada umumnya mendasarkan perhitungannya pada data lendutan. Alat pengukur data lendutan yang umum dipakai adalah *Falling Weight Deflectometer* (FWD). Aat ini cukup kompleks dan mempunyai harga yang relatif mahal. Disisi lain ada peralatan untuk mengukur lendutan yang lebih sederhana, *portable*, dan mempunyai harga yang relatif lebih murah yang disebut dengan *Light Weight Deflectometer* (LWD). Puslitbang Jalan dan Jembatan (Pusjatan) sebagai lembaga penelitian di bidang jalan dan jembatan telah bisa membuat alat LWD ini melalui penelitian pada Tahun Anggaran 2014 – 2015, dimana prototipenya disebut sebagai LWD Pusjatan. Penelitian ini bertujuan untuk melihat kemungkinan penggunaan LWD Pusjatan sebagai alternatif untuk menggantikan FWD didalam melakukan pengujian struktural pada lapis pondasi jalan. Hal ini didasari pada keterbatasan ketersediaan FWD pada pelaksanaan ataupun evaluasi suatu sistem perkerasan jalan. Penelitian dilakukan pada lapis pondasi jalan di daerah Karawang pada 35 titik lokasi dimana pada setiap titik dilakukan pengujian FWD dan LWD. Parameter yang digunakan sebagai pembanding adalah modulus elastisitas permukaan (*surface modulus*) dari lapisan pondasi yang diuji. Modulus permukaan ini dihitung dari lendutan yang didapat dari masing-masing alat uji (FWD dan LWD). Dari perbandingan masing-masing modulus ini terlihat bahwa perbedaan yang didapat dari kedua tipe modulus dari masing-masing alat uji ini tidak terlalu besar (dibawah 10%). Kenyataan ini menunjukkan bahwa penggunaan alat LWD bias sebagai alternatif dari FWD untuk pengujian kekuatan struktural lapis pondasi jalan.

Kata Kunci: LWD, FWD, modulus permukaan.

## 1. PENDAHULUAN

Pengumpulan data ketidakrataan dan data kekuatan struktural jalan ini juga merupakan aktifitas utama dalam pengelolalaan system manajemen perkerasan. Fwa (2006) menegaskan bahwa dalam melaksanakan *Pavement Management System* diperlukan pengumpulan data kekuatan struktural sistem perkerasan dan juga data kualitas berkendaraan. Data inilah yang kemudian menjadi salah satu pertimbangan dalam pengambilan keputusan nantinya.

Perhitungan kekuatan struktural sistem perkerasan jalan didasarkan atas nilai lendutan dari sistem perkerasan tersebut terhadap beban standar. Sedangkan kualitas berkendaraan didasarkan atas parameter ketidakrataan dalam satuan IRI. Pengumpulan data lendutan yang standar mengunakan alat FWD baik untuk lapisan beraspa maupun lapisan granular. Untuk kondisi Indonesia penggunaan alat FWD masih sangat terbatas. Untuk itu perlu dicari alternatif lain seperti penggunaan alat LWD.

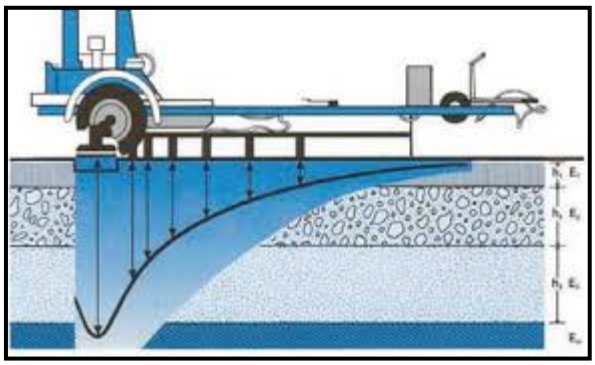
Pada dasarnya alat LWD sama seperti alat FWD sehingga kadang-kadang alat LWD ini juga disebut dengan *Portable Falling Weight Deflectometer* (PFWD). Untuk jalan-jalan dengan lalu lintas sedang atau rendah ataupun lapisan granular penggunaan alat LWD ini terlihat lebih menguntungkan karena akses transportasi ke lapangan lebih mudah.

Penelitian penggunaan alat LWD Pusjatan sebagai alternatif penggunaan alat FWD untuk lapisan fondasi dilakukan dengan membandingkan nilai modulus permukaan (*surface modulus*) yang dihitung dengan menggunakan data lendutan kedua alat ini. Pengujian lendutan dilakukan pada 35 titik pada lapisan pondasi jalan di Karawang yang diuji dengan alat FWD dan LWD. Dari 35 nilai modulus permukaan kemudian dibandingkan satu sama lainnya. Nilai modulus permukaan yang didapat ternyata memberikan hasil yang tidak berbeda jauh dan ketika diplotkan masih berada pada rentang 90% tingkat kepercayaan. Kenyataan ini memberikan kesimpulan bahwa penggunaan alat LWD bisa diterima sebagai alternatif alat FWD untuk pengujian lapis fondasi jalan

## 2. FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER (FWD)

Alat FWD digunakan untuk mengevaluasi sifat-sifat fisik dari sistem perkerasan jalan (Wikipedia, 2016). Sifat-sifat fisik sistem perkerasan ini terutama berupa kekuatan struktural dari perkerasan yang diuji. Beberapa sifat struktural itu antara lain *Effective Structural Number* (SNeff) dan modulus untuk lapisan yang diuji. Untuk lapisan yang terdiri dari lapisan granular seperti lapis pondasi pada umumnya kekuatan struktural nya diwakili oleh nilai modulus atau kadangkala bisa berupa nilai CBR (*California Bearing Ratio*).

Dalam pengoperasiannya alat FWD mengukur lendutan permukaan akibat dari beban yang dijatuhkan pada ketinggian tertentu. Beban yang dijatuhkan kemudian akan menghasilkan gelombang yang ditangkap oleh geophone dan kemudian menggunakan perumusan seismik dapat dihitung besarnya lendutan yang terjadi. Beban jatuhan untuk alat FWD bisa diatur sedemikian rupa sesuai dengan lapisan yang sedang diuji. Pada umumnya setiap unit FWD mempunyai 7 – 9 *geophone*. Gambar 1 menunjukkan skematik dari alat FWD sedangkan Gambar 2 menunjukkan satu unit alat FWD dan kendaraan penariknya.



Gambar 1. Skematik alat FWD



Gambar 2. Satu alat FWD dan kendaraan penarik

Terlihat dari Gambar 1 bahwa masing-masing geophone akan memberikan nilai lendutan yang berbeda dan kemudian bersama-sama akan membentuk kurva lendutan (*deflection bowl*). Dari kurva lendutan ini kemudian bisa ditentukan besarnya modulus untuk masing-masing lapisan pembentuk sistem perkerasan dengan menggunakan perhitungan balik (*back calculation*). Gambar 2 menunjukkan satu unit alat FWD sedang melakukan pengujian di jalan raya.

## 3. LIGHT WEIGHT DEFLECTOMETER (LWD) PUSJATAN

Pada dasarnya prinsip dari alat Light Weight Deflectometer (LWD) hampir sama dengan alat FWD. Bedanya terletak dari jumlah geophone yang digunakan. Alat LWD menggunakan hanya 2 atau paling banyak 3 buah geophone. Selain itu pengoperasian alat LWD lebih banyak menggunakan operasi manual seperti mengangkat beban kemudian menjatuhkannya. Alat LWD Pusjatan merupakan hasil pengembangan di Pusat Penelitian dan Pengembangan Jalan (Pusjatan) pada tahun anggaran 2014 – 2015. Alat ini sedikit berbeda dengan alat LWD pada umumnya terutama pada beban dan load cell nya. Alat LWD Pusjatan tidak mempunyai load cell. Besarnya beban yang diaplikasikan terganung dari tinggi jatuh beban. Ada 5 level tinggi jatuh yaitu level 0 – 4. Besaran beban pada masing-masing level ini sudah dikalibrasi sebelumnya.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Selain itu beban yang digunakan juga sedikit lebih besar yaitu sekitar 12 kg. LWD lain pada umumnya mempunyai beban 5 kg (Siegfried,2015). Penggunaan beban yang lebih tinggi dimaksudkan agar supaya dihasilkan juga level beban yang agak tinggi sehingga alat LWD Pusjatan ini kemungkinan bisa juga diaplikasikan pada lapisan beraspal dengan lalu lintas sedang sampai rendah selain pada lapisan granular. Gambar 3 menunjukkan satu unit alat LWD Pusjatan.



Gambar 3. Satu Unit LWD Pusjatan dalam pengoperasian

Secara garis besar LWD Pusjatan terdiri atas beban jatuhan (*falling weight*), pelat pembebanan, tongkat beban, geophone, karet buffer, prosesor dll. Sama seperti alat FWD, beban jatuhan ketika dijatuhkan akan menghasilkan gelombang yang akan ditangkap oleh geophone. Dengan menggunakan perhitungan-perhitungan seismic dasar kemudian dapat dihitung besarnya lendutan pada titik pembebanan dan pada jarak tertentu dari pusat pembebanan. Besarnya lendutan ini kemudian digabungkan dengan besarnya beban serta diameter pelat pembebanan kemudian dapat dihitung besarnya modulus elastisitas dari lapisan yang diuji.

## 4. MODULUS PERMUKAAN (*SURFACE MODULUS*)

Modulus permukaan (surface modulus) merupakan modulus rata-rata yang dibobotkan (weighted mean modulus) dari lapisan ekivalen setengah lingkaran dengan modulus yang seragam (Transit, 2006). Perhitungan modulus permukaan diberikan sebagai berikut.

$$E_0 = \frac{2(1-\mu^2)\,\sigma_0\,A}{D_0} \qquad (1)$$

dengan Eo = Modulus permukaan (MPa), μ = Poisson's ratio, σo = Tegangan pada pelat pembebanan (Pa), a = Jari-jari pelat pembebanan (m), dan Do = Lendutan pada pusat pembebanan (mikro meter).

## 5. METODOLOGI

Lokasi pengujian dilakukan pada salah satu ruas jalan di daerah Karawang. Jumlah titik pengujian sebanyak 35 buah. Pengujian dilakukan dengan alat FWD dan kemudian pada titik yang sama juga dilakukan pengujian LWD. Pengujian dilakukan pada lapisan pondasi jalan.

Dari hasil pengujian yang berupa lendutan kemudian dilakukan perhitungan modulus permukaan dari lapisan yang diuji menggunakan persamaan (1) diatas baik untuk lendutan yang didapat dengan alat FWD maupun yang diuji dengan alat LWD. Untuk modulus permukaan yang dihitung kemudian dilakukan plotting terhadap garis kesamaannya. Plotting ini bertujuan untuk melihat kemungkinan korelasi yang didapat untuk masing-masing modulus yang dihitung menggunakan data yang dikumpulkan dengan FWD dan LWD.

Selain menggunakan tools garis kesamaan, modulus permukaan yang didapat dari data yang diukur dengan alat FWD dan LWD juga dihitung rentang batas 90% atas dan rentang batas 90% bawah. Hal ini bertujuan untuk melihat tingkat kepercayaan penggunaan alat LWD yang ditujukan sebagai alternatif bagi alat FWD.

Dengan 2 tools diatas diharapkan bisa diambil kesimpulan mengenai kemungkinan penggunaan alat LWD sebagai pengganti alat FWD dalam mengumpulkan data lendutan perkerasan jalan terutama untuk pengujian pada lapis pondasi sistem perkerasan jalan.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 6. HASIL DAN ANALISIS

### Perhitungan Modulus Permukaan

Terdapat 35 titik pengujian baik FWD maupun LWD pada lapisan pondasi. Untuk masing-masing data lendutan yang didapat kemudian dihitung nilai modulus permukaannya. Hasil dari perhitungan diberikan pada Tabel 1 berikut ini.

Tabel 1. Modulus Permukaan dari FWD dan LWD

| Titik | EoFWD (MPa) | EoLWD (MPa) |
|---|---|---|
| 1 | 185 | 174 |
| 2 | 169 | 161 |
| 3 | 153 | 153 |
| 4 | 177 | 198 |
| 5 | 152 | 132 |
| 6 | 156 | 140 |
| 7 | 145 | 148 |
| 8 | 47 | 36 |
| 9 | 175 | 161 |
| 10 | 133 | 117 |
| 11 | 136 | 157 |
| 12 | 156 | 194 |
| 13 | 189 | 197 |
| 14 | 119 | 145 |
| 15 | 139 | 158 |
| 16 | 120 | 172 |
| 17 | 171 | 200 |
| 18 | 185 | 221 |
| 19 | 134 | 162 |
| 20 | 147 | 205 |
| 21 | 206 | 174 |
| 22 | 194 | 166 |
| 23 | 156 | 177 |
| 24 | 131 | 168 |
| 25 | 173 | 170 |
| 26 | 139 | 177 |
| 27 | 171 | 128 |
| 28 | 205 | 194 |
| 29 | 268 | 300 |
| 30 | 228 | 209 |
| 31 | 195 | 208 |
| 32 | 233 | 215 |
| 33 | 154 | 177 |
| 34 | 182 | 200 |
| 35 | 118 | 132 |

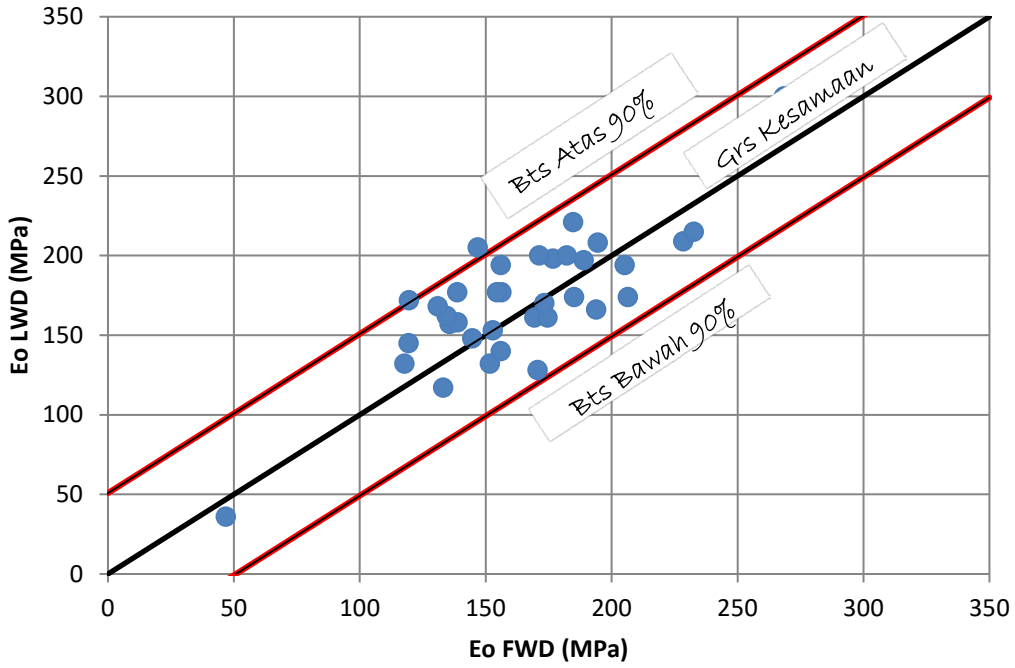
ISBN: 978-602-60286-0-0

Dari Tabel 1 terlihat bahwa nilai modulus permukaan (Eo) maksimum yang dihitung dari nilai lendutan menggunakan alat FWD sebesar 268 MPa pada titik 29. Sedangkan nilai modulus permukaan maksimum yang dihitung dari nilai lendutan menggunakan alat LWD adalah sebsar 300 MPa dan juga terdapat pada titik 29. Untuk nilai modulus permukaan minimum dari 35 titik yang diuji menggunakan alat FWD adalah sebesar 47 MPa terdapat pada titik 8, sementara nilai modulus permukaan minimum yang dihitung dari darta lendutan LWD adalah sebesar 36 MPa dan juga terdapat pada titik 8.

Dari data hasil perhitungan ini terlihat bahwa penggunaan LWD sebagai alternatif alat FWD untuk pengujian lapis pondasi jalan memberikan hasil yang tidak terlalu berbeda satu sama lainnya. Hal ini bisa menjadi salah satu pertimbangan dalam penggunaan alat LWD sebagai alternatif pengganti alat FWD terutama dalam pengujian lapisan tanpa penutup pada konstruksi jalan.

## Plotting EoFWD vs EoLWD

Salah satu cara praktis untuk melihat hubungan antara 2 parameter adalah dengan melakukan plotting parameter tersebut terhadap garis kesamaan (line of equality) serta membuat batas atas dan bawah untuk confidence level tertentu. Gambar 4 menunjukkan plotting EoFWD vs EoLWD serta garis batas didalam 90% tingkat kepercayaan.




Gambar 4. Plotting EoLWD vs EoFWD

Terlihat dari Gambar 4 bahwa hasil plotting menujukkan titik-titik yang mendekat ke garis kesamaan. Hal ini berarti bahwa hasil perhitungan modulus permukaan menggunakan data lendutan dari FWD berkorelasi kuat dengan modulus permukaan yang dihitung dari data lendutan LWD. Selain itu juga terlihat hasil plotting tersebut jatuh didalam rentang 90% batas atas dan batas bawah.

Dari kenyataan ini terlihat bahwa penggunaan alat LWD untuk lapis pondasi perkerasan jalan bisa diterima sebagai alternatif selain alat FWD. Kenyataan ini memberikan beberapa keuntungan antara lain alat LWD relatif jauh lebih murah dibandingkan dengan alat FWD sehingga secara total biaya pengumpulan data untuk jalan-jalan tanpa penutup (yang umumnya hanya sampai lapis pondasi) bisa ditekan serendah mungkin. Dari sisi yang lain transportasi dari dan ke lokasi proyek bisa lebih mobile. Keuntungan ini terutama sangat bermanfaat untuk daerah-daerah remote areas serta pulau-pulau terluar yang banyak di Indonesia. Sangat tidak mungkin membawa FWD ke pulau-pulau terpencil karena membutuhkan biaya transportasi yang cukup tinggi.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 7. KESIMPULAN

Beberapa hal yang bisa disimpulkan dari makalah ini antara lain:

a. Penggunaan data lendutan LWD memberikan nilai modulus permukaan yang tidak berbeda secara signifikan dengan modulus permukaan yang dihitung dari data lendutan FWD sebagai alat standar, khususnya untuk lapis pondasi system perkerasan jalan.
b. Plotting modulus permukaan yang dihitung dari data lendutan LWD dan data lendutan FWD jatuh kedalam interval batas atas dan batas bawah tingkat kepercayaan 90%.
c. Hasil perhitungan dan analisis menunjukkan bahwa alat LWD Pusjatan bisa menjadi alternatif lain untuk alat FWD terutama untuk mengumpulkan data lapis pondasi perkerasan jalan serta jalan tanpa penutup pada umumnya.

## DAFTAR PUSTAKA

Fwa TF. (2006). *The Handbook of Highway Engineering*. CRC Press, Taylor and Francis Group, Boca Raton, FL 33847-2742.

Siegfried (2015). "Pengembangan Prototipe Light Weight Deflectometer (LWD)". Laporan Penelitian, Puslitbang Jalan dan Jembatan, Bandung.

Transit (2006). "Pavement Deflection Measurement and Interpretation for the Design of Rehabilitation Treatments". Transit New Zealand Report No 117, New Zealand.

Wikipedia (2016). "Falling Weight Deflectometer". https://en.wikipedia.org/wiki/Falling_weight_deflectometer, diunduh 11 Juli 2016.

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PERHITUNGAN KEBUTUHAN TEBAL *OVERLAY* ASPAL MENGGUNAKAN PROGRAM EVERSERIES 5.0 DAN METODE BINA MARGA PD.T-05-2005-B

**Ria Askarina[1], Angga Marditama Sultan Sufanir[2]**

*[1, 2] Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Bandung, Jl. Gegerkalong Hilir, Bandung*
*Email: angga.mss@polban.ac.id*

## ABSTRAK

*Overlay* aspal bermaksud untuk mengembalikan nilai kekuatan struktur pada konstruksi perkerasan lentur jalan yang telah habis masa pelayanannya. Sebelum perhitungan kebutuhan tebal *overlay* aspal dapat terlaksana, terlebih dahulu harus dilakukan survey kelayakan struktural kondisi perkerasan dengan pengujian lendutan langsung menggunakan alat *Falling Weight Deflectometer (FWD)* pada tahun 2011. Perhitungan kebutuhan tebal *overlay* aspal dilakukan menggunakan Program *EVERSERIES 5.0* dan Metode Bina Marga Pd.T-05-2005-B pada Jalan Tol Jagorawi Ruas Citeureup – Sentul. Program *EVERSERIES 5.0* merupakan perangkat lunak yang dikembangkan oleh *Washington State Department of Transportation (WSDOT),* terdiri dari *EVERCALC* yang digunakan untuk menghitung modulus elastisitas lapis perkerasan dengan proses *backcalculation* dan *EVERPAVE* yang digunakan untuk menghitung tebal *overlay* aspal berdasarkan kebutuhan tebal yang dipengaruhi oleh tingkat kerusakan jalan (*fatigue cracking* dan *rutting*). Kebutuhan tebal *overlay* aspal dihitung untuk umur rencana 5 tahun mulai tahun 2012 sampai dengan tahun 2016, dengan kumulatif ESAL rencana sebesar 36.934.639 untuk jalur A dan 40.117.096 untuk jalur B. Program *EVERSERIES 5.0* menghasilkan kebutuhan tebal *overlay* aspal 9,5 cm untuk jalur A dan 10,5 cm untuk jalur B, sedangkan Metode Bina Marga Pd.T-05-2005-B menghasilkan kebutuhan tebal *overlay* aspal 5,5 cm untuk jalur A dan 7,5 cm untuk jalur B. Perbedaan kebutuhan tebal *overlay* aspal yang signifikan ini disebabkan karena pada Program *EVERSERIES 5.0* didasarkan oleh kerusakan yang terjadi di seluruh lapisan yang ditunjukkan dengan perhitungan modulus elastisitas setiap lapis berdasarkan lendutan langsung untuk masing-masing lapisnya, sedangkan pada Metode Bina Marga Pd.T-05-2005-B didasarkan oleh hanya kerusakan yang terjadi pada lapisan permukaan saja yang ditunjukkan dengan penggunaan nilai lendutan langsung pada pusat beban ($d_{f1}$) saja.

Kata kunci: Tebal *Overlay* Aspal, Lendutan Langsung, *Falling Weight Deflectometer (FWD),* Program *EVERSERIES 5.0*, Metoda Bina Marga Pd.T-05-2005-B

## 1. PENDAHULUAN

*Overlay* aspal bermaksud untuk mengembalikan nilai kekuatan struktur pada konstruksi perkerasan lentur jalan yang telah habis masa pelayanannya. Perencanaan *overlay* dibagi menjadi beberapa metoda, yaitu: Metoda Empiris, Metoda Analitis, dan Metoda Analitis-Empiris. Metoda Empiris adalah metoda yang paling pertama digunakan, dimana pengumpulan data diperoleh dari serangkaian pengujian, baik di laboratorium maupun di lapangan dalam kurun waktu tertentu. Data tersebut kemudian di analisa secara statistik dan hasilnya dibuat grafik/nomogram. Metoda Analitis merupakan metoda perhitungan struktur berdasarkan tegangan (*stress*), regangan (*strain*) dan perubahan bentuk (*deformation*) sebagai akibat dari pembebanan. Pada umumnya perhitungan dengan metoda ini lebih rumit dan biasanya dilakukan dengan bantuan program komputer. Metoda Analitis-Empiris adalah gabungan dari dua metoda yang telah dibahas sebelumnya, dimana dicari karakteristik material dari laboratorium atau *in-situ testing* dan model reaksi perkerasan secara analitis (biasanya dengan prinsip linear elastis).

Makalah ini bermaksud untuk menyajikan bahasan tentang perhitungan kebutuhan tebal *overlay* aspal dilakukan menggunakan Program *EVERSERIES 5.0* dan Metode Bina Marga Pd.T-05-2005-B pada Jalan Tol Jagorawi Ruas Citeureup – Sentul. Sebelum perhitungan kebutuhan tebal *overlay* aspal dapat terlaksana, terlebih dahulu harus dilakukan survey kelayakan struktural kondisi perkerasan dengan pengujian lendutan langsung menggunakan alat *Falling Weight Deflectometer (FWD)* pada tahun 2011.

## 2. PROGRAM EVERSERIES 5.0

Program *EVERSERIES 5.0* merupakan perangkat lunak yang dikembangkan oleh *Washington State Department of Transportation (WSDOT),* terdiri dari *EVERCALC* yang digunakan untuk menghitung modulus elastisitas lapis

perkerasan dengan proses *backcalculation* dan *EVERPAVE* yang digunakan untuk menghitung tebal *overlay* aspal berdasarkan kebutuhan tebal yang dipengaruhi oleh tingkat kerusakan jalan (*fatigue cracking* dan *rutting*).

Ukuran utama dari konvergensi antara lendutan yang diukur dan dihitung, diperlihatkan dengan nilai fungsi galat *Root Mean Square* (RMS):

$$RMS(\%) = \sqrt{\frac{1}{n_d} n \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{dmi - dci}{dmi}\right)^2} \times (100) \quad (1)$$

dengan: RMS = fungsi galat *Root Mean Square*, dci = lendutan yang dihitung, dmi = lendutan yang diukur, nd = nomor sensor lendutan.

Modulus resilien tanah dasar dapat ditentukan oleh *Non Destructive Test* (NDT) dan *backcalculation*, tes laboratorium atau sumber informasi lainnya. Dalam program komputer ini, WSDOT menggunakan FWD dan persamaan untuk memperkirakan Mr. Persamaan dasar dari Modulus resilien tanah dasar:

$$M_r = \frac{P(1-\mu^2)}{(p)(r)(dr)} \quad (2)$$

Jika μ = 0,50 dan p = 2,08 maka persamaan (2) menjadi:

$$M_r = \frac{0{,}24(P)}{(r)(dr)} \quad (3)$$

dengan: Mr = Modulus elastisitas tanah dasar (psi), P = beban (lbs), r = jari-jari pelat beban (inch), dr = lendutan di pusat pelat beban (inch).

Untuk kerusakan *fatigue cracking*, umumnya digunakan model Finn (Finn, F.N, 1977). Model ini menggunakan model laboratorium Monismith (Monismith, 1969) seperti diperlihatkan di bawah ini:

$$\log N_f = 14{,}82 - 3{,}291 \log(\epsilon t) - 0{,}854 \log(Eac) \quad (4)$$

dengan: Nf = angka yang menunjukkan beban sumbu yang menyebabkan kerusakan, $\epsilon$t = regangan tarik horizontal di bawah lapis aspal (in/in x $10^{-6}$), Eac = modulus kekakuan lapis aspal (psi).

*Rutting* terjadi akibat deformasi permanen dari lapis aspal dan pondasi. Kriteria rutting diambil dari persamaan *Asphalt Institute* (AI, 1981) seperti diperlihatkan di bawah ini:

$$\log N_f = \left[1{,}05 \times {}^{10^{-2}}/_{\epsilon v}\right]^{-4{,}4843} \quad (5)$$

dengan: $N_f$ = angka ijin 80 kN ESAL pada *rutting* di lapis permukaan yang nilainya tidak boleh lebih dari 0,5 inch, $\epsilon v$ = regangan tekan vertikal di atas lapis tanah dasar

Temperatur udara musiman diperlukan untuk mengatur modulus aspal secara musiman. Temperatur udara bulanan (MMAT) dikonversikan ke dalam temperature perkerasan bulanan rata-rata (MMPT) dengan menggunakan persamaan berikut:

$$MMPT = MMAT\left\{1 + {}^{1}/_{(z+4)}\right\} - \left\{{}^{34}/_{(z+4)}\right\} + 6 \quad (6)$$

dengan: *MMPT* = temperatur perkerasan bulanan rata-rata ($^0$F), *MMAT* = temperatur udara bulanan rata-rata ($^0$F), *z* = kedalaman di bawah lapis permukaan (inch).

## 3. STUDI KASUS: JALAN TOL JAGORAWI RUAS CITEUREUP – SENTUL

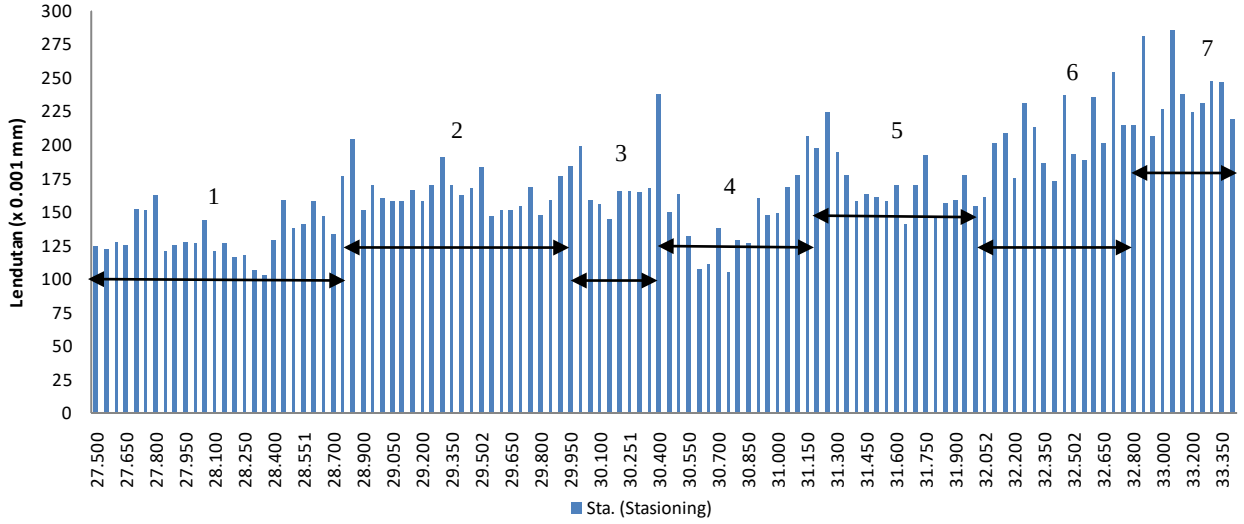
### Data Umum

Jalan Tol Jagorawi Ruas Citeureup - Sentul terdiri dari tiga lajur untuk setiap arah, dengan umur rencana 5 tahun mulai dari tahun 2012 sampai dengan tahun 2016 didapat kumulatif ESAL untuk arah A (Ciawi) sebesar 36.935.639 ESAL dan untuk arah B (Jakarta) sebesar 40.117.096 ESAL.

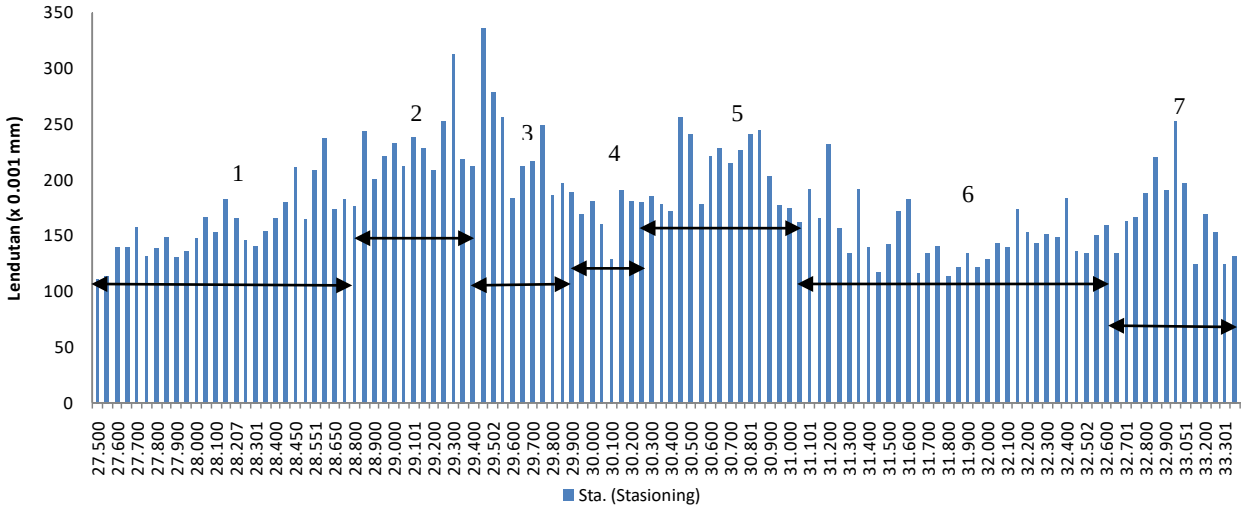
ISBN: 978-602-60286-0-0

## Pengolahan Data Lendutan dan Analisis Modulus Elastisitas

Pengujian lendutan dilakukan tahun 2011 dengan menggunakan alat *FWD* pada Sta. 27+500 sampai dengan Sta. 33+400. Alat *FWD* dilengkapi dengan piringan beban berdiameter 300 mm dan deflektometer yang ditempatkan antara 0, 200, 300, 450, 600, 900, 1500 mm dari pusat beban, serta pencatatan temperatur perkerasan dan waktu pengukuran. Pengujian *FWD* menghasilkan nilai lendutan langsung yang sangat beragam, hal ini menunjukkan perbedaan kinerja struktur perkerasan pada masing-masing Stasioning yang kemudian akan menentukan kebutuhan tebal *overlay*. Untuk memudahkan perhitungan kebutuhan tebal *overlay*, perlu dilakukan pembagian seksi. Pembagian seksi berdasarkan keseragaman lendutan di Jalur A dan Jalur B masing-masing ditampilkan pada Gambar 1 dan Gambar 2.



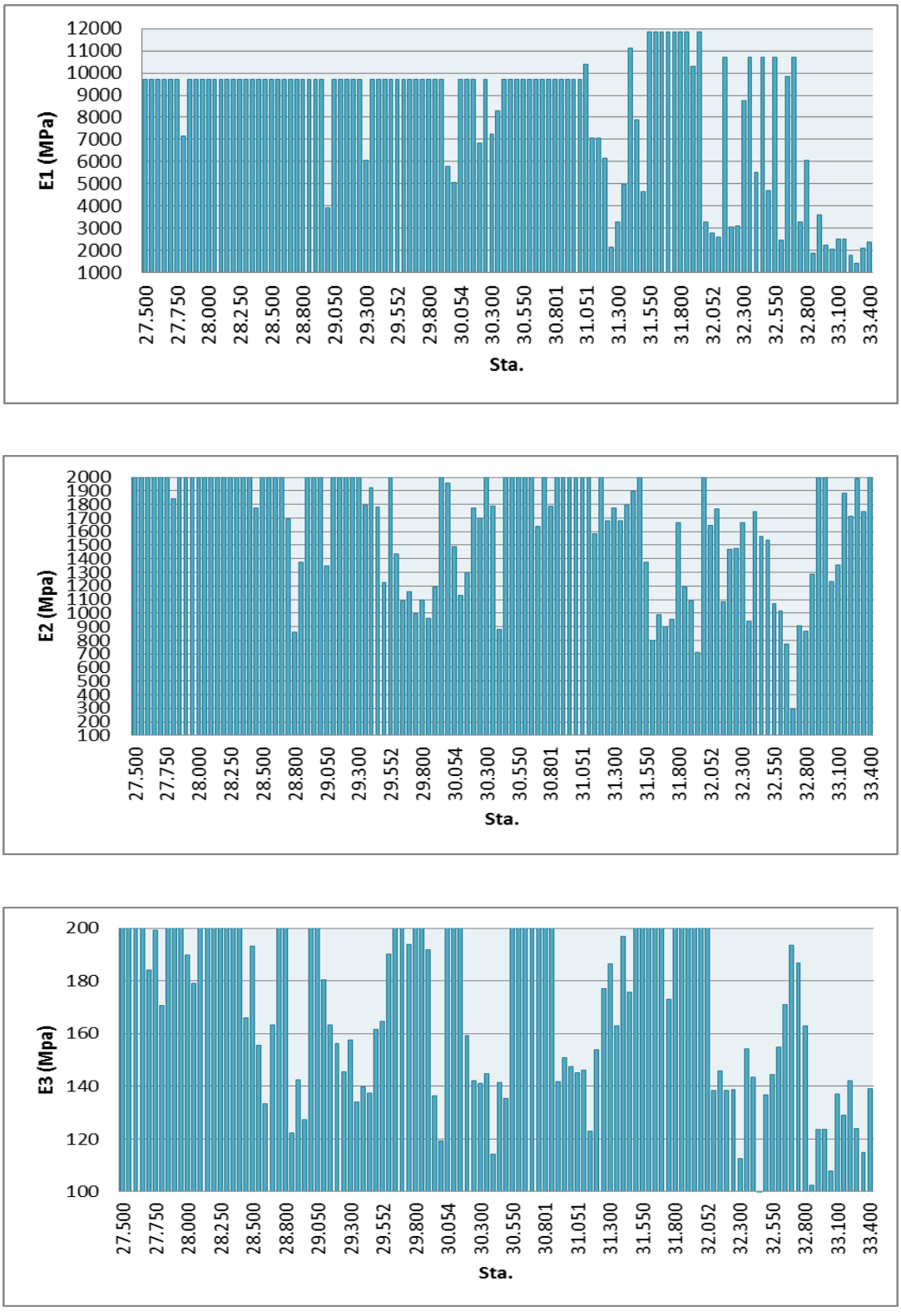

Gambar 1. Pembagian seksi berdasarkan keseragaman lendutan di Jalur A




Gambar 2. Pembagian seksi berdasarkan keseragaman lendutan di Jalur B

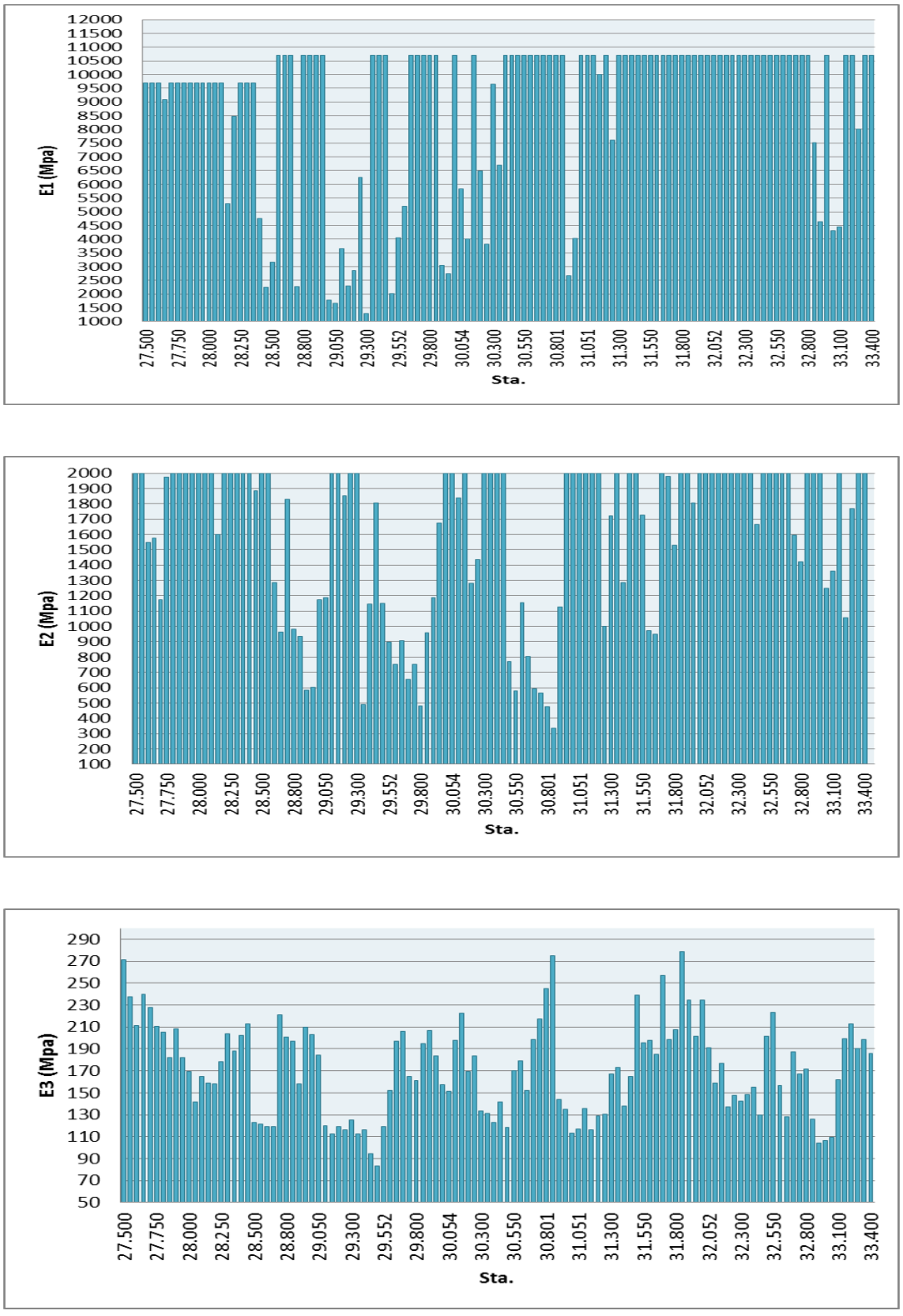
Data lendutan pada Sta. 27+500 sampai dengan Sta. 33+400 menjadi input dalam program *EVERCALC* yang merupakan program *backcalculation*. Modulus elastisitas masing-masing lapisan merupakan output dari program *EVERCALC*, hasilnya dapat dilihat pada Gambar 3 dan Gambar 4.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 3. Analisis Modulus Elastisitas hasil Program *EVERCALC* untuk Jalur A

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 4. Analisis Modulus Elastisitas hasil Program *EVERCALC* untuk Jalur B

Output dari program *EVERCALC* menunjukkan bahwa E1 merupakan nilai modulus lapis permukaan, E2 merupakan nilai modulus lapis pondasi, dan E3 adalah nilai modulus lapis tanah dasar. Terlihat bahwa hasil perhitungan menggunakan program *EVERCALC* menghasilkan nilai modulus elastisitas yang beragam. Pengelompokkan hasil perhitungan nilai modulus E1, E2, dan E3 dari masing-masing lapis perkerasan dilakukan untuk mengetahui persentasenya pada masing-masing stasioning terhadap jumlah seluruh stasioning, disajikan pada Tabel 1.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Berdasarkan Tabel 1 dapat diketahui bahwa nilai modulus lapis aspal dengan nilai E1 > 5000 MPa untuk Jalur A sebesar 81.03 % dan Jalur B sebesar 81.90 %. Nilai modulus lapis pondasi dengan nilai E2 > 1000 MPa untuk Jalur A sebesar 87.93 % dan Jalur B sebesar 81.03 %. Nilai modulus tanah dasar dengan nilai E3 > 200 MPa untuk Jalur A sebesar 37.07 % dan Jalur B sebesar 26.72 %. Dapat disimpulkan bahwa nilai modulus elastisitas lapis aspal dan lapis pondasi pada kedua ruas masuk ke dalam kategori sangat baik, demikian juga nilai modulus elastisitas lapis tanah dasar Jalur A termasuk ke dalam kategori sangat baik sedangkan Jalur B termasuk ke dalam kategori baik.

Tabel 1. Klasifikasi nilai modulus elastisitas hasil dari program *EVERCALC*

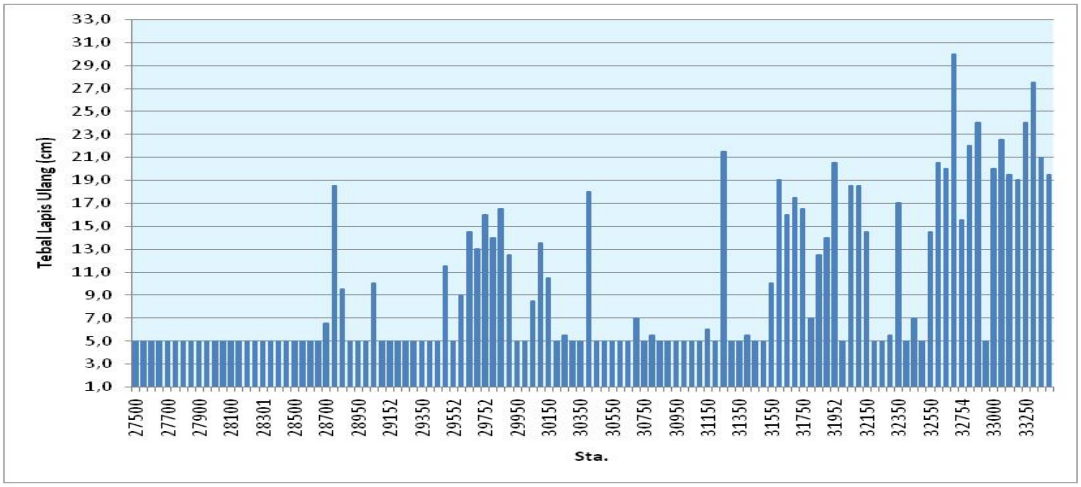
| | Modulus Lapis Perkerasan | | | | Total |
|---|---|---|---|---|---|
| | Jumlah Sta | | | | |
| E1 (MPa) | E1<1000 | 1000<E1<3000 | 3000<E1<5000 | E1>5000 | |
| Jalur A | 0 | 13 | 9 | 94 | 116 |
| Presentase (%) | 0 | 11.21 | 7.76 | 81.03 | |
| Jalur B | 0 | 10 | 11 | 94 | 116 |
| Presentase (%) | 0 | 8.62 | 9.48 | 81.90 | |
| E2 (MPa) | E2<100 | 100<E2<500 | 500<E2<1000 | E2>1000 | Total |
| Jalur A | 0 | 1 | 13 | 102 | 116 |
| Presentase (%) | 0 | 0.86 | 11.21 | 87.93 | |
| Jalur B | 0 | 4 | 18 | 94 | 116 |
| Presentase (%) | 0 | 3.45 | 15. 52 | 81.03 | |
| E3 (MPa) | E3<100 | 100<E3<150 | 150<E3<200 | E3>200 | Total |
| Jalur A | 1 | 39 | 33 | 43 | 116 |
| Presentase (%) | 0.86 | 33.62 | 28.45 | 37.07 | |
| Jalur B | 2 | 37 | 46 | 31 | 116 |
| Presentase (%) | 1.72 | 31.90 | 39.66 | 26.72 | |

## Tebal *Overlay* Aspal

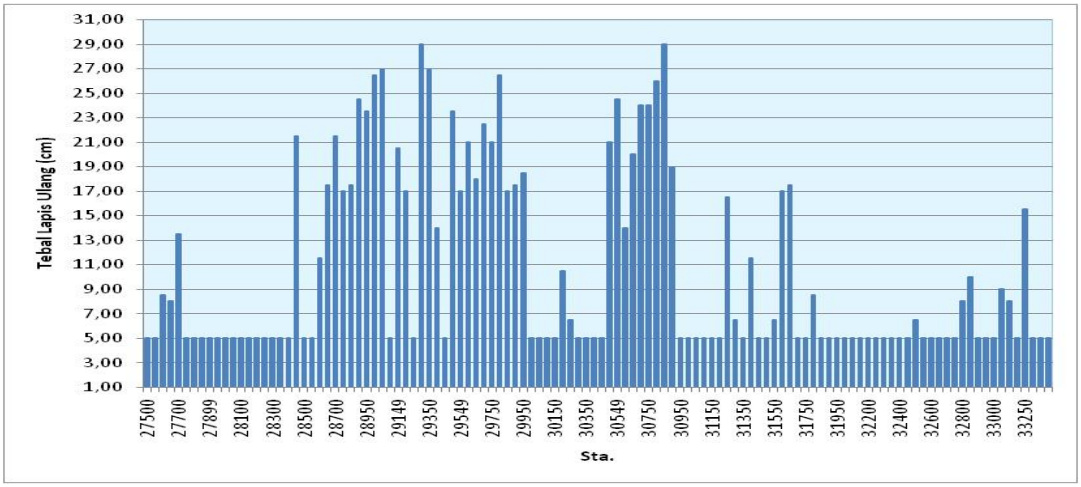
Dalam perencanaan tebal lapis ulang dengan menggunakan program *EVERSERIES 5.0*, data yang diperlukan adalah data lalu lintas, karakteristik lapis perkerasan eksisting, serta temperatur musiman. Hasil dari program *EVERPAVE* menunjukkan kebutuhan tebal *overlay* aspal yang berbeda untuk setiap stasioning pada masing-masing jalur, hal ini tergantung pada besarnya nilai lendutan hasil pengujian dengan alat *FWD*. Kebutuhan tebal *overlay* aspal jalur A dapat dilihat pada Gambar 5 dan jalur B pada Gambar 6.

Terlihat bahwa hasil perhitungan menggunakan program *EVERPAVE* menghasilkan tebal *overlay* aspal yang beragam. Klasifikasi kebutuhan tebal *overlay* aspal hasil dari program *EVERPAVE* disajikan pada Tabel 2. Sebagian besar kebutuhan tebal *overlay* aspal pada masing-masing jalur adalah antara 5 cm sampai dengan 10 cm, sebanyak 76 Sta pada jalur A dan 74 Sta pada jalur B. Rata-rata tebal *overlay* aspal yang dibutuhkan pada jalur A sebesar 9,5 cm dan jalur B sebesar 10,5 cm.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 5. Kebutuhan tebal *overlay* aspal jalur A hasil dari program *EVERPAVE*




Gambar 6. Kebutuhan tebal *overlay* aspal jalur B hasil dari program *EVERPAVE*

Tabel 2. Klasifikasi kebutuhan tebal *overlay* aspal hasil dari program *EVERPAVE*

| **Tebal *Overlay*** | **Jalur A** | | **Jalur B** | |
|---|---|---|---|---|
| **(cm)** | **Sta** | **(%)** | **Sta** | **(%)** |
| **Ho <5** | | | | |
| **5< Ho <10** | 76 | 65,52 | 74 | 63,79 |
| **10 < Ho <15** | 13 | 11,21 | 7 | 6,03 |
| **> 15** | 27 | 23,28 | 35 | 30,17 |
| **Jumlah** | 116 | 100 | 116 | 100 |

Perhitungan tebal *overlay* aspal metode Bina Marga Pd.T-05-2005-B didasarkan pada data nilai lendutan langsung pada pusat beban ($d_{f1}$) hasil pengujian dengan alat *FWD*, disarankan dilakukan pada jejak roda luar (jejak roda kiri). Nilai lendutan dikoreksi dengan faktor muka air tanah dan faktor temperatur standar, serta faktor beban uji bila beban uji tidak tepat sebesar 8,16 ton. Kebutuhan tebal *overlay* aspal dihitung pada setiap seksi yang panjang masing-masing seksi ditentukan oleh keseragaman lendutan, kemudian dihitung lendutan wakilnya untuk menentukan lendutan sebelum *overlay*. Data kumulatif ESAL digunakan untuk menghitung lendutan setelah *overlay*. Tebal *overlay* aspal dikoreksi dengan temperatur rata-rata tahunan sesuai dengan lokasinya.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Perbandingan kebutuhan tebal *overlay* aspal hasil program *EVERSERIES 5.0* dengan perhitungan metode Bina Marga Pd.T-05-2005-B dapat dilihat pada Tabel 3. Program *EVERSERIES 5.0* menghasilkan tebal *overlay* aspal 9,5 cm untuk jalur A dan 10,5 cm untuk jalur B, sedangkan Metode Bina Marga Pd.T-05-2005-B menghasilkan tebal *overlay* aspal 5,5 cm untuk jalur A dan 7,5 cm untuk jalur B.

Tabel 3. Perbandingan kebutuhan tebal *overlay* aspal

| | Program EVERSERIES | | Metode Bina Marga Pd.T-05-2005-B | |
|---|---|---|---|---|
| | Jalur A | Jalur B | Jalur A | Jalur B |
| Tebal *overlay* aspal | 9,5 cm | 10,5 cm | 5,5 cm | 7,5 cm |

## 4. KESIMPULAN

Berdasarkan perhitungan kebutuhan tebal *overlay* aspal, dapat disimpulkan bahwa Program *EVERSERIES 5.0* menghasilkan nilai tebal *overlay* aspal yang lebih besar dibandingkan dengan Metode Bina Marga Pd.T-05-2005-B, karena pada Program *EVERSERIES 5.0* didasarkan oleh kerusakan yang terjadi di seluruh lapisan yang ditunjukkan dengan perhitungan modulus elastisitas setiap lapis berdasarkan lendutan langsung untuk masing-masing lapisnya, sedangkan pada Metode Bina Marga Pd.T-05-2005-B didasarkan oleh hanya kerusakan yang terjadi pada lapisan permukaan saja yang ditunjukkan dengan penggunaan nilai lendutan langsung pada pusat beban ($d_{f1}$) saja..

## DAFTAR PUSTAKA


Badan Litbang PU Departemen Pekerjaan Umum (2005). *Pedoman Perencanaan Tebal Lapis Tambah Perkerasan Lentur dengan Metoda Lendutan, Pd.T-05-2005-B*. Direktorat Jenderal Bina Marga. Jakarta.

Finn, F.N. et al, (1977). "The Use if Distress Prediction Subsystems for the Design of Pavement Structures". Proceedings, 4th International Confrence on the Structural Design of Asphalt Pavements. University of Michigan, Ann Harbor, USA.

Jasa Marga (Persero), PT. (2008). "Data Struktur Perkerasan Jalan Tol Jagorawi Ruas Citeureup – Sentul". Divisi Pembangunan dan Pemeliharaan, Cabang Jagorawi. Jakarta.

Jasa Marga (Persero), PT. (2008). "Data Volume Lalu Lintas Jalan Tol Jagorawi Ruas Citeureup – Sentul". Divisi Operasional, Kantor Pusat. Jakarta.

Monismith, C.L, and Epps, J.A. (1981). *Thickness Design – Asphalt Mixture in Repeated Flexure*. Institute of Transportation and Traffic Engineering, Univ. of California Berkeley. USA.

Pusat Penelitian dan Pengembangan Jalan dan Jembatan, Departemen Pekerjaan Umum (2008). "Pekerjaan Pengukuran dan Evaluasi Kondisi Perkerasan Jalan Tol Jagorawi, Laporan Akhir". Satuan Kerja Pusat Litbang Jalan dan Jembatan, Bandung.

Subagio B.S., Wibowo S.S., Ferdian T., Sufanir A.M.S. (2011). "Comparison of Overlay Design Analysis Using Mechanistic and Semi-Analytical Methods Case Study: Jakarta–Cikampek Toll Road". Proceedings of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, Vol. 8. Jeju, Korea.

The Asphalt Institute (1981). *Thickness Design – Asphalt Pavement for Highways and Streets, Manual Series No.1 (MS-1), 9th Edition*. College Park Maryland 20740.

Washington State Departement of Transportation (2005). *EVERSERIES 5.0 User's Guide Pavement Analysis Computer Software and Case Studies*. Washington, USA.


ISBN: 978-602-60286-0-0

# KELAYAKAN FINANSIAL PEMBANGUNAN GEDUNG PARKIR SEPEDA MOTOR UNIVERSITAS SEBELAS MARET SURAKARTA

**Dewi Handayani[1,2], Raden Ajeng Dinasty Purnomoasri[3],dan Slamet Jauhari Legowo[4]**

*[1]Pengajar Fakultas Teknik Jurusan Teknik Sipil, Universitas Sebelas Maret, Jl. Ir. Sutami 36 A Surakarta*
*[2]Peneliti Pusat Penelitian Lingkungan Hidup (PPLH), Universitas Sebelas Maret, Jl. Ir. Sutami 36 A Surakarta*
*Email: dewihandayani9@yahoo.com*
*[3] Jurusan Teknik Sipil, Universitas Sebelas Maret, Jl. Ir. Sutami 36 A Surakarta*
*Email: dinastydea@gmail.com*
*[4]Pengajar Fakultas Teknik Jurusan Teknik Sipil, Universitas Sebelas Maret, Jl. Ir. Sutami 36 A Surakarta*
*Email: slametlegowo@gmail.com*

## ABSTRAK

Universitas Sebelas Maret (UNS) sedang giat melakukan pembenahan untuk mengatasi permasalahan parkir sepeda motor dan dalam renstra *green campus* UNS direncanakan akan dibangun gedung parkir sebagai penyelesaian masalah. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui kebutuhan parkir pengguna sepeda motor di Kampus UNS dan menganalisis kelayakan finansial pembangunan gedng parkir di UNS. Data primer didapat melalui survei kordon dengan pencatatan plat nomor sepeda motor yang digunakan untuk memprediksi kebutuhan ruang parkir. Data sekunder rencana biaya pembangunan gedung, biaya operasional dan perawatan diambil dari pedoman harga bangunan pembangunan gedung negara. Penghitungan *benefit* guna menganalisis kelayakan dengan metode *Benefit Cost Ratio* (BCR), *Net Present Value* (NPV), *Internal Rate of Return* (IRR) dan *Break Even Point* (BEP) didapat dari dua skenario alternatif yaitu Alternatif I diambil ongkos parkir /pungutan dan Alternatif II Pengunaan kartu parkir berlangganan yang diperbarui setiap semester dan biaya sewa 5 los. Dari hasil analisis kebutuhan parkir didapat volume sebesar 20.816 kendaraan dengan akumulasi tertinggi kendaraan 7.202 kend dan rata-rata lamanya parkir 183,55 menit. Kapasitas gedung parkir diketahui mampu menampung 53,8% kebutuhan parkir UNS. Dari hasil analisis kelayakan finansial dengan interest rate 12,6% diperoleh bahwa baik alternatif I maupun alternatif II dengan asumsi umur rencana gedung 50 tahun adalah layak yang dilakukan, hanya saja BEP untuk Alternatif I tercapai pada tahun ke 10, sedangkan untuk Alternatif II pada tahun ke 49.

Kata kunci: analisis finansial, gedung parkir, *green campus*, sepeda motor,

## 1. PENDAHULUAN

Universitas Sebelas Maret (UNS) Surakarta merupakan salah satu perguruan tinggi besar di Indonesia. Dalam kegiatan sehari-hari, mayoritas civitas akademik UNS menggunakan kendaraan pribadi untuk berkegiatan di kampus, baik dengan mobil maupun sepeda motor. UNS sedang melakukan pembenahan untuk menuju *Green Campus*. Kebutuhan pakir adalah salah satu permasalahan yang cukup besar dan termasuk dalam renstra *green campus* UNS.

Di dalam renstra UNS tahun 2013 – 2020 direncanakan secara bertahap akan menghilangkan lahan parkir di dalam kampus yang nantinya lahan parkir tersebut akan diubah menjadi ruang terbuka hijau atau taman-taman hijau. Tempat parkir direncanakan terpusat di kantorng-kantong parkir yang dekat pintu-pintu masuk depan dan belakang kampus. Kantong-kantong parkir direncanakan dalam bentuk gedung parkir untuk sepeda motor.

Dalam setiap kegiatan pembangunan selalu diharapkan mendapatkan hasil manfaat yang lebih besar dari biaya yang dikeluarkan. Rencana pembangunan gedung parkir sepeda motor UNS merupakan salah satu bentuk kegiatan pembangunan yang termasuk dalam kategori proyek yang perlu dilakukan analisa sebagai dasar dalam mengambil keputusan terhadap kelayakan pelaksanaan. Keterbatasan sumber daya yang dimiliki merupakan alasan untuk melakukan menganalisis kelayakan finansial untuk mengetahui seberapa layak suatu kegiatan dapat dikerjakan.

Berdasarkan latar belakang tersebut, maka tujuan penelitian adalah untuk mendapatkan jumlah kebutuhan ruang parkir sepeda motor di kampus UNS dan memperoleh nilai kelayakan finansial pembangunan gedung parkir sepeda motor UNS.

ISBN: 978-602-60286-0-0 

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

### Kajian Pustaka

Setiawan (2005) meneliti tentang kelayakan pembangunan gedung parkir dan analisis *Willing To Pay* di Universitas Kristen Petra. Analisis bertujuan untuk mengetahui kelayakan pembangunan gedung parkir dan mengetahui WTP mahasiswa terhadap alternatif parkir dan system tarif parkir. Dalam penelitian tersebut digunakan *Survey Lincense Plate* dan penyebaran kuisioner. Diindikasikan BEP akan tercapai setelah 32 tahun dan alternatife dengan sistem tarif harian lebih diminati oleh mahasiswa dan faktor jurusan mempunyai pengaruh terhadap pemilihan alternatif parkir.

Sugita (2011) mengkaji kelayakan finansial pembangunan gedung parkir Universitas Udayana di jalan Sudirman Denpasar.Tesis ini bertujuan menganalisis karakteristik parkir, kebutuhan ruang parkir dan kelayakan finansial pembangunan gedung parkir di Universitas Udayana di Jalan Sudirman Denpasar.Metode yang digunakan adalah metode analisis kebutuhan parkir dan pengendalian parkir. Dari kajian tesis didapat karakteristik parkir kendaraan untuk motor rata-rata lama parkir 2,675 jam/kendaraan; jumlah petak parkir yang tersedia 940 kendaraan dengan kapasitas 351 kend/jam sehingga kapasitas tersebut tidak bisa menampung permintaan parkir sebesar 702 kend/jam, untuk mobil rata-rata lama parkir 1,8279 jam/kend; jumlah petak parkir yang tersedia 309 kendaraan dengan kapasitas 209 kend/jam sehingga kapasitas tersebut tidak bisa menampung permintaan parkir sebesar 315 kend/jam. Akumulasi maksismum kebutuhan parkir didapat untuk sepeda motor 1.880 stall dan mobil 529 stall. Didapat juga BEP sebesar 1,1789 dari kenaikan tarif kendaraan parkir Rp 1000 untuk motor dan Rp 2000 untuk mobil maka pembangunan gedung parkir menjadi layak karena BEP > 1.

Anjarwati (2012) menganalisis kebutuhan luas parkir Kampus I Universitas Muhammadiyah Purwokerto berdasarkan jumlah mahasiswa. Tujuan analisis peneliti adalah untuk mengetahui berapa kebutuhan luas parkir yang ada berdasarkan jumlah mahasiswa dan memetakan pola dan sirkulasi parkir di area parkir yang ada. Kebutuhan ruang parkir pada penelitian ini dianalisis dengan menggunakan Pedoman Teknis Penyelenggaraan Fasilitas Parkir yang di keluarkan oleh Departemen Perhubungan, Direktur Perhubungan Darat yang untuk keperluan kegiatan pendidikan universitas bersadarkan jumlah mahasiswa. Dari hasil analisis diketahui bahwa petak parkir di Kampus I Universitas Muhammadiyah Purwokerto masih cukup memadai yaitu 761 SRP motor menggunakan 80% ruang yang tersedia dan 25 SRP mobil menggunakan 20% ruang parkir yang tersedia.

Ferwira, dkk (2013) menganalisis kebutuhan ruang parkir terintegrasi untuk FIB, FH, dan FISIP UNDIP Kampus Tembalang Semarang. Analisis tersebut bertujuan mengevaluasi kebutuhan ruang parkir *existing* dan untuk merencanakan penambahan kapasitas ruang parkir yang ada. Metode analisis kebutuhan parkir yang digunakan adalah metode selisih maksimum akumulatif kedatangan dan keluaran. Dari hasil analisis diperoleh kebutuhan ruang parkir untuk 5 tahun mendatang adalah 273 SRP mobil dan 2456 SRP motor melebihi kapasitas yang tersedia, untuk itu di rekomendasikan pembangunan gedung parkir yang terintegrasi.

Widhiastuti, dkk (2013) meneliti tentang evaluasi dan analisis kebutuhan ruang parkir di Kampus Politeknik Negeri Pontianak. Evaluasi dan analisis tersebut bertujuan untuk mengetahui kebutuhan parkir kendaraan serta model bangkitan parkir untuk tata guna lahan di Kampus Polnep. Metode analisis yang digunakan adalah Analisis Matematis dan Analisis Statistik. Dari hasil analisis matematis didapat ketersediaan Satuan Ruang Parkir (SRP) sepeda motor dan mobil kurang dari yang dibutuhkan dan dari analisis statistik didapat persamaan linier untuk permodelan $Y = 0{,}205 - 0{,}110X_1 + 0{,}072X_2 + 0{,}117X_3 + 1{,}430X_4$.

Hasil penelitian yang akan disampaikan dalam makalah ini adalah hasil analisis kelayakan finansial terhadap rencana pembangunan gedung parkir UNS. Perbedaan dari peneliti sebelumnya adalah penelitian lebih berfokus pada kelayakan finansial pembangunan gedung yang berlokasi di kampus Kentingan UNS dengan beberapa alternatif dan rencana pembangunan yang masih berwujud lahan. Persamaan dengan Setiawan (2005) pada survey yang dilakukan *survey license plate* dan perhitungan BEP; Widhiastuti, dkk (2013) pada analisis matematis untuk menghitung ketersediaan SRP; Ferwira, dkk (2013) pada akumulasi parkir; Anjarwati (2012) pada penggunakan Pedoman Teknis Penyelengaraan Fasilitas Parkir yang dikeluarkan oleh Departemen Perhubungan Direktur Perhubungan Darat; dan tesis Sugita (2011) pada pengkajian kelayakan finansial pembangunan gedung parkir di kampus.

### Karakteristik Parkir

Dalam merencanaan suatu lahan parkir sangat diperlukan informasi mengenai karakteristik parkir wilayah atau daerah yang ditinjau. Beberapa parameter karakteristik parkir yang harus diketahui (Hoobs, 1979):

ISBN: 978-602-60286-0-0

a. Durasi Parkir: Informasi ini sangat diperlukan untuk mengetahui lama waktu kendaraan parkir, diperoleh dengan cara mengamati waktu kendaraan masuk dan waktu kendaraan keluar. Selisih dari waktu tersebut adalah durasi parkir
b. Akumulasi Parkir : Informasi ini adalah untuk mengetahui jumlah kendaraan yang sedang berada pada suatu lahan parkir pada selang waktu tertentu. Informasi diperoleh dengan cara menjumlahkan kendaraan yang telah menggunakan lahan parkir ditambah dengan kendaraan yang masuk serta dikurangi dengan kendaran yang keluar.
c. Volume parkir : Jumlah kendaraan yang telah menggunakan suatu lahan parkir tertentu dalam satuan waktu tertentu/lama survey.

### Satuan Ruang Parkir (SRP)

Menurut Direktur Jenderal Perhubungan Darat Nomor : 272/HK.105/DRJD/1996, SRP adalah ukuran luas efektif untuk meletakkan kendaraan ( mobil penumpang, bus/truk, atau sepeda motor ), termasuk ruang bebas dan lebar buka pintu. Standar SRP untuk sepeda motor yaitu 0,75 x 2,00 $m^2$ .

### Analisis Kelayakan Finansial

Proyek adalah suatu keseluruhan kegiatan yang menggunakan sumber-sumber untuk memperoleh manfaat, atau suatu kegiatan dengan pengeluaran biaya dan dengan harapan untuk memperoleh hasil pada waktu yang akan datang, dan yang dapat direncanakan, dibiayai dan dilaksanakan. Tujuan analisa proyek adalah untuk memperbaiki penilaian investasi. Ada beberapa aspek dalam analisa proyek, ialah: aspek teknis, aspek managerial atau administrasi, aspek organisasi, aspek komersial, aspek finansial dan aspek ekonomis (Kadariyah, 1988)

Analisial finansial adalah usaha untuk mengetahui perbandingan antara pengeluaran dan pendapatan (revenue earning) proyek. Apakah proyek tersebut akan terjamin dana yang diperlukanm apakah proyek akan mampu membayar kembali dana tersebut dan apakah proyek akan berkembang sedemikian rupa sehingga secara finansial dapat berdiri sendiri (Kadariyah, 1988: Gray, dkk, 1985).

### Kriteria Penilaian Investasi

Dalam analisis finansial ada beberapa kriteria yang digunakan dalam menentukan diterima atau tidaknya suatu usulan investasi. Terdapat beberapa metode dalam mengevaluasi kelayakan investasi yang umum dipakai antara lain: Metode *Net Present Value* (NPV), Metode *Internal Rate of Return* (IRR), dan Metode *Benefit Cost Ratio* (BCR). Berikut ini adalah penjelasan mengenai NPV, BCR dan IRR (Kadariyah,1988 ; Gray, dkk 1985) :

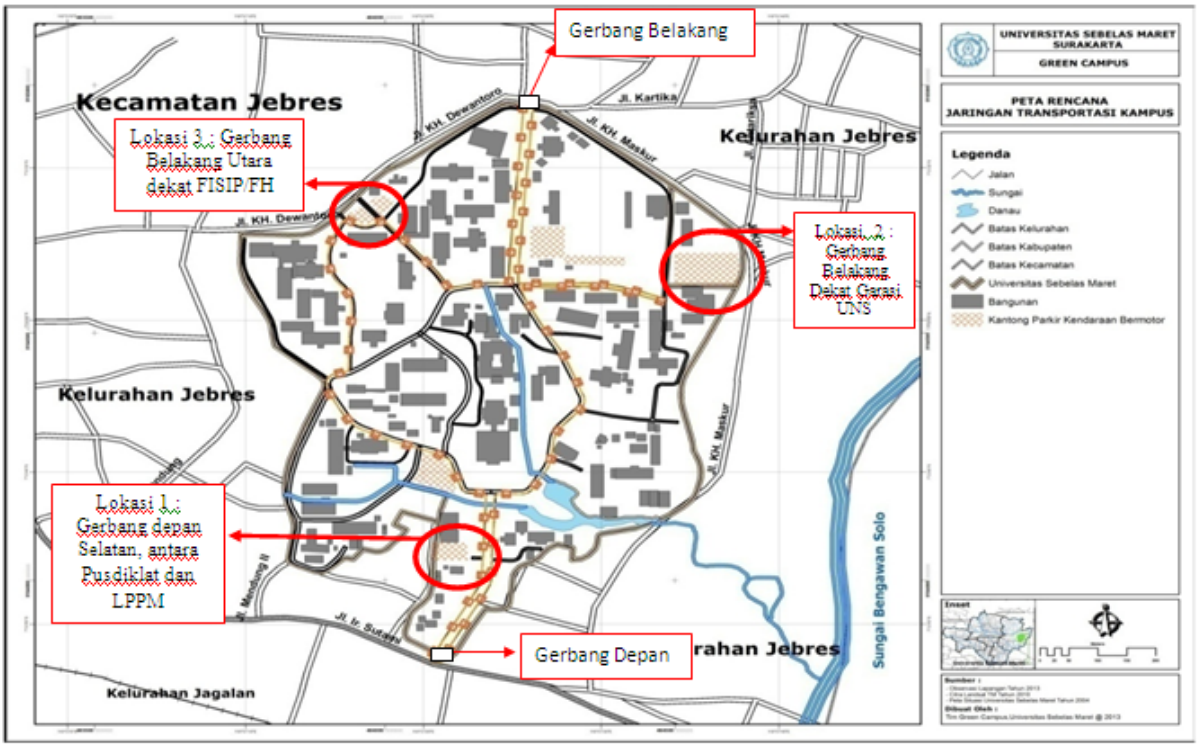
a. *Net Present Value* (NPV) adalah nilai sekarang dari keuntungan bersih (manfaat neto tambahan) yang akan diperoleh pada masa mendatang, (Gittinger, 1986). Ketentuan NPV adalah sebagai berikut:
   NPV ≥ 0 , maka investasi menguntungkan ; NPV < 0 , maka investasi tidak menguntungkan.
b. *Benefit Cost Ratio* (BCR) Merupakan perbandingan antara manfaat bersih dari tahun yang bersangkutan yang telah dinilai sekarang dengan ketentuan sebagai berikut:
   BCR ≥ 1, maka investasi layak (*feasible*) ; BCR < 1 , maka investasi tidak layak (*unfeasible*)
c. *Internal Rate of Return* (IRR) adalah tingkat suku bunga (*discount rate*) yang dapat membuat harga NPV dari nilai proyek gedung parkir bernilai 0, atau BC *Ratio* sama dengan 1 (satu). Besar IRR dicari dengan metode *Trial and Error*, pertama ditetapkan satuan "i" yang diperlukan mendekati IRR.

## 3. METODE

### Lokasi Penelitian

Penelitian berlokasi di Kampus Kentingan Universitas Sebelas Maret Surakarta, dimana gedung parkir direncanakan terletak di Gerbang Depan Selatan, Gerbang Belakang Utara, dan Gerbang Belakang FISIP/FH seperti pada gambar 2.

ISBN: 978-602-60286-0-0

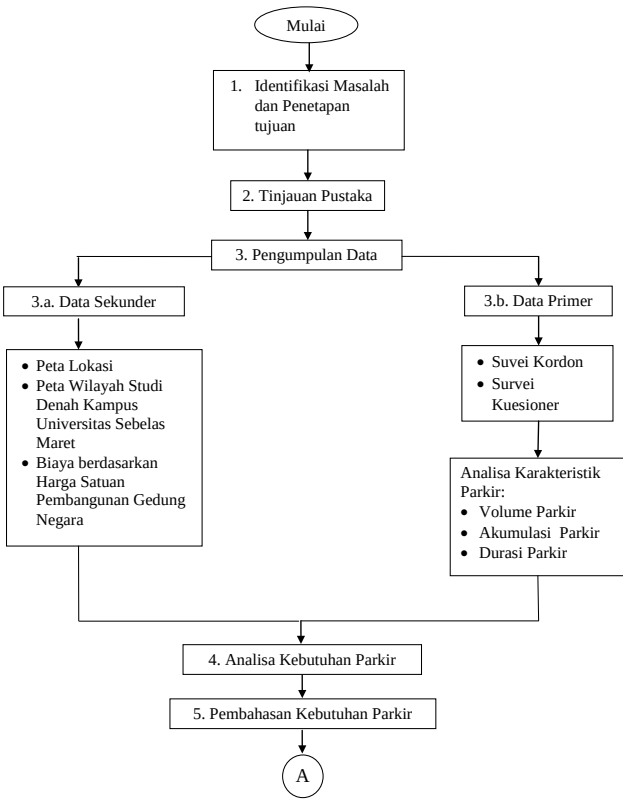



Gambar 2. Peta Rencana Lokasi Gedung Parkir

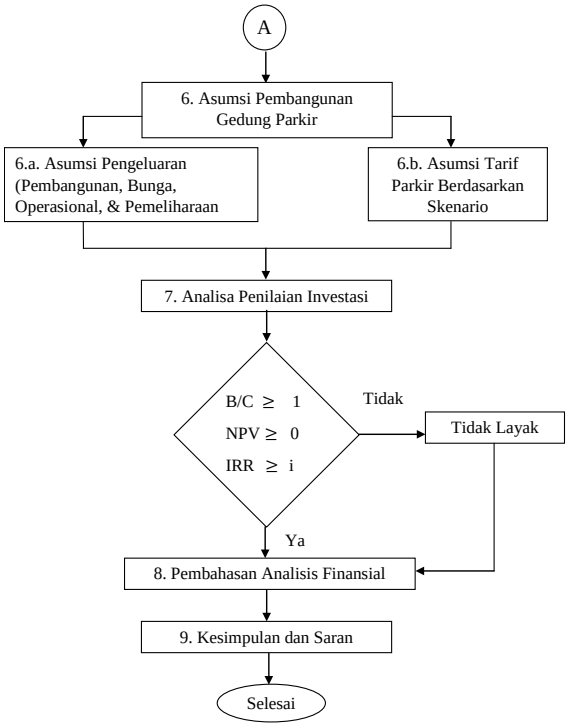
## Prosedur Penelitian

Analisis kelayakan finansial pembangunan gedung parkir tersebut dibatasi dengan menggunakan BCR, NPV DAN IRR. Untuk biaya konstruksi didasarkan pada pedoman harga bangunan negara yang berlaku di Jawa Tengah.

Gambar 3 berikut memperlihatkan pembahasan garis besar prosedur penelitian dimana pengumpulan data dilakukan dengan survei plat nomor dan kuesioner dan analisis kelayakan finansial pembangunan gedung parkir Universitas Sebelas Maret Surakarta.




ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 3. Bagan alir tahap metode penelitian analisis kelayakan finansial pembangunan gedung parkir Universitas Sebelas Maret Surakarta

### Pendekatan Kuesioner Potensi Pemilihan Lokasi Parkir

Dalam metode ini dilakukan Penyebaran kuesioner dilakukan perfakultas dengan jumlah sampel sebanyak 30 per fakultas dengan dasar bahwa ukuran sampel yang layak diteliti adalah antara 30 sampai 500 sampel dan untuk penelitian eksperimen yang sederhana, jumlah anggota sampel masing-masing kelompok antara 10 s/d 20 (Roscoe, 1982). Responden diambil secara acak tanpa memperhatikan strata yang ada dalam populasi (Simpel random sampling).

## 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

### Volume Parkir

Volume parkir dalam penelitian ini adalah jumlah sepeda motor yang parkir di UNS selama waktu survey. Volume sepeda motor yang masuk kedalam kawasan kampus UNS didapat dari survei plat nomor kendaraan selama 9 jam survei sebesar 20816 kendaraan. Data tersebut digunakan untuk memprediksi kebutuhan ruang parkir untuk perencanaan gedung parkir.

### Akumulasi Parkir

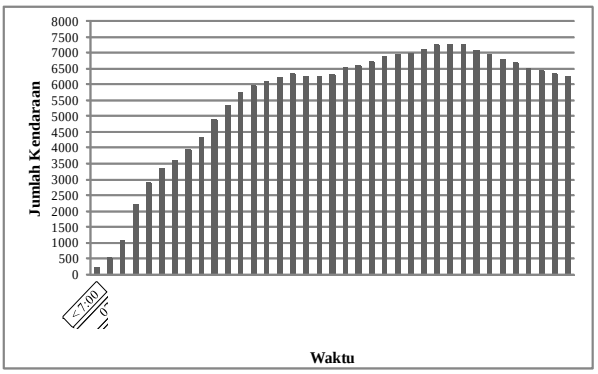
Akumlasi parkir adalah jumlah kendaraan yang berada dalam kawasan parkir. Didapat bahwa akumulasi tertinggi parkir sepeda motor terjadi pada jam 13.30 – 13.45 WIB dengan jumlah kendaraan sebanyak 7202 kendaraan. Lihat Gambar 4a.

### Durasi Parkir

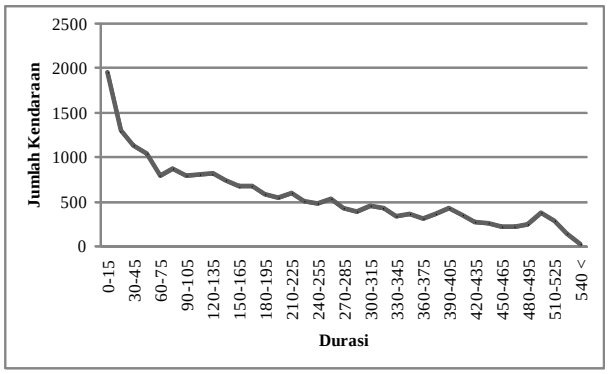
Durasi parkir adalah lama waktu kendaraan parkir, diperoleh dengan cara mengamati waktu kendaraan masuk dan waktu kendaraan keluar. Durasi parkir dalam penelitian ini adalah lamanya sepeda motor parkir di kampus UNS.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Penghitungan durasi parkir rata-rata di dasarkan pengumpulan data per-5 menit dan diperoleh rata-rata durasi 183,55 menit atau sekitar 3 jam 4 menit. Lihat Gambar 4b.




4a.




4b.

Gambar 4. Akumulasi Parkir dan Durasi Parkir Sepeda Motor

## Potensi Pemilihan Lokasi Gedung Parkir Sepeda Motor oleh Pengguna

Potensi pemilihan lokasi gedung parkir sepeda motor didasarkan hasil jawaban responden terhadap informasi rencana lokasi yang digunakan untuk gedung parkir. Berikut adalah rincian pemilihan lokasi:

a. Pintu gerbang yang dilewati saat ini
   Pintu gerbang yang sering dilewati para responden saat ini diketahui bahwa Gerbang Depan Selatan lebih banyak dilewati dengan persentase 37,33 %, Gerbang Belakang Utara sebesar 32,33 %, dan Gerbang Belakang Fisip/FH sebesar 30,33 %.
b. Perubahan penggunaan moda
   Perubahan penggunaan moda dalam hal ini adalah perubahan penggunaan moda yang tadinya menggunakan motor menjadi menggunakan motor atau sebaliknya setelah mengetahui adanya rencana pembangunan gedung parkir.Dari rekaliputasi data kuesioner jika dilihat dari perubahan penggunaan moda diketahui bahya mayoritas reponden atau sebesar 63,67 % tetap menggunakan sepeda motor, sedangkan 32,67 % tidak menggunakan sepda motor.
c. Pemilihan lokasi parkir
   Pemilihan lokasi parkir dalam hal ini adalah lokasi gedung parkir yang dipilih berdasarkan lokasi yang disediakan dalam renstra *green campus*. Meski tidak ada perubahan penggunaan moda, akan tetapi lokasi parkir yang dipilih adalah lokasi parkir yang paling dekat dengan fakultas. Lokasi gedung parkir yang terletak di gerbang utara fisip/hukum lebih banyak diminati dengan persentase 39,33 % dan dianggap paling strategis karena dekat dengan empat fakultas yaitu FISIP, FH, FKIP, dan FEB.

## Lokasi Gedung Parkir yang Digunakan

Berdasarkan survei kuesioner yang dilakukan didapat bahwa dari tiga lokasi yang disediakan sebanyak 39,33 % pengguna sepeda motor memilih gedung parkir yang direncanakan berlokasi di Gerbang Belakang FISIP/FH. Asumsi yang dipergunakan dalam mendesain gedung parkir adalah sebagai berikut:

- Direncanakan gedung parkir terdiri dari 4 lantai dan 1 *basement.*
- Luas lahan yang dapat digunakan 1730 $m^2$ dan luas bangunan direncanakan 6920 $m^2$.
- Direncanakan juga terdapat sebanyak 5 kios dengan luas total 3 m x 4 m x 5 kios = 60 $m^2$
- Luas bangunan untuk lahan parkir 6920 $m^2$ - 60 $m^2$ = 6860 $m^2$ yang dapat digunakan untuk lahan parkir.
  Kebutuhan Lahan Parkir < Luas Lahan tersedia, yaitu: 5114,69 $m^2$ < 6860 $m^2$
- Kapasitas sepeda motor yang mampu ditampung sebesar 3844 SRP (53,8% kebutuhan parkir sepeda motor UNS).

## Skenario Alternatif

Berikut adalah skenario analisis untuk mengetahui kelayakan pembangunan gedung parkir di UNS :

**a.** Biaya konstruksi diperhitungkan berdasarkan Peraturan Gubernur Jawa Tengah Nomor 50 tahun 2014 tentang Biaya Pemeliharaan dan Standarisasi Harga Pengadaan Barang/Jasa dan Peraturan Menteri Pekerjaan Umum Nomor 45/PRT/M/2007 tentang Pedoman Teknik Pembangunan Bangunan Gedung Negara. Dimana dari

ISBN: 978-602-60286-0-0

biaya konstruksi tersebut nantinya dilakukan analisis biaya dalam sekenario alternatif yang telah disampaikan. Berikut beberapa asumsi yang digunakan dalam analisa :

- Biaya pembangunan sebesar Rp 27.147.160.000,-
- Biaya perawatan dan operasional juga diambil dari Pedoman Teknik Pembangunan Bangunan Gedung Negara didapat sebesar Rp 630.899.998,40 per tahun.
- Suku bunga yang digunakan sebesar 12,6 % (*sumber The World Bank Interest Rate 2015).*
- Asumsi umur gedung parkir = 50 tahun dikarenakan gedung parkir merupakan bangunan negara.

**b.** Manfaat (Benefit) yang akan digunakan berdasarkan rencana pengembalian biaya pembangunan gedung parkir UNS menggunakan rencana alternatif sebagai berikut:

- Alternatif I
  Ada pungutan biaya sebesar Rp 1000,- seperti rencana gedung parkir di Universitas Udayana Bali yang di perhitungkan oleh I Nyoman Sugita, 2011.
- Alternatif II
  Pengunaan kartu parkir berlangganan yang diperbarui setiap semester yang didasari pada penggunaan stiker parkir yang diganti setiap semester baru dengan harga Rp 20.000,- yang dilakukan di kampus Politeknik Negeri Jakarta. Pada penelitian ini di asumsi per berbulannya berlangganan sebesar Rp 5.000,- sehingga untuk per semester harga berlangganan karu parkir sebesar Rp 35.000,- per sepeda motor.

**c.** Penambahan Benefit dengan biaya sewa sebesar Rp 10.000.000,-/ kios/tahun dimana terdapat 5 kios maka pendapatan per tahun untuk sewa kios Rp 50.000.000,-/ tahun.

## Analisis Manfaat (Benefit) Gedung Parkir

Prediksi keuntungan atau manfaat lebih rinci pada skenario Alternatif I dan II yang dipergunakan dalam analisi NPV dan BCR untuk mengetahui kelayakan pembangunan gedung parkir UNS. Prediksi benefit atau manfaat didasarkan pada alternatif yang sudah ada pada skenario:

a. Alternatif I
   Direncanakan pengguna sepeda motor untuk membayar sebesar Rp 1000,- setiap parkir.
   Penghitungan jumlah kendaraan diambil dari: (Volume total – Volume < 15 menit) x % Potensi
   = (20816 SRP – 1942 SRP) x 39,33 % = 7423 SRP
   Maka pendapatan dalam setahun sebesar: Jumlah kendaraan x Tarif/hari x Jumlah Hari x Jumlah Bulan = 7423 SRP x Rp 1.000,- x 23 hari x 12 Bulan = Rp 2.048.787.799,- / tahun
b. Alternatif II
   Direncanakan pengguna berlangganan kartu parkir dengan tarif sebesar Rp 30.000,- per semester untuk per sepeda motor. Maka pendapatan dalam setahun sebesar: Jumlah kendaraan x Tarif/semester x Jumlah Semester = 7423 SRP x Rp 35.000,- x 2 = Rp 519.620.094,-/tahun
c. Pendapatan diatas ditambah dengan hasil penyewaan los yang direncanakan terdapat 5 (lima) los denganharga sewa per los Rp 10.000.000,- sehingga pendapatan untuk 5 los sebesar Rp 50.000.000,- / tahun.

## Analisis Kelayakan Finansial

Setelah melakukan analisis NPV dan BCR dengan asusmsi umur rencana gedung parkir = 50 tahun didapat hasil sebagai berikut:

a. Analisis pada alternatif I dapat dilihat pada penjelasan berikut ini:
   - Initial Cost diawal tahun sebesar Rp 27.147.160.000,-
   - Semua sepeda motor yang parkir di gedung parkir dikenakan ongkos parkir sebesar Rp 1000,- , penghitungan keuntungan berdasarkan ongkos parkir sebesar Rp 2.048.787.799,- / tahun.
   - Biaya pemeliharaan dan operasional sebesar Rp 630.899.998,40
   - Suku bunga (interest rate) = 12,6 % (*sumber The World Bank Interest Rate 2015*).
   - Pendapatan per tahun sebesar Rp 2.048.787.799,- + Rp 50.000.000,- (Sewa los) = Rp 2.098.787.799,-
   - Nilai n = 50 tahun.

   Penghitungan NPV dan BCR Alternatif I didapat BCR = 3,694 > 1 dan NPV = Rp 5.149.896.605.805,- > 0
   Alternatif I, BEP terjadi pada tahun ke-10 maka pencarian nilai IRR dilakukan pada tahun ke-10. Didapat nilai IRR = 9,84 % < interet rate (12,6%)
b. Analisis pada alternatif II dapat dilihat pada penjelasan berikut ini:
   - Initial Cost diawal tahun sebesar Rp 27.147.160.000,-
   - Gedung parkir hanya bisa menampung sekitar 3488 SRP sepeda motor.

   Semua sepeda motor yang parkir di gedung parkir dikenakan ongkos berlangganan parkir sebesar Rp 35.000,- dimana penghitungan keuntungan didapat sebesar Rp 519.620.094,-/ tahun.

ISBN: 978-602-60286-0-0

- Biaya pemeliharaan dan operasional sebesar Rp 630.899.998,40
- Suku bunga (interest rate) = 12,6 % (*sumber The World Bank Interest Rate 2015*).
- Keuntungan pertahun sebesar Rp 519.620.094,- + Rp 50.000.000,- (Sewa Los) = Rp 569.620.094,-
- Nilai n = 50 tahun.

Penghitungan NPV dan BCR Alternatif II didapat BCR = 1,003 > 1 dan NPV = Rp 4.835.700.868.- > 0
Alternatif I, BEP terjadi pada tahun ke-49 maka pencarian nilai IRR dilakukan pada tahun ke-49. Didapat i minimum sebesar 12,54 % < interet rate (12,6%).

Dari hasil analisis yang dilakukan dapat diketahui bahwa kedua skenario operasional untuk perhitungan nilai benefit (manfaat) semua alternatif layak untuk dilaksanakan. Perbedaan dari kedua alternatif tersebut adalah Alternatif I jauh lebih layak dilaksakan daripada Alternatif II.

## 5. KESIMPULAN

Dari analisis yang dilakukan maka dapat disimpulkan sebagai berikut :

a. Didapat hasil analisis karakteristik kebutuhan parkir di Kampus UNS yaitu Volume = 20816 sepeda motor, Akumasi tertinggi terjadi pada jam 13.30 – 13.45 sebesar 7202 sepeda motor,dan Durasi rata-rata parkir 183, 55 menit atau sekitar 3 jam 4 menit. Lokasi yang paling diminati adalah Gerbang Utara FISIP/FH dengan persentase 39,33 % yang diperkirakan dapat menampung 53,8 % kebutuhan parkir sepeda motor UNS.
b. Dari dua skenario alternatif operasional diperoleh nilai-nilai yang memperlihatkan pembangunan gedung parkir sepeda motor layak untuk dilaksanakan yaitu sebagai berikut:
   - Alternatif I mempunyai BCR = 3,694 >1 ; NPV = Rp 5.149.896.605.085,- > 0; IRR = 9,84% > 12,6 % (i) dan BEP = 10 tahun
   - Alternatif II mempunyai BCR = 1,003 >1 ; NPV = Rp 4.835.700.868,- > 0; IRR = 12,54% > 12,6 % (i) dan BEP = 49 tahun

## DAFTAR PUSTAKA (DAN PENULISAN PUSTAKA)


Anjarwati, S. (2012). “Analisis Kebutuhan Luas Parkir Kampus I Universitas Muhammadiyah Purwokerto Berdasarkan Jumlah Mahasiswa”. E-Journal Universitas Muhammadiyah Purwokerto.

Ferwira, A, dkk. (2013). “Analisis Kebutuhan Ruang Parkir Terintegrasi untuk FIB, FH, dan FISIP UNDIP Kampus Tembalang”. E-journal UNDIP. Semarang.

Gray, Clive, dkk. (1985). *Pengantar Evaluasi Proyek*. Gramedia, Jakarta.

Kadariah (1988). *Evaluasi Proyek.* Fakultas Ekonomi Universitas Indonesia, Jakarta.

“Renstra Pengambangan Green Campus UNS 2013-2020”. Surakarta : Universitas Sebelas Maret.

Peraturan Gubernur Jawa Tengah No 50 Tahun 2014. “Standarisasi dan Biaya Kegiatan dan Honorarium, 2015, Jawa Tengah”.

Peraturan Menteri PU Nomor 45/PRT/M/2007, “Pedoman Tekniks Pembangunan Bangunan Gedung Negara”.

Setiawan, R. (2005). “Studi Kelayakan Pembangunan Gedung Parkir dan Analisis ‘Willing to Pay’: Studi Kasus di Universitas Kristen Petra”. Surabaya. Disitasi: http://fportfolio.petra.ac.id/user_files/01-065/Makalah%20TRANSP2- CENC-2005.pdf

Sugita, I Nyoman (2011). “Kajian Kelayakan Finansial Pembangunan Gedung Parkir Universitas Udayana di Jalan Sudirman Denpasar”. Tesis Program Magister, Bali, Disitasi: http://www.pps.unud.ac.id/thesis/pdf_thesis/unud-272-1849262465-tesis.pdf.

Sugiyono (2014). *Statistika untuk Penelitian*. Alfabeta. Bandung.

Widhiastuti, R, dkk. (2013). “Evaluasi dan Analisis Kebutuhan Ruang Parkir di Kampus Politeknik Negeri Pontianak”. E-Journal POLNEP. Pontianak.


ISBN: 978-602-60286-0-0

# PROBABILITAS PENGGUNA KERETA API CEPAT JAKARTA BANDUNG MENGGUNAKAN MODEL LOGIT BINER

**Kartika Seinari Manggala[1], Dwi Prasetyanto Sudiatmono[2]**

*[1]Mahasiswa Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Nasional, Jl. PKH Mustapa No. 23 Bandung*
*Email: kartikaseinarim@gmail.com*
*[2] Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Nasional, Jl. PKH Mustapa No. 23 Bandung*
*Email: dwi_prasetyanto@yahoo.co.id*

## ABSTRAK

Kereta api cepat Jakarta ke Bandung adalah proyek kereta api berkecepatan tinggi yang diusulkan di Indonesia, menghubungkan ibu kota Jakarta ke kota Bandung dan sebaliknya. Pengembangan kereta api berkecepatan tinggi antara Jakarta-Bandung diakui sebagai salah satu koridor infrastruktur transportasi untuk mendukung pembangunan ekonomi. Keuntungan kereta api berkecepatan tinggi adalah kualitas pelayanan yang lebih baik, waktu perjalanan lebih cepat, lebih cepat waktu bongkar muat, dan keamanan yang lebih tinggi. Kelemahannya terutama terletak pada kebisingan dan biaya investasi yang lebih tinggi. Biaya investasi yang tinggi akan terkait dengan tarif penumpang kereta api. Tujuan penelitian adalah untuk membuat model utilitas yang digunakan untuk menentukan probabilitas pengguna kereta cepat Jakarta Bandung. Survei dilakukan di kota Bandung berupa survei wawancara *Stated Choice* (SC), dengan meminta individu untuk memilih di antara berbagai alternatif tingkat atribut yang berbeda-beda sesuai dengan desain statistik untuk memaksimalkan ketepatan perkiraan. Percobaan *SC* dievaluasi dari profil perjalanan dalam batasan waktu perjalanan, resiko kecelakaan, dan tarif. Model utilitas yang dihasilkan untuk kereta regular (KR) dan kereta cepat (KC), yaitu:
$V_{KR}$ = – 0,174 – 0,00720 x $WAKTU_{KR}$ – 0,512 x $FATAL_{KR}$ – 0,0000134 x $TARIF_{KR}$ dan
$V_{KC}$ = – 0,00720 x $WAKTU_{KC}$ – 0,512 x $FATAL_{KC}$ – 0,0000134 x $TARIF_{KC}$ Dengan tarif kereta cepat antara Rp. 190.000,- sampai Rp. 410.000,- diperoleh probabilitas pengguna kereta cepat sebesar 74% sampai 13%. Rata-rata perubahan tarif sebesar Rp. 10.000,- akan mengakibatkan penurunan pengguna kereta cepat sekitar 3%.

Kata-kata Kunci: Kereta Api Kecepatan Tinggi, *Stated Choice*, Probabilitas

## 1. PENDAHULUAN

Di Pulau Jawa dengan penduduk lebih dari 100 juta, infrastruktur transportasi belum dikembangkan secara optimal untuk mengatasi masalah berkaitan dengan angkutan masal. Layanan kereta api, khususnya, kurang kompetitif dibandingkan dengan mobil penumpang, sehingga lebih dari 80% dari penumpang mengandalkan mobil penumpang sebagai sarana transportasi (Yachiyo Engineering, 2012). Sejak kemacetan lalu lintas telah menjadi serius karena meningkatnya jumlah mobil terutama di daerah perkotaan, kebutuhan koneksi antar kota dengan kereta api sangat diperlukan.

Kereta api kecepatan tinggi Jakarta-Bandung dan Jakarta-Surabaya adalah proyek kereta api berkecepatan tinggi yang diusulkan di Indonesia. Pengembangan kereta api berkecepatan tinggi antara Jakarta-Bandung diakui sebagai salah satu koridor infrastruktur transportasi untuk mendukung pembangunan ekonomi. Keuntungan kereta api berkecepatan tinggi adalah kualitas pelayanan yang lebih baik, waktu perjalanan lebih cepat, dan keamanan yang lebih tinggi. Kelemahannya terutama pada kebisingan dan biaya investasi yang lebih tinggi. Biaya investasi yang tinggi akan terkait dengan tarif penumpang kereta api.

Tujuan penelitian ini adalah membuat persamaan probabilitas pengguna kereta api cepat Jakarta-Bandung menggunakan model utilitas yang merupakan model logit biner. Metode survei yang digunakan untuk mengumpulkan data primer adalah metode wawancara tatap muka dengan menggunakan kuesioner. Pendekatan *Stated Choice* merupakan salah satu teknik dalam pengumpulan data tersebut. Data sekunder diperoleh dari Yachiyo Engineering berupa data tarif kereta cepat Jakarta-Bandung. Rancangan dalam pengumpulan data menggunakan fraksional faktorial dengan atribut waktu tempuh, resiko kecelakaan, dan tarif. Matrik ortogonal digunakan untuk menghitung utilitas setiap alternatif pilihan. Setelah diperoleh persamaan utilitas untuk jalur kereta cepat dan jalur kereta reguler, kemudian dapat dihitung perbandingan antara eksponensial utilitas salah satu jalur pilihan dibagi dengan eksponensial total utilitas kedua pilihan.

## 2. MODEL UTILITAS

Model penentuan suatu pilihan biasanya didekati dari pilihan orang terhadap utilitas. Utilitas mempresentasikan suatu keunggulan atau daya tarik suatu barang atau komoditas, yang termasuk di dalamnya juga pilihan terhadap jalur lalulintas tertentu. Barang dan komoditas tertentu tersebut memiliki utilitas yang merupakan gabungan dari atribut yang melekat. Model Pilihan Diskrit berasal dari asumsi memaksimalkan utilitas perilaku oleh pengambil keputusan. Train (2009) menafsirkan rangsangan sebagai utilitas dan memberikan turunan dari maksimisasi utilitas.
Model yang dapat diturunkan dengan cara ini disebut model utilitas acak ($RUM_S$). Model utilitas Acak (RUMs) dapat digambarkan sebagai seorang pembuat keputusan berlabel n menghadapi pilihan j alternatif. Pengambil keputusan akan memperoleh tingkat utilitas tertentu (atau keuntungan) dari setiap alternatif. Utilitas pembuat keputusan n memperoleh pilihan dari j alternatif adalah $U_{nj}$, dengan j = 1,....., J. Pengambil keputusan akan memilih alternatif yang memberikan utilitas terbesar. Model perilaku akan memilih alternatif i, jika dan hanya jika Uni > Unj $\forall j \neq i$. Pengambil keputusan memilih beberapa atribut alternatif pilihan berlabel $x_{nj}$ $\forall$ j, dan beberapa atribut dari pembuat keputusan berlabel $s_n$. Berdasarkan hal tersebut dapat ditetapkan fungsi yang berhubungan dengan faktor-faktor yang diamati. Fungsi ini dinotasikan $V_{nj} = V(x_{nj}, s_n)$ $\forall$ j dan sering disebut utilitas representatif. Biasanya, V tergantung pada parameter yang tidak diketahui dan dapat diperkirakan secara statistik. Karena terdapat aspek utilitas yang tidak dapat diamati maka $V_{nj} \neq U_{nj}$. Mengingat hal tersebut memungkinkan untuk melakukan analis utilitas (U) dengan menggunakan variabel diamati (V) dan faktor tidak teramati yang merupakan kesalahan ($\varepsilon$). Ben-Akiva dan Lerman (1985) menyatakan fungsi utilitas seperti pada Persamaan 1.

$$U_{nj} = V_{nj} + \varepsilon_{nj} \tag{1}$$

dengan $U_{nj}$ = Utilitas alternatif j untuk individu n, $V_{nj}$ = Variabel utilitas j untuk individu n, $\varepsilon_{nj}$ = Kesalahan (*Error*) utilitas j untuk individu n.

## 3. MODEL LOGIT BINER

Permodelan kesediaan membayar menggunakan DCA secara konseptual menarik karena tidak hanya dapat digunakan dalam penerapan kebijakan keselamatan jalan, tetapi juga kemampuannya untuk memperkirakan nilai kesejahteraan dikaitkan dengan keselamatan lalulintas. Akurasi dari analisis ini sangat ditentukan oleh tersedianya data, validitas, dan reabilitas data.

Model Multinomial Logit (MNL) ataupun Binomial Logit (BNL) menjadi populer setelah Domencich and McFadden (1975) membuktikan bahwa MNL pada kondisi tertentu dapat diturunkan dari prinsip utilitas maksimum. MNL memenuhi sifat model pilihan diskrit, yaitu pembuat keputusan memilih alternatif yang memberikan utilitas terbesar. Estimasi parameter dalam MNL dapat menggunakan metode *Maximum Likelihood Estimator* (MLE). MLE mempunyai sifat yang baik untuk sampel besar (Nugraha 2009). Salah satu sifat penting dalam MNL adalah rasio probabilitas dua buah alternatif tidak tergantung pada alternatif lain selain kedua alternatif tersebut. Sifat ini dinamakan *independence from irrelevant alternatives* (IIA). Sifat IIA didasarkan pada asumsi bahwa komponen eror saling independen diantara pilihan dan pembuat keputusan. Train (2009) menyatakan bahwa MNL dapat merepresentasikan variasi sistematik dari karakteristik pembuat keputusan tetapi tidak dapat menangani adanya korelasi antar pilihan.

Model logit diperoleh dengan asumsi bahwa $\varepsilon_{nj}$ independen, terdistribusi identik dengan nilai ekstrim atau berdasarkan distribusi Gumbel dan nilai ekstrim tipe I (Loo, 2008). Beberapa sifat utilitas yang berkaitan dengan spesifikasi dan estimasi parameter dalam Model Pilihan Diskrit adalah penambahan dengan konstanta tertentu terhadap semua $U_{nj}$ tidak akan mengubah peringkat utilitas.

$$U_{nj} = V_{nj} + \varepsilon_{nj} \text{ dan } V_{nj} = \beta_{oj} + \beta_j X_n + \gamma Z_{nj} \tag{2}$$

$\varepsilon_n = (\varepsilon_{n1}, ...., \varepsilon_{nj})$ adalah variabel random yang mempunyai densitas $f(\varepsilon_{nj})$. $V_{nj}$ merupakan faktor terobservasi yang membuat atribut pembuat keputusan ($X_i$) dan atribut yang berkaitan dengan masing-masing alternatif ($Z_{nj}$).Variabel X biasa disebut variabel sosio ekonomi dan Z berupa variabel aksesibilitas. Probabilitas pembuat keputusan n memilih alternatif i dapat dinyatakan berdasarkan Persamaan 3 atau Persamaan 4.

$$P_{ni} = \text{Prob}(V_{ni} + \varepsilon_{ni} > V_{nj} + \varepsilon_{nj}), \forall j \neq i \tag{3}$$

$$P_{ni} = \text{Prob}(\varepsilon_{nj} < \varepsilon_{ni} + V_{ni} - V_{nj}), \forall j \neq i \tag{4}$$

ISBN: 978-602-60286-0-0

Model MNL diturunkan dengan asumsi bahwa $\varepsilon_{ij}$ berdistribusi nilai ekstrim tipe I (Gumbel) untuk semua j dan i. Fungsi densitas $\varepsilon_{ij}$ dapat ditunjukkan berdasarkan persamaan 5.

$$f(\varepsilon_{ij}) = e^{-\varepsilon_{ij}} . e^{-e^{\varepsilon_{ij}}} \tag{5}$$

Dengan asumsi distribusi nilai ekstrim tipe I, probabilitas pembuat keputusan n memilih alternatif i dapat dinyatakan sebagai persamaan probabilitas logit seperti pada Persamaan 6 (Train, 2009).

$$P_{ni} = \frac{e^{V_{ik}}}{\sum_{j} e^{V_{nj}}} \tag{6}$$

Estimasi parameter $\theta = (\beta_0, \beta, \gamma)$ dapat dilakukan dengan prosedur kemungkinan maksimum (*Maximum Likelihood*). Fungsi likelihoodnya adalah:

$$LL(\theta) = \sum_{n=1}^{m} \sum_{j} y_{nj} \ln(P_{nj}) \tag{7}$$

Penaksir θ adalah nilai θ yang memaksimumkan fungsi LL(θ) pada data sampel. Dengan menggunakan posedur Maximum Likelihood Estimator (MLE), diperoleh persamaan penaksir θ:

$$\sum_{n=1}^{m} \sum_{j=1}^{J} (y_{nj} - P_{nj}) x_{nj} = 0 \tag{8}$$

Untuk sebarang dua alternatif j dan k, rasio probabilitas logitnya dapat dinyatakan sebagai:

$$\frac{P_{nj}}{P_{nk}} = e^{(V_{nj} - V_{nk})} \tag{9}$$

Rasio ini tidak tergantung pada alternatif lain selain j dan k, sehingga sifat ini dinamakan IIA. Uji hipotesis dan estimasi interval untuk parameter dapat diperoleh menggunakan sifat MLE. Untuk menguji kecocokan model digunakan statistik pseudo $R^2$ yang identik dengan nilai koefisien deterministik $R^2$.

$$\text{pseudo}R^2 = 1 - \frac{G_1^2}{G_0^2} \tag{10}$$

dengan $G^2$ adalah *deviance* yang mempunyai nilai – 2LL.

Permasalahan penggunaan pseudo $R^2$ adalah tidak adanya kaidah untuk menyatakan pada nilai berapa sedemikian hingga model dikatakan baik (Nugraha, 2009).

## 4. ESTIMASI PARAMETER MODEL

Estimasi parameter digunakan untuk mendapatkan koefisien atribut. Model tersebut merupakan model binomial logit dan dibangun berdasarkan masukan dari resonden yang terdiri atas 345 data. Tabel 1 merupakan hasil estimasi parameter untuk model utilitas. Model dibentuk berdasar atribut alternatif pilihan jalur kereta cepat atau jalur kereta reguler. Pengujian dilakukan terhadap tiga parameter, yaitu bilangan konstan (ASC), parameter waktu, parameter jumlah kecelakaan, dan parameter tarif. Nilai p-*value* mempunyai nilai yang lebih kecil dari nilai α sebesar 0,05, hal ini dapat diartikan waktu perjalanan, jumlah kecelakaan, dan tarif kereta api mempunyai pengaruh yang berarti terhadap utilitas pengguna kereta api dalam memilih jalur lalulintas. Tanda negatif pada persamaan utilitas sudah sesuai dengan harapan, karena tanda negatif pada semua koefisien menunjukkan dengan meningkatnya besaran atribut pilihan, maka terjadi pengurangan utilitas atau derajat kepuasan menggunakan moda tersebut.

Tabel 1 memperlihatkan uji rasio kemungkinan maksimum (*likelihood ratio test*) yang digunakan untuk menguji peranan variabel bebas dalam model utilitas secara bersamaan.

ISBN: 978-602-60286-0-0

**Tabel 1** Estimasi Parameter Model Utilitas

| Variabel | Parameter Model | |
|---|---|---|
| | Koef. | p-*value* |
| ASC | -0,174 | 0,05 |
| Waktu | -0,00720 | 0,05 |
| Kecelakaan | -0,512 | 0,00 |
| Tarif | -0,0000134 | 0,00 |
| *Null LL* | -239.136 | |
| *Cte LL* | -200.071 | |
| *Init LL* | -239.136 | |
| *Final LL* | -183.832 | |
| *LL ratio test* | 110.607 | |
| *Rho-square* | 0.231 | |
| *Adjusted rho-square* | 0.215 | |

Jika dilihat dari nilai -2LL(0) sebesar -239,136 dan -2LL(β) sebesar -183,832 terlihat adanya penurunan nilai. Penurunan tersebut mengindikasikan bahwa model fit dengan data. Atau dengan adanya penurunan nilai maka dapat dikatakan bahwa model tersebut baik, karena dengan penambahan atribut atau variabel akan memperbaiki model.

Tabel 1 juga memperlihatkan bahwa model menghasilkan nilai uji Rho-*square* sebesar 0,231. Nilai ini berarti bahwa 23,1% variabel bebas dapat dijelaskan oleh variabel tidak bebas. Angka sebesar 0,231 menggambarkan bahwa model yang dihasilkan kurang baik apabila dibandingkan dengan model pilihan diskret yang lain.

Persamaan utilitas yang didapatkan tersebut merupakan utilitas sebenarnya (*true utility*). Utilitas sebenarnya merupakan penjumlahan utilitas deterministik dengan besaran kesalahan atau utilitas yang nilainya tidak diketahui dan direpresentasikan sebagai variabel acak. Konstanta spesifik yang dihasilkan pada persamaan tersebut terlihat cukup kecil, hal ini dianggap bahwa semua variabel telah terwakili, sehingga tidak perlu memasukkan variabel yang berhubungan dengan karakteristik perilaku atau karakteristik sosio demografi.

Untuk perhitungan selanjutnya, persamaan utilitas yang digunakan didasarkan atas atribut waktu, atribut kecelakaan, atribut tarif. Utilitas responden dalam memilih kereta cepat dan kereta reguler sesuai Model Utilitas diperlihatkan pada Persamaan 11 dan Persamaan 12.

$$V_{KR} = -0{,}174 - 0{,}00720 \text{ x } WAKTU_{KR} - 0{,}512 \text{ x } FATAL_{KR} - 0{,}0000134 \text{ x } TARIF_{KR} \quad (11)$$

$$V_{KC} = -0{,}00720 \text{ x } WAKTU_{KC} - 0{,}512 \text{ x } FATAL_{KC} - 0{,}0000134 \text{ x } TARIF_{KC} \quad (12)$$

Dengan KR = kereta reguler, KC = kereta cepat, Waktu = waktu perjalannan, Fatal = jumlah kecelakaan, TARIF = tarif kereta api.

## 5. PROPORSI PERJALANAN PENGGUNA KERETA CEPAT

Proporsi perjalanan yang memilih Jalur Kereta Cepat (KC) ditunjukkan pada Persamaan 13. Persamaan ini merupakan perbandingan antara eksponensial utilitas jalur kereta cepat dengan penjumlahan eksponensial jalur kereta cepat dan eksponensial jalur kereta reguler.

$$P_{KC} = \frac{e^{V_{KC}}}{e^{V_{KC}} + e^{V_{KR}}} \quad (13)$$

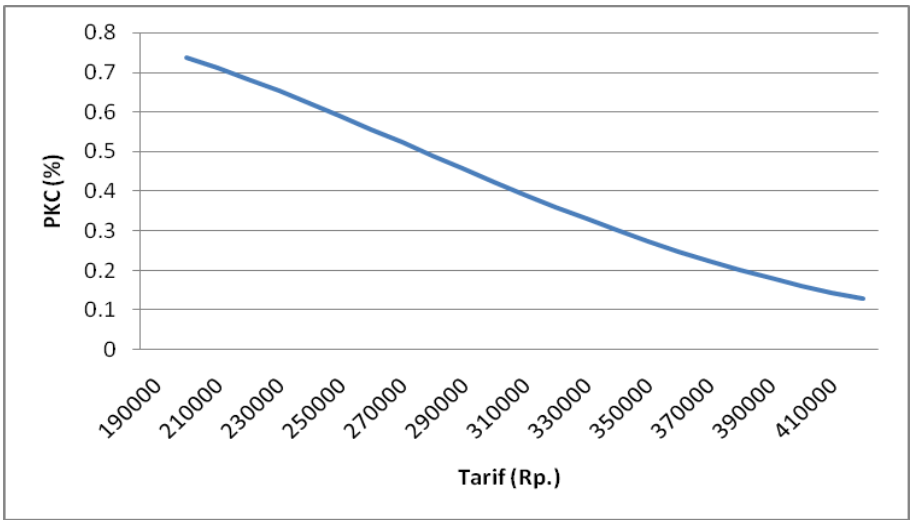
Dengan $V_{KR}$ = Utilitas kereta reguler, $V_{KC}$ = Utilitas kereta cepat

Berdasarkan persamaan 13 selanjutnya dihitung probabilitas penggunaan kereta cepat berdasar tarif seperti ditunjukkan pada Tabel 2 dan Gambar 1. Waktu dan resiko kecelakaan pada tabel ini mempunyai nilai yang tetap, sedangkan besaran tarif pada kereta cepat berubah sebesar Rp. 10.000,-

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 2 Probabilitas Pengguna Kereta Cepat Berdasar Tarif

| Waktu (menit) | Kecelakaan (Kejadian) | Tarif (Rp.) | $V_{JKC}$ | Waktu (menit) | Kecelakaan (Kejadian) | Tarif (Rp.) | $V_{JKR}$ | $P_{KC}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 30 | 1 | 190000 | -3.274 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.74 |
| 30 | 1 | 200000 | -3.408 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.71 |
| 30 | 1 | 210000 | -3.542 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.68 |
| 30 | 1 | 220000 | -3.676 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.65 |
| 30 | 1 | 230000 | -3.81 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.62 |
| 30 | 1 | 240000 | -3.944 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.59 |
| 30 | 1 | 250000 | -4.078 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.56 |
| 30 | 1 | 260000 | -4.212 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.52 |
| 30 | 1 | 270000 | -4.346 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.49 |
| 30 | 1 | 280000 | -4.48 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.46 |
| 30 | 1 | 290000 | -4.614 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.42 |
| 30 | 1 | 300000 | -4.748 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.39 |
| 30 | 1 | 310000 | -4.882 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.36 |
| 30 | 1 | 320000 | -5.016 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.33 |
| 30 | 1 | 330000 | -5.15 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.30 |
| 30 | 1 | 340000 | -5.284 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.27 |
| 30 | 1 | 350000 | -5.418 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.25 |
| 30 | 1 | 360000 | -5.552 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.22 |
| 30 | 1 | 370000 | -5.686 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.20 |
| 30 | 1 | 380000 | -5.82 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.18 |
| 30 | 1 | 390000 | -5.954 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.16 |
| 30 | 1 | 400000 | -6.088 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.14 |
| 30 | 1 | 410000 | -6.222 | 150 | 4 | 75000 | -4.307 | 0.13 |




Gambar 1 Hubungan antara Tarif dengan Persen Pengguna Kereta Cepat.

Gambar 1 menunjukkan hubungan antara probabilitas penggunaan kereta cepat ($P_{KC}$) dengan perubahan besaran tarif perjalanan. Tarif pada kereta cepat bermula dari nilai Rp. 190.000,- dan selanjutnya terus meningkat setiap Rp. 10.000,-, sedangkan tarif perjalanan pada kereta reguler mempunyai nilai tetap sebesar Rp. 75.000,-. Rata-rata pengurangan pengguna kereta cepat sekitar 3% dengan perubahan tarif sebesar Rp. 10.000,-

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 6. KESIMPULAN

Atribut yang digunakan dalam model utilitas adalah waktu tempuh, resiko kecelakaan, dan tarif kereta api. Berdasarkan perhitungan sebanyak 345 data diperoleh model utilitas untuk kereta reguler dan kereta cepat sebagai berikut:

$$V_{KR} = -0{,}174 - 0{,}00720 \times WAKTU_{KR} - 0{,}512 \times FATAL_{KR} - 0{,}0000134 \times TARIF_{KR} \quad \text{dan}$$
$$V_{KC} = -0{,}00720 \times WAKTU_{KC} - 0{,}512 \times FATAL_{KC} - 0{,}0000134 \times TARIF_{KC}$$

Semakin besar tarif kereta cepat maka pengguna kereta cepat semakin menurun. Dengan tarif kereta cepat antara Rp. 190.000,- sampai Rp. 410.000,- diperoleh persen pengguna kereta cepat sebesar 74% sampai 13%. Rata-rata perubahan tarif sebesar Rp. 10.000,- akan mengakibatkan penurunan pengguna kereta cepat sekitar 3%.

## DAFTAR PUSTAKA


Ben-Akiva, B.E. and Lerman, S.E. (1985). "*Discrete choice analysis: theory and application to travel demand*", The Massachusetts Institute of Technology, USA.

Domencich, T.A., and McFadden, D. (1975). "*Urban Travel Demand: A Behavioral Analysis*", North-Holland Publishing Company, Amsterdam.

Loo, B.P.Y., Wong, S.C., and Hau, T.D. (2008). "Choice or Rank Data in Stated Preference Surveys", The Open Transportation Journal, p. 74-79.

Nugraha, J., Guritno, S., dan Haryatmi, S. (2009). "Pengaruh Korelasi Antar Respon pada Model Multinomial Logit", Jurnal Matemátika dan Sains, Vol. 14 No. 3, Hal. 96-100.

Train, K.E. (2009). *Discrete Choice Methods with Simulation*, Cambridge University Press, Cambridge.

Yachiyo Engineering Co., Ltd. and Japan International Consultans for Transportation Co., Ltd., (2012). "Study on The High Speed Railway Project (Jakarta-Bandung Section), Republic of Indonesia". Final Report.


ISBN: 978-602-60286-0-0

# WORLDWIDE SLAB TRACK DEVELOPMENT AS CONSIDERATION FOR INDONESIAN SLAB TRACK DESIGN CONCEPT

**Dian Setiawan M**

*Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Yogyakarta,*
*Jl. Lingkar Selatan, Tamantirto, Kasihan Bantul, Yogyakarta*
**Email: dian_setiawanm@yahoo.co.id*

## ABSTRAK

Technology modernization concept of Indonesian railways should be directed to the use of infrastructure technology and powerful mass transportation facility, high speed, energy-savings, and environmentally friendly (RIPNas 2010-2030). Modern technology of railway had rapid development notably the slab track technology (non-conventional type). The importance of slab track development for Indonesian railway industry was encouraged by the need of higher axle load and railway speed, and by the reality of high life cycle cost of conventional track (Michas, 2012). The development of slab track was also grounded by the worries of difficulty to get wooden sleeper and gravel ballast material that met the construction requirement of conventional track. Until now, Indonesian railway did not have appropriate type of slab track to be applied. Indonesian railway was limited in regulation and policy related to slab track, for example in RIPNas 2010-2030 and UU No. 23 2007. This research analyses and discusses the development of slab track worldwide, its characteristics, advantages, disadvantages, economic efficiency, construction cost and maintenance cost, to study the most proper and the most efficient of Indonesian slab track design concept. Rheda 2000 system was selected as slab track design concept and was also considered as an alternative, which has a longer life cycle, higher structural track stability, lower maintenance need, and lower thickness requirement.

Keywords: ballast, slab track, axle load, speed, life cycle cost

## 1. INTRODUCTION

Technology modernization concept of Indonesian railways should be directed to the use of infrastructure technology and powerful mass transportation facility, high speed, energy-savings, and environmentally friendly (RIPNas 2010-2030). Modern technology of railway had rapid development notably the slab track technology (non-conventional type). Unfortunately, until now, Indonesian railway did not have appropriate type of slab track to be applied. Indonesian railway was limited in regulation and policy related to slab track, for example in RIPNas 2010-2030 and UU No. 23 2007. Indonesian government along with related party had planned high-speed railway connecting Jakarta-Surabaya and Jakarta-Bandung, and is also constructing the Mass Rapid Transit in Jakarta. Aside from being an alternative to the conventional track, slab track was also the most proper type to be applied for high speed railway system. In addition to high-speed railway system, in some countries, slab track also can be applied in light rail transit system, which at the time the construction was increasingly needed as solution of traffic congestion in major cities (Esveld, 2009). The use of slab track in Indonesian railway industry technology deeply expected would give important breakthrough in creating competitive railway, integrated, modern technology, industrial synergy, affordable, large capacity, high speed, and environmentally friendly in accordance with national railway vision in 2030. This research analyses and discusses the development of slab track worldwide, its characteristics, advantages, disadvantages, economic efficiency, construction cost and maintenance cost, to study the most proper and the most efficient of Indonesian slab track design concept.

## 2. CHARACTERISTIC AND CLASSIFICATION OF SLAB TRACK TECHNOLOGY

Several main causes of conventional track performance degradation: damage and wear of structure; incompatibility of material specification; repeated load; inappropriate material selection so that easily broken/worn; lack of ballast thickness; lack of frequency of ballast treatment and ballast washing; damage of subgrade and foundation; and drainage condition that not functioned properly.

Based on the fact above, conventional track structure is susceptible and risky if it is operated for high speed train. Moreover, maintenance and supervision of conventional track structure has to be done periodically, and the identification of structure damage and failure become important in preventive action. Modern railway technology had rapid development notably the slab track technology (non-conventional type). The importance of slab track

development for Indonesian railway industry was encouraged by the need of a masssive rail track infrastructure development, the need of higher axle load and railway speed, and by the reality of high life cycle cost of conventional track (Michas, 2012). The development of slab track was also grounded by the worries of difficulty to get wooden sleeper and gravel ballast material that met the construction requirement of conventional track. In general, the whole structure of slab track is mainly composed by five layers as shown in Figure 1: subgrade or subsoil (foundation), frost protective layer, hydraulically bonded bearing layer, concrete/asphalt bearing layer, and the rail (Michas, 2012).

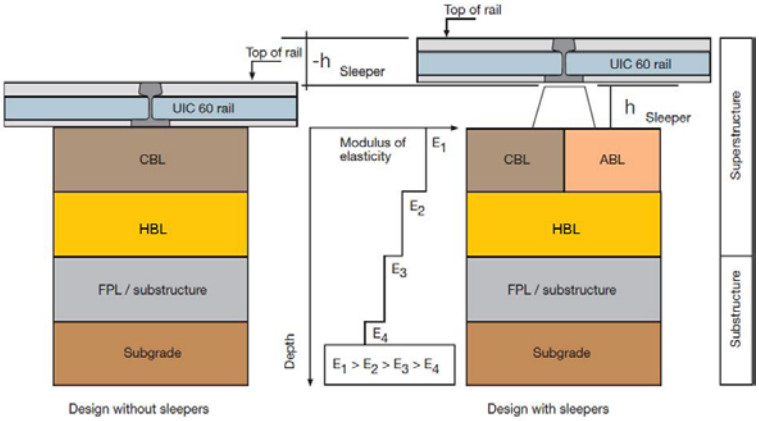



Figure 1. The usual construction profiles for slab tracks (Source: Michas, 2012)

The so-called slab track is a concrete or asphalt surface that is replacing the standard conventional track. This structure is made of stiff and brittle materials, hence the required elasticity can be obtained by inserting elastic components below the rail or/and the sleeper (Lichtberger, 2005). Concrete is the prevailing material in slab track applications throughout the world. Only in very special occasions asphalt has been used as material for slab track constructions, and this is due to its high construction demands The slab track design can be found mainly in civil structures in high-speed lines and light rail (Michas, 2012).

## Slab Track Classification

According to Michas (2012), there are various slab track systems developed around the world. As shown in Table 1, they are divided into two main categories, discrete rail support systems and continuous rail support systems. Furthermore, these two are divided into four and two subcategories respectively.

Table 1. Different slab track systems

| **Unconventional (Slab) Track Systems** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Discrete Rail Support** | | | | **Continuous Rail Support** | |
| With Sleepers or Blocks encased in concrete | Sleepers on Top of Asphalt-Concrete Roadbed | Prefabricated Concrete Slabs | Monolithic Designs | Embedded Rail Structure (ERS) | Clamped and Continuously Supported Rail |
| Rheda | ATD | **Shinkansen** | Lawn Track | Deck Track | Cocon Track |
| Rheda-Berlin | BTD | Bögl | FFC | Infundo –Edilon | ERL |
| **Rheda 2000** | SATO | ÖBB-Porr | Hochtief | BBERS | Vanguard |
| Züblin | FFYS | IPA | BES | | KES |
| Stedef | GETRAC | | BTE-BWG | | SFF |
| Sonneville-Lvt | WALTER | | PACT | | Saargummi |
| Heitkamp | | | | | |
| SBV | | | | | |
| WALO | | | | | |

*Source: Michas, 2012*

The various slab track systems can be distinguished according to their structural stability, flexural stiffness, structure height, noise production, speeds, maintenance need, construction costs, construction speed, and lengths of constructed tracks. It is essential to know these differences in order to realize which slab track design meets the required needs. There is no slab track system suitable for all cases. Therefore, a good knowledge of each system characteristics is the only way to make the best possible decision (Michas, 2012). As shown in Table 2, each slab track system has different superstructure height which is decisive for its use. Systems with low overall height are very often used in tunnels where the free space is limited. A low height slab track system often results to lower tunnel construction costs (Esveld, 2001 in Michas 2012).

ISBN: 978-602-60286-0-0

Table 2. Comparison of overall heights of various slab track designs (mm)

| Name | CBL | ABL | HBL | h | H |
|---|---|---|---|---|---|
| Rheda Classic | 360 | - | 300 | 99 | 931 |
| Rheda-Berlin | 447 | - | 300 | 32 | 951 |
| **Rheda 2000** | **240** | - | **300** | **61-81** | **773-793** |
| Züblin | 240 | - | 300 | 63 | 775 |
| Heitkamp | 557 | - | 300 | 32 | 1061 |
| LVT | 216 | - | 300 | 117 | 805 |
| ATD | - | 300 | 300 | 249 | 1021 |
| BTD | 200 | - | 300 | 270 | 942 |
| WALTER | - | 300 | 300 | 249 | 1021 |
| SATO | - | 300 | 300 | 148 | 920 |
| FFYS | - | 300 | 300 | 137 | 909 |
| Getrac | - | 300 | 300 | 236 | 1008 |
| Shinkansen | 190 | - | 300 | 53 | 715 |
| Bögl | 200 | - | 300 | 80 | 752 |
| ÖBB-Porr | 240 | - | 300 | 80 | 792 |
| FCC | 273 | - | 300 | 32 | 777 |
| Hochtief | 200 | - | 300 | 150 | 822 |

*Source: Esveld, 2001, in Michas 2012*

## Track Resilience

According to Esveld (1997), on conventional track, the ballast bed and the other half by the subgrade providing approximately half the resilience needed to absorb dynamic forces. High frequency vibration is filtered out by a rail pad inserted between the rail and the sleeper. This rubber component allows the use of relatively stiff concrete sleepers, which are susceptible to scratching. On slab track, and on bridges where the rails are fixed down directly, additional resilience must be added to the system to compensate for the absence of ballast. As shown in figure 2, in principle there two ways of achieving this: adding extra resilience under the rail by, for instance, inserting extra thick rail pads and inserting a second resilient layer under the supporting blocks or the sleepers.

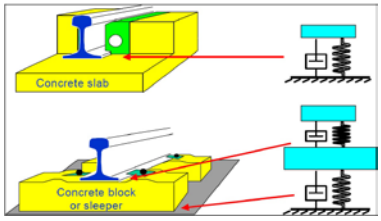



Figure 2. Track resilience in slab track (Source: Esveld, 1997)

## 3. WORLDWIDE SLAB TRACK

There are many different slab track designs. Table 3 is illustrating the current lengths (km) of constructed slab track designs worldwide (Michas, 2012).

Table 3 Total length of various slab track systems constructed worldwide

| Slab Track Design | Country Design | Total Construction (km) |
|---|---|---|
| Bögl | Germany | 4391 |
| Shinkansen | Japan | 3044 |
| **Rheda** | **Germany** | **2205** |
| Sonnevile-LVT | Swiss | 1031 |
| Züblin | Germany | 606 |
| Stedef | France | 334 |
| Infundo-Edilon | Netherlands | 211 |
| ÖBB-Porr | Austria | 122 |
| IPA | Italy | 100 |
| PACT | UK | 95 |
| SATO | Germany | 36 |
| FFYS | Germany | 33 |

*Source: Michas, 2012*

ISBN: 978-602-60286-0-0

## Bogl

The Bögl slab track system was developed and first used in Germany in 1977 (Bastin, 2005 in Michas 2012). This prefabricated system is made of steel fiber concrete (B55 or C45/55) plates 20 cm thick, 6.45 m long and 2.55 or 2.80 m wide, having a total construction depth of 475 mm as shown in Figure 3 (Esveld, 2003). The plates are laterally prestressed and longitudinally normally reinforced by the so called 'GEWI' bars (see Figure 3) (Bastin, 2005 in Michas 2012). These prefabricated slabs are designed with special breaking points arranged between the supporting points in order to prevent random crack formation in the slab (Lichtberger, 2005). This design is turned to be a system of many wide sleepers joined together due to these specifically designed cracking points.

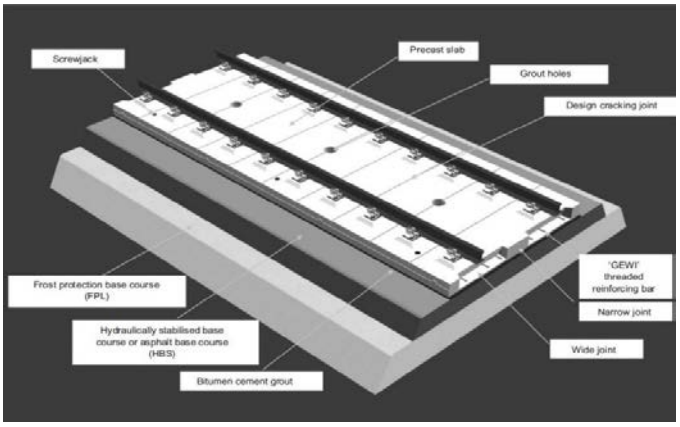



Figure 3. Max-Bögl track system (Source: Bastin, 2005 in Michas 2012)

## Shinkansen

This slab track system was first developed and used in Japan in 1972 (Lichtberger, 2005). It consists of a sub-layer stabilised with cement, and assembly plates of 4.95m × 2.34m × 0.19 m and 0.16 m thick in tunnels with low pretension are used in longitudinal and lateral dimension (Esveld and Markine, 2003). These slabs weight approximately 5 tons each and are adjusted on top of a hydraulically bonded surface (HBL), under the slab is injected a minimum 4 cm thick bituminous mortar, except few cases where a rubber mat in some antivibration versions is used (Esveld, 2003). The slabs are hold longitudinally and laterally by concrete cylinders (dowel) which are rigidly connected with the structural concrete of the bearing plate (Lichtberger, 2005). Details on the shinkansen slab track system can be observed in Figure 4.

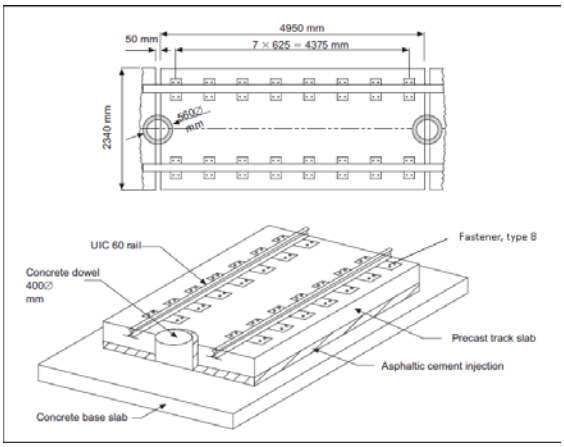



Figure 4. Shinkansen slab track (Source: Bastin, 2005 in Michas 2012)

## Rheda

It has discrete rail support, when the continuous rail is attached on supporting points (usually fastened on sleepers). It also has the sleepers or blocks encased in concrete. The name "Rheda" originates from the first slab track system constructed in the Rheda-Wiedenbruck station (Germany) in 1972 (Lichtberger, 2005). The Rheda system in its various forms is one of the most popular and most commonly used slab track systems worldwide, with 2205 km in Germany, 150 km in Holland, 2×26 km in Taiwan, 2×28 km in Spain, 40 km trial section near Tschechien in China, 22 km in Greece, as well as two short sections in Britain and other shorter sections in various countries (Michas, 2012).

ISBN: 978-602-60286-0-0

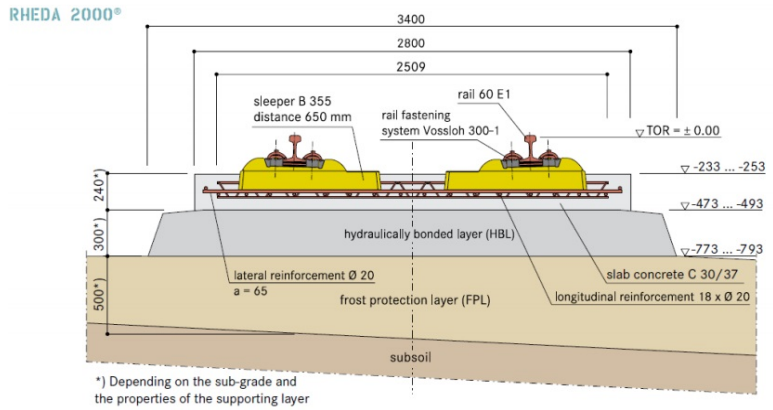



Figure 5. Rheda 2000 on earthworks (Source: Rail One, 2011)

## Sonneville-LVT

All the technical details for the Sonneville-LVT system are illustrated in Figure 6. This system is very similar to Stedef systems using a rubber boot (Esveld, 2003). The fastenings that have been used for this system are Vossloh W14, Pandrol e-clip or fastclip and Sonneville S.75 (www.sonneville.com). This system is one of the oldest and most used around the world, having 1031 km of LVT constructed tracks in total. One of the most significant LVT constructions worldwide is the Channel tunnel (France – England) 100 km double track.

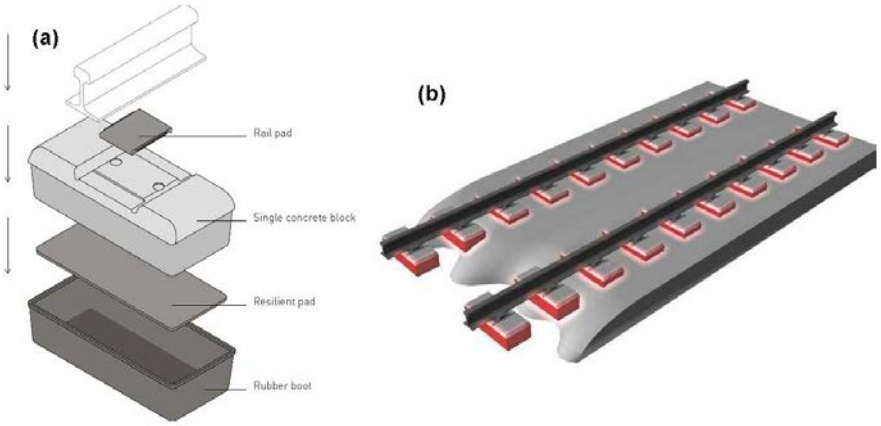



Figure 6. Sonneville-LVT track system (Source: www.sonneville.com, 2016)

## Zublin

The züblin slab track system development started as early as the late 1970s (www.zueblin.de). It is consisted of concrete twin-block or mono-block sleepers embedded in a monolithic concrete slab as shown in Figure 7 and the sleepers are pushed in the fresh concrete by means of vibration (Lichtberger, 2005; Esveld, 2001 in Michas).

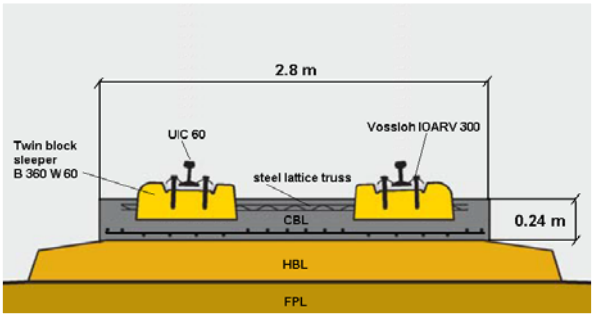



Figure 7. Most recent developed Züblin system (Source: www.zueblin.de)

This system was developed in order to modernise the mechanical equipments of construction in order to increase the construction speed and reduce costs. In general terms, the züblin slab track system is placed on a HBL 30 cm thick and a FPL 50 cm thick under the HBL. The concrete bearing layer (CBL) is normally 28 cm thick and 2.8 m wide (Lichtberger, 2005). The most recent züblin developed system as shown in Figure 7 is 24 cm thick and the two

ISBN: 978-602-60286-0-0

individually reinforced concrete sleeper heads are connected by steel lattice trusses to form a twin-block sleeper. This developed system has been used in China in a 460 km long high speed double track in 2005 (www.zueblin.de).

## Advantages of Slab Track

In general, the most important advantages of the slab track today are seen in the reduced maintenance costs, and consequently, the lower traffic hindrance costs. It also has higher serviceability life, higher structural track stability, and lower structural height compared to conventional track system. According to the references (Esveld and Markine, 2003; Lichtberger, 2005; Profillidis, 2006; Esveld, 2009; Michas, 2012) the reasons that may lead to the construction of a slab track system instead of a conventional track are the following: The expected life cycle of the slab track (50-60 years) is longer than that of the conventional track (25-30 years); The slab tracks are more favourable locations of the lines which can be adapted to the terrain and to existing structures by applying higher superelevation and superelevation deficiency values; The slab track can compensate any excess in superelevation and in cant deficiency with freight trains or passenger trains without fears for dislocation of the track; No ballast or soil particles are whirled up on slab track; No problems with flying ballast particles at high-speed; Optimum design for high speed trains since it does not experience any problems such as drag forces at ballast; The slab track can ensure very good geometrical stability of the track comparing to the conventional track; High structural track stability and high lateral track resistance which allows future speed increases in combination with tilting technology; Reduction of structure height; It is often economically efficient when used in bridges and tunnels, because it allows a smaller cross-section and facilities maintenance; Lower maintenance need and higher availability during its life cycle. Maintenance works like tamping, ballast cleaning, and track lining are unnecessary. Maintenance costs amount to 20-30% of the maintenance costs of conventional track.

## Disadvantages of Slab Track

In general, the higher investment costs combined with the longer manufacture and installation time needed for its construction as well as the limited options in adjustments after construction and the higher air-borne vibration emissions, are few of the main reasons slab track is not the dominant track type used (Michas, 2012). According to the references (Lichtberger, 2005; Esveld, 2009; Michas, 2012), the disadvantages of slab track are stated as follows: Slab track cannot be built in certain geological circumstances, such as deep cutting in clay soils, embankments on soft peat layers, or in earthquake areas; Slab track requires homogeneous sublayers which are capable to carry the imposed loads, with minor or no settlements. This means that in many cases and especially in earth structures special attention should be given in the foundation preparations. The high costs which are associated with the above mentioned fact is the main reason for the limited use of the slab track; It has small adaptability to large displacements in the embankment. Large displacements in the slab track can be compensated only by significant amounts of work; Cement concrete slab tracks are rigid bearing layers, which can break after their operational strength has been reached – this might be compared to the occurrence of rail fracture. The deterioration of the track geometry in this case occurs suddenly and unforeseeably; Derailments can cause damage to sensitive fastening elements which leads to long-term and expensive track closures; At the moment, no sufficient or only very expensive repair concepts exist to remedy damage after derailment or other serious damage caused by environmental influences (large residual settlement, hollowing out from below, etc.). Curing and hardening of concrete takes a long period of time. This means that a serious accident leads to a total closure of the line and to long operational hindrances; To a large extent, construction and maintenance (possible repairs) are not automated. The quality of slab track has to be guaranteed by appropriate high-level quality assurance measures. This means extra cost and time for the construction works and their control. Any quality defect would remain for the entire expected life cycle (50-60 years) and can be eliminated only by applying costly measures; The Rheda systems repairment requires a longer track closure. Level correction of a greater magnitude can hardly be carried out. In practice, individual sleepers cannot be replaced due to the existence of a through longitudinal reinforcement; The noise emissions of the slab track are much higher than of the conventional track (5 db). Therefore, the appropriate (mostly expensive) noise protection measures have to be taken for the slab track; Transitions between conventional track and slab track require special attention.

## Construction Cost, Maintenance Cost, Economic Efficiency

Economic efficiency of slab track as against conventional track can be calculated only from the increased maintenance expenses required for conventional track. The slab track to a certain extent also requires maintenance, as shown by the example of increased maintenance works for grinding the slab track. If the next generation of railway engineers meet significant damage to slab track, the economic efficiency of the slab track as against conventional track will look bad. Repair works for the slab track are complicated, cost-intensive and time-consuming. The operation hindrance cost in case of longer closures of slab track lines due to damage are extremely high and can hardly be calculated or predicted today (Lichtberger, 2005). The establishment of slab track is more expensive than that of traditional conventional track. Although recent feasibility studies show that the cost of slab track is reduced with the increasing of the constructed line length, the price factor still remains 1.5 to 2 times more than the costs of a conventional track

ISBN: 978-602-60286-0-0

even if the construction methods are optimised, and the ordered lengths are increased. However, according to Profillidis (2006), the maintenance costs for Rheda slab track systems in Germany have been proved to be approximately 10% respectively of that required for conventional track. The slab track is economically efficient as against the conventional track in tunnels and in stable circumstances without additional measures being taken for the substructure. As shown in figure 8, the construction cost of slab track is 30 % higher than that of ballasted track. But daily maintenance cost is one forth, then the total cost balances after 20 years after construction.

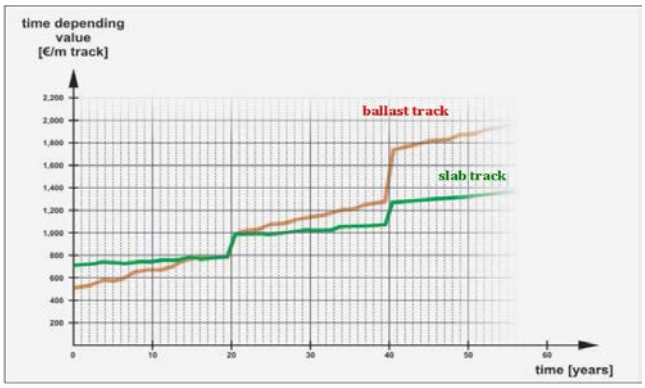



Figure 8. Life Cycle Cost of Slab Track vs Ballasted Track (Source: Rudolf & Dirk, 2007 in Michas 2012)

However, normally, in the open and on earth structures the slab track is not economically efficient, when compared to the conventional track. The additional cost that requires for the use slab track in the open to limit long-term settlement in the substructure is higher than for conventional track by the factor 2-2.5 (Lichtberger, 2005).

## 4. INDONESIAN SLAB TRACK DESIGN CONCEPT (RHEDA 2000 SYSTEM)

Rheda 2000 system was selected as slab track design concept and was also considered as an alternative, which has a longer life cycle, higher structural track stability, lower maintenance need, and lower thickness requirement. This system is widely used due to its adequate performance and long experience comparing to other slab track systems. It has high flexural stiffness to provide extra strength and adequate resistance acting as a bridge across weak spots and local deformations in weak unreliable soils. The Rheda 2000 design is free of any patent rights. Therefore, during the past years a multitude of structural versions have been developed by various contractors, and many different structural versions have been created to fulfill different specifications in various projects (Michas, 2012). The overall heights of the various Rheda designs are between 830 mm and 961 mm (rail top to the below of the HBL).

### Concrete Bearing Layer

As shown in Figure 9, the required profile tolerance on the surface of concrete bearing layers is + 2 mm; The quality must correspond to the concrete quality B35 and be highly resistant to frost; The cement content in the concrete is between 350 and 370 kg/m³; Typical thickness is 200 mm; The necessary reinforcement to limit the formation of cracks must be between 0.8 and 0.9% of the cross section of the concrete. This standard ensures that the width of cracks will not exceed 0.5 mm.



Figure 9. Rheda slab track systems prior to concrete pouring (Source: www.calenberg-ingenieure.de, 2016)

### Hydraulically Bonded Bearing Layer

A so-called hydraulically bonded bearing layer is inserted below the concrete bearing layer and contributes to an increase in the total bearing capacity of the entire system. In the Rheda 2000 systems, the typical layer thickness is 30 cm. A hydraulically bonded bearing layer is a mix of mineral aggregate (mix of natural sandstone, crushed sand and stone chips) of graded grain size (maximum grain size 32 mm), compacted by a hydraulic bonding agent. Portland

ISBN: 978-602-60286-0-0

cements are used as a bonding agent, and its content is about 110 kg/m$^3$. A minimum width of the hydraulically bonded bearing layer of 3.8 m should be observed. The hydraulically bonded bearing layer should contribute to ensure a modulus of elasticity E > 60 MPa on the top surface of the embankment layer (Lichtberger, 2005). Figure 10 shows the preparation work of Hydraulically Bounded Layer.



Figure 10. Preparation work of Hydraulically Bonding Layer (Source: www.calenberg-ingenieure.de, 2016)

As stated by Michas (2012), some key features of this layer are the following: The laying of the hydraulically bonded bearing layer is carried out by a road finisher usually in two layers of thickness $\geq 12\ cm$ and their connection should be obtained while they are still wet; As the finisher lays the hydraulically bonded layer, automatically creates pseudo joints every 5 m with thickness 35% of the total thickness of the layer in order to control and reduce cracking; The deviations of thickness from the anticipated level should be $\leq +0.5\ cm$ and $\leq -1.5\ cm$ (where + is upwards and – downwards); The edges of the hydraulically bonded layer should be constructed with an outward ≥4% inclination to prevent water infiltration between the hydraulically bonded bearing layer and the concrete bearing layer.

## Frost Protective Layer

According to Lichtberger (2005), this layer is protecting the upper layers from frost; it can also compensate the differences in stiffness of the various layers towards the subsoil and leads the surface water away rapidly. It is resistant to weathering and frost and is consisted of fine gravel to prevent water from rising from the subsoil. This layer should have very low permeability values ($1\times10^{-5}$ or $1\times10^{-4}\ m/s$) to serve adequately. According to Michas (2012), the modulus of deformation at least at the upper part of this layer should be of $E \geq 120\ N/mm^2$. To achieve that, the upper part of this layer should be laid with materials similar to the above hydraulically bonded bearing layer.

## Subgrade and Soil Foundation Requirements

The slab track requires the subgrade and soil foundation which are almost free of deformation or settlement. This is why most times slab track is found in tunnels and bridges (Lichtberger, 2005). It is a fact that the adjustments to the track geometry after construction are very limited. Hence, special preparation of the subgrade before construction is essential (Esveld, 2001 in Michas 2012). According to Lichtberger (2005), the substructure requirements are the following: Extensive soil investigations have to be carried out before a slab track can be built on earth structures. For this purpose, a soil survey has to be performed every 50 m up to a depth of 6 meter; The substructure of slab track has to be stabilised and secured down to a depth of 2.5 m below the bearing plate by appropriate earthworks constructions. Therefore, it is a challenge for the designer of slab track at grade to figure out the suitable and adequate system of the earthwork construction; If the bearing capacity of existing soil is insufficient, so the soil has to be exchanged. The soft, cohesive or organic soils in the subgrade should be exchanged at a depth of at least 4 m below the upper edge of the track; The modulus of elasticity of the top surface of the substructure taken from the second load step in a plate loading test for newly constructed track should be $E \geq 60\ N/mm^2$. These parameters of bearing capacity are achieved by consolidating the subgrade, using lime or cement to stabilise it and other methods. The subsoil has to be compacted to a depth of 3 m (Esveld, 2001 in Michas 2012). The consequences of structural measures, such as digging or filling the ground or lowering the groundwater level, must be considered and checked to a higher extend for slab track than for conventional track. On earthworks, these requirements lead to far higher construction and material costs than those for conventional track. In return, slab tracks provide increased life time and decreased maintenance costs, when designed in an appropriate way (Lichtberger, 2005).



Figure 11. Rheda 2000 Slab Track systems

ISBN: 978-602-60286-0-0

Figure 11 shows complete Rheda Slab Track systems. According to Setiawan (2013), Rheda 2000 slab track systems design for Indonesian Railways require lower overall structural thickness, but higher material properties and mechanical strength compared to conventional track systems design. Table 4 is illustrating the comparisons of conventional and Rheda 2000 slab track systems components for Indonesian Railways.

Table 4. Conventional and unconventional tracks components for Indonesian Railways

| Conventional Track | Unconventional (Slab) Track |
|---|---|
| **Rails**:<br>- R 54 (UIC 54)<br>- Standard rail (25 m)<br>- Conventional jointed rails (Fishplates) | **Rails**:<br>- R 60 (UIC 60)<br>- Short rail (100 m)<br>- Continuous welded rails |
| **Rail Fastenings and pads**:<br>- Pandrol (spring-type elastic) fastenings<br>- Rubber pads 5 mm | **Rail Fastenings and pads**:<br>- Vossloh 300 fastening<br>- Soft elastic pads 10 – 12 mm |
| **Rail Support by Sleepers**:<br>- Monoblock pre-tensioned sleepers | **Rail Support**:<br>- Discrete with sleepers or support points (modified twin-block sleepers) |
| **Ballast**<br>- Thickness = 50 cm<br>- E = 30 MPa | **Concrete Bearing Layer**<br>- Thickness = 24 cm<br>- The cement content is between 350 and 370 kg/m$^3$ |
| **Subballast**<br>- Thickness = 30 cm<br>- E = 20 MPa | **Hydraulically Bonded Bearing Layer**<br>- Thickness = 30 cm<br>- The portland cement content is between 110 kg/m$^3$ |
| **Overall Thickness = 94 cm** | **Overall Thickness = 71 cm** |
| **Subgrade**<br>- E = 15 MPa | **Subgrade**<br>- E = 60 Mpa |
| **Embankment**<br>- Thickness = 3 to 6 m<br>- E = 10 MPa | **Embankment**<br>- Thickness = 3 to 6 m<br>- E = > 10MPa |
| **Original Soft Ground Layer**<br>Soil reinforcement method:<br>Geotextiles as reinforcement + Vertical Drain | **Original Soft Ground Layer**<br>Soil reinforcement method:<br>Geotextiles as reinforcement + CFG (cement, fly ash and gravel mixture) piles |

Source: Setiawan, et.al, 2013

## 5. CONCLUSIONS

### Findings

There are various slab track systems developed around the world. They are divided into two main categories, discrete rail support systems and continuous rail support systems. The various slab track systems can be distinguished according to their structural stability, flexural stiffness, structure height, noise production, speeds, maintenance need, construction costs, construction speed, and lengths of constructed tracks. Each slab track system has different superstructure height which is decisive for its use. Systems with low overall height are very often used in tunnels where the free space is limited. A low height slab track system often results to lower tunnel construction costs. It is essential to know these differences in order to realize which slab track design meets the required needs. There is no slab track system suitable for all cases. Therefore, a good knowledge of each system characteristics is the only way to make the best possible decision.

Bogl, Shinkansen, Rheda, Sonnevile-LVT, and Zublin are the most popular and most commonly used slab track systems worldwide. In general, the higher investment costs combined with the longer manufacture and installation time needed for its construction as well as the limited options in adjustments after construction and the higher air-borne vibration emissions, are few of the main reasons slab track is not the dominant track type used. However, the most important advantages of the slab track today are seen in the reduced maintenance costs, and consequently, the lower traffic hindrance costs. It also has higher serviceability life, higher structural track stability, and lower structural height compared to conventional track system.

Rheda 2000 system was selected as slab track design concept and was also considered as an alternative, which has a longer life cycle, higher structural track stability, lower maintenance need, and lower thickness requirement. This system is widely used due to its adequate performance and long experience comparing to other slab track systems. It has high flexural stiffness to provide extra strength and adequate resistance acting as a bridge across weak spots and local deformations in weak unreliable soils. The Rheda design is free of any patent rights. Therefore, during the past years a multitude of structural versions have been developed by various contractors, and many different structural versions have been created to fulfill different specifications in various projects. The overall heights of the various Rheda designs are between 830 mm and 961 mm (rail top to the below of the HBL). The maintenance costs for Rheda slab track systems in Germany have been proved to be approximately 10% respectively of that required for conventional track. The slab track is economically efficient as against the conventional track in tunnels and in stable circumstances without additional measures being taken for the substructure. The construction cost of slab track is 30 % higher than that of conventional track. But daily maintenance cost is one forth, then the total cost balances after 20 years after construction.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## Recommendations

There are several recommendations:

a. Slab tracks are designed with a top speed of 250-300 km/h for high speed railway lines and for heavy axle loads up to 32 tonnes mainly due to their higher structural stability, significantly lower need of maintenance, and longer life cycle. In the future, the slab track could be the solution when there is an increasing demands for high speed railways and heavy freight trains, especially in Java island and other regions which has higher subgrade bearing capacity. However, it must be select the most suitable slab track type according to the needs of each project;
b. The construction costs of ballastless systems maybe higher, but the reduced need for maintenance combined with the high structural stability and their longer lifespan as well as the higher demands of the new high speed lines suggest that in many cases the use of slab track construction is more feasible. To select the appropriate track system to be used, the definition of specific evaluation criteria which can reliably test its efficiency is crucial. The Life Cycle Cost studies are the possible criteria to be considered in order to indicate the best solution. It is recommended that LCC should be included in the decision process of track form selection.

## Areas for Further Work / Research

The author would like to propose the need for further research in slab track performance in terms of structural stability, maintenance need and overall cost analysis for Indonesian Railways applications in order to have better understanding of the limitations of the slab track concept. In addition, the author also sees that it needs to conduct a further study and analysis about slab track construction method in order to determine in which of cast in place or prefabricated is the most appropriate construction method to be implemented for Indonesian Slab Track Design. Finally, however, it is also urgent for Indonesian Slab Track design concept to consider how to minimize the slab track disadvantages in the present to produce the most proper Indonesian slab track with the most efficient life cycle cost.

## REFERENCES


Bastin, R. (2005). “Development of German Non-Ballasted Track Forms”. ICE. United Kingdom.

Esveld, C (2003). “Recent Developments in Slab Track”. Delft University of Technology.

Esveld, C. (1997). “Innovations in Railway Track”. Conferntie Railtech. Delft University of Technology.

Esveld, C. (2009). *Some Aspects of Track Design*. Industry Focus.

Esveld, C., Markine, V.L. (2003). “Developments in High-Speed Track Design”. Short paper Proceedings of International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE) Symposium on Structures for High-Speed Railway Transport, Antwerp, Belgium, August 27-29, 2003. pp.14-15 ISBN 3-85748-109-91.

Esveld. C. (2001). *Modern Railway Track, Second Edition*. Delft University of Technology.

Lichtberger, B. (2005). *Track Compendium, First Edition*. Eurail Press.

Michas, G. (2012). “Slab Track Systems for High-Speed Railways”. Master Degree Project, Division of Highway and Railway Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.

Profillidis, V.A. (2006). *Railway Management and Engineering*. Ashgate Publishing Limited, USA.

R. Schilder, D. Diederich. (2007). “Installation Quality of Slab Track – A Decisive Factor for Maintenance”. RTR Special. Austria.

Rheda 2000. (2016). “2004 Taipei-Kaohsiung”, HSL Line. www.calenberg-ingenieure.de.

Sekretariat Negara. (2007). *Undang-Undang Nomor 23 tahun 2007 Tentang Perkeretaapian*, Jakarta, Indonesia.

Sekretariat Negara. (2011). “Peraturan Menteri Perhubungan Nomor 43 Tahun 2011 Tentang Rencana Induk Perkeretaapian Nasional (RIPNas 2010-2030)”, Jakarta, Indonesia.

Setiawan, D, M. et.al. (2013). “Conventional And Unconventional Railway Track For Railways On Soft Ground In Indonesia (Case Study: Rantau Prapat-Duri Railways Development)”, The 16th FSTPT International Symposium, UMS Surakarta, Solo, Indonesia.

Sonneville AG. (2016). “Low Vibration Track (LVT)”.Switzerland. www.sonneville.com.

Züblin. (2016). “On the Track with Züblin”. Slab Track Systems, Ed. Züblin AG. www.zueblin.de.


ISBN: 978-602-60286-0-0

# PENGARUH KONDISI JALAN DESA TERHADAP PEREKONOMIAN WILAYAH

**Dwi Ardianta Kurniawan[1]**

*[1]Pusat Studi Transportasi dan Logistik (Pustral), Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta*
*Email: dwiardianta@yahoo.com*

## ABSTRAK

Prasarana jalan memiliki peran vital untuk mendukung aktifitas sosial ekonomi masyarakat. Peran tersebut dinikmati oleh para pelaku ekonomi, baik sebagai penghasil, distributor/pedagang maupun pemakai. Produsen memanfaatkan jalan sebagai prasarana untuk mendapatkan bahan baku maupun pemasaran, distributor memanfaatkan jalan untuk mengangkut barang dagangannya ke pengecer maupun konsumen akhir, sementara konsumen mendapatkan keuntungan dari kualitas jalan yang baik dengan akses yang mudah dan harga barang yang lebih murah. Dalam lingkup regional, kondisi jalan yang lebih baik akan mendorong peningkatan nilai ekonomi suatu wilayah dengan berkembangnya aktifitas produktif di masyarakat. Kondisi jalan berpengaruh bukan hanya pada level antar wilayah, baik antar kecamatan maupun antar kabupaten, namun juga pada tingkat lokal, yaitu kondisi internal di suatu desa. Oleh karena itu, kerusakan jalan yang ada pada tingkat lokal akan berpengaruh terhadap aktifitas ekonomi yang tumbuh di wilayah tersebut. Kajian ini akan menganalisis sejauhmana pengaruh kondisi prasarana jalan pada tingkat desa terhadap perekonomian suatu wilayah. Metode yang dipergunakan adalah metode ekonometrik, dengan data panel atau *cross section*. Analisis dilakukan pada tingkat provinsi, dengan data kondisi prasarana jalan pada level desa diperoleh dari Data Potensi Desa, sementara kondisi perekonomian wilayah diperoleh dari data Pendapatan Daerah Regional Bruto (PDRB). Kedua data tersebut diperoleh dari Badan Pusat Statistik. Hasil kajian diharapkan akan menjadi masukan bagi pemegang kebijakan, khususnya pada tingkat desa. Hal ini sangat relevan dengan semakin meningkatnya peran desa, khususnya dengan digulirkannya Dana Desa sebagai sumber dana yang sangat penting untuk meningkatkan perekonomian di perdesaan, salah satunya dengan peningkatan kualitas prasarana jalan.

Kata kunci: prasarana jalan, kondisi, perekonomian wilayah, desa

## 1. PENDAHULUAN

Perhatian pada wilayah perdesaan penting dilakukan karena masih besarnya jumlah penduduk yang tinggal di wilayah tersebut, walaupun semakin kecil dari tahun ke tahun. Pada tahun 2015, prosentase penduduk perdesaan diperkirakan sebesar 46,7% dari total penduduk, atau menurun dari 50,2% pada tahun 2010. Prosentase ini diperkirakan akan semakin menurun hingga 43,3% pada tahun 2020 dan 40,0% pada tahun 2025. Meskipun demikian, prosentase penduduk miskin tetap lebih banyak berada di perdesaan, sebagaimana data Badan Pusat Statistik dalam Tabel 1.

Tabel 1. Jumlah dan Prosentase Penduduk Miskin di Perkotaan dan Perdesaan di Indonesia

| Periode | Jumlah Penduduk Miskin (000) | | | | Persentase Penduduk Miskin (%) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Kota | Desa | Kota+Desa | Desa - Kota | Kota | Desa | Kota+Desa | Desa - Kota |
| September 2012 | 10,507,800 | 18,086,900 | 28,594,700 | 7,579,100 | 8.6 | 14.7 | 11.7 | 6.1 |
| Maret 2012 | 10,647,200 | 18,485,200 | 29,132,400 | 7,838,000 | 8.8 | 15.1 | 12.0 | 6.3 |
| Maret 2011 | 11,046,750 | 18,972,180 | 30,018,930 | 7,925,430 | 9.2 | 15.7 | 12.5 | 6.5 |
| Maret 2010 | 11,097,800 | 19,925,600 | 31,023,400 | 8,827,800 | 9.9 | 16.6 | 13.3 | 6.7 |
| Maret 2009 | 11,910,500 | 20,619,400 | 32,529,900 | 8,708,900 | 10.7 | 17.4 | 14.2 | 6.6 |
| Maret 2008 | 12,768,500 | 22,194,800 | 34,963,300 | 9,426,300 | 11.7 | 18.9 | 15.4 | 7.3 |
| Maret 2007 | 13,559,300 | 23,609,000 | 37,168,300 | 10,049,700 | 12.5 | 20.4 | 16.6 | 7.9 |

Sumber: Badan Pusat Statistik, 2016

Dalam tabel tersebut dapat dilihat bahwa prosentase penduduk miskin di perdesaan lebih tinggi antara 7,9% (Maret 2007) hingga 6,1% (September 2012) dibandingkan wilayah perkotaan. Prosentase tersebut relatif menurun dari tahun ke tahun, walaupun secara absolut selisihnya masih cukup besar, yaitu antara 10 juta hingga 7,5 juta penduduk miskin. Dalam sisi jumlah, penduduk miskin di perdesaan masih mencapai sekitar 18 juta jiwa pada September 2012. Tingginya kemiskinan di perdesan ini menunjukkan pentingnya intervensi di wilayah tersebut, salah satunya berupa penanganan infrastruktur termasuk infrastruktur jalan.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Pengaruh jalan terhadap kesejahteraan telah dibahas oleh banyak peneliti. Kajian oleh Jacoby (2000) dengan menggunakan basis data di Nepal menyimpulkan bahwa penyediaan akses jalan ke pasar secara ekstensif akan memberikan keuntungan secara rata-rata, sebagian besar dinikmati oleh keluarga miskin. Meskipun demikian, manfaat tersebut belum memberikan pengaruh besar pada ketidakmerataan pendapatan di masyarakat. Kajian oleh Latif (2002) di Bangladesh menunjukkan bahwa terdapat dampak positif yang signifikan dalam pengembangan transportasi dan jaringan perdagangan terhadap pendapatan, konsumsi dan pengurangan kemiskinan. Untuk itu, pemerintah seharusnya mengembangan program pembangunan infrastruktur di wilayah lain yang masih tertinggal. Kajian Ali dan Permia (2003) dari Asian Development Bank (ADB) terhadap investasi infrastruktur perdesaan menunjukkan adanya pengaruh terhadap peningkatan produktifitas pertanian dan non pertanian, kesempatan kerja dan pendapatan, serta peningkatan pencapaian gaji yang lebih baik.

Beberapa hasil kajian tersebut memberikan dasar masalah bagi penyusunan paper ini, yaitu bagaimana pengaruh infrastruktur jalan desa di Indonesia terhadap kesejahteraan masyarakatnya. Hasil kajian diharapkan akan memberikan kondisi karakteristik khas yang terjadi di Indonesia dibandingkan hasil kajian lainnya yang pernah dilakukan di negara lain. Diharapkan hasil kajian akan memberi masukan berarti bagi para pemegang kebijakan dalam penetapan prioritas pengembangan jalan desa di Indonesia.

## 2. METODOLOGI

Metodologi yang digunakan adalah dengan memanfaatkan data sekunder berupa kombinasi data lintas wilayah (cross section) dan rata runtun waktu (time series), atau dalam statistik dikenal sebagai data panel (pooled data). Pendekatan yang umum digunakan untuk menganalisis data panel adalah model ekonometrika dengan metode pemilihan model terbaik antara *fixed effect* atau *random effect*. Bentuk model yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$kesjh_{it} = \alpha + \beta_1.aks_{it} + \beta_2.karakt_{it} + u_{it} \quad (1)$$

dengan:

| | | |
|---|---|---|
| kesjh | = | tingkat kesejahteraan, diwakili oleh nilai PDRB perkapita penduduk dan jumlah penduduk miskin |
| aks | = | prosentase jalan dengan aksesibilitas kendaraan roda 4/lebih sepanjang tahun |
| karakt | = | prosentase wilayah perdesaan |
| i | = | data *cross section* |
| t | = | data *time series* |
| $\alpha$ | = | konstanta |
| $\beta$ | = | koefisien variabel bebas |
| u | = | *error term* |

Bentuk model yang biasa digunakan untuk mengukur peran atau pengaruh variabel adalah bentuk power atau Cobb Douglass, yang memiliki bentuk umum:

$$Y_{it} = \alpha.X^{\beta}_{it}.u_{it} \quad (2)$$

dengan:

| | | |
|---|---|---|
| Y | = | variabel tergantung, misalnya tingkat kesejahteraan |
| X | = | variabel bebas, misalnya prosentase jalan dengan aksesibilitas kendaraan roda 4/lebih sepanjang tahun atau prosentase wilayah perdesaan |
| $\alpha$ | = | konstanta |
| $\beta$ | = | koefisien variabel bebas |
| u | = | *error term* |

Bentuk tersebut dapat ditransformasikan dalam bentuk linier dengan mengubah menjadi persamaan logaritma natural, sehingga berbentuk:

$$LnY_{it} = Ln\ \alpha + n\ LnX_{it} + u_{it} \quad (3)$$

Persamaan (3) dapat dianalisis sebagai persamaan linier.

Pengujian model akan dilakukan dengan pendekatan *ordinary least square/OLS* (*common effect*), *fixed effect/FEM* dan *random effect/ECM* untuk memperoleh bentuk model yang terbaik. Pemilihan metode *fixed effect* dan *random effect* dapat dilakukan tergantung dari beberapa asumsi yaitu korelasi yang terjadi antar individu, *cross section*

ISBN: 978-602-60286-0-0

*specific, error component* $\varepsilon_i$ dan variabel bebas X. Jika $\varepsilon_i$ dan X's tidak berkorelasi, ECM lebih pantas dipilih, sementara jika $\varepsilon_i$ dan X's berkorelasi, FEM lebih baik. Sebagaimana disampaikan oleh Wooldridge, pada banyak aplikasi, alasan utama menggunakan data panel adalah kemampuan mengolah *unobserved effect* ($\varepsilon_i$) berkorelasi dengan variabel bebas.

Menurut Judge dalam Gujarati (2004), pemilihan metode antara ECM dan FEM dapat dilakukan berdasarkan beberapa hal berikut:

a. Jika T (jumlah data *time series*) besar dan N (jumlah data *cross section*) kecil, hal ini akan mengakibatkan perbedaan yang kecil pada hasil estimasi melalui ECM dan FEM, sehingga permasalahannya pada kemudahan perhitungan. Dalam hal ini FEM lebih mudah dilakukan.
b. Jika N besar dan T kecil, perbedaan diantara kedua metode dapat signifikan. Dapat dijelaskan bahwa dalam ECM $\beta_{1i} = \beta_1 + \varepsilon_1$, dimana $\varepsilon_i$ adalah komponen *random cross section*, sementara dalam FEM $\beta_{1i}$ adalah tetap dan tidak random. Pada kasus kedua, kesimpulan statistik adalah kondisional tergantung unit *cross section* dalam sampel. Bila terdapat kepercayaan yang tinggi bahwa data individu atau *cross section* yang digunakan adalah random dalam menggambarkan data yang lebih besar. Dalam kasus tersebut, FEM adalah pantas digunakan. Jika unit *cross section* dalam sampel adalah random, ECM lebih pantas digunakan.
c. Jika komponen *individual error* ($\varepsilon_i$) dan satu atau lebih variabel bebas berkorelasi, estimator ECM menjadi bias, sementara estimator melalui FEM tidak.
d. Jika N besar dan T kecil, dan jika asumsi yang mendasari ECM dipenuhi, estimator ECM adalah lebih efisien digunakan dibandingkan FEM.

Selain pendekatan kualitatif tersebut, terdapat perhitungan kuantitatif untuk memilih yang lebih baik pada kedua metode tersebut, yaitu dengan Hausman Test. Hipotesis null dari Hausman Test adalah tidak ada perbedaan yang signifikan diantara hasil estimasi melalui ECM dan FEM. Hausman test memiliki distribusi asymtotic $\chi^2$. Jika hipotesis null ditolak, kesimpulannya adalah ECM tidak pantas dan lebih baik menggunakan FEM, dengan kesimpulan statistik tergantung dari nilai $\varepsilon_i$ pada sampel.

Model yang dibentuk akan diarahkan pada dua bentuk model, yaitu:

a. Model Pertumbuhan, dengan variabel tergantung berupa Produk Domestik Regional Bruto (PDRB) perkapita level provinsi yang secara umum mencerminkan tingkat aktifitas ekonomi yang diharapkan mampu dinikmati masyarakat di suatu wilayah.
b. Model Pemerataan, dengan variabel tergantung adalah jumlah penduduk miskin di suatu provinsi, yang mencerminkan sejauhmana aktifitas ekonomi yang terjadi akan dinikmati oleh seluruh penduduk.

Variabel bebas yang digunakan untuk kedua model tersebut adalah data kondisi jalan desa dan karakteristik wilayah. Data kondisi jalan merupakan data level desa yang kemudian diagregasi menjadi data level provinsi, yang meliputi kemampuan jalan untuk dilewati sepanjang tahun (aksesibilitas), sementara karakteristik wilayah diwakili oleh prosentase wilayah perdesaan di suatu provinsi. Seluruh data yang digunakan bersumber dari Badan Pusat Statistik (BPS) baik sebagai data mentah (raw data) maupun data olahan yang terpublikasi. Rentang waktu data adalah selama 2 periode, yaitu tahun 2011 dan 2014. Pemilihan tahun tersebut didasarkan oleh ketersediaan data Potensi Desa yang tidak dikeluarkan setiap tahun oleh BPS.

Penyusunan dan pengujian model dilakukan melalui software pengolah data berupa MS Access, MS Excell serta software statistik berupa Eviews.

## 3. HASIL DAN DISKUSI

### Data

Data yang digunakan untuk pemodelan disajikan dalam Tabel 2.

Tabel 2. Basis Data untuk Pemodelan

| Provinsi | 2011 | | | | 2014 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | misk | pdrbp | des | kual | misk | pdrbp | des | kual |
| Aceh | 894.81 | 23428.63 | 71.9 | 82.85 | 837.42 | 26585.01 | 69.5 | 88.35 |
| Sumut | 1,481.31 | 28518.19 | 50.8 | 81.62 | 1,360.60 | 38045.85 | 47.4 | 82.34 |
| Sumbar | 442.09 | 24056.68 | 61.3 | 93.78 | 354.74 | 32549.44 | 55.8 | 93.77 |
| Riau | 482.05 | 84811.19 | 60.8 | 78.96 | 498.28 | 109832.52 | 60.4 | 71.33 |
| Jambi | 272.67 | 32682.04 | 69.3 | 83.80 | 281.75 | 46004.12 | 68 | 84.74 |
| Sumsel | 1,074.81 | 29830.37 | 64.2 | 80.05 | 1,085.80 | 38834.86 | 63.5 | 82.72 |
| Bengkulu | 303.60 | 18368.8 | 69 | 91.59 | 316.50 | 24520.48 | 68.3 | 90.44 |
| Lampung | 1,298.71 | 21981.47 | 74.3 | 91.11 | 143.94 | 28781.83 | 71.7 | 86.00 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

| Provinsi | 2011 | | | | 2014 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | misk | pdrbp | des | kual | misk | pdrbp | des | kual |
| Babel | 72.06 | 32465.38 | 50.8 | 98.31 | 67.23 | 41960.45 | 47.5 | 97.88 |
| Kepri | 129.56 | 72571.75 | 17.2 | 90.15 | 124.17 | 95396.95 | 17 | 86.51 |
| Jabar | 4,648.63 | 23251.17 | 34.3 | 94.95 | 4,238.96 | 30110.13 | 27.1 | 96.63 |
| Jateng | 5,107.36 | 21162.83 | 54.3 | 97.43 | 4,561.82 | 27613.04 | 51.6 | 98.51 |
| DIY | 560.88 | 20333.34 | 33.6 | 100.00 | 532.58 | 25693.39 | 29.5 | 99.54 |
| Jatim | 5,356.21 | 29613.05 | 52.4 | 97.10 | 4,748.42 | 39903.87 | 48.9 | 98.29 |
| Banten | 690.49 | 27977.01 | 33 | 91.33 | 649.19 | 36972.96 | 32.3 | 95.21 |
| Bali | 166.23 | 26433.49 | 39.8 | 99.72 | 195.96 | 38112.66 | 34.5 | 99.02 |
| NTB | 894.77 | 14879.83 | 58.3 | 93.58 | 816.62 | 17228.76 | 54.6 | 94.21 |
| NTT | 1,012.90 | 10194.01 | 80.7 | 75.56 | 991.88 | 13620.02 | 78.4 | 80.42 |
| Kalbar | 380.11 | 21548.09 | 69.8 | 56.38 | 381.91 | 27975.16 | 66.9 | 56.09 |
| Kalteng | 146.91 | 28952.94 | 66.5 | 58.49 | 148.82 | 36834.82 | 63.4 | 57.47 |
| Kalsel | 194.62 | 26594.38 | 57.9 | 81.73 | 189.49 | 33545.74 | 54.9 | 85.58 |
| Kaltim | 247.90 | 140229.63 | 36.8 | 67.39 | 252.68 | 155136.65 | 34 | 75.08 |
| Sulut | 194.90 | 24867.95 | 54.8 | 91.61 | 197.56 | 33781.4 | 50.2 | 94.86 |
| Sulteng | 423.63 | 22547.48 | 75.7 | 86.05 | 387.06 | 31878.01 | 72.8 | 86.56 |
| Sulsel | 832.91 | 24311.67 | 63.3 | 87.09 | 806.35 | 35592.79 | 59.4 | 90.04 |
| Sultra | 330.00 | 24302.1 | 72.6 | 84.04 | 314.09 | 32115.11 | 68.8 | 86.59 |
| Gorontalo | 198.27 | 16381.67 | 66 | 86.03 | 195.10 | 22589.06 | 61 | 91.02 |
| Sulbar | 164.86 | 17001.85 | 77.1 | 65.18 | 154.69 | 23362.01 | 77.1 | 72.56 |
| Maluku | 360.32 | 13604.41 | 62.9 | 67.68 | 307.02 | 19146.36 | 62 | 58.65 |
| Malut | 97.31 | 16002.57 | 72.9 | 71.51 | 84.79 | 21124.26 | 72.2 | 70.50 |
| Papbar | 249.84 | 56305.11 | 70.1 | 64.29 | 225.46 | 68586.11 | 67.7 | 66.74 |
| Papua | 944.79 | 37111.15 | 74 | 33.16 | 864.11 | 39850.48 | 71.6 | 29.64 |

Keterangan:
misk = jumlah penduduk miskin (ribu org)
pdrbp = PDRB perkapita (ribu rupiah)
des = prosentase wilayah perdesaan
kual = prosentase ruas jalan yang mampu dilewati sepanjang tahun
Sumber data: Badan Pusat Statistik (2011, 2014)

## Hasil Pemodelan

Hasil pemodelan yang dilakukan beserta tingkat sifnifikansi koefisien variabel, koefisien determinasi dan pemilihan model terbaik disajikan dalam tabel-tabel berikut:

Tabel 3. Resume Hasil Model Pertumbuhan

| Pendekatan | $\alpha$ | $\beta_1$ kual | $\beta_2$ des | Adj $R^2$ | Hasil uji pemilihan model |
|---|---|---|---|---|---|
| *Pooled least square (PLS)* | | 1.84 (0.00) | 0.548 (0.01) | -1.06 | • Uji redundant fixed effect (PLS vs FEM) = FEM<br>• Uji Haussman (FEM vs ECM) = ECM<br>• Kesimpulan: model ECM lebih layak digunakan |
| *Fixed effect (FEM)* | 11.549 (0.00) | 0.420 (0.33) | -0.766 (0.00) | 0.822 | |
| *Random effect (ECM)* | 16.167 (0.00) | -0.611 (0.02) | -0.788 (0.00) | 0.253 | |

Sumber: Hasil analisis, 2016
*tanda kurung menunjukkan tingkat signifikansi kesalahan variabel

Pada model pertumbuhan, model terbaik adalah *random effect* (ECM), dengan bentuk model:

$$pdrbp = 16{,}167.kual^{-0{,}611}.des^{-0{,}788}$$

Model ini memiliki nilai koefisien variabel yang signifikan baik untuk koefisien kualitas jalan maupun karakteristik wilayah, meskipun nilai koefisien determinasi (Adj $R^2$) relatif rendah, yaitu 0,253.

Bentuk model pemerataan adalah sebagai berikut:

Tabel 4. Resume Hasil Model Pemerataan

| Pendekatan | $\alpha$ | $\beta_1$ kual | $\beta_2$ des | Adj $R^2$ | Hasil uji pemilihan model |
|---|---|---|---|---|---|
| *Pooled least square (PLS)* | | 1.12 (0.00) | 0.293 (0.321) | 0.00 | • Uji redundant fixed effect (PLS vs FEM) = FEM<br>• Uji Haussman (FEM vs ECM) = FEM<br>• Kesimpulan: model FEM lebih layak digunakan |
| *Fixed effect (FEM)* | 14.62 (0.00) | -1.97 (0.03) | 0.03 (0.94) | 0.816 | |
| *Random effect (ECM)* | 8.57 0.00 | -0.45 (0.42) | -0.122 (0.73) | 0.00 | |

Sumber: Hasil analisis, 2016
*tanda kurung menunjukkan tingkat signifikansi kesalahan variabel

ISBN: 978-602-60286-0-0

Hasil analisis model pemerataan menunjukkan bahwa model terbaik adalah *fixed effect model* (FEM), dengan bentuk model:

$$misk = 14{,}62.kual^{-1{,}12}.des.^{0{,}03}$$

Model ini memiliki nilai koefisien variabel kualitas jalan yang signifikan dan nilai karakteristik wilayah yang tidak signifikan, dengan nilai koefisien determinasi yang cukup tinggi, yaitu 0,816.

### Analisis

Dari hasil pemodelan dapat dianalisis bahwa tingkat kualitas jalan dan karakteristik wilayah memang cukup signifikan terhadap nilai PDRB perkapita, dengan tanda yang negatif. Hal ini berarti kualitas jalan akan sangat mempengaruhi peningkatan PDRB di suatu wilayah. Meskipun demikian, tanda variabel kesejahteraan berlawanan dengan asumsi yang digunakan, yaitu negatif. Hal ini berarti setiap penurunan sebesar 1% aksesibilitas (jalan yang dapat dilewati sepanjang tahun) pada suatu provinsi justru akan menaikkan 0,611% PDRB perkapita di wilayah tersebut. Hal ini berbeda dengan asumsi bahwa pengaruh aksesibilitas jalan bersifat positif, yang berarti mendukung perekonomian wilayah yang berdampak pada kenaikan PDRB. Alternatifnya peran PDRB banyak didukung oleh infrastruktur besar, seperti jalan kabupaten, provinsi maupun nasional, sementara jalan desa lebih banyak dilewati untuk aktifitas sosial masyarakat yang kurang banyak berdampak secara ekonomi dalam lingkup regional.

Di sisi lain, karakteristik wilayah perdesaan terpengaruh secara signifikan terhadap besaran PDRB wilayah, dengan setiap penambahan 1% wilayah sebagai wilayah perdesaan, akan menurunkan nilai PDRB perkapita sebesar 0,788%. Hal ini menunjukkan bahwa wilayah perdesaan belum banyak menyumbang penambahan PDRB wilayah. Hal ini dimungkinkan oleh jenis kegiatan di perdesaan yang lebih banyak bersifat non ekonomis dan lebih banyak dikonsumsi untuk kebutuhan sendiri. Sifat kegiatan tersebut menyebabkan wilayah perdesaan memiliki peran yang relatif kecil terhadap pembentukan PDRB wilayah.

Namun di sisi lain, kualitas jalan tersebut justru mampu mengurangi kemiskinan yang terjadi di suatu wilayah, dengan setiap penambahan aksesibilitas sebesar 1% akan mengurangi kemiskinan sebesar 1,97%. Hal ini dimungkinkan, dengan kegiatan-kegiatan non ekonomi yang dilakukan, masyarakat justru mampu melakukan perkuatan kapasitas sehingga mampu meningkatan kemampuan secara ekonomi. Di sisi lain, pemanfaat jalan di lingkup lokal sebagian besar adalah masyarakat miskin, sebagaimana kajian di Nepal oleh Jcoby (2000).

Di sisi lain, meskipun sangat tidak signifikan, wilayah perdesaan ditengarai juga memiliki jumlah penduduk miskin yang lebih tinggi, dengan setiap penambahan 1% wilayah perdesaan akan meningkatkan 0,03% jumlah penduduk miskin. Hal ini memperlihatkan masih perlunya perhatian penanganan infrastruktur di perdesaan, sehingga diharapkan akan mampu mengurangi kemiskinan yang terjadi di wilayah tersebut.

## 4. KESIMPULAN

Penelitian memberikan beberapa kesimpulan, diantaranya adalah:

a. Dari sisi pertumbuhan, aksesibilitas jalan desa tidak memberikan sumbangan terhadap PDRB yang cukup besar. Hal ini ditengarai karena karakteristik kegiatan yang memanfaatkan jalan desa bersifat kegiatan skala kecil dan bersifat sosial atau non ekonomis.

b. Dari sisi pemerataan, aksesibilitas ruas jalan di suatu wilayah memiliki peran yang sangat signifikan untuk menurunkan tingkat kemiskinan di suatu wilayah. Hal ini dimungkinkan karena aktifitas sosial ekonomi yang dilakukan akan meningkatkan kapasitas penduduk miskin. Hal ini sesuai dengan hasil kajian di Nepal yang memperlihatkan penduduk miskin adalah pemanfaat utama jaringan jalan di perdesaan.

## DAFTAR PUSTAKA

Ali, I. And Pernia, E.M. (2003). “Infrastructure and Poverty Reduction, What is the Connection?”. Asian Development Bank, Manila, Philippines

Hanan, G.J. (2000). “Access to Markets and the Benefits of Rural Roads”, The Economic Journal, Vol. 110, No. 465 (Jul., 2000), pp. 713-737

Latif, M.A. (2002). “Income, Consumption and Poverty Impact of Infrastructure Development”. The Bangladesh Development Studies, Vol. 28, No. 3 (September 2002), pp. 1-35

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PEMILIHAN MODA TRANSPORTASI KE KAMPUS OLEH MAHASISWA UNIVERSITAS GADJAH MADA

**Ibnu Fauzi[1] dan Imam Basuki[2]**

*[1]Mahasiswa Magister Teknik Sipil Bidang Transportasi, Universitas Atma Jaya Yogyakarta,*
*Jl. Babarsari 44 Yogyakarta*
*Email: ibnu.fauzi.civil@gmail.com*
*[2]Dosen Program Studi Magister Teknik Sipil, Universitas Atma Jaya Yogyakarta,*
*Jl. Babarsari 44 Yogyakarta*
*Email: imbas@mail.uajy.ac.id*

## ABSTRAK

Studi pemilihan moda transportasi ke kampus oleh mahasiswa Universitas Gadjah Mada bertujuan untuk mengidentifikasi karakteristik pemilihan moda transportasi serta mengetahui faktor-faktor yang mempengaruhi mahasiswa dalam pemilihan moda transportasi menuju kampus. Pengumpulan data dilakukan melalui penyebaran kuesioner secara *accidental sampling* kepada 236 responden mahasiswa aktif Universitas Gadjah Mada dengan titik pengamatan pada 5 jalan utama memasuki kawasan kampus yaitu Bunderan UGM, Jalan Argo, Jalan Jembatan Baru UGM, Jalan Kaliurang dan Jalan Prof. Dr. Drs. Notonegoro. Kuesioner dibuat dengan format pertanyaan berdasarkan pada variabel faktor pemilihan moda transportasi yang meliputi karakter pengguna moda transportasi, karakter pergerakan, karakter fasilitas moda transportasi dan karakter wilayah/kawasan studi. Pengolahan data menggunakan metode analisis deskriptif terhadap karakteristik pemilihan moda transportasi oleh mahasiswa dan metode evaluatif berupa analisa korelasi variabel yang mempengaruhi pemilihan moda transportasi oleh mahasiswa Universitas Gadjah Mada. Hasil analisis menunjukkan 68,64% atau prosentase terbesar responden menggunakan sepeda motor, 11,02% responden berjalan kaki, 7,63% menggunakan mobil, dan 7,20% menggunakan sepeda, serta 5,51% menggunakan angkutan umum. Dari hasil nilai korelasi dan tingkat hubungan variabel terhadap pemilihan moda dapat diketahui bahwa variabel kepemilikan kendaran memiliki tingkat korelasi (hubungan) yang cukup kuat terhadap pemilihan moda transportasi dengan nilai sebesar 0,676 ($\alpha < 0,05$). Kemudian untuk variabel yang memiliki korelasi sedang terhadap pemilihan moda transportasi meliputi variabel kepemilikan SIM dengan nilai 0,518 ($\alpha < 0,05$), variabel biaya tempuh 0,403 ($\alpha < 0,05$), variabel jarak tempuh 0,405 ($\alpha < 0,05$) serta untuk variabel yang memiliki korelasi rendah adalah variabel jenis kelamin 0,208 ($\alpha < 0,05$).

**Kata kunci**: Pemilihan Moda, Universitas Gadjah Mada, Analisis Deskriptif, *Chi Square*

## 1. PENDAHULUAN

Perkembangan dan pertumbuhan masyarakat yang pesat dewasa ini telah memberikan dampak yang luar biasa terhadap berbagai aspek kehidupan, mulai dari peningkatan ruang untuk aktivitas masyarakat sampai dengan peningkatan pergerakan masyarakat. Peningkatan pergerakan yang dipengaruhi oleh perkembangan wilayah/ penduduk terutama pada kawasan perkotaan yang ternyata tidak mampu direspon dengan pengelolaan atau perencanaan sistem transportasi dengan baik, hingga pada akhirnya menimbulkan berbagai permasalahan wilayah seperti kemacetan.

Fenomena kemacetan saat ini terjadi pada beberapa ruas jalan ataupun kawasan di Yogyakarta, dimana salah satu lokasi rawan kemacetan yang saat ini terjadi di Yogyakarta berada pada ruas jalan di sekitar Universitas Gadjah Mada. Kondisi tersebut terjadi dikarenakan penggunaan ruas jalan secara bersamaan oleh mahasiswa, dosen dan karyawan untuk menuju kampus serta masyarakat umum untuk melakukan aktivitasnya di luar rumah.

Peningkatan jumlah mahasiswa terutama mahasiswa yang menggunakan kendaraan, baik dengan kendaraan pribadi maupun angkutan umum tampaknya menyumbang kepadatan dan kemacetan lalu lintas pada ruas jalan di sekitar Universitas Gadjah Mada. Oleh karena itu, perlu adanya perencanaan yang tepat untuk menyelesaikan permasalahan transportasi yang terjadi di sekitar Universitas Gadjah Mada. Langkah awal yang dapat dilakukan adalah dengan mengetahui karakteristik mahasiswa dalam melakukan pergerakan menuju kampus, terutama dalam hal pemilihan moda transportasi yang akan digunakan. Hal tersebut bermanfaat karena dapat dijadikan sebagai dasar penentuan langkah yang tepat dalam mengurangi penggunaan kendaraan yang digunakan mahasiswa menuju kampus.

Penelitian ini juga memiliki tujuan yang sama yaitu untuk mengetahui karakteristik pemilihan moda transportasi baik yang digunakan oleh mahasiswa menuju kampus dan karakteristik tersebut dijadikan dasar untuk menentukan model pemilihan moda transportasi menuju Universitas Gadjah Mada. Tujuan dari pelaksanaan studi ini adalah mengidentifikasi karakteristik pemilihan moda transportasi yang digunakan oleh mahasiswa untuk mencapai kampus, mengetahui faktor-faktor yang mempengaruhi mahasiswa dalam pemilihan moda transportasi menuju kampus, menentukan model pemilihan moda transportasi mahasiswa dalam pergerakan menuju kampus.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

### Moda Transportasi

Menurut Morlok (1978), transportasi didefinisikan sebagai kegiatan memindahkan atau mengangkut sesuatu dari suatu tempat ketempat lain. Sedangkan Moda Transportasi adalah jenis atau bentuk (angkutan) yang digunakan untuk memindahkan orang dan atau barang dari tempat asal ketempat lain (tujuan). Moda transportasi darat terdiri dari seluruh bentuk alat transportasi yang beroperasi di darat. Moda transportasi darat sering dianggap identik dengan moda transportasi jalan raya (Warpani, 1990).

### Pergerakan

Menurut Bourne (1971), menyatakan bahwa pola guna lahan di daerah perkotaan mempunyai hubungan yang erat dengan pola pergerakan penduduk. Setiap bidang tanah yang digunakan untuk kegiatan tertentu akan menunjukkan potensinya sebagai pembangkit atau penarik pergerakan. Dapat disimpulkan bahwa pola guna lahan akan mempengaruhi pola pergerakan dan jarak. Semakin rumit pola perkembangan kota maka akan semakin besar beban yang dimiliki kota tersebut, hal ini mengakibatkan sistem kota menjadi tidak efisien karena pola guna lahan dan pergerakan tidak terkendali serta jarak tempuh antar lokasi kegiatan tidak terukur.

### Pengaruh Guna Lahan Terhadap Pergerakan

Sistem transportasi perkotaan terdiri dari berbagai aktivitas yang berlangsung di atas sebidang tanah dengan tata guna lahan yang berbeda. Untuk memenuhi kebutuhannya manusia melakukan perjalanan diantara dua tata guna lahan tersebut dengan menggunakan sistem jaringan transportasi. Hal ini menimbulkan pergerakan arus manusia, kendaraan dan barang yang mengakibatkan berbagai macam interaksi. Hampir semua interaksi memerlukan perjalanan dan oleh sebab itu menghasilkan pergerakan arus lalu lintas (Tamin, 2000).

Karakteristik dan intensitas penggunaan lahan akan mempengaruhi karakteristik pergerakan penduduk. Pembentuk pergerakan ini dibedakan atas pembangkit pergerakan dan penarik pergerakan. Perubahan guna lahan akan berpengaruh pada peningkatan bangkitan perjalanan yang akhirnya akan menimbulkan peningkatan kebutuhan prasarana dan sarana transportasi. Sedangkan besarnya tarikan pergerakan ditentukan oleh tujuan atau maksud perjalanan (Black, 1981).

### Besaran dan Distribusi Pergerakan

Besaran perjalanan bergantung pada kegiatan kota, sedang penyebab perjalanan adalah adanya keinginan manusia untuk memenuhi kebutuhannya yang tidak diperoleh di tempat asalnya. Bangkitan dan tarikan perjalanan bervariasi untuk setiap tipe tata guna lahan. Semakin tinggi tingkat penggunaan lahan akan semakin tinggi pergerakan yang dihasilkan(Tamin,2000).

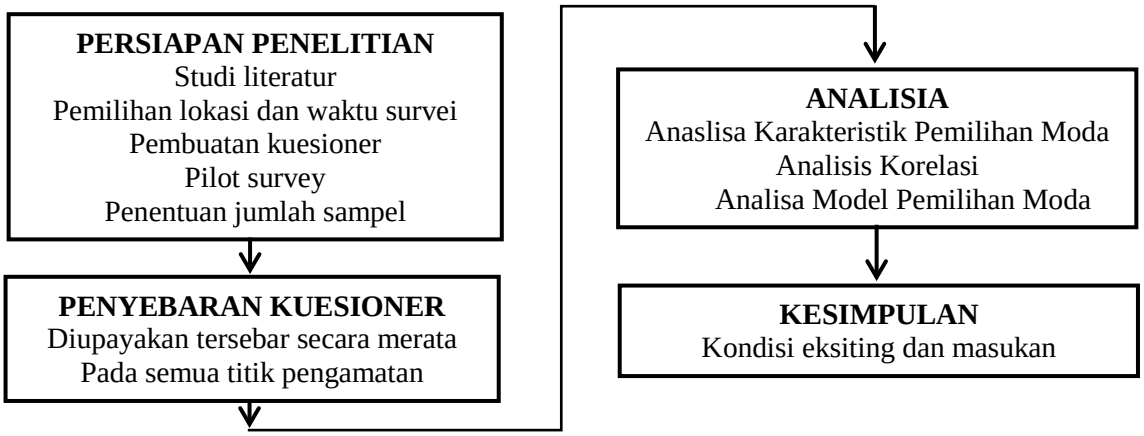
Sebaran pergerakan ini menunjukkan ke mana dan dari mana arus lalu lintas bergerak dalam suatu wilayah. Pola sebaran arus lalu lintas antara zona asal ke zona tujuan adalah hasil dari dua hal yang terjadi secara bersamaan, yaitu lokasi dan intensitas tata guna lahan yang akan menghasilkan arus lalu lintas dan pemisah ruang, serta interaksi antara dua buah tata guna lahan yang akan mengkasilkan pergerakan manusia dan/atau barang (Tamin, 2000).

Semakin tinggi intensitas suatu tata guna lahan, akan semakin tinggi pula tingkat kemampuannya dalam menarik lalu lintas, namun apabila jarak yang harus ditempuh semakin besar maka daya tarik suatu tata guna lahan akan berkurang. Siatem transportasi hanya dapat mengurangi hambatan pergerakan dalam ruang, tetapi tidak dapat mengurangi jarak. Oleh karena itu, jumlah pergerakan lalu lintas antara dua buah tata guna lahan bergantung dari intensitas kedua tata guna lahan dan pemisahan ruang (jarak, waktu, dan biaya) antara kedua zonanya. Sehingga arus lalu lintas antara dua buah tata guna lahan mempunyai korelasi positif dengan intensitas guna lahan dan korelasi negatif dengan jarak (Tamin, 2000).

ISBN: 978-602-60286-0-0

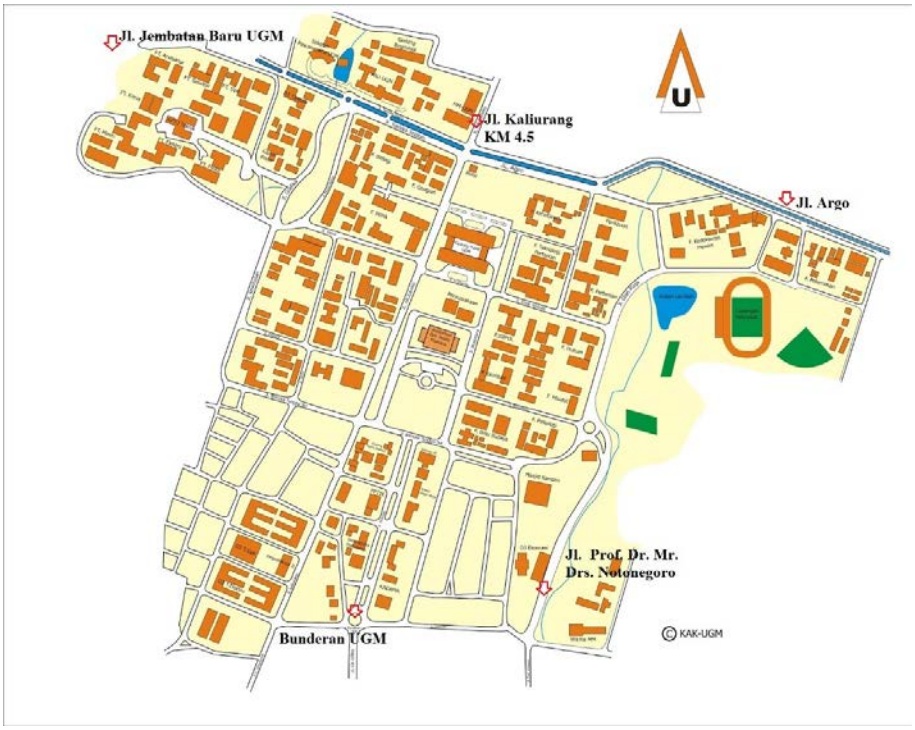
## 3. METODOLOGI PENELITIAN

Metode penelitian yang digunakan dalam penelitian ini adalah penelitian jenis deskriptif kualitatif. Secara garis besar prosedur penelitian yang dilakukan disajikan dalam Gambar 1.




Gambar 1. Diagram Alur Penelitian

Untuk mengetahui pemilihan moda transportasi ke kampus oleh mahasiswa Universitas Gadjah Mada digunakan kuesioner dengan format pertanyaan mengacu pada variabel faktor pemilihan moda transportasi yang meliputi karakter pengguna moda transportasi, karakter pergerakan, karakter fasilitas moda transportasi dan karakter wilayah/kawasan studi. Variabel karakter pengguna transportasi meliputi jenis kelamin, usia, asal fakultas, kepemilikan SIM, kepemilikan kendaraan (jumlah kendaraan pribadi), pendapatan (pendapatan keluarga atau pendapatan pribadi). Variabel karakter pergerakan, meliputi lokasi asal/tempat tinggal, tujuan pergerakan. Variabel fasilitas moda transportasi, meliputi waktu perjalanan, biaya transportasi, jarak tempuh serta intensitas pergantian moda. Populasi target penelitian ini adalah mahasiswa aktif Universitas Gadjah Mada dengan titik pengamatan pada 5 jalan utama memasuki kawasan kampus yaitu Bunderan UGM, Jalan Argo, Jalan Jembatan Baru UGM, Jalan Kaliurang dan Jalan Prof. Dr. Drs. Notonegoro seperti yang terlihat pada Gambar 2 di bawah ini.




Sumber : Kantor Administrasi Kerjasama (KAK) Universitas Gadjah Mada

Gambar 2. Lokasi Pengambilan Data

ISBN: 978-602-60286-0-0

Teknik pengambilan sampel yang digunakan peneliti adalah *accidental sampling*. Jumlah sampel dalam penelitian ini ditentukan dengan rumus Slovin (Umar, 2004), yaitu:

$$n = \frac{N}{1 + N(e)^2} \quad (1)$$

dengan n = ukuran sampel, N = ukuran populasi, e = % kelonggaran ketidak telitian karena kesalahan pengambilan sampel yang dapat ditolerir atau di inginkan.

Populasi dari penelitian ini adalah Mahasiswa aktif UGM yang berdasarkan data yang diperoleh dari Pangkalan Data Pendidikan Tinggi, Kementerian Riset Teknologi dan Pendidikan Tinggi bulan Mei 2016 berjumlah 38.848, dihitung berdasarkan rumus Slovin dalam persamaan (1) dengan menggunakan nilai e sebesar 6,5% diperoleh nilai n sebesar 235,25 atau dibulatkan menjadi 236 responden.

### Analisa Karakteristik dan Korelasi Pemilihan Moda

Analisis deskriptif digunakan untuk mengidentifikasi karakteristik pemilihan moda transportasi menuju kampus oleh mahasiswa Universitas Gadjah Mada. Analisa faktor-faktor yang mempengaruhi pemilihan moda. Analisis korelasi bertujuan untuk mengetahui hubungan korelasi antara variabel-variabel yang mempengaruhi mahasiswa dalam pemilihan moda transportasi menuju kampus. Metode analisis yang digunakan adalah analisis korelasi dengan menggunakan alat analisis berupa *software* SPSS 19.0. Langkah awalnya adalah menggunakan analisis *chi square* dan analisis kolerasi untuk mengetahui hubungan antar variabel penelitian yang terdapat pada kuisioner.

## 4. ANALISA DAN PEMBAHASAN

### Karakteristik Pemilihan Moda Menuju Kampus

Karakteristik pemilihan moda transportasi menuju kampus ini menguraikan karakteristik mahasiswa sebagai responden dalam penelitian ini sampai dengan jenis moda transportasi yang dipilih responden untuk mencapai kampus. Adapun jumlah total responden dalam penelitian ini sebanyak 236 mahasiwa yang tersebar di 18 fakultas Program Sarjana dengan prosentase 74,6%, serta Program Vokasi sebanyak 19,9% dan Program Magister sebanyak 5,5%.

### Jenis Kelamin

Karakter responden berdasar jenis kelamin diperkirakan dapat mempengaruhi pemilihan moda transportasi yang akan dipergunakan, dimana pada umumnya mahasiswa/responden perempuan lebih memilih transportasi yang aman atau tidak beresiko sementara reponden laki-laki lebih memilih untuk melakukan peregerakan dengan cepat menuju kampus serta kurang memperhatikan aspek keamanan maupun resiko. Berdasar pada hasil survei, diketahui bahwa prosentase responden yang berjenis kelamin laki-laki sebanyak 46,6% dan responden dengan jenis kelamin Wanita sebanyak 53,4%.

Berdasar pada hasil survey langsung, juga diketahui bahwa mahasiswa responden yang menggunakan moda transportasi non motor dengan berjalan kaki serta bersepeda untuk menuju kampus proporsi jumlahnya relatif kecil yaitu sebesar 11,0% dan 7,2% dari total jumlah mahasiswa responden. Sementara itu, mahasiswa responden paling banyak menggunakan moda transportasi bermotor yaitu sepeda motor yang proporsi jumlahnya mencapai 68,6% dari total jumlah mahasiswa responden. Hasil proporsi pemilihan moda oleh mahasiswa responden yang digunakan untuk mencapai kampus Universitas Gadjah Mada selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 1.

Tabel 1. Analisis Tabulasi Silang Jenis Kelamin Responden dan Pemilihan Moda

| Jenis Kelamin | Pemilihan Moda | | | | | T |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | JK | SPD | SPM | MBL | AU | |
| Pria | 3.4% | 3.4% | 36.0% | 3.0% | 0.8% | 46.6% |
| Wanita | 7.6% | 3.8% | 32.6% | 4.7% | 4.7% | 53.4% |
| Jumlah | 11.0% | 7.2% | 68.6% | 7.6% | 5.5% | 100.0% |

### Usia

Karakteristik usia responden ini diukur dari usia tiap responden yang kemudian diklasifikasikan dalam kelompok rentang usia tertentu. Mayoritas responden dalam penelitian berada pada rentang usia 20 tahun sampai dengan 22 tahun dengan jumlah sebesar 111 orang responden.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Mahasiswa yang menggunakan kendaraan pribadi untuk menunjang pergerakan menuju kampus paling besar pada rentang usia 20–22 tahun. Kondisi tersebut disebabkan mahasiswa pada rentang usia ini berada pada tahap kuliah dengan beban dan rutinitas akademis dan non akademis yang semakin besar. Mahasiswa usia 20–22 tahun yang menggunakan kendaraan pribadi memiliki proporsi sebesar 44,0% sementara yang menggunakan kendaraan umum sebesar 3,0%. Hasil pemilihan moda trasportasi menurut usia respondennya dapat dilihat pada Tabel 2.

Tabel 2. Analisis Tabulasi Silang Usia Responden dan Pemilihan Moda

| Usia (tahun) | Pemilihan Moda | | | | | T |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | JK | SPD | SPM | MBL | AU | |
| 17-19 | 4.2% | 2.5% | 23.3% | 3.8% | 1.3% | 35.2% |
| 20-22 | 4.7% | 3.4% | 32.6% | 3.4% | 3.0% | 47.0% |
| 23-25 | 2.1% | 1.3% | 12.3% | 0.4% | 0.8% | 16.9% |
| 26-28 | 0.0% | 0.0% | 0.4% | 0.0% | 0.4% | 0.8% |
| Jumlah | 11.0% | 7.2% | 68.6% | 7.6% | 5.5% | 100.0% |

## Kepemilikan Kendaraan

Kepemilikan kendaraan diperkirakan memberikan pengaruh besar terhadap pemilihan moda transportasi oleh mahasiswa. Mahasiswa yang tidak memiliki ataupun hanya memiliki sedikit kendaraan terkadang memilih angkutan umum sebagai moda menuju kampus, sementara mahasiswa yang memiliki kendaraan lebih memilih untuk memanfaatkan kendaraannya untuk menuju kampus. Berdasar pada hasil survey diketahui bahwa responden yang tidak memiliki kendaraan sebanyak 45 orang, sementara responden yang memiliki kendaraan atau angkutan pribadi sebanyak 191 orang.

Berdasar pada hasil analisis, diperoleh hasil bahwa kondisi kepemilikan oleh mahasiswa cukup mempengaruhi pemilihan moda transportasi menuju kampus. Mahasiswa yang tidak memiliki kendaraan, lebih memiliki berjalan kaki dan menggunakan angkutan umum untuk menuju kampus dengan proporsi masing-masing sebesar 10,6% dan 2,1 %. Sementara itu, mahasiswa yang dengan kondisi kepemilikan kendaraan 1 unit berupa sepeda motor dimana hampir semuanya menggunakannya kendaraan yang dimiliki tersebut untuk menuju kampus dengan proporsi sebesar 63,1%. Lebih jelas proporsinya dapat dilihat pada Tabel 3.

Tabel 3. Analisis Tabulasi Silang Kepemilikan Kendaraan dan Pemilihan Moda

| Kepemilikan Kendaraan | Pemilihan Moda | | | | | T |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | JK | SPD | SPM | MBL | AU | |
| Tidak Memiliki | 10.6% | 2.1% | 0.0% | 0.0% | 2.1% | 14.8% |
| Memiliki 1 | 0.4% | 4.7% | 63.1% | 5.5% | 1.3% | 75.0% |
| Memiliki 2 | 0.0% | 0.4% | 5.5% | 2.1% | 2.1% | 10.2% |
| Jumlah | 11.0% | 7.2% | 68.6% | 7.6% | 5.5% | 100.0% |

## Kepemilikan SIM

Kepemilikan SIM (Surat Izin Mengemudi) diperkirakan dapat mempengaruhi mahasiswa dalam pemilihan moda transportasi. Mahasiswa yang belum memiliki SIM dan kelengkapan surat lainnya, pada umumnya lebih memilih untuk menggunakan angkutan umum daripada angkutan pribadi. Berdasar hasil survey dapat diketahui bahwa responden yang memiliki SIM dan kelengkapan surat lainnya berjumlah 191 orang sementara responden yang tidak/belum memiliki SIM sebesar 45 orang.

Berdasar hasil survey diketahui sebesar 80,9% mahasiswa memiliki SIM (Surat Izin Mengemudi). Dari jumlah mahasiswa yang memiliki SIM tersebut 65,7% diantaranya menggunakan kendaraan pribadi berupa sepeda motor untuk mencapai lokasi kampus, sementara 5,5% memilih menggunakan mobil. Kemudian untuk mahasiswa yang tidak memiliki SIM lebih memilih berjalan kaki dan juga memanfaatkan angkutan umum untuk dapat mencapai kampus. Kondisi ini mengindikasikan bahwa kondisi kepemilikan syarat legal (SIM) dalam berkendara cukup mempengaruhi mahasiswa dalam memilih moda transportasi yang digunakan untuk menuju kampus. Untuk informasi hasil analisis lebih jelas dapat dilihat pada Tabel 4.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 4. Analisis Tabulasi Silang Kepemilikan SIM dan Pemilihan Moda

| Kepemilikan SIM | Pemilihan Moda | | | | | T |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | JK | SPD | SPM | MBL | AU | |
| Memiliki SIM | 3.4% | 3.8% | 65.7% | 5.5% | 2.5% | 80.9% |
| Tidak Memiliki SIM | 7.6% | 3.4% | 3.0% | 2.1% | 3.0% | 19.1% |
| Jumlah | 11.0% | 7.2% | 68.6% | 7.6% | 5.5% | 100.0% |

## Tingkat Pendapatan

Aspek pendapatan diperkirakan dapat mempengaruhi pemilihan moda transportasi menuju kampus, dimana aspek pendapatan yang ditinjau dapat berupa pendapatan keluarga maupun pendapatan mahasiswa/responden pribadi. Semakin tinggi pendapatan pada umumnya akan mempengaruhi keinginan mahasiswa untuk membeli kendaraan pribadi sebagai sarana transportasinya. Berdasar pada keterangan responden, diketahui bahwa sebagian besar responden memiliki pendapatan dalam rentang 1–2 juta dengan jumlah responden yang memilih sebesar 98 orang. Sementara prosentase tertinggi sebesar 47,5% tingkat pendapatan kurang dari 1 juta dalam arti bahwa responden sebagian besar masih bergantung pada orang tua untuk membiayai pergerakannya baik melalui angkutan umum ataupun angkutan pribadi.

Walaupun tingkat pendapatan mahasiswa kurang dari 1 juta tidak sedikit diantara mereka yang lebih memeilih menggunakan sepeda motor untuk menuju ke kampus dari pada menggunakan angkutan umum. Kondisi disebabkan mahasiswa tidak terpengaruh dengan biaya yang harus dikeluarkan apabila menggunakan kendaraan pribadi, mereka merasa lebih cepat dan mudah mencapai kampus apabila menggunakan kendaraan pribadi. Analisis tabulasi tingkat pendapatan terhadap pemilihan moda transportasi dapat dilihat pada Tabel 5.

Tabel 5. Analisis Tabulasi Silang Tingkat Pendapatan dan Pemilihan Moda

| Tingkat Pendapatan | Pemilihan Moda | | | | | T |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | JK | SPD | SPM | MBL | AU | |
| < 1 Juta | 7.2% | 3.4% | 31.4% | 3.0% | 2.5% | 47.5% |
| 1 – 2 Juta | 3.4% | 2.1% | 31.4% | 3.0% | 1.7% | 41.5% |
| 2 – 3 Juta | 0.4% | 1.7% | 3.8% | 0.8% | 0.8% | 7.6% |
| 3 – 4 Juta | 0.0% | 0.0% | 2.1% | 0.8% | 0.4% | 3.4% |
| Jumlah | 11.0% | 7.2% | 68.6% | 7.6% | 5.5% | 100.0% |

## Waktu Tempuh

Waktu tempuh berpengaruh dalam menentukan moda transportasi yang dipilih. Waktu tempuh dalam perjalanan menuju kampus tampaknya juga akan mempengaruhi mahasiswa dalam memilih moda transportasi yang digunakan. Berdasar hasil survey diuraikan bahwa waktu tempuh responden dalam mencapai kampus rata-rata berkisar antara 6–10 menit. Hal tersebut disebabkan tidak semua mahasiswa tinggal di area sekitar kampus.

Tabel 6. Analisis Tabulasi Silang Waktu Tempuh dan Pemilihan Moda

| Waktu Tempuh | Pemilihan Moda | | | | | T |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | JK | SPD | SPM | MBL | AU | |
| < 5 menit | 1.7% | 0.8% | 8.1% | 0.4% | 0.8% | 11.9% |
| 6 – 10 menit | 2.5% | 0.8% | 22.0% | 2.1% | 0.4% | 28.0% |
| 11 – 15 menit | 3.8% | 4.2% | 14.0% | 1.7% | 0.0% | 23.7% |
| 16 – 20 menit | 1.7% | 0.8% | 11.0% | 1.7% | 3.0% | 18.2% |
| > 20 menit | 1.3% | 0.4% | 13.6% | 1.7% | 1.3% | 18.2% |
| Jumlah | 11.0% | 7.2% | 68.6% | 7.6% | 5.5% | 100.0% |

Variabel waktu tempuh tampaknya tidak terlalu berpengaruh terhadap mahasiswa dalam pemilihan moda transportasi menuju kampus. Sepeda motor merupakan moda transportasi yang paling banyak digunakan mahasiswa karena kecepatan dan kemudahan dalam penggunaannya.

## Biaya Tempuh

Biaya tempuh ternyata berpengaruh dalam menentukan moda transportasi yang dipilih, dimana masyarakat lebih memilih perjalanan yang murah dengan menggunakan angkutan pribadi. Biaya tempuh yang diperlukan mahasiswa

ISBN: 978-602-60286-0-0

apabila menggunakan angkutan akan semakin tinggi apabila berganti moda yang berbeda. Berdasar hasil survey diketahui bahwa sebagian besar responden memerlukan biaya tempuh antara Rp. 0 sampai dengan Rp. 2.500,00. Biaya tersebut umumnya untuk membeli BBM untuk angkutan pribadi sepeda motor jarak dekat.

Variabel biaya tempuh ini mempengaruhi pemilihan moda mahasiswa dalam melakukan perjalanan menuju kampus. Semakin besar biaya tempuh yang harus ditanggung maka mahasiswa akan memilih moda transportasi yang murah dikarenakan kondisi mereka yang belum bekerja serta uang saku yang terbatas. Berdasar pada hasil survey dengan kondisi biaya tempuh berkisar antara Rp. 0 sampai dengan Rp. 2.500,00 maka sebagian besar mahasiswa memilih untuk menggunakan kendaraan pribadi (sepeda motor). Hasil analisis tabulasi biaya tempuh terhadap pemilihan moda transportasi dapat dilihat pada Tabel 7.

Tabel 7. Analisis Tabulasi Silang Biaya Tempuh dan Pemilihan Moda

| Biaya Tempuh | Pemilihan Moda | | | | | T |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | JK | SPD | SPM | MBL | AU | |
| 0 - 2.500 | 8.9% | 5.5% | 25.8% | 1.3% | 0.8% | 42.4% |
| 2.500 - 5.000 | 0.4% | 1.7% | 16.1% | 1.7% | 2.1% | 22.0% |
| 5.000 - 7.500 | 0.0% | 0.0% | 12.7% | 0.8% | 1.3% | 14.8% |
| 7.500 - 10.000 | 1.3% | 0.0% | 8.5% | 2.5% | 0.4% | 12.7% |
| > 10.000 | 0.4% | 0.0% | 5.5% | 1.3% | 0.8% | 8.1% |
| Jumlah | 11.0% | 7.2% | 68.6% | 7.6% | 5.5% | 100.0% |

## Jarak Tempuh

Jarak tempuh ini ditentukan dari jarak yang ditempuh oleh mahasiswa dari lokasi tinggalnya (rumah pribadi/rumah kost/kontrak/asrama) menuju kampus. Semakin jauh jarak lokasi tinggal mahasiswa maka semakin tinggi nilai jarak tempuh mahasiswa menuju kampus. Semakin besar nilai jarak yang ditempuh responden maka diperkirakan karakter pemilihan moda transportasi akan semakin beragam. Berdasar hasil wawancara dengan responden diketahui bahwa sebagian besar responden menempuh jarak antara 1 – 5 kilometer menuju kampus.

Bagi mahasiswa yang memiliki jarak tempuh kurang dari 1 kilometer, mereka lebih memilih untuk berjalan kaki dan menggunakan sepeda motor dalam upaya menuju kampus. Kemudian untuk mahasiswa yang harus menempuh jarak antara 1 – 5 kilometer menuju kampus terdapat yang memilih menggunakan sepeda motor serta berjalan kaki, dimana kondisi ini tergantung pada lokasi tinggal mahasiswa itu sendiri. Kemudian untuk mahasiswa yang memiliki jarak tempuh lebih dari 10 kilometer menuju kampus sebagian besar memilih untuk menggunakan kendaraan pribadi dalam perjalanan menuju kampus. Hasil analisis tabulasi silang antara jarak tempuh terhadap pemilihan moda transportasi dapat dilihat pada Tabel 8.

Tabel 8. Analisis Tabulasi Silang Jarak Tempuh dan Pemilihan Moda

| Jarak Tempuh | Pemilihan Moda | | | | | T |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | JK | SPD | SPM | MBL | AU | |
| < 1 km | 6.4% | 3.0% | 9.3% | 0.4% | 0.8% | 19.9% |
| 1 - 5 km | 4.2% | 3.0% | 28.8% | 3.8% | 1.3% | 41.1% |
| 6 - 10 km | 0.0% | 1.3% | 17.8% | 2.1% | 2.1% | 23.3% |
| 11 - 15 km | 0.0% | 0.0% | 5.1% | 0.8% | 0.8% | 6.8% |
| > 15 km | 0.4% | 0.0% | 7.6% | 0.4% | 0.4% | 8.9% |
| Jumlah | 11.0% | 7.2% | 68.6% | 7.6% | 5.5% | 100.0% |

## Intensitas Pergantian Moda

Intensitas pergantian moda ini diukur atas dasar berapa kali mahasiswa melalukan pergantian moda transportasi dalam upaya menuju kampus. Mahasiswa yang menggunakan kendaraan pribadi pada umumnya tidak melakukan pergantian moda untuk menuju kampus, sedangkan jumlah respoden yang melakukan pergantian moda hanya sebanyak 20 responden atau 8,5% dar jumlah responden.

Pada umumnya mahasiswa memilih untuk menggunakan kendaraan pribadi agar tidak berganti moda dalam perjalanan. Mahasiswa yang menggunakan mobil pada umumnya tidak melakukan pergantian moda sementara untuk mahasiswa yang menggunakan angkutan umum melakukan pergantian moda rata-rata satu kali. Kemudian untuk mahasiswa yang menggunakan kendaraan pribadi, pergantian moda transportasi yang dialami mahasiswa hanya satu kali yakni setelah menggunakan kendaraan mahasiswa harus mencapai lokasi kampus dengan berjalan

ISBN: 978-602-60286-0-0

kaki. Selengkapnya analisis tabulasi silang antara variabel intensitas pergantian moda dan pemilihan moda transportasi oleh mahasiswa dapat dilihat pada Tabel 9.

Tabel 9. Analisis Tabulasi Silang Intensitas Pergantian Moda dan Pemilihan Moda

| Intesitas Pergantian Moda | Pemilihan Moda | | | | | T |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | JK | SPD | SPM | MBL | AU | |
| Tidak Ganti | 9.7% | 6.4% | 63.6% | 7.2% | 4.7% | 91.5% |
| Ganti 1 kali | 0.8% | 0.4% | 3.8% | 0.0% | 0.8% | 5.9% |
| Ganti 2 kali | 0.4% | 0.4% | 0.8% | 0.4% | 0.0% | 2.1% |
| Ganti 3 kali | 0.0% | 0.0% | 0.4% | 0.0% | 0.0% | 0.4% |
| Jumlah | 11.0% | 7.2% | 68.6% | 7.6% | 5.5% | 100.0% |

## Analisis Faktor Pengaruh Pemilihan Moda Transportasi

Analisis yang dipergunakan untuk melihat seberapa besar keterkaitan antara karakteristik mahasiswa, yang terdiri atas jenis kelamin, kepemilikan SIM, intensitas pergantian moda, kenyamanan moda, keamanan moda, kemudahan moda serta ketersediaan moda terhadap pemilihan jenis moda yang digunakan oleh mahasiswa adalah analisis kontingensi. Kontingensi diketahui dengan menggunakan analisis tabulasi silang dengan teknik *chi square*. Teknik chi square dan korelasi ini digunakan untuk menguji keselarasan, seberapa jauh sampel yang diamati sesuai dengan ketentuan yang ditetapkan. Berdasar pada hasil pengujian dengan menggunakan perhitungan *chi square* maka dapat diketahui bahwa variabel kepemilikan kendaraan memberikan pengaruh terhadap variabel pemilihan moda transportasi menuju kampus oleh mahasiswa. Hal tersebut diindikasikan dari nilai hasil perhitungan *chi square* (198.843) yang lebih besar daripada nilai tabel *chi square* (15.51). Berdasar pada hasil pengujian dengan menggunakan perhitungan *chi square* maka dapat diketahui bahwa variabel jenis kelamin, kepemilikan kendaraan, pendapatan, kepemilikan SIM, waktu tempuh, biaya perjalanan serta jarak tempuh dan intensitas pergantian moda memiliki pengaruh terhadap variabel pemilihan moda transportasi mahasiswa dalam melakukan pergerakan menuju kampus. Hasil uji tiap variabel karakteristik dengan menggunakan analisis *chi square* dapat dilihat pada Tabel 10.

Tabel 10. Hasil Pengujian Pemilihan Moda

| Variabel | Chi Square Hitung | DF | Chi Square Tabel | Kesimpulan |
|---|---|---|---|---|
| Jenis Kelamin | 10.677 | 4 | 9.49 | Tolak Ho |
| Usia | 11.58 | 12 | 21.03 | Terima Ho |
| Kepemilikan kendaraan | 198.843 | 8 | 15.51 | Tolak Ho |
| Kepemilikan SIM | 86.442 | 4 | 9.49 | Tolak Ho |
| Tingkat pendapatan | 17.156 | 12 | 21.03 | Terima Ho |
| Waktu tempuh | 30.002 | 16 | 26.3 | Tolak Ho |
| Biaya tempuh | 45.663 | 16 | 26.3 | Tolak Ho |
| Jarak tempuh | 46.262 | 16 | 26.3 | Tolak Ho |
| Intensitas pergantian moda | 7.366 | 12 | 21.03 | Terima Ho |

Berdasar hasil perhitungan diketahui pada lima variabel memiliki hubungan/ pengaruh terhadap pemilihan moda transportasi mahasiswa yang digunakan menuju kampus, yang didasarkan pada nilai probabilitas tiap variabel yang lebih kecil daripada probabilitas maksimal yang disyaratkan (5% atau 0,05). Variabel usia sendiri menjadi variabel dengan nilai probabilitas hasil perhitungan yang paling tinggi sebesar 0,03 dapat dilihat pada Tabel 11.

Tabel 11. Hasil Pengujian Variabel Pemilihan Moda

| Variabel | Koefisien Kontingensi | Nilai Probabilitas | α | Kesimpulan |
|---|---|---|---|---|
| Jenis Kelamin | 0.208 | 0.03 | 0.05 | Tolak Ho |
| Kepemilikan kendaraan | 0.676 | 0 | 0.05 | Tolak Ho |
| Kepemilikan SIM | 0.518 | 0 | 0.05 | Tolak Ho |
| Biaya tempuh | 0.403 | 0 | 0.05 | Tolak Ho |
| Jarak tempuh | 0.405 | 0 | 0.05 | Tolak Ho |

Perhitungan korelasi selanjutnya dilakukan terhadap variabel yang memiliki skala interval dan rasio dimana hasilnya dapat diketahui bahwa variabel kepemilikan kendaraan (jumlah moda yang dimiliki mahasiswa secara pribadi)

ISBN: 978-602-60286-0-0

memiliki tingkat korelasi (hubungan) yang cukup kuat terhadap pemilihan moda transportasi dengan nilai sebesar 0,676 ($\alpha < 0,05$). Kemudian untuk variabel yang memiliki korelasi sedang terhadap pemilihan moda transportasi meliputi variabel kepemilikan SIM dengan nilai 0,518 ($\alpha < 0,05$), variabel biaya tempuh 0,403 ($\alpha < 0,05$), variabel jarak tempuh 0,405 ($\alpha < 0,05$) serta untuk variabel yang memiliki korelasi rendah adalah variabel jenis kelamin 0,208 ($\alpha < 0,05$) dapat dilihat pada Tabel 13.

Tabel 13. Nilai Korelasi dan Tingkat Hubungan Variabel Terhadap Pemilihan Moda

| Variabel | Koefisien Korelasi | Nilai Probabilitas | α | Kesimpulan |
|---|---|---|---|---|
| Jenis Kelamin | 0.208 | 0.03 | 0.05 | Rendah |
| Kepemilikan kendaraan | 0.676 | 0 | 0.05 | Kuat |
| Kepemilikan SIM | 0.518 | 0 | 0.05 | Sedang |
| Biaya tempuh | 0.403 | 0 | 0.05 | Sedang |
| Jarak tempuh | 0.405 | 0 | 0.05 | Sedang |

Keterangan:
0,00-0,199: Sangat rendah ; 0,20-0,399: Rendah ; 0,40-0,599: Sedang ; 0,60-0,799: Kuat ; 0,80-1,000: Sangat kuat.

## 5. KESIMPULAN DAN SARAN

### Kesimpulan

Berdasarkan hasil pembahasan yang dilakukan pada penelitian ini, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Populasi dari penelitian ini adalah Mahasiswa aktif UGM yang berdasarkan data yang diperoleh dari Pangkalan Data Pendidikan Tinggi, Kementerian Riset Teknologi dan Pendidikan Tinggi bulan Mei 2016 berjumlah 38.848, dihitung berdasarkan rumus Slovin dalam persamaan (1) dengan menggunakan nilai e sebesar 6,5% diperoleh nilai n sebesar 235,25 atau dibulatkan menjadi 236 responden yang tersebar di 18 fakultas Program Sarjana dengan prosentase 74,6%, serta Program Vokasi sebanyak 19,9% dan Program Magister sebanyak 5,5%.
2. Berdasar pada hasil survei, diketahui bahwa prosentase responden yang berjenis kelamin laki-laki sebanyak 46,6% dan responden dengan jenis kelamin Wanita sebanyak 53,4%. Dengan 68,64% atau prosentase terbesar responden menggunakan sepeda motor, 11,02% responden berjalan kaki, 7,63% menggunakan mobil, dan 7,20% menggunakan sepeda, serta 5,51% menggunakan angkutan umum.
3. Hasil nilai korelasi dan tingkat hubungan variabel terhadap pemilihan moda transportasi yang dipergunakan oleh mahasiswa untuk mencapai kampus dimana hasilnya dapat diketahui bahwa variabel kepemilikan kendaraan (jumlah moda yang dimiliki mahasiswa secara pribadi) memiliki tingkat korelasi (hubungan) yang cukup kuat terhadap pemilihan moda transportasi dengan nilai sebesar 0,676 ($\alpha < 0,05$). Kemudian untuk variabel yang memiliki korelasi sedang terhadap pemilihan moda transportasi meliputi variabel kepemilikan SIM dengan nilai 0,518 ($\alpha < 0,05$), variabel biaya tempuh 0,403 ($\alpha < 0,05$), variabel jarak tempuh 0,405 ($\alpha < 0,05$) serta untuk variabel yang memiliki korelasi rendah adalah variabel jenis kelamin 0,208 ($\alpha < 0,05$)

### Saran

Beberapa saran yang dapat diberikan terkait dengan penelitian pemilihan moda transportasi yang dipergunakan oleh mahasiswa untuk mencapai kampus Universitas Gadjah Mada antara lain:

1. Karakteristik pemilihan moda transportasi ini dapat dijadikan sebagai dasar perencanaan sarana dan prasarana transportasi di lingkungan internal kampus Universitas Gadjah Mada dan kawasan sekitar kampus.
2. Peningkatan waktu tempuh yang lebih lama dengan menggunakan angkutan umum akan semakin meningkatkan pemilihan moda dengan kendaraan pribadi hal ini menunjukkan bahwa moda tersebut dianggap kurang baik dari segi waktu sehingga kebijakan yang dapat diambil untuk mengantisipasi adalah disiplin terhadap waktu keberangkatan, adanya rute perjalanan yang jelas dan teratur untuk angkutan umum.
3. Memperbanyak stasiun sepeda yang strategis dan berintegrasi dengan moda lain sebagai alternatif pemilihan moda yang aman dan ramah lingkungan.
4. Mengingat penggunaan mobil pribadi yang semakin banyak jumlahnya, maka disarankan untuk menerapkan tarif parkir khususnya bagi mobil pribadi, sehingga dapat mengurangi penggunaan mobil pribadi.
5. Perlu diadakan penelitian lebih lanjut dengan memasukkan faktor-faktor lain yang belum disebutkan dalam penelitian ini seperti faktor sosial dan ekonomi, juga cuaca.
6. Perlunya dilakukan studi lebih mendalam terkait pemilihan moda transportasi pada beberapa perguruan tinggi lain di sekitar kawasan kampus UGM.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## DAFTAR PUSTAKA

Black, J.A., (1981). *Urban Transport Planning: Theory and Practise*. London: Cromm Helm.
Bourne, Larry. S (ed). (1971). *Internal Stucture of The City*. New York : Oxford University Press.
Morlok (1978). *Introduction To Transportation Engineering And Planning, US*:McGraw-Hill College.
Primasari, D. A., et al. (2013). "Pemilihan Moda Transportasi ke Kampus". Indonesian Green. Technology Journal Vol. 2 No. 2.
Santosa, Singgih (2002). *Buku Latihan SPSS.* Jakarta, PT. Elex Media Komputindo.
Tamin, Ofyar Z. (2000). *Perencanaan dan Permodelan Transportasi*. Edisi ke-2. Bandung: Penerbit ITB, Bandung.
Umar, H. (2003). *Riset Pemasaran dan Perilaku Konsumen*. Jakarta: Gramedia Pustaka Utama.
Warpani, Suwardjoko P, (2002). *Pengelolaan Lalu Lintas dan Angkutan Jalan*, Penerbit ITB, Bandung.

ISBN: 978-602-60286-0-0

# EVALUASI KINERJA LALU LINTAS JALAN RAYA MAGETAN – MAOSPATI AKIBAT PEMBANGUNAN PABRIK GARMEN SUKOMORO

**Rosyid Kholilur Rohman[1], Setiyo Daru Cahyono[2]**

*[1]Prodi Teknik Sipil, Universitas Merdeka Madiun, Jl.Serayu 79 Madiun*
*Email: kangroko86@gmail.com*
*[2]Prodi Teknik Sipil, Universitas Merdeka Madiun, Jl.Serayu 79 Madiun*
*Email: cahyono.ds@gmail.com*

## ABSTRAK

Kabupaten Magetan adalah salah satu kabupaten yang berkembang cukup pesat di wilayah barat Provinsi Jawa Timur. Peningkatan ekonomi masyarakat diwarnai dengan banyaknya pembangunan prasarana di wilayah Kabupaten Magetan. Salah satunya adalah pembangunan Pabrik Garmen Sukomoro yang berada di Jalan Raya Magetan – Maospati. Ruas jalan Magetan – Maospati merupakan jalan arteri primer yang menghubungkan kota Magetan dengan wilayah Maospati, Madiun dan sekitarnya. Jalan tersebut merupakan jalan provinsi dengan lebar jalan 15 m dan dipisahkan median. Pada ruas jalan tersebut akan dibangun pabrik garmen Sukomoro dengan luas bangunan pabrik 5.060 $m^2$. Metodologi yang digunakan pada penelitian ini adalah deskriptif kuantitatif. Data-data yang diperlukan adalah data primer dan data sekunder. Data primer diantaranya adalah dimensi jalan, dan volume kendaraan yang lewat. Rencana pembangunan pabrik garmen tersebut tentu saja akan berdampak terhadap peningkatan kinerja jalan. Dalam penelitian ini dilakukan evaluasi kinerja jalan sebelum pembangunan pabrik, dan setelah pabrik beroperasi pada 5 tahun berikutnya. Data lalu lintas diperoleh dari survey kendaraan yang lewat pada 3 hari yang berbeda. Data bangkitan perjalanan menggunakan data hasil survey pabrik garmen sebelumnya di Bokoh Gresik. Selanjutnya dilakukan perhitungan degree of saturation pada saat existing, dan saat operasional 5 tahun mendatang (tahun 2021). Dari hasil analisis diperoleh Level of Service jalan Magetan-Sukomoro pada saat ini 0,17 dan Level of Service pada saat operasional tahun 2021 sebesar 0,24. Dengan adanya evaluasi kinerja jalan tersebut diharapkan dapat dijadikan pertimbangan untuk menyusun manajemen dan rekayasa lalu lintas di sekitar lokasi agar tetap lancar dan meminimalkan terjadinya kecelakaan lalu lintas.

Kata kunci: volume lalu lintas, kapasitas jalan, bangkitan, Level of Service (LOS)

## 1. PENDAHULUAN

Kabupaten Magetan adalah salah satu kabupaten yang berkembang cukup pesat di wilayah barat Provinsi Jawa Timur. Peningkatan ekonomi masyarakat diwarnai dengan banyaknya pembangunan prasarana baru di wilayah Kabupaten Magetan. Kabupaten Magetan telah dipilih oleh PT. Berkat Agung Jaya Abadi sebagai lokasi dari rencana pembangunan pabrik garmen. Secara administratif, rencana pembangunan pabrik garmen ini berlokasi di Jalan Raya Magetan – Maospati, Desa Sukomoro, Kecamatan Sukomoro, Kabupaten Magetan, Provinsi Jawa Timur.

Kegiatan pembangunan Pabrik Garmen Sukomoro ini direncanakan akan memiliki fasilitas berupa bangunan pabrik, area parkir, kantor, mushola, kantin, dan pos satpam dengan luas lahan sekitar 9.066 $m^2$. Pembangunan Pabrik Garmen ini secara teknis akan mengakibatkan terjadinya penambahan pembebanan lalu lintas pada jaringan jalan eksisting. Pembebanan lalu lintas baru secara langsung akan membawa dampak terhadap penurunan kinerja jaringan jalan di sekitar lokasi Pabrik Garmen, yaitu pada ruas Jalan Raya Magetan – Maospati.

Ruas jalan Magetan – Maospati merupakan jalan arteri primer yang menghubungkan kota Magetan dengan wilayah Maospati, Madiun dan sekitarnya. Jalan tersebut merupakan jalan propinsi dengan lebar jalan 15 m dan dipisahkan median. Pada ruas jalan tersebut akan dibangun pabrik garmen Sukomoro dengan luas bangunan pabrik 5.060 $m^2$. Menurut rencana pabrik garmen tersbut akan beroperasi pada tahun depan. Analisis dampak lalu lintas terhadap rencana pembangunan pabrik garmen ini perlu dilakukan mengingat luas bangunan pabrik lebih dari 2500 $m^2$ (sesuai ketentuan dalam Peraturan Menteri Perhubungan RI No. 75 tahun 2005).

Tujuan penelitian ini adalah untuk memperoleh nilai kapasitas (C) dan derajat kejenuhan (DS) pada ruas jalan Magetan-Maospati pada lokasi pembangunan pabrik Garmen Sukomoro serta menentukan Level of Service (LOS) pada saat ini, dan pada saat operasional 5 tahun mendatang.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

### Kapasitas Jalan

Menurut Departemen Pekerjaan Umum, 1997 (Manual Kapasitas Jalan Indonesia) besarnya kapasitas pada kondisi sesungguhnya untuk jalan perkotaan dipengaruhi beberapa faktor. Faktor tersebut adalah kapasitas dasar, faktor penyesuaian kapasitas akibat lebar jalur lalu lintas, faktor penyesuaian kapasitas akibat pemisahan arah, faktor penyesuaian kapasitas akibat hambatan samping dan faktor ukuran kota. Besarnya kapasitas dapat dihitung dengan rumus :

$$C = C_0 \times FC_W \times FC_{SP} \times FC_{SF} \times FC_{CS} \text{ (smp/jam)} \quad (1)$$

dengan :

$C$ : kapasitas (smp/jam)
$C_0$ : kapasitas dasar (smp/jam)
$FC_W$ : faktor penyesuaian lebar jalan
$FC_{SP}$ : faktor penyesuaian akibat pemisahan arah
$FC_{SF}$ : faktor penyesuaian hambatan samping
$FC_{CS}$ : faktor penyesuaian terhadap ukuran kota

Besaran nilai $C_0$, $FC_W$, $FC_{SP}$, $FC_{SF}$ dan $FC_{CS}$ dapat dilihat pada tabel-tabel berikut ini.

Tabel 2.1. Kapasitas Dasar ($C_0$)

| Tipe Jalan | Kapasitas dasar (smp/jam) | Catatan |
|---|---|---|
| Empat-lajur terbagi atau Jalan satu-arah | 1650 | Per lajur |
| Empat-lajur tak-terbagi | 1500 | Per lajur |
| Dua-lajur tak-terbagi | 2900 | Total dua arah |

Sumber : MKJI, 1997.

Tabel 2.2. Faktor Penyesuaian Kapasitas Untuk Lebar Jalur lalu-Lintas (FCw)

| Tipe Jalan | Lebar jalur lalu-lintas efektif (Wc) (m) | FCw |
|---|---|---|
| | Per lajur | |
| Empat-lajur terbagi atau Jalan satu-arah | 3.00 | 0.92 |
| | 3.25 | 0.96 |
| | 3.50 | 1.00 |
| | 3.75 | 1.04 |
| | 4.00 | 1.08 |
| | Per lajur | |
| Empat-lajur tak-terbagi | 3.00 | 0.91 |
| | 3.25 | 0.95 |
| | 3.50 | 1.00 |
| | 3.75 | 1.05 |
| | 4.00 | 1.09 |
| Tipe Jalan | Lebar jalur lalu-lintas efektif (Wc) (m) | FCw |
| | Total dua arah | |
| Dua-lajur tak-terbagi | 5 | 0.56 |
| | 6 | 0.87 |
| | 7 | 1.00 |
| | 8 | 1.14 |
| | 9 | 1.25 |
| | 10 | 1.29 |
| | 11 | 1.34 |

Sumber : MKJI, 1997.

Tabel 2.3. Faktor Penyesuaian Kapasitas untuk Pemisah Arah ($FC_{SP}$)

| Pemisahan arah SP 5-5 | | 50-50 | 55-45 | 60-40 | 65-35 | 70-30 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $FC_{SP}$ | Dua-lajur 2/2 | 1.00 | 0.97 | 0.94 | 0.91 | 0.88 |
| | Empat-lajur 4/2 | 1.00 | 0.985 | 0.97 | 0.955 | 0.94 |

Sumber : MKJI, 1997.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 2.4. Faktor Penyesuaian Kapasitas untuk Hambatan Samping ($FC_{SF}$)

| Tipe jalan | Kelas hambatan samping | Faktor penyesuaian untuk hambatan samping dan lebar bahu $FC_{SF}$ | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | Lebar bahu efektif Ws | | | |
| | | ≤ 0.5 | 1.0 | 1.5 | ≥ 2.0 |
| 4/2 D | VL | 0.96 | 0.98 | 1.01 | 1.03 |
| | L | 0.94 | 0.97 | 1.00 | 1.02 |
| | M | 0.92 | 0.95 | 0.98 | 1.00 |
| | H | 0.88 | 0.92 | 0.95 | 0.98 |
| | VH | 0.84 | 0.88 | 0.92 | 0.96 |
| 4/2 UD | VL | 0.96 | 0.99 | 1.01 | 1.03 |
| | L | 0.94 | 0.97 | 1.00 | 1.02 |
| | M | 0.92 | 0.95 | 0.98 | 1.00 |
| | H | 0.87 | 0.91 | 0.94 | 0.98 |
| | VH | 0.80 | 0.86 | 0.90 | 0.95 |
| 2/2 UD atau Jalan satu-arah | VL | 0.94 | 0.96 | 0.99 | 1.01 |
| | L | 0.92 | 0.94 | 0.97 | 1.00 |
| | M | 0.89 | 0.92 | 0.95 | 0.98 |
| | H | 0.82 | 0.86 | 0.90 | 0.95 |
| | VH | 0.73 | 0.79 | 0.85 | 0.91 |

Sumber : MKJI, 1997.

Tabel 2.5. Faktor Penyesuaian Kapasitas untuk Ukuran Kota ($FC_{CS}$)

| Ukuran kota (Juta penduduk) | Faktor penyesuaian untuk ukuran kota |
|---|---|
| < 0.1 | 0.86 |
| 0.1 – 0.5 | 0.90 |
| 0.5 – 1.0 | 0.94 |
| 1.0 – 3.0 | 1.00 |
| > 3.0 | 1.04 |

Sumber : MKJI, 1997.

## Volume Lalu Lintas

Volume lalu lintas adalah jumlah kendaraan yang melalui suatu titik pada suatu jalur gerak per satuan waktu yang biasanya digunakan satuan kendaran per waktu (Morlok, 1984). Satuan yang digunakan dalam menghitung volume lalu lintas adalah satuan mobil penumpang (SMP). Untuk menunjukkan volume lalu lintas pada suatu ruas jalan maka dilakukan dengan pengalian jumlah kendaraan yang menggunakan ruas jalan tersebut dengan faktor ekivalensi mobil penumpang (EMP).

## Bangkitan Perjalanan

Menurut Tamin (2000), bangkitan pergerakan/perjalanan adalah jumlah pergerakan yang bangkit dari suatu tata guna lahan atau zona. Bangkitan pergerakan dapat berupa bangkitan lalu lintas yang mencakup lalu lintas yang keluar dari suatu lokasi. Pergerakan lalu lintas merupakan fungsi tata guna lahan yang menghasilkan pergerakan lalu lintas. Bangkitan lalu lintas ini mencakup :

- lalu lintas yang meninggalkan suatu lokasi
- lalulintas yang menuju atau tiba ke suatu lokasi.

## Tingkat Pelayanan Jalan

Menurut Transportation Research Board (2000), tingkat pelayanan jalan perkotaan dapat ditentukan dengan skala interval yang terdiri dari 6 tingkatan yaitu, tingkat pelayanan A, B, C, D, E dan F.

1. Tingkat pelayanan A

Keadaan arus lalu lintas yang bebas *(free flow)*, volume rendah, dan kecepatan tinggi, pengemudi dapat memilih kecepatan yang dikehendaki sesuai keadaan fisik kendaraan dan pembatasan kecepatan serta tidak menimbulkan tundaan. Kecepatan perjalanan rata-rata 90% dari kecepatan arus bebas.

2. Tingkat pelayanan B

Keadaan arus lalu lintas stabil, kecepatan perjalanan mulai dipengaruhi oleh keadaan lalu lintas, pengemudi masih mendapat kebebasan yang cukup dalam memilih kecepatan. Kecepatan perjalanan rata-rata sebesar 70% dari kecepatan arus bebas.

ISBN: 978-602-60286-0-0

3. Tingkat pelayanan C

Keadaan arus lalu lintas stabil, kecepatan dan gerakan lebih ditentukan oleh volume yang tinggi sehingga pemilihan kecepatan sudah terbatas dalam batas-batas kecepatan jalan yang masih cukup memuaskan. Besaran ini digunakan untuk ketentuan perencanaan jalan-jalan dalam kota. Kecepatan perjalanan rata-rata 50% dari kecepatan arus bebas.

4. Tingkat pelayanan D

Menunjukkan keadaan yang mendekati tidak stabil, dimana kecepatan yang dikehendaki secara terbatas masih dapat dipertahankan meskipun sangat dipengaruhi oleh perubahan-perubahan dalam keadaan perjalanan yang dapat menurunkan kecepatan yang cukup besar, sehingga menyebabkan kebebasan bergerak dan kenyamanan rendah. Kecepatan perjalanan rata-rata sebesar 40% dari kecepatan arus bebas.

5. Tingkat pelayanan E

Merupakan arus lalu lintas yang tidak stabil dan tidak dapat ditentukan hanya dari kecepatan perjalanan saja, sering terjadi kemacetan (berhenti) untuk beberapa saat. Volume hampir atau sama dengan kapasitas jalan. Kecepatan perjalanan rata-rata sebesar 33% dari kecepatan arus bebas.

6. Tingkat pelayanan F

Menunjukkan arus jalan perkotaan dengan kecepatan sangat rendah, volume sangat tinggi, terjadi antrian yang panjang dan terjadi tundaan. Kecepatan rata-rata sebesar ≤ 30% dari kecepatan arus bebas.

Menurut Manual Kapasitas Jalan Indonesia (MKJI), 1997, tingkat pelayanan jalan dapat ditentukan dari derajat kejenuhan yang merupakan perbandingan arus total dan kapasitas sesuai dengan persamaan 2 berikut :

$$DS = Q / C \qquad (2)$$

dengan :

DS = nilai rasio arus total dan kapasitas (derajat kejenuhan)
Q = arus total
C = kapasitas

Tabel 2.6. Tingkat Pelayanan Jalan berdasarkan Derajat Kejenuhan

| Tingkat Pelayanan (LOS) | Karakteristik | Batas Lingkup ( Q/C ) |
|---|---|---|
| A | Kondisi arus bebas dengan kecepatan tinggi pengemudi dapat memilih kecepatan yang diinginkan tanpa hambatan. | 0,00 – 0,20 |
| B | Arus stabil, tetapi kecepatan operasi mulai dibatasi oleh kondisi lalu lintas. Pengemudi memiliki kebebasan yang cukup untuk memilih kecepatan. | 0,20 – 0,40 |
| C | Arus stabil, tetapi kecepatan dan gerak kendaraan dikendalikan. Pengemudi dibatasi dalam memilih kecepatan. | 0,45 – 0,74 |
| D | Arus mendekati tidak stabil, kecepatan masih dikendalikan, v/c masih dapat ditolerir. | 0,75 – 0,84 |
| E | Volume lalu lintas mendekati / berada pada kapasitas arus tidak stabil, kecepatan terkadang berhenti. | 0,85 – 1,00 |
| F | Arus yang dipaksakan atau macet, kecepatan rendah, volume di bawah kapasitas. Antrian panjang dan terjadi hambatan – hambatan yang besar. | > 1,00 |

Sumber : MKJI, 1997

## 3. METODOLOGI

Metodologi yang digunakan pada penelitian ini adalah deskriptif kuantitatif. Data – data yang diperlukan adalah data primer dan data sekunder. Data primer berupa hasil survey lalu lintas pada jam sibuk (dalam satuan smp) dan dimensi jalan eksisting. Untuk data sekunder berupa data jaringan jalan dan tata guna lahan yang diperoleh dari pemrakarsa dan instansi terkait serta data jumlah penduduk Magetan. Untuk memperkirakan bangkitan lalu lintas pada saat pabrik sudah beroperasi digunakan data dari pabrik garmen yang dimiliki pemrakarsa yang berlokasi di Bokoh Kabupaten Gresik. Untuk tahapan pengerjaan analisis menggunakan analisis kapasitas jalan dalam kota yang mengacu pada Manual Kapasitas Jalan Jalan Indonesia 1997. Selanjutnya dilakukan perhitungan degree of saturation jalan pada saat

ISBN: 978-602-60286-0-0

existing dan pada saat operasional 5 tahun yang akan datang (tahun 2021). Hasil perhitungan degree of saturations digunakan untuk menentukan Level of Service (LOS) jalan.

## 4. PEMBAHASAN

### Kinerja Lalu Lintas Eksisting

#### Kapasitas Ruas Jalan

Jalan Raya Magetan-Maospati merupakan salah satu ruas jalan yang terkena dampak akibat Pembangunan Pabrik Garmen Sukomoro. Ruas jalan ini memiliki tipe geometrik 4/2 D (4 lajur 2 arah dipisahkan median) dengan lebar jalan untuk kedua arah ± 15 meter dan dilengkapi fasilitas pejalan kaki pada sisi kiri dan kanan dengan masing-masing selebar ± 2,0 meter. Perkerasan yang digunakan adalah perkerasan aspal hotmix (fleksibel). Tata guna lahan di sekitar ruas Jl. Raya Magetan-Maospati tersebut didominasi oleh aktivitas perdagangan jasa skala lokal, kegiatan pemerintahan, pendidikan, permukiman dan industri. Dengan kondisi tata guna lahan tersebut maka karakteristik hambatan samping ruas Jl. Raya Magetan-Maospati dikategorikan Sedang.

Hasil perhitungan Kapasitas Ruas Jalan menggunakan parameter dalam Manual Kapasitas Jalan Indonesia (MKJI-1997), diperoleh besaran kapasitas ruas Jalan Raya Magetan-Maospati pada tabel berikut.

Tabel 4.1. Kapasitas Ruas Jl. Raya Magetan-Maospati

| Arah Menuju | Kapasitas Dasar / Co (smp/jam) | Faktor Friksi | | | | Kapasitas Aktual/C (smp/jam) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | FCw | FCs | FSf | FSp | |
| Timur | 3300 | 1.04 | 1 | 1 | 1 | 3432.00 |
| Barat | 3300 | 1.04 | 1 | 1 | 1 | 3432.00 |
| Total 2(dua) arah | | | | | | 6864.00 |

*Sumber : Hasil Perhitungan*

Dari tabel di atas, dapat diketahui bahwa kapasitas ruas Jl. Raya Magetan-Maospati untuk arah menuju Timur maupun menuju Barat masing-masing sebesar 3432 smp/jam sehingga kapasitas total 2 arah adalah sebesar 6864 smp/jam.

#### Volume Lalu Lintas

Kondisi lalu lintas jam sibuk di ruas Jl. Raya Magetan-Maospati diperoleh dari survey volume kendaraan yang lewat. Hasil survey selanjutnya dikalikan faktor EMP dan hasilnya dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 4.2.Volume Lalu Lintas Jam Sibuk Ruas Jl. Raya Magetan-Maospati

| No | Arah Menuju | Pagi (smp/jam) | Siang (smp/jam) | Sore (smp/jam) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Timur | 567.2 | 431.8 | 527.0 |
| 2 | Barat | 576.2 | 449.8 | 542.4 |
| Total 2(dua) Arah | | 1143.4 | 881.6 | 1069.4 |

*Sumber : Hasil Perhitungan*

Dari kedua tabel di atas, dapat diketahui bahwa volume lalu lintas total 2 arah pada ruas Jl. Raya Magetan-Maospati jam sibuk pagi memiliki volume tertinggi sebesar 576,2 smp/jam yang selanjutnya digunakan sebagai Volume Jam Perencanaan (VPJ) sebagai dasar analisis pemodelan lalu lintas lebih lanjut. Sedangkan komposisi kendaraan pada ruas Jl. Raya Magetan-Maospati didominasi oleh sepeda motor dan mobil pribadi.

#### V/C Ratio

Aksesibilitas ruas jalan merupakan suatu gambaran tingkat kemudahan perjalanan dari suatu tempat asal ke lokasi tujuan. Kemudahan perjalanan menunjukkan kinerja lalu lintas pada ruas jalan tersebut, yang di dalam kajian ini menggunakan parameter V/C ratio. Dari hasil analisis data pengamatan lapangan, nilai V/C Ratio pada ruas Jl. Raya Magetan-Maospati adalah sebagai berikut.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 4.3. V/C Ratio Eksisting Jl. Raya Magetan-Maospati

| No | Arah Menuju | Kapasitas (smp/jam) | Volume (smp/jam) | | | V/C Ratio | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Pagi | Siang | Sore | Pagi | Siang | Sore |
| 1 | Timur | 3432 | 567.2 | 431.8 | 527 | 0.17 | 0.13 | 0.15 |
| 2 | Barat | 3432 | 576.2 | 449.8 | 542.4 | 0.17 | 0.13 | 0.16 |

*Sumber : Hasil Perhitungan*

Dari tabel di atas, diketahui bahwa kinerja ruas Jl. Raya Magetan-Maospati masih relatif baik dengan V/C Ratio tertinggi pada hari kerja jam sibuk pagi sebesar 0,17 atau masih berada pada tingkat pelayanan (***Level of Service***) "A" (V/C ratio kurang dari 0,2).

**Bangkitan Perjalanan Pabrik Garmen Sukomoro**

Ukuran bangkitan perjalanan yang digunakan adalah bangkitan kendaraan dan bukan bangkitan perjalanan manusia. Metode penaksiran bangkitan perjalanan menggunakan tingkat luasan rencana kegiatan pada tiap-tiap unit rencana kegiatan, dengan standar tingkat bangkitan dari data sekunder dan hasil pengamatan empiris. Dengan asumsi bahwa jumlah bangkitan/tarikan perjalanan berbanding lurus dengan luas lantai bangunan.

Analisis dilakukan dengan data pengembangan optimal, dimaksudkan untuk mengidentifikasi dampak lalu lintas maksimal yang mungkin terjadi setelah pembangunan dan pengoperasian dengan tingkat operasional mencapai 100% *(ultimate development).*

Tambahan Pembebanan Lalu Lintas akibat pengembangan Pabrik garmen didasarkan pada hasil pengamatan jumlah bangkitan perjalanan existing pada pabrik serupa yang berlokasi di Jl. Raya Bokoh No. 52 Gresik yang memiliki luas bangunan pabrik 3.755 $m^2$. Dari hasil pengamatan diketahui jumlah bangkitan existing maksimum sebesar 222,5 smp. Berdasar data tersebut, jumlah bangkitan setelah pembangunan pabrik garmen Sukomoro diperkirakan sebesar 300 smp.

## Kinerja Lalu Lintas pada 2021

**Kapasitas Ruas Jalan**

Data ruas jalan yang digunakan pada kondisi ini adalah data pada kondisi ultimate development tahun 2021 dengan asumsi terjadi hambatan samping (side friction) yang Tinggi , sehingga mengakibatkan terjadinya penurunan kapasitas ruas Jl. Raya Magetan - Maospati. Hasil perhitungan ditunjukkan pada tabel di bawah ini.

Tabel 4.4. Kapasitas Ruas Jl. Raya Magetan - Maospati pada Kondisi dengan Pembangunan 2021

| Arah Menuju | Kapasitas Dasar /Co (smp/jam) | Faktor Friksi / Hambatan Samping | | | | Kapasitas Praktis/C (smp/jam) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | FCw | PCs | Fsf | FCsp | |
| Timur | 3300 | 1.04 | 1 | 0.98 | 1 | 3363 |
| Barat | 3300 | 1.04 | 1 | 0.98 | 1 | 3363 |
| Total 2 arah | | | | | | 6727 |

*Sumber : Hasil Perhitungan*

**Volume Lalu Lintas**

Volume lalu lintas ruas jalan menggunakan volume tahun 2016 dengan prediksi tingkat pertumbuhan kendaraan rata-rata adalah sebesar 2,5% per tahun. Dengan menggunakan analisis faktor pertumbuhan dan potensi bangkitan lalu lintas akibat pembangunan Pabrik Garmen Sukomoro, dapat diketahui volume lalu lintas Jl. Raya Magetan - Maospati pada kondisi setelah operasional pada tahun 2021 adalah sebagai berikut.

Tabel 4.5. Volume Ruas Jl. Raya Magetan - Maospati Setelah Operasional Tahun 2021

| Arah Menuju | Volume (smp/jam) |
|---|---|
| Timur | 811 |
| Barat | 822 |
| Total 2 (dua) arah | 1633 |

*Sumber : Hasil Perhitungan*

ISBN: 978-602-60286-0-0

**V/C Ratio**

Dari data yang diambil di lapangan dan analisis faktor pertumbuhan lalu lintas di atas, diperoleh prediksi kinerja ruas Jl. Raya Magetan - Maospati pada kondisi setelah operasional pada tahun 2021 sebagaimana ditunjukkan pada tabel berikut.

Tabel 4.6. Nilai V/C Ratio Ruas Jl. Raya Magetan - Maospati Setelah Operasional Tahun 2021

| No | Arah Menuju | Kapasitas (smp/jam) | Volume (smp/jam) | V/C Ratio |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Timur | **3363** | 811 | 0.241 |
| 2 | Barat | **3363** | 822 | 0.244 |

*Sumber : Hasil Perhitungan*

Dari kedua tabel nilai V/C ratio di atas, dapat dilihat bahwa kinerja ruas Jl. Raya Magetan - Maospati pada kondisi setelah operasional pabrik garmen pada tahun 2021 mengalami penurunan kinerja. Hal ini dapat diketahui dari penurunan nilai V/C rasio dari 0,17 menjadi 0,24. Tingkat pelayanan ruas Jl. Raya Magetan - Maospati pada kondisi setelah operasional (tahun 2021) berada pada ketegori tingkat pelayanan (Level of Service/LOS) “B”.

## 5. KESIMPULAN

Dalam penelitian ini dapat diambil beberapa kesimpulan :

1. Kinerja Jl. Raya Maospati pada kondisi tanpa Pembangunan tahun 2016 (eksisting), memiliki V/C ratio rata-rata 0,17 atau berada pada kondisi tingkat pelayanan (Level of Service/LOS) “A” (rentang V/C ratio kurang dari 0,2).
2. Dari hasil analisis skenario pemodelan lalu lintas kondisi dengan pembangunan tahun 2021 (lima tahun setelah pabrik garmen beroperasi), diketahui kinerja ruas Jl. Raya Maospati mengalami penurunan dengan meningkatnya V/C ratio menjadi 0,24 dan tingkat pelayanan (Level of Service/LOS) berada pada level “B”.

## DAFTAR PUSTAKA

Anonim, (1997), *Manual Kapasitas Jalan Indonesiaan (MKJI)*, Direktorat Jendral Bina Marga, Departemen Pekerjaan Umum, Jakarta.

Anonim, (2015), *Peraturan Menteri Perhubungan Nomor PM 75 Tahun 2015 tentang Penyelenggaraan Analisis Dampak Lalu Lintas*, Kemenhub RI, Jakarta.

Tamin, Ofyar Z, (2000), *Perencanaan dan Pemodelan Transportasi*, Bandung, Penerbit ITB.

Morlok, Edward K, (1984), *Pengantar Teknik dan Perencanaan Transportasi*, Jakarta, Penerbit Erlangga.

Transportation Research Board, (2000), *Highway Capacity Manual*, Washington, D.C

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# KLASIFIKASI KERUSAKAN JALAN RAYA MENGGUNAKAN *LEARNING VECTOR QUANTIZATION*

**Setiyo Daru Cahyono[1], Pradityo Utomo[2]**

*[1]Prodi Teknik Sipil, Universitas Merdeka Madiun, Jl. Serayu No. 79 Madiun*
*Email: cahyono.ds@gmail.com*
*[2] Manajemen Informatika, Universitas Merdeka Madiun, Jl. Serayu No. 79 Madiun*
*Email: pradityou@gmail.com*

## ABSTRAK

Perkembangan industri di Indonesia berdampak pada kerusakan jalan raya di berbagai wilayah. Karena alat transportasi yang dimiliki beberapa industri menggunakan kendaraan angkutan berat dalam mendistribusikan hasil produksinya. Sehingga kerusakan jalan raya tidak dapat dihindarkan. Untuk itu pemerintah diharapkan dapat mendeteksi kerusakan jalan raya lebih dini sebelum terjadi banyak kecelakaan lalu lintas di berbagai wilayah. Dalam menunjang kinerja pemerintah menangani kerusakan jalan, pemerintah harus dapat melakukan klasifikasi kerusakan jalan supaya pemerintah tidak salah dalam menangani kerusakan jalan tersebut. Seiring perkembangan teknologi, pemerintah dapat menerapkan teknologi informasi untuk melakukan klasifikasi kerusakan jalan raya secara komputerisasi. Metode *Learning Vector Quantization* (LVQ) adalah salah satu metode jaringan saraf tiruan yang dianggap mampu melakukan klasifikasi kerusakan jalan raya. Dengan didukung pengolahan citra digital, sistem akan menghasilkan akurasi sistem yang cukup baik. Beberapa metode pengolahan citra digital yang digunakan dalam penelitian antara lain *cropping*, deteksi tepi, dan *thresholding*. Data yang digunakan dalam penelitian ini berupa foto jalan raya, dimana data terdiri dari foto jalan raya yang terdapat kerusakan jalan dan foto jalan raya yang tidak terdapat kerusakan jalan. Kemudian data akan dilakukan pengolahan citra terlebih dahulu sebelum dilakukan klasifikasi oleh sistem yang menggunakan metode LVQ. Sehingga pada penelitian ini didapatkan sebuah sistem yang dapat melakukan klasifikasi kerusakan jalan raya dengan akurasi sebesar 70%.

Kata kunci: kerusakan jalan raya, pengolahan citra digital, *Learning Vector Quantization*

## 1. PENDAHULUAN

Indonesia adalah negara berkembang yang memiliki jumlah penduduk yang cukup padat. Kepadatan penduduk di Indonesia berada pada peringkat empat dunia. Menurut Badan Pusat Statistik, jumlah penduduk Indonesia pada tahun 2015 sebesar 254,9 juta jiwa (Akbar, 2015). Seiring perkembangan penduduk, pabrik-pabrik industri juga telah banyak dibangun untuk memberikan lowongan pekerjaan kepada masyarakat luas. Perkembangan industri tidak hanya industri besar, industri rumahan juga banyak bermunculan. Menurut Menteri Perindustrian, pada tahun 2016 pertumbuhan industri harus mampu mencapai 5,7 %. Dimana pertumbuhan industri non-migas sebesar 5,21% (Menteri Perindustrian, 2015). Untuk mengatasi masalah ekonomi masyarakat Indonesia, pertumbuhan industri harus lebih tinggi daripada pertumbuhan ekonomi.

Perkembangan Industri di kota-kota besar semakin meningkat. Dari bidang non-pertanian, jenis-jenis industri seperti industri semen, besi, baja, kendaraan bermotor, elektronika, kapal laut, kereta api, dan pesawat terbang juga dikembangkan. Beberapa jenis industri di bidang non-pertanian yang banyak didirikan di beberapa kota besar antara lain indsutri jamu, industri pakaian, dan industri semen. Pabri-pabrik semen telah didirikan seperti di Gresik, Padang, Cibinong, dan Ujung Pandang. Untuk pendistribusian hasil produksi semen dibutuhkan kendaraan berat untuk mengangkutnya. Kendaraan angkutan berat yang sering digunakan adalah truk kontainer. Rata-rata berat kontainer sebesar 18.000 kg (Jacky, 2014). Karena truk-truk industri yang melewati jalan raya rata-rata memiliki berat 18.000 kg, kerusakan-kerusakan jalan raya terjadi di banyak tempat. Karena jalan raya tidak mampu menahan berat beban kendaraan industri.

Kerusakan jalan raya telah terjadi di berbagai tempat, khususnya kota besar. Menurut Ditjen Bina Marga Kementerian Pekerjaan Umum telah terdapat 4.000 lubang sepanjang ruas jalan Jawa Tengah-Jawa Timur (Cahyono, 2014). Lubang-lubang kerusakan jalan tersebut dapat menyebabkan kecelakaan lalu lintas. Berdasarkan data Korps Lalu Lintas Mabes Polri pada tahun 2015 jumlah kasus kecelakaan mencapai 23.000 kasus (Mustofa, 2015). Pada umumnya akibat pengendara memacu kendaraannya dengan kecepatan tinggi. Dengan kondisi jalan yang rusak, sering kali menjadi penyebab utama kecelakaan lalu lintas di jalan raya. Untuk itu , dibutuhkan penanganan dini untuk mengetahui kerusakan jalan raya. Sehingga keselamatan masyarakat juga terjamin ketika

berkendara pada jalan raya yang dalam kondisi baik. Pemerintah diharapkan lebih memperhatikan kondisi jalan raya. Kerusakan-kerusakan jalan raya diharapkan segera mendapat penanganan demi keselamatan para pengendara di jalan raya. Terkadang penanganan pemerintah sedikit terlambat, karena menganggap bahwa kondisi jalan masih baik-baik saja. Padahal salah satu jenis kerusakan jalan adalah keretakan jalan. Dari kondisi keretakan jalan kecil, dapat dimungkinkan menjadi kerusakan jalan yang besar. Sehingga dapat menjadi salah satu faktor kecelakaan lalu lintas. Seharusnya pemerintah dapat mendeteksi lebih dini kerusakan-kerusakan yang terjadi di jalan raya.

Perkembangan Teknologi Informasi untuk mengatasi permasalahan di berbagai bidang juga semakin pesat. Beberapa bidang sangat bergantung pada teknologi informasi. Sehingga banyak penelitian yang dibuat untuk mengatasi beberapa permasalahan. Berdasarkan paparan di atas, pada penelitian ini akan dibuat sebuah sistem konputerisasi untuk membantu mengatasi masalah pada bidang transportasi, khususnya pada jalan raya. Sistem berbasis komputerisasi dapat melakukan pendeteksian kerusakan jalan raya. Sehingga pemerintah khususnya Kementerian Pekerjaan Umum dapat terbantu dalam melakukan pendeteksian kerusakan jalan raya lebih dini.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

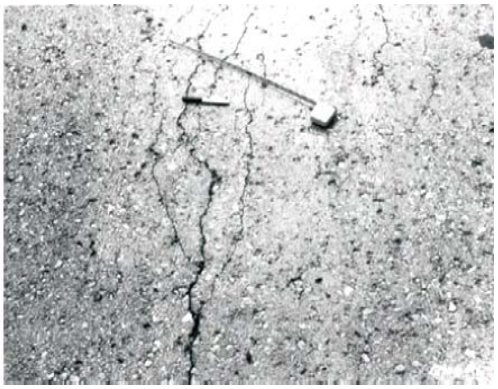
Kerusakan jalan raya terjadi di berbagai tempat, terutama di kota-kota besar. Salah satu jenis kerusakan yang terjadi pada jalan raya adalah keretakan, menurut Manual Pemeliharaan Jalan No : 03/MN/B/1983 Direktorat Jenderal Bina Marga. Pada penelitian ini akan dibahas mengenai sebuah sistem untuk mendeteksi kerusakan jalan raya, dimana yang akan dideteksi adalah jenis keretakan jalan. Jenis-jenis keretakan jalan antara lain retak blok, retak kulit buaya, retak tidak beraturan, dan retak melintang (Cahyono, 2011).

Retak blok adalah adalah retak yang membentuk rangkaian kotak-kotak berbentuk segi empat dan saling berhubungan. Luas retak blok kora-kira sekitar 200mm sampai 3000mm. Bentuk segi empat terjadi akibat kerusakan sambungan perkerasan benton dengan berlapis aspal. Hal ini disebabkan oleh penyusutan pada material semen. Adapun gambaran dari kerusakan retak blok dapat dilihat pada Gambar 1.



Gambar 1. Retak Blok

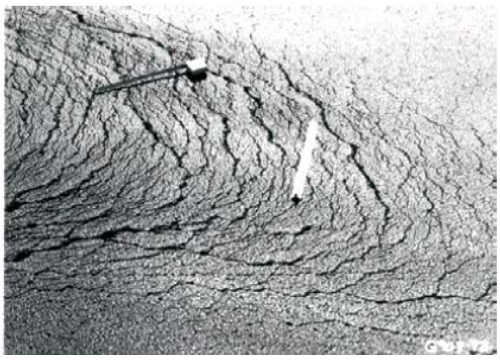
Pada Gambar 1 telah diperlihatkan bentuk dari retak blok. Selain retak blok, jenis keretakan lainnya adalah retak kulit buaya. Dimana keretakan berbentuk poligon kecil yang saling terhubung dan terangkai mirip kulit buaya. Pada umumnya, ukuran keretakan berkisar antara 150mm sampai 300mm. Hal ini disebabkan oleh kurang tebalnya perkerasan. Bentuk keretakan kulit buaya dapat dilihat pada Gambar 2.



Gambar 2. Retak Kulit Buaya

ISBN: 978-602-60286-0-0

Menurut Gambar 2, jenis keretakan yang berbentuk poligon kecil yang terhubung disebut dengan jenis retak kulit buaya. Kerusakan jalan raya tidak hanya retak kulit buaya, tetapi juga terdapat jenis keretakan lain yaitu retak tidak beraturan. Retak tidak beraturan disebabkan oleh lemahnya ikatan antara lapisan permukaan dengan lapisan bawah. Karena hal tersebut, hingga membuat terjadinya pergeseran tanah. Penyebab lain terjadinya retak tidak beraturan antara lain modulus tanah dasar yang rendah dan tipisnya lapisan permukaan. Keretakan tidak beraturan tidak hanya terjadi akibat kondisi aspal atau tanah, tetapi juga dapat terjadi akibat kendaraan yang melintas, diantaraya karena terseretnya lapisan aspal oleh kendaraan. Jenis keretakan tidak beraturan dapat dilihat pada Gambar 3.



Gambar 3. Retak Tidak Beraturan

Retak tidak beraturan telah disajikan pada Gambar 3, dimana jalan raya terjadi pergeseran. Dari pergeseran tersebut, membuat terjadinya kerusakan jalan. Selain retak blok, retak kulit buaya, dan retak tidak beraturan juga terdapat jenis keretakan melintang. Retak melintang terjadi akibat penyusutan sambungan pada lapisan beton atau lapisan semen. Adapun gambaran dari retak melintang akan disajikan pada Gambar 4.



Gambar 4. Retak Melintang

Pada Gambar 4 telah ditunjukkan gambaran dari retak melintang, dimana keretakan terlihat tegak lurus terhadap sumbu jalan. Berdasarkan jenis-jenis keretakan jalan tersebut akan dibuat sebuah sistem yang memiliki pengetahuan untuk melakukan klasifikasi kerusakan jalan raya, terutama jenis keretakan jalan. Beberapa penelitian terkait yang telah dilakukan antara lain yang dilakukan oleh Cahyono (2014). Pada penelitian tersebut telah dibuat sebuah sistem untuk mendeteksi kerusakan permukaan jalan raya dengan metode *Template Matching*. Sistem yang dibuat dapat mendeteksi kerusakan jalan. Data yang digunakan pada penelitian tersebut adalah foto jalan raya yang rusak dan yang normal. Sebelum sistem melakukan pengenalan pola terhadap data jalan rusak dan normal, data akan dilakukan pengolahan citra digital dan ekstraksi ciri terlebih dahulu. Sistem menggunakan 10 *template* dan 20 *template*. Dimana akurasi sistem dengan memnggunakan 10 *template* sebesar 60% dan 75% untuk sistem yang menggunakan 20 *template.*

Selain penelitian yang terkait dengan pendeteksian kerusakan jalan, terdapat penelitian-penelitian yang terkait dengan pemanfaatan metode *Learning Vector Quantization* dalam menangani suatu permasalahan. Salah satunya dilakuakan Arifianto, dkk (2014) yang memanfaatkan *Learning Vector Quantization* untuk mengklasifikasi stroke berdasarkan patologis. Data yang digunakan pada penelitian tersebut adalah data klinis pasien yang diantaranya hasil pemeriksaan fisik, gejala yang dialami pasien, riwayat penyakit pasien, dan pemeriksaan darah. Tingkat akurasi sistem dalam mengklasifikasi stroke adalah sebesar 96%.

Penelitian lain dilakukan oleh Permata dan Suherman (2015) untuk mengklasifikasi kualitas buah manggis menggunakan metode *Learning Vector Quantization* (LVQ). LVQ akan melakukan klasifikasi buah manggis menjadi 3 kelas yaitu mutu super, mutu 1, dan mutu 2. Untuk data yang digunakan adalah data hasil ekstraksi fitur foto buah manggis. Proses yang dilakukan sistem adalah pelatihan dan pengujian. Hasil dari pengujian pertama

ISBN: 978-602-60286-0-0

mendapatkan akurasi sebesar 85% untuk mutu super, 55% untuk mutu 1, dan 60% untuk mutu2. Sedangkan hasil pengujian kedua mendapatkan akurasi sebesar 30% untuk mutu super, 80% untuk mutu 1, dan 80 % untuk mutu 2. Untuk hasil pengujian ketiga mendapatkan akurasi sebesar 70% untuk mutu super, 20% untuk mutu 1, dan 40% untuk mutu 2.

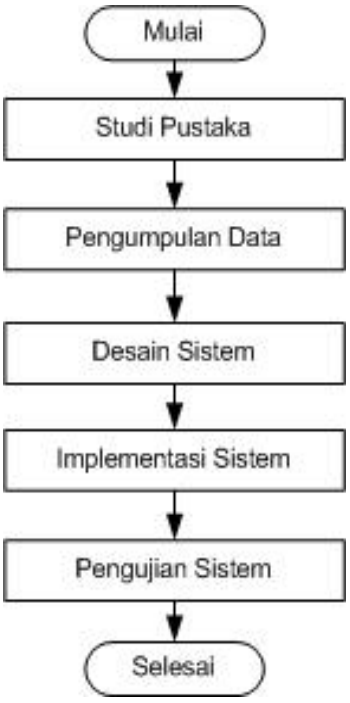
Pada bidang pertanian, juga telah dibuat penelitian tentang pemanfaatan metode *Learning Vector Quantization* oleh Utomo dan Cahyono (2014) untuk mendeteksi pra panen padi berdasarkan warna daun. Fitur yang digunakan pada penelitian tersebut adalah warna daun. Dimana salah satu parameter yang biasa digunakan petani untuk mendeteksi panen adalah warna daun. Jika daun sudah mulai menguning, maka padi tersebut sudah mendekati waktu panen. Sistem yang dibuat untuk mendeteksi pra panen padi juga menggunakan metode pengolahan citra digital, diantaranya *grayscale* dan segmentasi. Dari proses pengolahan citra digital tersebut, data siap dilakukan training maupun testing oleh sistem. Untuk akurasi sistem dalam mendeteksi pra panen menggunakan data training adalah sebesar 55%, sedangkan untuk akurasi sistem dalam mendeteksi pra panen menggunakan data testing sebesar 50%.

Bidang lain yang memanfaatkan algoritma *Learning Vector Quantization* adalah untuk pengenalan barcode buku. Penelitian yang dilakukan oleh Sambani, dkk (2016) memanfaatkan algoritma *Learning Vector Quantization* untuk melakukan pengenalan terhadap barcode buku di Perpustakaan Universitas Galuh Ciamis. Pada penelitian tersebut juga memadukan antara pengenalan citra digital dan training menggunakan *Learning Vector Quantization*. Dimana sistem memiliki kinerja yang baik dalam melakukan pengenalan barcode.

Berdasarkan beberapa penelitian tersebut, pada penelitian ini akan dibuat sebuah sistem untuk dapat melakukan klasifikasi kerusakan jalan raya menggunakan metode *Learning Vector Quantization*. Sehingga pemerintah akan dapat mendeteksi kerusakan jalan raya lebih dini.

## 3. METODE PENELITIAN

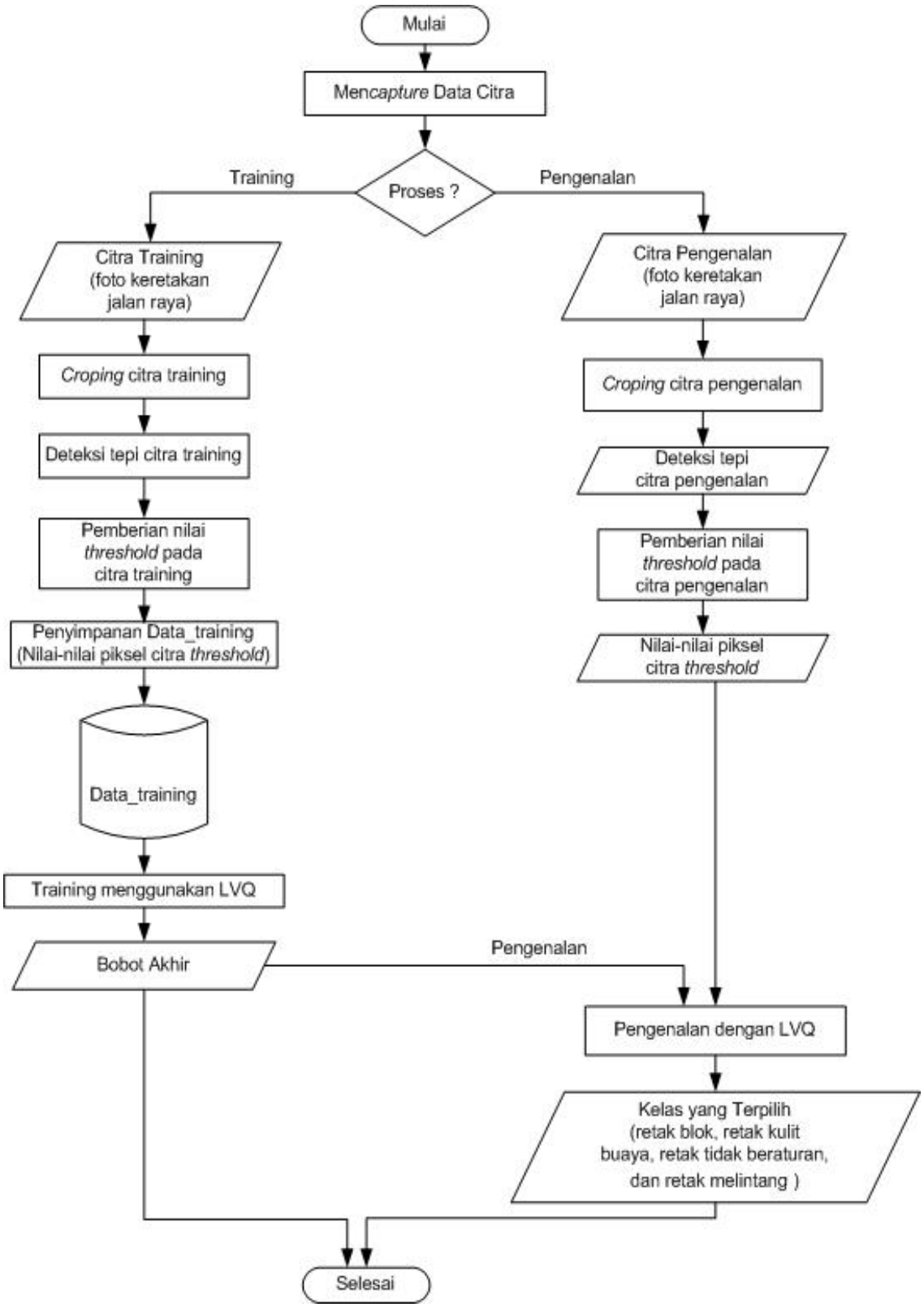
Pada penelitian ini akan dibuat sebuah sistem untuk membantu pemerintah dalam mendeteksi kerusakan jalan raya lebih dini. Dimana sistem dapat melakukan klasifikasi kerusakan jalan khususnya keretakan jalan raya. Data yang digunakan pada penelitian ini adalah data primer dan data sekunder. Data primer adalah data yang digunakan sebagai pendukung data sekunder yang didapat dari wawancara seorang pakar transportasi. Sedangkan data sekunder adalah data kumpulan foto kerusakan yang terjadi di jalan raya. Data yang digunakan adalah foto jalan raya yang dengan kondisi retak blok, retak kulit buaya, retak tidak beraturan, dan retak melintang. Sehingga output yang akan dihasilkan oleh sistem adalah jenis keretakan pada jalan raya. Adapun alur penelitian dapat dilihat pada Gambar 5.




Gambar 5. Alur Penelitian

ISBN: 978-602-60286-0-0

Pada Gambar 5 telah ditunjukkan setiap tahapan yang akan dilalui pada penelitian ini. Tahapan yang pertama dilakukan adalah Studi Pustaka mengenai jenis-jenis kerusakan jalan dan metode-metode yang digunakan pada penelitian ini. Setelah dilakukan studi pustaka, akan dilakukan pengumpulan data. Dimana data yang digunakan untuk sistem adalah kumpulan foto-foto keretakan jalanraya. Tahapan berikutnya adalah melakukan desain sistem. Desain dari sistem yang akan dibuat dapat dilihat pada Gambar 6.




Gambar 6. Desain Sistem

ISBN: 978-602-60286-0-0

Menurut Gambar 6, sistem akan melakukan dua proses yaitu proses pelatihan/training dan pengenalan. Untuk tahapan dari proses training dimulai dari pengolahan citra digital terhadap data foto kerusakan jalan yang digunakan training nanti. Pengolahan citra digital yang dilalui antara lain *croping*, deteksi tepi, dan *thresholding*. Metode deteksi tepi yang digunakan adalah Operator Laplacian 1. Dimana metode deteksi tepi dengan Operator Laplacian 1 akan menghasilkan tepi yang lebih tipis dibandingkan hasil dari metode deteksi tepi lainnya. Adapun matrik acuan untuk perhitungan deteksi tepi Laplacian 1 dapat dilihat pada rumus 1 (Gonzales & Woods, 2010).

$$f(x,y) = \begin{bmatrix} 0 & -1 & 0 \\ -1 & 4 & -1 \\ 0 & -1 & 0 \end{bmatrix} \quad (1)$$

Berdasarkan matrik acuan yang digunakan pada Operator Laplacian 1 didapatkan rumus perhitungan Operator Laplacian 1. Adapun rumus perhitungan Operator Laplacian 1 dapat dilihat pada rumus 2 (Kadir & Susanto, 2013).

$$r(y,x) = 4f(y,x) - [f(y-1,x) + f(y,x-1) + f(y,x+1) + f(y+1,x)] \quad (2)$$

Dari hasil perhitungan deteksi tepi menggunakan rumus 2, kemudian citra dilakukan pemberian nilai *threshold*. Setelah selesai proses pengolahan citra, nilai-nilai piksel akan disimpan ke dalam database. Kumpulan nilai-nilai piksel dari setiap data akan dilakukan training untuk mendapatkan bobot akhir dengan menggunakan *Learning Vector Quantization*.

Untuk proses pengenalan juga akan melalui proses pengolahan citra digital yang sama dengan proses pelatihan. Dimana data juga akan melalui *croping*, deteksi tepi, dan *thresholding*. Nilai piksel dari citra yang sudah diberi *threshold*, akan dilakukan pengenalan terhadap bobot akhir hasil training. Dimana sistem akan melakukan klasifikasi pada setiap data pada saat pengenalan. Kelas-kelas yang dijadikan sebagai target adalah retak blok, retak kulit buaya, retak tidak beraturan, dan retak melintang. Dimana kelas-kelas tersebut menunjukkan jenis kerusakan yang terjadi pada permukaan suatu jalan.

Berdasarkan desain sistem yang dibuat, akan dilakukan implementasi pembuatan sistem. Sistem yang dibuat, akan dilakukan evaluasi pengujiian terhadap kinerja dari sistem. Pengujian yang dilakukan menggunakan perhitungan akurasi.Akurasi hasil didapatkan dari jumlah data yang dikenali dengan benar akan dibandingkan dengan seluruh jumlah dan dikalikan dengan 100%. Dari hasil perhitungan akurasi tersebut akan digunakan untuk menyimpulkan keberhasilan sistem dalam melakukan klasifikasi.

## 4. HASILDAN PEMBAHASAN

Desain sistem yang telah dibuat, kemudian dilakukan implementasi pembuatan sistem. Dimana sistem dibuat menggunakan *Borland Delphi 7* dengan basisdata *MySQL*. Adapun hasil implementasi sistem klasifikasi kerusakan jalan dapat dilihat pada Gambar 7.




Gambar 7. Implementasi Sistem Klasifikasi Kerusakan Jalan

ISBN: 978-602-60286-0-0

Pada Gambar 7 telah ditampilkan proses pengenalan. Dari proses pengenalan didapatkan hasil klasifikasi. Tetapi sebelum dilakukan pengenalan, terlebih dahulu dilakukan proses training data. Training data dilakukan pada data-data yang telah tersimpan pada database. Untuk jumlah data yang digunakan training sebanyak 200 data citra. Dari jumlah 200 data citra tersebut yang terdiri dari 50 citra retak blok, 50 citra retak kulit buaya, 50 citra retak tidak beraturan, dan 50 citra retak melintang. Sedangkan untuk jumlah citra yang digunakan untuk pengenalan sebanyak 100 citra, yang terdiri dari 25 citra retak blok, 25 citra retak kulit buaya, 25 citra retak tidak beraturan, dan 25 citra retak melintang. Proses training dilakukan dengan algoritma *Learning Vector* Quantization dengan jumlah iterasi sebanyak 1000 iterasi. Sedangkan untuk learning rate yang digunakan adalah 0,05 , 0,005 , dan 0,0005. Adapun jumlah data yang dikenali dengan benar pada klasifikasi kerusakan jalan berdasarkan keretakan jalan dapat dilihat pada Tabel 1.

Tabel 1. Jumlah Citra Hasil Klasifikasi Yang Dikenali Dengan Benar

| **Jenis Kerusakan Jalan** | **Jumlah Citra Yang Dikenali Dengan Benar** | | |
|---|---|---|---|
| | ***Learning Rate* 0,0005** | ***Learning Rate* 0,005** | ***Learning Rate* 0,05** |
| Retak Blok | 19 | 20 | 20 |
| Retak Kulit Buaya | 18 | 16 | 15 |
| Retak Tidak Beraturan | 16 | 14 | 14 |
| Retak Melintang | 17 | 15 | 14 |

Berdasarkan Tabel 1 telah ditunjukkan jumlah data yang dikenali dengan benar sesuai target kelas yang diinginkan. Pada pengenalan yang menggunakan bobot akhir hasil pelatihan dengan menggunakan *learning rate* 0,0005 ,dari 25 citra retak blok, dapat dikenali citra retak blok sebanyak 19 citra. Sedangkan sebanyak 25 citra retak kulit buaya, dapat dikenali citra kulit buaya sebanyak 18 citra. Selain itu untuk 25 citra retak tidak melintang, hanya 16 citra yang dapat dikenali dengan benar. Untuk data citra retak melintang dapat dikenali dengan benar sebanyak 17 citra dari 25 citra retak melintang. Sehingga total citra yang dapat dikenali dengan benar sesuai dengan kelas target yang diinginkan sebanyak 70 citra.

Sedangkan pengenalan yang menggunakan bobot akhir hasil pelatihan dengan menggunakan *learning rate* 0,005 ,dari 25 citra retak blok, dapat dikenali citra retak blok sebanyak 20 citra. Sedangkan sebanyak 25 citra retak kulit buaya, dapat dikenali citra kulit buaya sebanyak 16 citra. Selain itu untuk 25 citra retak tidak melintang, hanya 14 citra yang dapat dikenali dengan benar. Untuk data citra retak melintang dapat dikenali dengan benar sebanyak 15 citra dari 25 citra retak melintang. Sehingga total citra yang dapat dikenali dengan benar sesuai dengan kelas target yang diinginkan sebanyak 65 citra.

Untuk hasil pengenalan yang menggunakan bobot akhir hasil pelatihan dengan menggunakan *learning rate* 0,05 ,dari 25 citra retak blok, dapat dikenali citra retak blok sebanyak 20 citra. Sedangkan sebanyak 25 citra retak kulit buaya, dapat dikenali citra kulit buaya sebanyak 15 citra. Selain itu untuk 25 citra retak tidak melintang, hanya 14 citra yang dapat dikenali dengan benar. Untuk data citra retak melintang dapat dikenali dengan benar sebanyak 14citra dari 25 citra retak melintang. Sehingga total citra yang dapat dikenali dengan benar sesuai dengan kelas target yang diinginkan sebanyak 63 citra.

## 5. KESIMPULAN

Kesimpulan dari hasil penelitian pembuatan sistem klasifikasi kerusakan jalan raya menggunaka *Learning Vector Quantization* adalah sebagai berikut :

1. Sistem klasifikasi kerusakan jalan raya dengan menggunakan metode *Learning Vector Quantization* telah berhasil dibangun dan dapat melakukan klasifikasi kerusakan jalan raya khususnya keretakan jalan.
2. Sistem klasifikasi kerusakan jalan raya dengan metode *Learning Vector Quantization* dapat melakukan klasifikasi dengan akurasi sebesar 70% terhadap bobot hasil training menggunakan *learning rate* 0,0005. Sedangkan untuk akurasi hasil pengenalan terhadap bobot hasil training menggunakan *learning rate* 0,005

ISBN: 978-602-60286-0-0

memiliki akurasi sebesar 65%, dan 63% untuk hasil pengenalan terhadap bobot hasil training menggunakan *learning rate* 0,05.

## DAFTAR PUSTAKA


Akbar, C. (2015). "Jumlah Penduduk Indonesia Sudah 254,9juta, Laki-laki Lebih Banyak Dari Perempuan". http://www.hidayatullah.com/berita/nasional/read/2015/11/20/83632/jumlah-pendududari-perempuan.html (diakses 20 Juni 2016)

Arifianto, AS., Sarosa, M., Setyawati, O. (2014). "Klasifikasi Stroke Berdasarkan Kelainan Patologis dengan Learning Vector Quantization". Jurnal EECCIS Vol.8 No.2.

Cahyono, SD. (2011). "Analisa Kerusakan dan Desain Perbaikan Outer Ring Road Kota Madiun". Tesis. Surakarta: Magister Teknik Sipil, Universitas Sebelas Maret.

Cahyono, SD. (2014). "Sistem Deteksi Kerusakan Permukaan Jalan Raya Dengan Metode Template Matching". Universitas Merdeka Madiun.

Gonzales, R., Woods, R. (2010). *Digital Image Processing*. Penerbit: Pearson.

Jacky (2014). "Truk, Kontainer, Spesifikasi, Kubikasi Dan Tonasenya". http://persaudaraansejati.blogspot.co.id/2014/02/truk-kontainer-spesifikasi-kubikasi-dan.html (diakses 20 Juni 2016)

Kadir, A., Susanto, A. (2013). *Teori dan Aplikasi Pengolahan Citra*. 1st ed. Penerbit ANDI. Yogyakarta.

Menteri Perindustrian (2015). "Tahun 2016, Target Pertumbuhan Industri 5,7 Persen". http://www.kemenperin.go.id/artikel/13740/Tahun-2016,-Target-Pertumbuhan-Industri-5,7-Persen (diakses 20 Juni 2016)

Musofa, DZ. (2015). "Hingga September 2015, Ada 23 ribu Kasus Kecelakaan di Indonesia". http://www.merdeka.com/otomotif/hingga-september-2015-ada-23-ribu-kasus-kecelakaan-di-indonesia.html (diakses 20 Juni 2016)

Permata, E., Suherman, A. (2015). "Klasifikasi Kualitas Buah Garcinia Mangostana L. Menggunakan Metode Learning Vector Quantization". Seminar Nasional Teknologi Informasi dan Komunikasi 2015. SENTIKA 2015. Yogyakarta. ISSN:2089-9815.

Sambani, EB., Uryani, NS., Putra, RAK. (2016). "Algoritma Learning Vector Quantization Untuk Pengenalan Barcode Buku di Perpustakaan Universitas Galuh Ciamis". Seminar Nasional Teknologi Informasi dan Multimedia. ISSN: 2302-3805.

Utomo, P., Cahyono, SD. 2014. "Sistem Deteksi Pra Panen Padi Berdasarkan Warna Daun Dengan Menggunakan Learning Vector Quantization (LVQ)". Jurnal EKOSAINS Vol. 6 No. 3.


ISBN: 978-602-60286-0-0

# ANALISIS PENGARUH PENYEMPITAN JALAN (*BOTTLENECK*) TERHADAP TINGKAT PELAYANAN JALAN DENGAN PENDEKATAN SIMULASI MIKRO

**Tri Sudibyo[1], Meiske Widyarti[2]**

*[1]Departemen Teknik Sipil dan Lingkungan, Institut Pertanian Bogor, Jln Raya Dramaga, IPB Dramaga Bogor*
*Email: tri.sudibyo@apps.ipb.ac.id*
*[2]Departemen Teknik Sipil dan Lingkungan, Institut Pertanian Bogor, Jln Raya Dramaga, IPB Dramaga Bogor*
*Email: mwidyarti@yahoo.com*

## ABSTRAK

Penyempitan lebar ruas jalan (*bottleneck*) sering dijumpai dan terasa akibatnya terhadap kelancaran lalu lintas terutama di berbagai kota besar di Indonesia. Penyempitan lebar ruas jalan dapat terjadi akibat perubahan dimensi jalan, persimpangan jalan mayor – minor yang berbeda dimensi, penyempitan pada titik keluar pintu bayar tol, maupun berkurangnya ruas efektif jalan oleh aktivitas parkir, *ngetem*, pedagang kaki lima, pasar dan aktivitas lain yang tidak semestinya. Penelitian terhadap pengaruh penyempitan lebar ruas jalan ini dilakukan sehingga dapat dirumuskan (1) Bagaimana berbagai penyempitan jalan dibangun dalam model lalu lintas, (2) Seberapa besar perbedaan kinerja jalan dengan dan tanpa penyempitan, (3) Seberapa besar rataan perubahan kinerja jalan akibat penyempitan ruas jalan. Simulasi mikro lalu lintas pada penilitian ini menggunakan perangkat lunak TSS Aimsun. Penelitian ini dilakukan dengan memodelkan wilayah kajian ke dalam model, melakukan kalibrasi dan validasi model sehingga didapatkan model yang dapat diterima, dan menghitung parameter kinerja jalan sesuai PM Perhubungan no 96 Tahun 2015 maupun parameter kinerja lalu lintas yang lain mencakup panjang antrian, waktu tempuh atau kecepatan. Pada penelitian ini dibangun tiga buah model penyempitan lalu lintas, yaitu Model 1: 3 menjadi 2 lajur, Model 2: 4 menjadi 2 dan Model 3: 5 menjadi 2. Pembebanan arus disimulasikan sebesar V/C 0,4 sampai 0,95. Dari penelitian ini didapatkan tingkat pelayanan pada Model 1 tidak berubah secara signifikan. Pada Model 2 menurun signifikan pada V/C 0,7 – 0,8 dan pada Model 3 menurun signifikan pada V/C 0,6 – 0,7. Arus kendaraan yang dapat melewati jaringan jalan kurang lebih sebesar kapasitas jalan terkecil pada titik *bottleneck.*

Kata kunci: *bottleneck*, tingkat pelayanan jalan, simulasi mikro

## 1. PENDAHULUAN

Pertumbuhan jumlah penduduk di Indonesia memberikan dampak kepada banyak aspek, salah satunya transportasi. Pertumbuhan jumlah penduduk yang diikuti dengan pertumbuhan kepemilikan kendaraan menyebabkan peningkatan kebutuhan akan transportasi khususnya transportasi darat. Di banyak kota besar di Indonesia, laju pertumbuhan lalu lintas yang jauh lebih tinggi dari pembangunan jaringan jalan baru menyebabkan kemacetan. Selain karena besarnya arus kendaraan yang melebihi atau mendekati kapasitas jalan, salah satu faktor kemacetan adalah penyempitan ruas efektif jalan sehingga kapasitas jalan berkurang dan menyebabkan *bottleneck*. Bentuk penyempitan yang terjadi bisa berupa perubahan fisik ruas jalan maupun terpakainya ruas efektif jalan dengan kegiatan lain sehingga kendaraan tidak bisa melewati ruas tersebut.

### Latar belakang

Keadaan penyempitan ruas efektif jalan akan memberikan dampak gangguan lalu lintas berupa kemacetan dalam intensitas kecil maupun besar. Terdapat keadaan ruas jalan menyempit namun tidak memberikan gangguan lalu lintas yang terasa mengganggu ketika arus lalu lintas yang melintasi ruas tersebut kecil. Namun banyak kejadian ruas jalan menyempit sehingga menimbulkan gangguan yang sangat terasa, khususnya pada ruas jalan yang ramai atau bervolume lalu lintas yang tinggi. Untuk mengetahui besaran dampak *bottleneck* terhadap tingkat pelayanan jalan dalam variabel arus kendaraan yang berubah, maka pada penelitian ini dilakukan pemodelan lalu lintas pada beberapa kejadian *bottleneck*.

Untuk mendapatkan gambaran kondisi lalu lintas dan parameter kinerja jalan dilakukan pemodelan mikro lalu lintas dengan mengambil beberapa jenis bentuk penyempitan. Dengan penyempitan yang ada, dilakukan pembebanan arus kendaraan yang berbeda, sehingga diperoleh parameter kinerja ruas jalan tersebut sesuai V/C yang berubah.

Pendefinisan Volume (V) atau Arus (Q), Kapasitas (C) maupun Volume per Kapasitas (V/C atau Q/C) mengacu kepada definisi V/C atau DS (*Degree of Saturation* atau Derajat Kejenuhan) ruas jalan sesuai MKJI (Manual Kapasitas Jalan Indonesia) tahun 1997.

### Tujuan

Tujuan dari penelitian ini adalah membangun model lalu lintas dari kejadian *bottleneck* suatu ruas jalan, dan mengetahui penurunan kinerja jalan yang terjadi baik secara kuantitatif maupun secara kualitatif menurut PM 96 Tahun 2015.

### Batasan masalah

Pembatasan masalah dalam penelitian ini meliputi:

1. Pada penelitian ini arus yang didapat dari lapangan adalah arus sesaat sehingga dilakukan pendekatan arus lalu lintas (V), kecepatan, dan V/C dari MKJI 1997 untuk menaksir kondisi arus lalu lintas pada berbagai tingkatan.
2. Tidak terdapat pembedaan penyebab penyempitan ruas jalan dalam model, sehingga penyempitan oleh jembatan, angkutan kota ngetem, dan aktivitas samping jalan dianggap sama, tergantung besar lajur yang hilang akibat penyempitan ruas tersebut.
3. Prediksi besar arus yang terjadi mengacu kepada definisi V/C sesuai MKJI 1997 untuk Jalan Perkotaan, dan diasumsikan memiliki komposisi kendaraan yang tetap sesuai hasil pengamatan lapangan dan dianggap maksimal 0,95 (atau pada saat V/C 0,95). Apabila di lapangan arus yang terjadi melebihi 0,95 maka simpulan kinerja jalan dapat berbeda dari hasil penelitian ini.
4. Kecepatan lalu lintas mengikuti prediksi kecepatan rata-rata sesuai penentuan $FV_{LV}$ dalam fungsi DS sebagaimana dirumuskan dalam MKJI 1997 untuk Jalan Perkotaan.
5. Pemodelan dilakukan pada kondisi penyempitan dari 3 lajur, 4 lajur dan 5 lajur menjadi 2 lajur, dan pembebanan dilakukan bertahap dari V/C 0,4 sampai 0,95.
6. Dilakukan berdasarkan hasil simulasi mikro dengan perangkat lunak TSS Aimsun.

## 2. STUDI LITERATUR

### Pemodelan lalu lintas

Sebuah model adalah representasi sederhana dari kondisi nyata yang hanya berfokus pada unsur-unsur tertentu yang dianggap paling penting untuk analisis (Ortuzar, 2001). Dengan menggunakan model, eksperimen untuk desain alternatif dapat disimulasikan tanpa perlu percobaan atau implementasi riil di dunia nyata. Model adalah cara yang efisien untuk mengusulkan beberapa skenario alternatif tanpa bereksperimen ke lapangan. Simulasi dapat dianggap sebagai percobaan pada sistem riil yang dilakukan melalui model (TSS, 2008). Dalam penelitian ini, pembangunan model dilakukan melalui tahap pengecekan error, kalibrasi dan proses validasi. Pengecekan error dilakukan untuk memverifikasi apakah model telah bebas dari kesalahan saat menjalankan simulasi. Bentuk pengecekan error dapat berupa melihat jenis kendaraan yang melintas dalam model, arah pergerakan kendaraan, pengamatan secara visual perbandingan kecepatan kendaraan berat, ringan dan motor. Kalibrasi merupakan proses di mana dilakukan pemilihan parameter model sehingga didapatkan model yang paling baik dalam merepresentasikan kondisi operasional lalu lintas di lapangan. Validasi adalah proses memeriksa keseluruhan model kinerja lalu lintas untuk jalan / jaringan jalan terhadap pengukuran berbagai aspek kinerja lalu lintas, seperti volume lalu lintas, waktu perjalanan, kecepatan rata-rata, dan tundaan rata-rata. Validasi dilakukan setelah proses kalibrasi dilakukan. Kalibrasi dan validasi data dapat diperoleh dari survei lapangan. Dalam penelitian ini kalibari dan validasi dilakukan dengan memperhatikan panjang antrian dan waktu perjalanan.

### Perhitungan kapasitas dan kecepatan mengacu manual

Mengacu kepada Manual Kapasitas Jalan Indonesia tahun 1997, kapasitas jalan dapat dihitung berdasarkan persamaan berikut:

$$C = C_o \times FC_W \times FC_{SP} \times FC_{SF} \times FC_{CS} \quad (1)$$

Dengan C : kapasitas jalan, $C_o$ : kapasitas dasar jalan, $FC_W$ : faktor koreksi lebar lajur, $FC_{SP}$ : faktor koreksi pemisah arah, $FC_{SF}$ : faktor koreksi hambatan samping, dan $FC_{CS}$ : faktor koreksi ukuran kota. C dan $C_o$ memiliki satuan smp/jam.

Dengan adanya perubahan arus kendaraan terhadap waktu yang terus terjadi secara fluktuatif, maka terjadi pula perubahan rasio arus yang melintas dengan kapasitas jalan yang relatif tetap. Rasio arus terhadap kapasitas

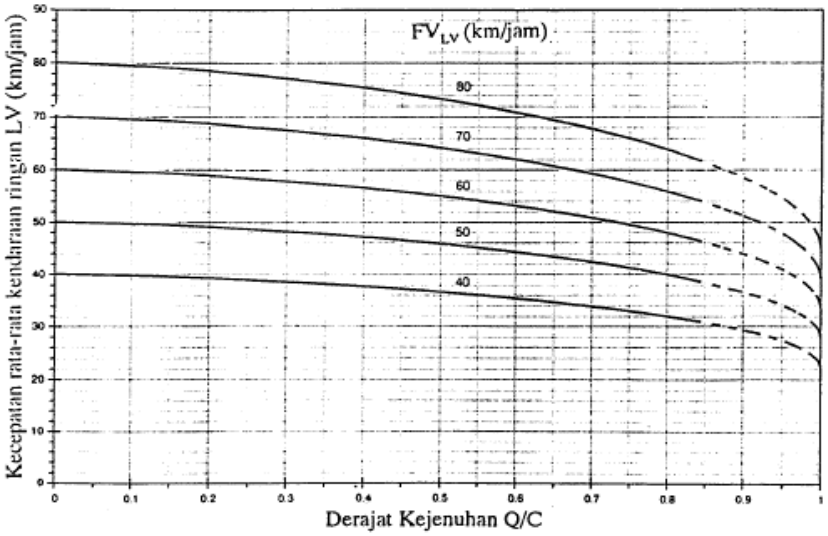
ISBN: 978-602-60286-0-0

didefinisikan sebagai V/C atau DS, yang merupakan salah satu parameter kinerja jalan. Mengacu kepada manual, DS diperoleh dari persamaan sebagai berikut:

$$DS \text{ (atau } V/C) = Q/C \quad (2)$$

Dengan DS : *Degree of Saturation* atau Derajat Kejenuhan, atau V/C, Q : arus kendaraan yang melintas atau volume kendaraan dengan satuan smp/jam, dan C : kapasitas jalan.

Semakin besar arus lalu lintas yang terjadi maka DS semakin tinggi. Semakin tinggi DS mengakibatkan penurunan kecepatan lalu lintas. Hubungan antara DS dan kecepatan lalu lintas dapat diprediksi dengan mengacu grafik Gambar 1 berikut.




Gambar 1 Hubungan kecepatan rata-rata kendaraan ringan dengan DS

## Tingkat pelayanan

Tingkat pelayanan merupakan indikator kemampuan jalan dalam memberikan layan lalu lintas khususnya lalu lintas darat (jalan raya). Tingkat pelayanan jalan diatur dalam Peraturan Menteri Perhubungan no 96 Tahun 2015, khususnya pada lampiran, dengan penjelasan Tabel 1 sebagai berikut:

Tabel 1 Tingkat Pelayanan Jalan

| Tingkat Pelayanan | Karakteristik Operasi Terkait |
|---|---|
| A | • Arus bebas , volume lalu lintas rendah<br>• Kecepatan perjalanan > 80 Km/jam<br>• Kepadatan lalu lintas rendah<br>• Kebebasan mempertahankan kecepatan tanpa/dengan sedikit tundaan |
| B | • Arus stabil dan volume lalu lintas sedang<br>• Kecepatan perjalanan > 70 Km/jam<br>• Kepadatan lalu lintas rendah, hambatan internal belum mengganggu kecepatan<br>• Kebebasan memilih kecepatan dan lajur |
| C | • Arus stabil dengan pergerakan dipengaruhi volume lalu lintas yang lebih tinggi<br>• Kecepatan perjalanan > 60 Km/jam<br>• Kepadatan lalu lintas sedang, hambatan internal lalu lintas meningkat<br>• Keterbatasan memilih kecepatan, pindah lajur, atau mendahului |
| D | • Arus mendekati tidak stabil, volume lalu lintas tinggi<br>• Kecepatan perjalanan > 50 Km/jam<br>• Kepadatan lalu lintas sedang, fluktuasi volume lalu lintas dan hambatan temporer dapat menyebabkan penurunan kecepatan yang besar<br>• Keterbatasan menjalankan kendaraan, kenyamanan rendah, namun masih dapat ditolerir untuk waktu yang singkat |
| E | • Arus mendekati tidak stabil, volume lalu lintas mendekati kapasitas jalan<br>• Kecepatan perjalanan > 30 km/jam untuk jalan antar kota dan >10 km/jam untuk jalan perkotaan<br>• Kepadatan lalu lintas tinggi karena hambatan internal lalu lintas tinggi |

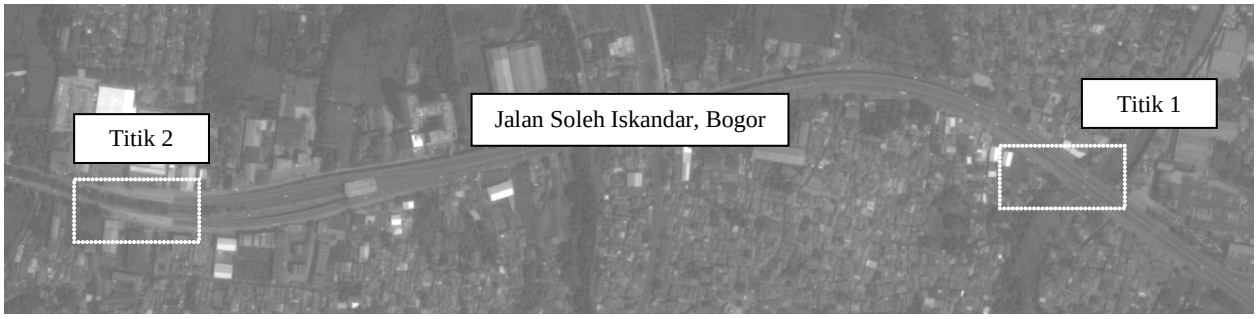
ISBN: 978-602-60286-0-0

| Tingkat Pelayanan | Karakteristik Operasi Terkait |
|---|---|
| | • Pengemudi mengalami kemacetan-kemacetan durasi pendek |
| F | • Arus tertahan, terjadi antrian kendaraan yang panjang<br>• Volume lalu lintas rendah dan kepadatan lalu lintas tinggi<br>• Kecepatan perjalanan < 30 Km/jam<br>• Dalam keadaan antrian, kecepatan maupun volume turun sampai 0 (nol) |

Sumber: Lampiran PM Perhubungan no 96 Tahun 2015

## 3. PENGUMPULAN DATA

Lokasi yang digunakan sebagai titik pengumpulan data lalu lintas adalah pada ruas jalan Soleh Iskandar di kota Bogor, dimana terdapat dua karakter penyempitan pada jarak yang tidak terlalu jauh. Pengambilan sampel lalu lintas dilakukan pada tanggal 08 Juni 2016. Titik pertama merupakan ruas jalan Soleh Iskandar menuju ke arah simpang masuk Tol BORR – jalan Raya Bogor, dimana terdapat penyempitan dari 3 lajur menjadi 2 lajur karena adanya jembatan. Titik kedua masih di jalan yang sama namun pada arah Yasmin / Parung, dimana terdapat penyempitan dari 4-5 lajur menjadi 2 lajur, berasal dari 2 lajur lambat, 1 lajur *ramp exit* Tol BORR, dan 2 lajur cepat.




Gambar 2 Titik lokasi pembangunan model (Google Maps, 2016)

Jenis data yang dikumpulkan untuk dibangun pemodelan lalu lintas pada penelitian ini meliputi:

1. Komposisi arus lalu lintas dalam kategori kendaraan ringan (LV), motor (MC) dan kendaraan berat (HV) sesuai pembagian dalam MKJI 1997
2. Geometri dan dimensi lajur jalan
3. Karakteristik *bottleneck* yang terjadi (penyebab penyempitan dan lebar lajur yang hilang oleh penyempitan)
4. Waktu tempuh dan kecepatan rataan lalu lintas
5. Panjang antrian

Dari hasil pengumpulan data diperoleh komposisi jumlah unit kendaraan dalam kategori kendaraan ringan (LV), motor (MC) dan kendaraan berat (HV) sesuai pembagian dalam MKJI 1997 pada titik pengamatan jalan Soleh Iskandar di kota Bogor adalah 50% MC, 46% LV dan 4% HV. Komposisi kendaraan tersebut digunakan dalam penentuan volume (arus lalu lintas) dalam perbandingan V/C yang berbeda-beda, untuk digunakan dalam pembebanan arus lalu lintas pada kondisi ruas jalan menyempit.

## 4. PEMODELAN LALU LINTAS

Pemodelan lalu lintas yang dibangun pada penelitian ini meliputi 3 model sebagai berikut:

1. Titik penyempitan dari 3 lajur menjadi 2 lajur, dimodelkan menjadi Model 1: 3 – 2
2. Titik penyempitan dari 4 lajur menjadi 2 lajur, dimodelkan menjadi Model 2: 4 – 2
3. Titik penyempitan dari 5 lajur menjadi 2 lajur, dimodelkan menjadi Model 3: 5 – 2

Model 1: 3 – 2 dan Model 3: 5 – 2 dibangun dari dua lokasi pengumpulan data di Jalan Soleh Iskandar, Kota Bogor, sementara Model 2: 4 – 2 dibangun dari pengembangan Model 1 dan Model 3.

Mengacu kepada MKJI 1997, dengan menganggap faktor koreksi minimal, kapasitas ruas jalan ini adalah 1650 smp/jam/lajur, sehingga kapasitas 2, 3, 4, dan 5 lajur berturut-turut adalah 3300 smp/jam, 4950 smp/jam, 6600 smp/jam dan 8250 smp/jam. Dengan kapasitas ruas jalan didapatkan, maka pembebanan lalu lintas pada kondisi V/C dari 0,4 sampai dengan 0,95 sesuai dengan komposisi jenis kendaraan MC, LV dan HV adalah sebagaimana Tabel 2 berikut.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 2 Pembebanan Arus pada Model sesuai Jenis Kendaraan dan V/C

| Jenis Model / Kendaraan | Besar Pembebanan Arus (Q) sesuai prediksi V/C | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | V/C : 0,4 | V/C : 0,5 | V/C : 0,6 | V/C : 0,7 | V/C : 0,8 | V/C : 0,9 | V/C : 0,95 |
| Pada Model 1: 3 – 2 | | | | | | | |
| MC | 2970 | 3713 | 4455 | 5198 | 5940 | 6683 | 7054 |
| LV | 911 | 1139 | 1366 | 1594 | 1822 | 2049 | 2163 |
| HV | 40 | 50 | 59 | 69 | 79 | 89 | 94 |
| Pada Model 2: 4 – 2 | | | | | | | |
| MC | 3960 | 4950 | 5940 | 6930 | 7920 | 8910 | 9405 |
| LV | 1214 | 1518 | 1822 | 2125 | 2429 | 2732 | 2884 |
| HV | 53 | 66 | 79 | 92 | 106 | 119 | 125 |
| Pada Model 3: 5 – 2 | | | | | | | |
| MC | 4950 | 6188 | 7425 | 8663 | 9900 | 11138 | 11756 |
| LV | 1518 | 1898 | 2277 | 2657 | 3036 | 3416 | 3605 |
| HV | 66 | 83 | 99 | 116 | 132 | 149 | 157 |

Dari data geometri jalan, volume lalu lintas terklasifikasi, kecepatan, panjang antrian, dan karakteristik penyempitan yang terjadi, dibuat pemodelan lalu lintas dalam program TSS Aimsun. Untuk mendapatkan model yang paling representatif menggambarkan kondisi lalu lintas yang terjadi, dilakukan pengecekan awal akan model yang terbangun, kemudian dilakukan penyesuaian (kalibrasi). Hasil pengecekan awal disajikan dalam Tabel 3. Kalibrasi yang dilakukan mencakup beberapa aspek seperti pembatasan kecepatan ruas, karakteristik kendaraan dan perilaku berkendara sesuai jenis kendaraannya. Dari pengecekan awal dan kalibrasi yang telah dilakukan, validasi dilakukan berdasarkan parameter kecepatan dan panjang antrian, sebagaimana tersaji dalam Tabel 4.

Tabel 3 Pengecekan awal model

| Aspek yang dicek | Jenis Model Penyempitan | | |
|---|---|---|---|
| | Model 1: 3 - 2 | Model 2: 4 - 2 | Model 3: 5 - 2 |
| Jumlah lajur efektif | v | v | v |
| Jenis kendaraan melintas: Motor (MC), Bus/Truk (HV), Kendaraan ringan (LV) | v | v | v |
| Perilaku belokan dan antrian penyempitan | v | v | v |

Tabel 4 Hasil Kalibrasi dan Validasi model

| Aspek yang divalidasi | Perbedaan Kondisi [1]) | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Penyempitan 3 – 2 | | Penyempitan 5 – 2 | |
| | Pengamatan Lapangan | Model 1: 3 – 2 | Pengamatan Lapangan | Model 3: 5 - 2 |
| Kecepatan rata-rata (km/jam) | 42 | 44 | 8 | 6 |
| Panjang antrian (kendaraan) | 0 [2]) | 2 | 30 – 50 [3]) | 40 |
| Simpulan | Model diterima | | Model diterima | |

[1]) Penyempitan 3 – 2 dan Penyempitan 5 – 2 diamati saat V/C masing-masing sekitar 0,75

[2]) antrian sangat cepat terurai atau relatif tidak ada antrian

[3]) antrian sangat fluktuatif dan diamati berdasarkan LV

Setelah pembangunan model diterima, kemudian dilakukan pembebanan arus yang variatif sejak V/C 0,4 sampai 0,95, dengan hasil sebagaimana Tabel 5 berikut.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 5. Hasil Simulasi Model 1, 2 dan 3

| Skenario Pembebanan | | Hasil Simulasi TSS Aimsun | | | | Tingkat Pelayanan PM 96/2015 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| V/C | Arus | V/C | Arus kendaraan (smp/jam) | Kecepatan Rataan (km/jam) | Panjang Antrian (kendaraan) | |
| | | Model 1 : 3 – 2 | | | | |
| 0,4 | 1980 | 0,395 | 1778 | 50,9 | 1 | D |
| 0,5 | 2475 | 0,496 | 2232 | 49,9 | 3 | E |
| 0,6 | 2970 | 0,577 | 2598 | 48,6 | 2 | E |
| 0,7 | 3465 | 0,677 | 3047 | 47,5 | 6 | E |
| 0,8 | 3960 | 0,779 | 3505 | 44,4 | 6 | E |
| 0,9 | 4455 | 0,892 | 4014 | 38,8 | 11 | E |
| 0,95 | 4703 | 0,896 | 4032 | 38,4 | 12 | E |
| | | Model 2 : 4 – 2 | | | | |
| 0,4 | 2640 | 0,376 | 2254 | 51,1 | 1 | D |
| 0,5 | 3300 | 0,492 | 2950 | 49,0 | 3 | E |
| 0,6 | 3960 | 0,565 | 3390 | 48,3 | 2 | E |
| 0,7 | 4620 | 0,670 | 4018 | 36,4 | 9 | E |
| 0,8 | 5280 | 0,726 | 4359 | 6,1 | 223 | F |
| 0,9 | 5940 | 0,728 | 4370 | 6,0 | 799 | F |
| 0,95 | 6270 | 0,727 | 4362 | 6,0 | 949 | F |
| | | Model 3 : 5 – 2 | | | | |
| 0,4 | 3300 | 0,477 | 2865 | 49,7 | 1 | E |
| 0,5 | 4125 | 0,613 | 3676 | 45,8 | 7 | E |
| 0,6 | 4950 | 0,700 | 4200 | 36,9 | 9 | E |
| 0,7 | 5775 | 0,724 | 4343 | 6,0 | 727 | F |
| 0,8 | 6600 | 0,739 | 4432 | 6,0 | 1468 | F |
| 0,9 | 7425 | 0,729 | 4375 | 5,9 | 2253 | F |
| 0,95 | 7838 | 0,734 | 4406 | 6,0 | 2459 | F |

Dari Tabel 5 di atas dapat dilihat bahwa pada Model 1 dimana penyempitan sebesar 33% (dari 3 lajur menjadi 2 lajur), tidak terdapat penurunan kecepatan dan kenaikan antrian yang signifikan. Kecepatan berkisar pada angka 38,4 sampai 50,9 km/jam. Pada Model 1 ini tingkat pelayanan berkisar pada D dan E.

Pada Model 2 dengan penyempitan 50% (dari 4 lajur menjadi 2 lajur), kecepatan segera menurun ketika V/C berkisar pada 0,7 – 0,8 pada angka sekitar 6 km/jam dan antrian segera terakumulasi menjadi 223 kendaraan dan semakin besar dengan kenaikan V/C. Pada Model 2 ini tingkat pelayanan berkisar pada D dan E, dan menjadi F ketika V/C berkisar pada 0,7 – 0,8 dan seterusnya.

Pada Model 3 dengan penyempitan 60% (dari 5 lajur menjadi 2 lajur), kecepatan segera menurun saat V/C berkisar 0,6 – 0,7 pada angka 6 km/jam dan antrian segera terakumulasi pada 727 kendaraan dan semakin besar dengan kenaikan V/C. Pada Model 3 ini tingkat pelayanan berkisar pada D dan E, dan menjadi F ketika V/C berkisar pada 0,6 – 0,7 dan seterusnya.

## 5. KESIMPULAN

Dari penelitian ini didapatkan beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Penurunan kinerja jalan terjadi akibat dari penyempitan ruas efektif perkerasan jalan.
2. Arus maksimal yang dapat melewati jaringan jalan adalah kurang lebih sebesar kapasitas ruas jalan tersempit atau di titik dimana *bottleneck* terjadi, sehingga semakin besar arus antrian kendaraan semakin besar dan tingkat pelayanan menurun.
3. Pada titik *bottleneck* atau di ruas sempit (ruas 2 lajur), pada Model 1 jumlah maksimal kendaraan yang dapat diloloskan adalah 4032 smp/jam, pada Model 2 sebesar 4370 smp/jam dan pada Model 3 sebesar 4432 smp/jam.
4. Pada kejadian penyempitan ruas jalan dan terjadi *bottleneck* kendaraan, jumlah antrian yang terjadi kurang lebih sebesar selisih arus total pada ruas jalan lebar dengan kendaraan yang dapat memasuki ruas sempit.
5. Pada penelitian ini hanya dilakukan satu jam pemodelan, bila arus tinggi terjadi dalam periode lebih pendek atau lebih lama, maka akumulasi arus dan antrian akan berbeda dan kinerja jalan akan lebih baik maupun lebih buruk dari kondisi pada model ini.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## DAFTAR PUSTAKA

Departemen Pekerjaan Umum. (1997). *Manual Kapasitas Jalan Indonesia*. Direktorat Jenderal Bina Marga, Jakarta.

Ortúzar Juan de Dios. (2001). *Modeling Transport, 3rd edition*. Wiley.

Kementrian Perhubungan. (2015). "Peraturan Menteri Perhubungan No 96 Tahun 2015 tentang Pedoman Pelaksanaan Kegiatan Manajemen dan Rekayasa Lalu Lintas". Jakarta.

Mendenhall. W, Robert J. Beaver and Barbara M. Beaver. (2009). *Introduction to Probability & Statistic 13th edition*, Nelson Education. Ltd. Canada, USA

Tamin, Ofyar Z. (2000). *Perencanaan dan Pemodelan Transportasi*, Edisi Kedua, Penerbit ITB, Bandung.

TSS-Transport Simulation Systems. (2008). *Microsimulator and Mesosimulator in AIMSUN User's Manual*. TSS, Barcelona, Spain.

US Department of Transportation. (2004). "Traffic Analysis Toolbox Volume III: Guidelines for Applying Traffic Microsimulation Modeling Software". Research, Development, and Technology Turner-Fairbank Highway Research Center, USA

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# METODE REDISTRIBUSI PADA SISTEM PENGGUNAAN SEPEDA LISTRIK BERSAMA DI LINGKUNGAN KAMPUS UNIVERSITAS SEBELAS MARET

**Lydia Novitriana Nur Hidayati[1], Djumari[2], dan Fajar Sri Handayani[3]**

*[1]Prodi DIII Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Sebelas Maret*
*E-mail: lydia_hidayati@gmail.com*
*[2]Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Sebelas Maret*
*E-mail: djumari.sipil@gmail.com*
*[3]Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Sebelas Maret*
*E-mail: fajar_hani@yahoo.co.id*

## ABSTRAK

Penggunaan moda transportasi ramah lingkungan dalam wilayah kampus menjadi salah satu strategi Universitas Sebelas Maret (UNS) dalam mewujudkan kampus hijau. Sejalan dengan hal tersebut sistem penggunaan sepeda listrik bersama diperkenalkan sebagai fasilitas alternatif bagi mahasiswa untuk berpindah dalam wilayah kampus. Perencanaan sistem yang efisien menjadi salah satu faktor keberhasilan program ini. Oleh karena itu usulan sistem penggunaan sepeda bersama di lingkungan kampus UNS direncanakan mengacu pada standar parameter dasar penggunaan sepeda bersama yang dikembangkan oleh *Institute for Transportation Development and Policy* (ITDP). Namun perencanaan yang efisien saja belum cukup, dalam program penggunaan sepeda bersama salah satu masalah operasional yang perlu diperhatikan berkaitan dengan metode restribusi sepeda. Redistribusi sepeda diperlukan agar pengguna sepeda dapat menggunakan sepeda tanpa kendala ketersediaan sepeda dan dapat memakirkan sepedanya tanpa masalah ketersediaan ruang parkir (*docks*). Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui metode redistribusi sepeda yang sesuai dengan kondisi sistem penggunaan sepeda bersama di UNS. Metode yang digunakan adalah dengan melakukan iterasi untuk mengukur ketidakpastian distribusi sepeda dalam jaringan penggunaan sepeda bersama. Metode ini bertujuan untuk mengetahui probabilitas tujuan pengguna sepeda dan jumlah sepeda pada stasiun sepeda melalui iterasi matriks. Dari matriks ini kemudian akan didapatkan stasiun kritis dalam kasus ini diwakili oleh zona kritis dimana terdapat perbedaan jumlah sepeda dan jumlah *docks* yang besar sehingga diperlukan redistribusi sepeda. Dari hasil analisis terdapat sejumlah stasiun kritik dimana terdapat perbedaan antara jumlah sepeda dan *docks*. Penyelesaian masalah ini adalah dengan menambah jumlah docks atau sepeda pada zona kritis tersebut dan melakukan redistribusi sepeda pada waktu tutup kampus sehingga sistem kembali pada kondisi ideal saat waktu buka kampus pada hari berikutnya.

Kata kunci: Penggunaan sepeda bersama, Metode redistribusi sepeda, Zona kritis, UNS

## 1. PENDAHULUAN

Program kampus hijau Universitas Sebelas Maret (UNS) bertujuan untuk mewujudkan kampus yang berkelanjutan yang merupakan kampus yang mampu menciptakan suasana yang bersih, sejuk dan nyaman serta mendukung kehidupan kampus yang dinamis. Ada enam kriteria untuk mewujudkan kampus hijau, salah satunya adalah susunan sistem transportasi dalam kampus didasarkan pada gagasan transportasi hijau. Sejalan dengan konsep transportasi hijau, mahasiswa didorong untuk mau beralih menggunakan kendaraan yang lebih ramah lingkungan.

Sepeda sebagai moda transportasi yang non-polusi, tanpa emisi dan tidak perlu untuk bahan bakar diharapkan dapat menjadi alternatif angkutan bagi mahasiswa yang bepergian di dalam area kampus. Namun, kondisi kampus UNS dengan topografi berbukit, suhu rata-rata $30^0$C dan kelembaban yang tinggi sekitar 75% menjadi faktor kurangnya minat mahasiswa untuk bersepeda di kampus. Berdasar kondisi ini, maka diperkenalkan penggunaan moda transportasi baru, sepeda listrik (*e-bike*). Sepeda listrik adalah sepeda manual (berpedal) yang dilengkapi dengan motor listrik dan baterai (Kang An, et al, 2013). Fleksibilitas, kenyamanan yang setara dengan menggunakan kendaraan pribadi dan teknologi terbaru adalah keunggulan yang ditawarkan oleh sepeda listrik, selain hematnya konsumsi energi yang digunakan dan rendahnya polusi yang dihasilkan (Weinert et al, 2007). Oleh karena itu, sepeda listrik cocok sebagai moda transportasi dalam kampus UNS karena tidak menghasilkan polusi dan emisi, menggunakan bahan bakar terbarukan, namun mampu memberikan kenyamanan transportasi di iklim tropis dengan topografi berbukit.

Program sepeda listrik di UNS direncanakan dalam bentuk sistem penggunaan sepeda bersama, di mana otoritas kampus menyediakan sejumlah sepeda untuk mahasiswa sebagai moda transportasi di dalam kampus. Konsep dari sistem penggunaan sepeda bersama adalah bahwa siapa pun dapat mengambil sepeda di satu tempat dan mengembalikan sepeda tersebut di tempat semula atau di tempat yang lain. Sistem penggunaan sepeda bersama telah banyak diadopsi oleh banyak kota di dunia untuk mempromosikan bersepeda sebagai pilihan transportasi yang layak dan dihargai. Kota-kota tersebut mengembangkan sistem penggunaan sepeda bersama sesuai dengan kondisi mereka sendiri dengan mempertimbangkan karakter lokal, seperti topografi, cuaca, infrastruktur, dan budaya. Sistem penggunaan sepeda bersama terbesar berada di Hangzhou dan Shanghai, China (ITDP, 2013). *Institute for Transportation Development and Policy* (ITDP) menyatakan bahwa sistem penggunaan sepeda bersama yang sukses memiliki karakteristik umum tertentu. Karakteristik tersebut yaitu jaringan stasiun yang padat, nyaman, teknologi terbaru, keamanan, akses dan harga yang terjangkau.

Penelitian ini berusaha untuk mengadopsi sistem penggunaan sepeda bersama pada skala yang lebih kecil, dalam kampus UNS. Penggunaan sepeda bersama dalam kampus diharapkan dapat meningkatkan kualitas udara, meningkatkan mobilitas dibandingkan dengan berjalan, meningkatkan kesehatan pengguna, meningkatkan citra dan *branding* sebagai kampus yang berkelanjutan, menghasilkan potensi usaha, meningkatkan citra bersepeda serta menarik pengendara sepeda baru. Meskipun dalam skala yang kecil, sistem penggunaan sepeda bersama di dalam kampus harus direncanakan dengan cermat sehingga sistem akan dapat digunakan dengan baik dan efisien. Namun perencanaan elemen sepeda bersama yang efisien saja belum cukup, dalam sistem penggunaan sepeda bersama salah satu masalah operasional yang perlu diperhatikan berkaitan dengan metode restribusi sepeda. Redistribusi sepeda diperlukan agar pengguna sepeda dapat menggunakan sepeda tanpa kendala ketersediaan sepeda dan dapat memakirkan sepedanya tanpa masalah ketersediaan ruang parkir.

Penelitian ini bertujuan untuk memberikan metode redistribusi sepeda yang sesuai dengan kondisi sistem penggunaan sepeda bersama di UNS. Kondisi sistem penggunaan yang dimaksud adalah rencana elemen dasar penggunaan sepeda bersama, yaitu sepeda, docks, dan terminal, berdasarkan standar *Institute for Transportation Development and Policy* (ITDP).

## 2. PENGGUNAAN SEPEDA BERSAMA

Sistem penggunaan sepeda bersama juga dikenal sebagai sistem sepeda umum, pertama kali diperkenalkan di Belanda pada tahun 1965. Sejak saat itu evolusi penggunaan sepeda bersama dapat dikategorikan ke dalam empat generasi kunci. Generasi pertama disebut rencana sepeda putih. Sepeda yang dibuka dan diletakkan di sembarang tempat di seluruh kota. Sepeda ini dapat dipakai dan di parkir di mana saja di dalam kota, dan penggunaannya gratis. Kerugian utama dari sistem generasi pertama adalah pencurian sepeda dan vandalisme. Generasi kedua dikembangkan sebagai solusi dari masalah dari generasi sebelumnya. Pada generasi ini, sepeda terkunci pada *docking* khusus di stasiun mana sepeda dipinjam dan dikembalikan. Generasi berikutnya, teknologi canggih diterapkan untuk check-in dan check-out di stasiun *docking* serta mulai adanya peningkatan sistem informasi. Generasi keempat adalah sistem penggunaan sepeda bersama yang responsif terhadap permintaan. Berdasarkan permintaan *real time*, sepeda didistribusikan dari satu stasiun ke yang lain untuk memastikan bahwa sepeda dan rak kosong selalu tersedia untuk pengguna dapat meminjam dan mengembalikan sepeda di setiap stasiun (Jingxu Chen, et al, 2014)..

Perencanaan dan desain sistem penggunaan sepeda bersama dalam makalah ini mengacu pada pedoman dari sistem penggunaan sepeda bersama oleh ITDP di AS. ITDP telah menyiapkan beberapa pedoman dalam perencanaan dan desain elemen penggunaan sepeda bersama. Pedoman ini mencakup pedoman perencanaan, pedoman sepeda, dan pedoman stasiun (*docks* dan terminal). ITDP juga mengembangkan skala kinerja untuk menilai efisiensi sistem setelah dilaksanakan.

Pedoman sepeda mensyaratkan sepeda yang digunakan tahan lama, menarik dan bermanfaat. Tahan lama berarti bahwa sepeda tidak mudah rusak. Untuk sepeda listrik, masalah paling umum berhubungan dengan daya tahan yang ditentukan oleh kapasitas baterai. Oleh karena itu, dianjurkan untuk mengakomodasi stasiun sepeda listrik dengan fasilitas pengisian baterai tambahan. Dalam hal daya tarik, sepeda listrik sudah menggunakan teknologi baru kendaraan namun tetap berbasis tenaga manusia. Penggunaan sepeda listrik di UNS nyaman karena adanya bantuan tenaga listrik untuk mengayuh sepeda.

Rudolf dan Lackner pada 2013 menyatakan bahwa fungsi stasiun substansial dalam sistem penggunaan sepeda bersama karena merupakan tempat awal dan tempat akhir dari sistem. Oleh karena itu, jumlah sepeda dan ruang *docking* di setiap stasiun harus cukup bagi mahasiswa untuk dapat menggunakan atau untuk memarkir sepeda. Sebagai pintu gerbang dari sistem penggunaan sepeda bersama, stasiun harus dilengkapi dengan pertandaan dan isyarat yang jelas dan petunjuk penggunaan yang dapat dengan mudah dipahami oleh pengguna serta harus memiliki

ISBN: 978-602-60286-0-0

mekanisme sistem keamanan. Stasiun ini juga harus dapat digunakan dengan cepat dan mudah untuk proses *check-in* atau *check-out* sepeda listrik.

## 3. METODE REDISTRIBUSI SEPEDA BERSAMA

Salah satu contoh sukses penerapan penggunaan sepeda bersama adalah sistem Velib di Paris. Pada sistem ini pengguna speda harus membayar sejumlah uang untuk dapat meminjam sepeda, akan tetapi apabila ada pengguna yang tidak dapat mengembalikan sepeda akibat tidak tersedianya *docks* untuk parkir maka orang tersebut diberikan tambahan waktu lima belas menit gratis (Siavash S, 2015). Terminal sepeda pada sistem Velib juga dilengkapi dengan sistem informasi yang berguna bagi pengguna, antara lain informasi tentang statiun lain terdekat, lokasi, dan ketersediaan jumlah sepeda serta *docks*. Pada sistem ini, redistribusi sepeda dilakukan dengan menggunakan kendaraan (*van*) pada malam hari dimana permintaan untuk sepeda bersama tidak besar (Araz T, 2014).

Metode redistribusi sepeda antar statiun dengan menggunakan kendaraan banyak dilakukan oleh negara lain yang mempunyai sistem penggunaan sepeda bersama seperti Spanyol dan Swedia. Metode seperti ini efektif digunakan dalam jangka pendek, namun jika jumlah pengguna bertambah dan jumlah kendaraan untuk distribusi sepeda tidak bisa memenuhi demand tersebut maka akan muncul masalah, diantaranya kesulitan untuk mengembalikan sepeda pada stasiun-stasiun kritis (Mazen D, 2014).

Model operasional lain diterapkan oleh Jerman dan Austria, dimana pengguna sepeda meminjam dan harus mengembalikan sepeda tersebut pada tempat yang sama. Model operasional seperti ini tidak memerlukan kegiatan redistribusi sepeda akan tetapi, model ini tidak *user friendly* (Shailesh C, 2014). Belanda memperkenalkan metode lain dimana pengguna dapat memesan terlebih dahulu sepeda dan docks yang akan digunakan di semua stasiun. Dengan cara tersebut operator redistribusi dapat mengetahui secara pasti jumlah sepeda dan docks yang tersedia pada suatu stasiun sehingga proses redistribusi lebih efektif. Namun dalam penyelenggaraannya sistem ini tidak berjalan mulus karena masalah pencurian (Mathias B, 2014).

Dalam penerapan penggunaan sepeda bersama di UNS, metode redistribusi sepeda yang digunakan adalah dengan menggunakan kendaraan untuk mengangkut sepeda antar stasiun. Hal ini karena sakala kampus UNS tidak terlalu luas sehingga waktu distribusi tidak terlalu lama. Penelitian akan membahas mengenai solusi matematik untuk menentukan stasiun-stasiun kritis sehingga proses redistribusi lebih efektif.

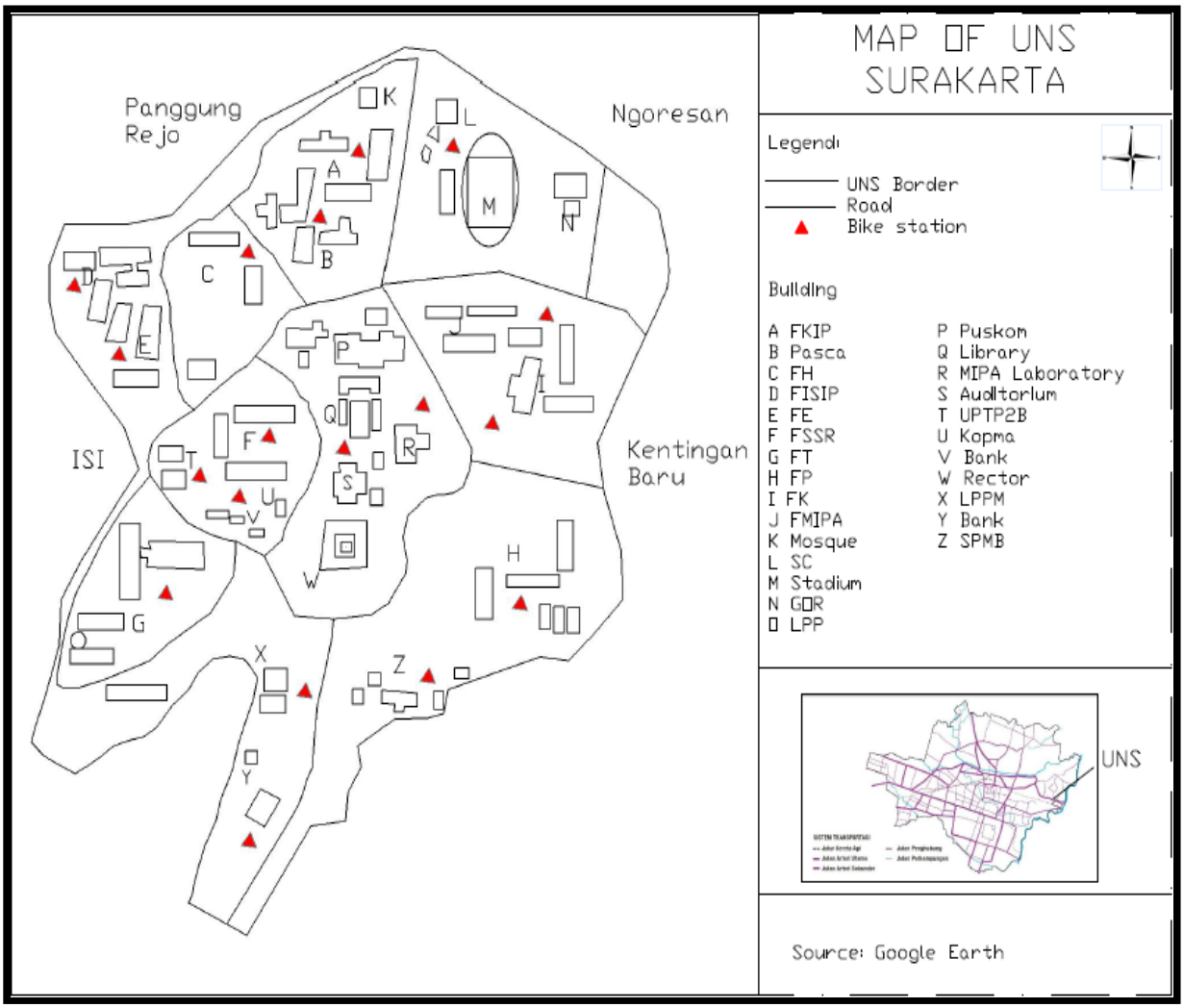
## 4. ELEMEN PENGGUNAAN SEPEDA BERSAMA KAMPUS UNS

Rencana sistem penggunaan sepeda bersama di kampus UNS diilustrasikan pada Gambar 1. UNS memiliki lahan seluas 9,37 $km^2$ dengan penggunaan lahan yang bervariasi seperti untuk gedung fakultas, perpustakaan kampus, pusat kegiatan mahasiswa, bank, pusat pelatihan bahasa, dll. Selanjutnya wilayah di UNS dibagi menjadi sepuluh zona berdasarkan wilayah masing-masing fakultas dengan pertimbangan fungsi bangunan disekitarnya. Setiap zona mewakili area layanan stasiun tertentu. Pembagian zona dan lokasi stasiun dapat dilihat pada Gambar 1. Ringkasan stasiun dan area cakupannya diberikan dalam Tabel 1. Jumlah sepeda dan *docks* di setiap stasiun juga dapat dilihat pada Tabel 1.

Dari Tabel 1 dapat diketahui area layanan rata-rata stasiun adalah 0,40 $km^2$. Bangunan yang berada dalam area layanan dapat berupa gedung fakultas atau fasilitas lain yang sering dikunjungi oleh siswa. Zona VI, VII, dan X adalah zona tujuan sehingga diasumsikan bahwa tidak ada siswa memulai perjalanan mereka dari zona tersebut. Akan tetapi pada zona ini masih dilengkapi dengan sepuluh sepeda dan dua puluh *docks* sebagai layanan minimum. Penempatan *docks* dan sepeda dalam wilayah stasiun ini dibagi sama rata berdasarkan jumlah stasiun di zona tertentu. Selain ketersediaan sepeda dan *docks*, stasiun juga dilengkapi dengan papan informasi yang berisi peta stasiun dan instruksi penggunaan sepeda bersama.

.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 1. Rencana pembagian zona dan lokasi stasiun sepeda listrik di UNS

Tabel 1. Desain elemen penggunaan sepeda bersama di UNS

| Zona | Area Layanan* | Jumlah mahasiswa | Luas area layanan ($km^2$) | Jumlah stasiun | Jumlah *docks* | Jumlah sepeda |
|---|---|---|---|---|---|---|
| I | K, A, B | 8428 | 0.31 | 2 | 124 | 62 |
| II | C | 1726 | 0.44 | 1 | 26 | 13 |
| III | D, E | 6854 | 0.56 | 2 | 100 | 50 |
| IV | G | 3162 | 0.75 | 1 | 46 | 23 |
| V | F, T, U, V | 2715 | 0.56 | 3 | 40 | 20 |
| VI | O,P,Q,R,S,W | 0 | 1.09 | 2 | 25 | 10 |
| VII | X,Y | 0 | 0.45 | 2 | 25 | 10 |
| VIII | H, Z | 3232 | 1.30 | 2 | 48 | 24 |
| IX | I, J | 4605 | 0.92 | 2 | 68 | 34 |
| X | L,M,N | 0 | 0.93 | 1 | 25 | 10 |

*Area layanan seperti pada Gambar 1

## 5. ANALISA DAN HASIL

Berdasarkan perencanaan sistem penggunaan sepeda bersama di UNS ingin diketahui dimana letak stasiun kritis. Stasiun kritis adalah stasiun dimana dimungkinkan terjadinya masalah ketersediaan sepeda dan *docks*. Rencana sistem penggunaan sepeda bersama di UNS terdiri dari jumlah sepeda sebesar 256 buah, jumlah docks 527 yang

ISBN: 978-602-60286-0-0

terdistribusi ke dalam 18 stasiun di 10 zona. Pada penelitian ini stasiun kritis diwakili oleh zona kritis karena letak stasiun pada sauatu zona letaknya berdekatan sehingga dianggap jika pada zona tersebut terjadi kondisi kritis maka terdapat stasiun kritis didalamnya. Untuk menentukan zona kritis digunakan metode iterasi. Metode ini menggunakan dua buah data, yaitu matriks probabilitas tujuan sepeda dan jumlah data jumlah sepeda pada semua zona. Metode iterasi dilakukan dengan mengalikan matriks probabilitas tujuan sepeda dengan jumlah sepeda yang ada pada suatu zona, hasil dari perkalian tersebut kemudian dijadikan sebagai data baru pada iterasi selanjutnya. Setelah dilakukan beberapa kali iterasi maka akan diperoleh kondisi stabil dimana hasil iterasi akan sama.

Dari Gambar 1 dan Tabel 1 akan didapatkan data jumlah sepeda pada semua zona. Karena data probabilitas tujuan sepeda tidak dapat ditentukan secara pasti, maka dilakukan pendekatan berdasarkan jarak satu zona ke zona lain yang diukur dalam satuan km dengan menggunakan *Google Earth*. Jarak antar zona digunakan untuk mengestimasi matriks probabilitias tujuan menggunakan persamaan (1), dengan asumsi semakin pendek jarak antara dua zona maka semakin besar probabilitasnya. Matriks probalitias tujuan sepeda berdasarkan pendekatan jarak antar zona dapat dilihat pada Tabel 2.

Persamaan (1) dapat ditulis sebagai berikut:

$$pij = \frac{1/Lij}{\sum_{i}^{n} 1/Lij} \tag{1}$$

dengan pi = probabilitas tujuan sepeda pada zona i ke zona j, Lij = jarak dari zona i ke zona j, n = jumlah zona

Tabel 2. Matriks probabilitas tujuan sepeda

| Zona | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1** | 0,00 | 0,12 | 0,07 | 0,06 | 0,08 | 0,11 | 0,06 | 0,07 | 0,09 | 0,34 |
| **2** | 0,23 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,21 | 0,22 | 0,14 | 0,00 | 0,00 | 0,22 |
| **3** | 0,17 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,28 | 0,20 | 0,18 | 0,00 | 0,00 | 0,16 |
| **4** | 0,15 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,32 | 0,20 | 0,20 | 0,00 | 0,00 | 0,14 |
| **5** | 0,08 | 0,11 | 0,12 | 0,13 | 0,00 | 0,16 | 0,12 | 0,11 | 0,10 | 0,07 |
| **6** | 0,11 | 0,11 | 0,09 | 0,08 | 0,17 | 0,00 | 0,13 | 0,13 | 0,09 | 0,10 |
| **7** | 0,07 | 0,08 | 0,09 | 0,10 | 0,15 | 0,15 | 0,00 | 0,19 | 0,09 | 0,07 |
| **8** | 0,13 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,21 | 0,23 | 0,30 | 0,00 | 0,00 | 0,13 |
| **9** | 0,21 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,22 | 0,20 | 0,18 | 0,00 | 0,00 | 0,20 |
| **10** | 0,35 | 0,12 | 0,07 | 0,06 | 0,08 | 0,11 | 0,06 | 0,07 | 0,09 | 0,00 |

Pada Tabel 2 diatas terdapat nilai matriks yang kosong, hal ini zona-zona tersebut merupakan zona dengan fungsi sebagai gedung fakultas sehingga diasumsikan tidak terjadi pergerakan dari mahasiswa dari fakultas satu ke fakultas yang lain. Hasil iterasi dari data matriks probabilitas tujuan sepeda dan data jumlah sepeda pada suatu zona maka dapat diperoleh hasilseperti pada Tabel 3.

Perbandingan antara kondisi awal dan kondisi akhir hasil iterasi dapat dilihat pada Tabel 4. Berdasarkan tabel ini dapat diketahui zona mana yang berada pada kondisi kritis dimana terjadi perbedaan jumlah sepeda yang cukup besar dari kondisi awal ke kondisi akhir iterasi yang dikhawatirkan dapat menyebabkan terjadinya masalah kekurangan sepeda untuk dipinjam dan masalah kekurangan *docks* untuk memarkirkan sepeda.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 3. Hasil iterasi pergerakan sepeda antar zona

| | Zona | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Iterasi ke- | **awal** | 62 | 13 | 50 | 23 | 20 | 10 | 10 | 24 | 34 | 10 |
| | **1** | 32 | 13 | 9 | 9 | 45 | 42 | 37 | 11 | 10 | 48 |
| | **2** | 37 | 22 | 18 | 17 | 31 | 32 | 26 | 23 | 19 | 30 |
| | **3** | 36 | 17 | 14 | 13 | 39 | 37 | 32 | 17 | 14 | 37 |
| | **4** | 35 | 20 | 16 | 15 | 35 | 35 | 29 | 20 | 17 | 34 |
| | **5** | 36 | 18 | 15 | 14 | 37 | 36 | 31 | 19 | 16 | 35 |
| | **6** | 35 | 19 | 15 | 15 | 36 | 35 | 30 | 20 | 16 | 34 |
| | **7** | 36 | 19 | 15 | 14 | 36 | 36 | 30 | 19 | 16 | 35 |
| | **8** | 36 | 19 | 15 | 15 | 36 | 36 | 30 | 20 | 16 | 35 |
| | **9** | 36 | 19 | 15 | 15 | 36 | 36 | 30 | 19 | 16 | 35 |
| | **10** | 36 | 19 | 15 | 15 | 36 | 36 | 30 | 19 | 16 | 35 |

Tabel 4. Perbandingan kondisi awal dan kondisi akhir iterasi

| Zona | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Kondisi awal** | 62 | 13 | 50 | 23 | 20 | 10 | 10 | 24 | 34 | 10 |
| **Kondisi akhir** | 36 | 19 | 15 | 15 | 36 | 36 | 30 | 19 | 16 | 35 |
| **Jumlah *docks*** | 124 | 26 | 100 | 46 | 40 | 25 | 25 | 48 | 68 | 25 |

Berdasarkan hasil perbandingan pada Tabel 4 terdapat perbedaan yang cukup besar hampir di semua zona. Masalah ketersediaan sepeda terjadi pada zona 1, 3, 4, 8, dan 9. Sedangkan masalah ketersediaan *docks* rawan terjadi pada zona 6, 7, dan 10. Oleh karena itu, untuk mengatasi permasalahan redistribusi penggunaan truk pengangkut sepeda merupakan alternatif yang disarankan. Truk pengangkut sepeda akan mengambil sepeda dari zona 6,7, dan 10 untuk kemudian mendistribusikannya kembali ke zona dengan masalah ketersediaan sepeda.

## 6. KESIMPULAN

Dalam beberapa tahun terakhir, Universitas Sebelas Maret Surakarta sebagai kampus berwawasan lingkungan terus berupaya untuk mewujudkan lingkungan yang sehat, nyaman, dan ramah lingkungan. Upaya tersebut diaktualisasikan dalam program *green campus* dimana salah satu indikatornya adalah transportasi hijau. Salah satu cara untuk mewujudkan transportasi hijau adalah dengan mendorong mahasiswa untuk mau beralih menggunakan kendaraan yang lebih ramah lingkungan dalam wilayah kampus. Terkait dengan hal tersebut, penggunaan sepeda listrik diusulkan sebagai alternatif moda transportasi dalam kampus. Penelitian memberikan alternatif perencanaan sistem penggunaan sepeda listrik bersama. Elemen penggunaan sepeda bersama direncanakan mengacu pada standar *Institute for Transportation Development and Policy*. Tidak seimbangnya keterserdiaan sepeda dan *docks* untuk parkir dengan permintaan menjadi masalah penyebab gagalnya sistem penggunaan sepeda bersama. Redistribusi sepeda menjadi solusi terbaik untuk mengatasi permasalahan tersebut. Oleh karena itu, makalah ini memberikan estimasi zona kritis dalam kampus UNS. Berdasarkan hasil tersebut, dapat diketahui zona rawan terjadinya permasalahan ketersediaan sepeda dan *docks*, sehingga dapat diusulkan model redistribusi sepeda yang lebih efektif.

Penelitian ini diharapkan mampu memberikan gambaran ringkas mengenai program penggunaan sepeda bersama, meliputi perencanaan elemen sepeda bersama dan metode redistribusi sepeda yang berkaitan dengan operasional sepeda bersama nantinya. Pada masa mendatang diharapkan penelitian ini dapat dikembangkan setidaknya dalam tiga arah. Pertama, perencanaan dan perancangan tata letak *docks* dan sepeda di stasiun. Tata letak *docks* akan menentukan ruang yang dibutuhkan. Tata letak *docks* yang baik akan membuat sistem lebih efektif dan mudah digunakan. Kedua, berkaitan dengan analisa finansial dan ekonomi terhadap penggunaan sepeda bersama. Analisa finansial dan ekonomi dapat menjadi acuan atas laik tidaknya suatu program. Ketiga adalah mengenai dukungan aturan terhadap program penggunaan sepeda bersama untuk memastikan kesuksesan dari program penggunaan sepeda bersama dalam wilayah kampus UNS.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## DAFTAR PUSTAKA

http://www.greencampus.uns.ac.id

Araz, T, et al. (2014). “A Virtual Environment for the Formulation of Policy Packages”. Transportation Research Part A: Policy and Practice, Volume 60, pp 53 – 68

Institute for Transportation Development and Policy. (2013). “The Bike-Share Planning Guide, Institute for Transportation and Development Policy”. Mexico City.

Jingxu Chen, et al. (2015). “Determining the Optimal Layout Design for Public Bicycle System within the Attractive Scope of a Metro Station”. Hindawi Publishing Corporation, Vol 2015, Article ID 456013

Kang An, et al. (2013). “Travel Characteristic of E-bike Users: Survey and Analysis in Shanghai”. Procedia-Social and Behavioral Sciences 96, pp 1828 – 1838

Matthias, B, et al. (2014). “Learning to change universities from within: a service-learning perspective on promoting sustainable consumption in higher education”. Journal of Cleaner Production, Volume 62, pp 72 – 81

Mazen, D, et al. (2014). “Modeling travel choices of students at a private, urban university: Insights and policy implications”. Case Studies on Transport Policy, Volume 2, Issue 3, pp 142 - 152

Rudloff, C, Lackner, B. (2013). “Modelling Demand for Bicycle Sharing Systems – neighboring stations as a source for demand and a reason for structural breaks”. Journal of the Transportation Research Board, published at https://www. Researchgate.net/publication/259753692

Shailesh, C. (2014). “Safety-based path finding in urban areas for older drivers and bicyclists”. Transportation Research Part C: Emerging Technologies, Volume 48, pp 143 – 157

Siavash, S. (2015). “Different Methods of Redistributing Bike among the Station: A Mathematical Solution in Order to Find Critical Stations”. American Journal of Environmental Engineering 2015, Volume 5, Issue 1, pp 21 - 31

The Parking and Transportation Department. (2006). “Campus Bicycles Plan”. University of California, Berkeley

Weinert, J, et al. (2007). “The transition to electric bikes in China: history and key reasons for rapid growth”. Transportation journal, Vol 34, issue 3, pp 301 – 318

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# ANALISIS TINGKAT PELAYANAN DAN TINGKAT KEPUASAN TRANSJAKARTA

**Najid**

*Jurusan Teknik Sipil, Universitas Tarumanagara, Jl. S.Parman no.1 Grogol Jakarta Barat*
*Email: najid2009@yahoo.com*

## ABSTRAK

Sebagaimana diketahui bahwa pemerintah provinsi DKI Jakarta melalui Peraturan Gubernur nomor 35 tahun 2014 telah mengeluarkan Standard Pelayanan Minimal (SPM) unit Pengelola Transjakarta Busway. Peraturan Gubernur tersebut harus menjadi landasan bagi operasional Transjakarta dan sekaligus dapat menjadi tolok ukur bagi kualitas pelayanan PT. Transportasi Jakarta. Sementara pelayanan Transjakarta masih banyak dikeluhkan oleh pengguna Transjakarta. Dari hasil survey *on board* yang dilakukan pada 6 koridor Transjakarta menunjukkan hasil bahwa sebagian besar parameter yang diukur telah sesuai dengan SPM Transjakarta walaupun ada variasi antara masing-masing koridor. Namun berdasarkan survey persepsi dan pengalaman penumpang dengan menggunakan alat kuesioner menunjukkan tingkat kepuasan yang rendah dari pengguna Transjakarta terhadap pelayanan Transjakarta terutama dalam hal waktu tunggu dan waktu tempuh. Dari kedua hasil survey tersebut memperlihatkan konflik antara standar pelayanan dan tingkat kepuasan yang menjadikan dasar dari analisis terhadap Standar Pelayanan Minimal, apakah Standar Pelaayanan Minimal yang telah ditetapkan terlalu rendah atau tidak dan hal-hal apa saja yang dapat menjadi pedoman dalam menentukan Standar Pelayanan Minimal Transjakarta dan Angkutan Umum lainnya.

**Kata Kunci** : Standar Pelayanan Minimal, Kualitas Pelayanan, Tingkat Kepuasan Penumpang.

## 1. PENDAHULUAN

### Latar Belakang

Transjakarta merupakan sistem *Bus Rapid Transit* yang sudah beroperasi sejak 2004, yang diharapkan menjadi angkutan semi massal dan menjadi angkutan umum primadona di Jakarta. Namun sampai saat ini pengoperasian Transjakarta belum mampu mengurangi kemacetan lalu lintas secara signifikan atau belum dapat menjadi angkutan umum dengan pengguna tertinggi dibandingkan angkutan pribadi. Hal ini disebabkan pertambahan permintaan pergerakan yang sangat cepat, perkembangan koridor dan sistem yang terkesan masih lamban dan jauh dari harapan serta pelayanan yang menurun akibat jalur yang tidak steril.

Keberhasilan Transjakarta untuk meningkatkan jumlah penumpang setiap tahunnya pada saat awal pengoperasiannya menunjukkan bahwa keberadaan Transjakarta sangat ditunggu masyarakat Jakarta. Namun kekurangan masih terlihat pada berbagai aspek, seperti armada yang kualitasnya buruk sehingga sering mangalami kerusakan, jumlah armada yang sedikit membuat waktu tunggu bertambah, jalur Transjakarta yang belum steril dari kendaraan pribadi yang meningkatkan headway Transjakarta, halte yang kurang memenuhi standar kenyamanan. Aspek-aspek ini mengurangi pertumbuhan penumpang Transjakarta beberapa tahun belakangan ini.

Untuk menjaga kualitas pelayanan Transjakarta tersebut maka dibutuhkan Standar Pelayanan Minimal (SPM) Transjakarta. SPM Transjakarta didefinisikan sebagai tingkat pelayanan Transjakarta minimum yang harus dicapai PT.Transportasi Jakarta. Sehingga menjadi menarik untuk mengetahui sejauhmana pengoperasian Transjakarta sesuai dengan SPM tersebut.

### Perumusan Masalah

SPM PT Transportasi Jakarta memiliki aspek keamanan, keselamatan, kenyamanan, keterjangkauan, kesetaraan dan keteraturan. Dari enam aspek tersebut dalam pengamatan sehari-hari yang sering dikeluhkan oleh pengguna Transjakarta adalah aspek keteraturan. Aspek keteraturan ini memiliki tiga variabel terukur seperti waktu tunggu, kecepatan perjalanan dan waktu berhenti kendaraan di setiap halte.

Berdasarkan uraian diatas, maka adapun masalah-masalah dalam penelitian ini dapat dirumuskan sebagai berikut :

a. Bagaimana tingkat kepuasan konsumen terhadap kualitas pelayanan TransJakarta ?
b. Bagaimana tingkat pelayanan TransJakarta terkait tiga variabel tersebut ?

c. Apakah ada hubungan pelayanan terhadap kepuasan konsumen pengguna TransJakarta
d. Dimensi manakah yang mempunyai hubungan paling kuat ?

### Batasan Masalah

Pengumpulan data dibatasi pada aspek Keteraturan SPM Transjakarta yaitu waktu tunggu kendaraan, kecepatan perjalanan kendaraan, waktu berhenti kendaraan di setiap halte, informasi pelayanan kendaraan, informasi waktu kedatangan kendaraan, akses keluar masuk di setiap halte, informasi halte yang akan dilayani kendaraan, ketepatan kedatangan dan keberangkatan, informasi gangguan perjalanan, dan sistem pembayaran pada 6 (enam) yaitu koridor 1, 2, 5, 8, 9 dan 12. Pengumpulan data dilakukan dengan cara survey di lapangan (*on board*) dan survei dengan menggunakan kuesioner kepada pengguna Transjakarta.

### Tujuan Penelitian

a. Untuk mengetahui tingkat kepuasan konsumen terhadap kualitas pelayanan TransJakarta.
b. Untuk mengetahui bagaimana tingkat pelayanan TransJakarta dibandingkan dengan SPM
c. Untuk mengetahui adakah hubungan pelayanan terhadap kepuasan konsumen pengguna jasa transportasi TransJakarta
d. Untuk mengetahui hubungan antara nilai variabel dengan koridor rute Transjakarta

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

Hobbs (1995) juga mengatakan bahwa “Kemacetan merupakan masalah yang timbul akibat pertumbuhan dan kepadatan penduduk” sehingga arus kendaraan bergerak sangat lambat. Masalah ini timbul bukan saja karena urbanisasi yang besar, tapi juga karena penggunaan kendaraan pribadi yang semakin tinggi setiap harinya, dengan tidak diikuti pertumbuhan moda transportasi dan infrastruktur yang memadai. Menurutnya, kemacetan lalu lintas memberikan dampak negatif yang sangat besar bagi penduduk, seperti pemborosan bahan bakar, terbuangnya waktu secara percuma, dan kerusakan lingkungan akibat polusi udara yang dikeluarkan oleh kendaraan bermotor.

Tingginya penggunaan angkutan pribadi menjadi penyebab masalah transportasi di Jakarta yaitu kemacetan lalu lintas. Kemacetan lalu lintas adalah kondisi dimana arus lalu lintas yang lewat pada ruas jalan yang ditinjau melebihi kapasitas rencana jalan tersebut yang mengakibatkan kecepatan bebas ruas jalan tersebut mendekati 0 km/jam sehingga menyebabkan terjadinya antrian (MKJI, 1997).

Karena masalah kemacetan lalu lintas ini, maka pemerintah DKI Jakarta menyelenggarakan angkutan umum semi massal berbasis jalan (*Bus Rapid Transit*) yang dikenal dengan nama Transjakarta. Transjakarta dikelola oleh PT.Transjakarta yang lebih mirip pada perusahaan *holding* dari operator Bus Transjakarta. Bentuk kelembagaan Transjakarta saat ini adalah Badan Usaha Milik Daerah (BUMD) yang berada di bawah pengawasan Pemerintah DKI Jakarta. Transjakarta mulai dioperasikan pada tanggal 15 Januari 2004 dan merupakan program angkutan semi massal yang pertama diselenggarakan di DKI Jakarta. Infrastruktur, pengelolaan, pengendalian dan perencanaan sistem Transjakarta disediakan oleh Pemerintah Daerah DKI Jakarta, sementara kegiatan operasional bus dan penerimaan pembayaran dari sistem tiket dikerjasamakan dengan pihak swasta sebagai operator Bus.

Untuk memelihara dan meningkatkan pelayanan Transjakarta maka Pemerintah DKI Jakarta telah menerbitkan SPM (Standar Pelayanan Transjakarta) yang ditetapkan melalui Peraturan Gubernur Nomor 35 Tahun 2014 yang terdiri dari yaitu aspek keamanan, keselamatan, kenyamanan, keterjangkauan, kesetaraan, dan keteraturan. Dari enam aspek tersebut aspek keteraturan merupakan aspek yang paling menjadi perhatian pengguna Transjakarta terutama pada variabel yang terukur seperti waktu tunggu, kecepatan perjalanan dan waktu berhenti kendaraan di halte.

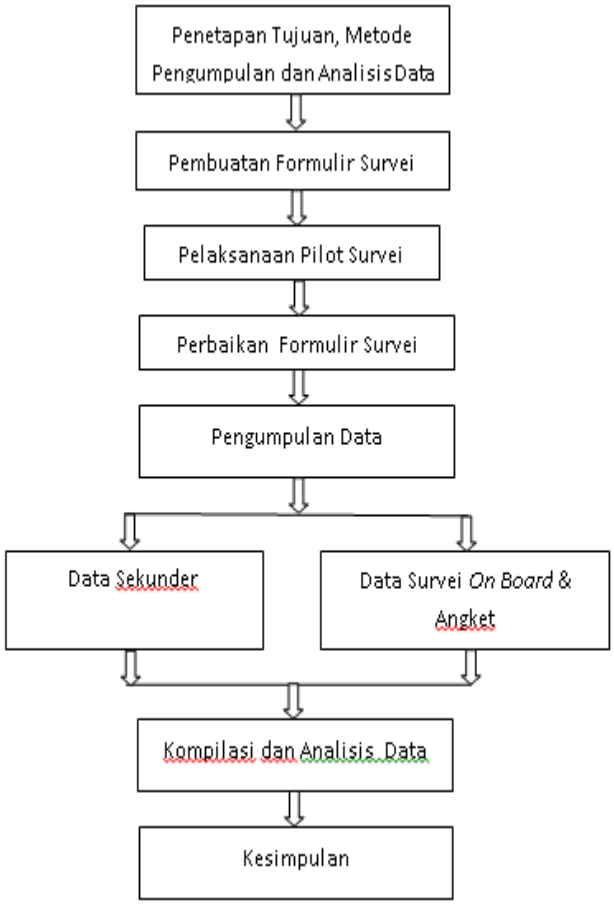
Ketentuan nilai dari 3 (tiga) variabel tersebut pada aspek Keteraturan dalam SPM Transjakarta yaitu :

- Waktu tunggu puncak maksimal adalah 7 menit dan waktu tunggu non puncak maksimal 15 menit.
- Kecepatan maksimal Transjakarta di waktu puncak adalah 30 km/jam, sedangkan kecepatan maksimal di waktu non puncak adalah 50 km/jam.
- Waktu berhenti maksimal adalah 45 detik dan waktu berhenti non puncak adalah 60 detik,

## 3. METODOLOGI PENELITIAN

Untuk memastikan proses penelitian ini berjalan sistematis maka perlu dibuat bagan alir penelitian. Bagan alir dalam penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 1. berikut ini :

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 1. Bagan Alir Tahapan Penelitian

## 4. PENGUMPULAN DATA

Survei (pengumpulan data lapangan) dilakukan pada 6 (enam) koridor. Jenis survey yang dilakukan adalah survei observasi dengan cara boarding/ alighting survey dan survei persepsi pengguna jalan terhadap pelayanan Transjakarta dengan cara wawancara dan menggunakan alat kuesioner . Data dari masing-masing koridor dan jumlah sampel responden dapat dilihat pada Tabel 1 berikut ini:

Tabel 1: Data Koridor (Lokasi Pengumpulan Data

| Koridor | Trayek | Panjang /Jarak (km) | Jumlah Halte (buah) | Jumlah Responden (orang) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Blok M- Kota | 12.9 | 20 | NA |
| 2 | Harmoni – Pulo Gadung | 14 | 24 | NA |
| 5 | Ancol-Kampung Melayu | 13.5 | 18 | 50 |
| 8 | Harmoni-Lebak Bulus | 26 | 22 | 50 |
| 9 | Pluit-Pinang Ranti | 28.8 | 27 | 50 |
| 12 | Pluit –Tanjung Priok | 19,4 | 22 | 50 |

Keterangan : NA (data tidak tersedia)
Sumber : Saksono B (2012)

Hasil pengumpulan data hasil survei Persepsi Pengguna Jalan yang dikelompokkan menjadi survei pada jam sibuk (jam Puncak Pagi Hari) dan jam tidak sibuk (Non Puncak Siang Hari) memperlihatkan proporsi responden (laki-laki dan Perempuan), waktu tunggu rata-rata, kecepatan rata-rata dan waktu berhenti rata-rata dapat dilihat pada Tabel 2 berikut ini:

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 2 . Hasil Pengumpulan Data Dengan Kuesioner

| Koridor (Waktu) | Proporsi | Waktu Tunggu (menit) | Kecepatan (km/Jam) | Waktu Berhenti (detik) |
|---|---|---|---|---|
| Koridor 5 (Jam Puncak) | 72% (L) | 13.88 | 33.13 | 20.63 |
| | 28% (P) | 12.89 | 32.22 | 23.33 |
| Koridor 5 (Non Puncak) | 60% (L) | 10.40 | 39.00 | 24.67 |
| | 40% (P) | 11.60 | 36.00 | 26.00 |
| Koridor 8 (Jam Puncak) | 64% (L) | 12.81 | 38.13 | 21.56 |
| | 36% (P) | 13.33 | 37.78 | 23.89 |
| Koridor 8 (Non Puncak) | 56% (L) | 11.86 | 40.36 | 26.07 |
| | 44% (P) | 10.73 | 36.36 | 26.82 |
| Koridor 9 (Jam Puncak) | 64% (L) | 15.62 | 37.18 | 33.13 |
| | 36% (P) | 14.44 | 43.89 | 51.11 |
| Koridor 9 (Non Puncak) | 64% (L) | 15.62 | 37.18 | 33.13 |
| | 36% (P) | 14.44 | 43.89 | 51.11 |
| Koridor 12 (Jam Puncak) | 80% (L) | 13.95 | 37.5 | 16.35 |
| | 20% (P) | 11 | 41 | 23.6 |
| Koridor 12 (Non Puncak) | 72% (L) | 9.94 | 33.61 | 31.22 |
| | 28% (P) | 7.43 | 39.29 | 24.29 |

Sumber : Gunawan F & Najid (2016), Satiyadi R & Najid (2016)

## 5. ANALISIS DATA

Dari data pada Tabel 2 dapat dihitung rata-rata untuk waktu tunggu, kecepatan dan waktu berhenti untuk setiap kelompok waktu. Hasil rata-rata waktu tunggu, kecepatan dan waktu berhenti hasil survey pada Jam Puncak serta ketentuan pada Standar Pelayanan Operasional Transjakarta dapat dilihat pada Tabel 3 berikut ini :

Tabel 3. Nilai SPM dan Rata-rata Hasil Survei Pada Jam Sibuk

| SPM dan Koridor | Waktu Tunggu (menit) | Kecepatan Perjalanan (km/jam) | Waktu Berhenti (detik) |
|---|---|---|---|
| SPM | 7.00 | 30.00 | 45.00 |
| 1 | NA | NA | NA |
| 2 | NA | NA | NA |
| 5 | 13.60 | 32.80 | 21.60 |
| 8 | 13.00 | 38.00 | 22.40 |
| 9 | 15.20 | 39.60 | 39.60 |
| 12 | 13.36 | 38.76 | 18.96 |
| Rata-rata | 13.79 | 37.29 | 25.64 |

Dari data pada Tabel 2 dapat dihitung rata-rata untuk waktu tunggu, kecepatan dan waktu berhenti untuk setiap kelompok waktu. Hasil rata-rata waktu tunggu, kecepatan dan waktu berhenti hasil survey pada Jam Non Puncak serta ketentuan pada Standar Pelayanan Operasional Transjakarta dapat dilihat pada Tabel 4 berikut ini :

Tabel 4. Nilai SPM dan Hasil Survei Persepsi Pengguna Transjakarta Pada Jam Non Sibuk

| SPM dan Koridor | Waktu Tunggu (menit) | Kecepatan Perjalanan (km/jam) | Waktu Berhenti (detik) |
|---|---|---|---|
| SPM | 15.00 | 50 | 60.00 |
| 1 | NA | NA | NA |
| 2 | NA | NA | NA |
| 5 | 10.88 | 37.92 | 25.15 |
| 8 | 11.36 | 38.92 | 26.34 |
| 9 | 9.60 | 37.12 | 23.76 |
| 12 | 9.24 | 35.65 | 28.73 |
| Rata-rata | 10.27 | 37.40 | 25.99 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

Dari data pada Tabel 3 dapat dihitung perbedaan relatif untuk waktu tunggu, kecepatan dan waktu berhenti terhadap nilai SPM dapat dilihat pada Tabel 5 berikut ini :

Tabel 5 : Perbedaan Relatif Hasil Survei Persepsi Terhadap Nilai SPM

| SPM dan Koridor | Waktu Tunggu (menit) | Kecepatan Perjalanan (km/jam) | Waktu Berhenti (detik) |
|---|---|---|---|
| 1 | NA | NA | NA |
| 2 | NA | NA | NA |
| 5 | 49% | 9% | -108% |
| 8 | 46% | 21% | -101% |
| 9 | 54% | 24% | -14% |
| 12 | 48% | 23% | -137% |
| Rata-rata | 49% | 19% | -90% |

Dari data pada Tabel 4 dapat dihitung perbedaan relatif untuk waktu tunggu, kecepatan dan waktu berhenti terhadap nilai SPM dapat dilihat pada Tabel 6 berikut ini :

Tabel 6 : Perbedaan Relatif Hasil Survei Persepsi Terhadap Nilai SPM

| SPM dan Koridor | Waktu Tunggu (menit) | Kecepatan Perjalanan (km/jam) | Waktu Berhenti (detik) |
|---|---|---|---|
| 1 | NA | NA | NA |
| 2 | NA | NA | NA |
| 5 | -38% | -32% | -139% |
| 8 | -32% | -28% | -128% |
| 9 | -56% | -35% | -153% |
| 12 | -62% | -40% | -109% |
| Rata-rata | -47% | -34% | -132% |

Hasil survei *on board* (*boarding and alighting Survey*) untuk rata-rata waktu tunggu, kecepatan dan waktu berhenti hasil survey pada Jam Puncak serta ketentuan pada Standar Pelayanan Operasional Transjakarta dapat dilihat pada Tabel 7 berikut ini :

Tabel 7. Nilai SPM dan Hasil Survei *on board* Pada Jam Sibuk

| Koridor dan SPM | Waktu Tunggu (menit) | Kecepatan Perjalanan (km/jam) | Waktu Berhenti (detik) |
|---|---|---|---|
| SPM | 7.00 | 30.00 | 45.00 |
| 1 | 4.94 | 21.64 | 10.65 |
| 2 | 6.37 | 21.11 | 8.26 |
| 5 | 2.31 | 16.08 | 19.19 |
| 8 | 4.06 | 14.02 | 9.56 |
| 9 | 5.09 | 9.57 | 20.12 |
| 12 | 3.27 | 7.61 | 14.11 |
| Rata-rata | 4.34 | 15.01 | 13.65 |

Hasil survei *on board* (*boarding and alighting Survey*) untuk rata-rata waktu tunggu, kecepatan dan waktu berhenti hasil survey pada Jam Non Puncak serta ketentuan pada Standar Pelayanan Operasional Transjakarta dapat dilihat pada Tabel 8 berikut ini :

Tabel 8. Nilai SPM dan Hasil Survei *on board* Pada Jam Non Sibuk

| Koridor dan SPM | Waktu Tunggu (menit) | Kecepatan Perjalanan (km/jam) | Waktu Berhenti (detik) |
|---|---|---|---|
| SPM | 15.00 | 50 | 60.00 |
| 1 | 4.53 | 18.19 | 11.12 |
| 2 | 6.50 | 21.03 | 9.13 |
| 5 | 4.22 | 18.03 | 34.13 |
| 8 | 6.26 | 11.64 | 14.59 |
| 9 | 1.84 | 8.78 | 18.64 |
| 12 | 3.00 | 7.16 | 16.06 |
| Rata-rata | 4.36 | 13.33 | 18.51 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

Dari data pada Tabel 7 dapat dihitung perbedaan relatif untuk waktu tunggu, kecepatan dan waktu berhenti terhadap nilai SPM dapat dilihat pada Tabel 9 berikut ini :

Tabel 9 : Perbedaan Relatif Hasil Survei *on board* Terhadap Nilai SPM

| Koridor dan SPM | Waktu Tunggu (menit) | Kecepatan Perjalanan (km/jam) | Waktu Berhenti (detik) |
|---|---|---|---|
| 1 | -42% | -39% | -323% |
| 2 | -10% | -42% | -445% |
| 5 | -203% | -87% | -134% |
| 8 | -72% | -114% | -371% |
| 9 | -38% | -213% | -124% |
| 12 | -114% | -294% | -219% |
| Rata-rata | -80% | -150% | -259% |

Dari data pada Tabel 8 dapat dihitung perbedaan relatif untuk waktu tunggu, kecepatan dan waktu berhenti terhadap nilai SPM dapat dilihat pada Tabel 10 berikut ini :

Tabel 10 : Perbedaan Relatif Hasil Survei *on board* Terhadap Nilai SPM

| Koridor | Waktu Tunggu \(menit) | Kecepatan Perjalanan (km/jam) | Waktu Berhenti (detik) |
|---|---|---|---|
| 1 | -231% | -175% | -440% |
| 2 | -131% | -138% | -557% |
| 5 | -255% | -177% | -76% |
| 8 | -140% | -330% | -311% |
| 9 | -715% | -469% | -222% |
| 12 | -400% | -598% | -274% |
| Rata-rata | -312% | -342% | -288% |

Untuk melihat unjuk kerja setiap variabel pada semua koridor (pada koridor yang disurvei) berdasarkan hasil survey persepsi maka perlu dilihat nilai tertinggi dan nilai terendah 3 (tiga) variabel tersebut pada setiap koridor yang disampaikan pada Tabel 11 berikut ini:

Tabel 11. Nilai Ekstrim Variabel Berdasarkan Survei Persepsi

| Variabel | Nilai Tertinggi | Koridor | Waktu | Nilai Terendah | Koridor | Waktu |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Waktu Tunggu | 15.20 | 9 | S | 9.14 | 12 | TS |
| Kecepatan Perjalanan | 39.6 | 9 | S | 32.8 | 5 | S |
| Waktu Berhenti | 39.6 | 9 | S | 21.6 | 5 | S |

Untuk melihat unjuk kerja setiap variabel pada semua koridor (pada koridor yang disurvei) berdasarkan hasil survei *on board* maka perlu dilihat nilai tertinggi dan nilai terendah 3 (tiga) variabel tersebut pada setiap koridor yang disampaikan pada Tabel 12 berikut ini:

Tabel 12. Nilai Ekstrim Variabel Berdasarkan Survei *on board*

| Variabel | Nilai Tertinggi | Koridor | Waktu | Nilai Terendah | Koridor | Waktu |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Waktu Tunggu | 6.37 | 2 | S | 1.84 | 9 | TS |
| Kecepatan Perjalanan | 21.64 | 1 | S | 7.16 | 12 | TS |
| Waktu Berhenti | 34.13 | 5 | TS | 8.26 | 2 | S |

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 6. KESIMPULAN DAN SARAN

### Survei

1. Dari hasil survei semua variabel aspek pelayanan seperti waktu tunggu, kecepatan perjalanan, dan waktu berhenti kendaraan pada setiap halte yang di lewati kendaraan sesuai dengan SPM.
2. Dari hasil Survei persepsi nilai tertinggi dan terendah pada 3 (tiga) variabel terjadi mayoritas pada jam sibuk
3. Dari hasil survey *on board* nilai tertinggi dan terendah pada 3 (tiga) variabel terjadi pada jam sibuk dan jam tidak sibuk.
4. Hasil survei *on board* memiliki nilai yang lebih rendah dari hasil survey persepsi untuk ketiga variabel baik untuk nilai tertinggi maupun nilai terendah
5. Walaupun semua nilai dari ketiga variabel menunjukkan masih sesuai dengan SPM tetapi variasi nilai tidak menunjukkan kecenderungan yang khusus pada jam sibuk maupun jam tidak sibuk terutama pada survei persepsi.

### Saran

1. Ketentuan pada SPM nilai maksimum pada kecepatan sebaiknya dilengkapi juga dengan nilai minimum.
2. Ketentuan nilai SPM sebaiknya dipasabg pada setiap Halted an kabin armada Transjakarta.
3. Perlu studi atau penelitian ini diperluas pada jaringan (koridor) lainnya.

## DAFTAR PUSTAKA

Gunawan F & Najid (2016), “Evaluasi Standar Pelayanan Minimal Operasional Transjakarta Koridor 5 dan 8”, Prosiding SNTS 2016.

Hobbs, F.D (1995). *Perencanaan dan Teknik Lalu Lintas.* Gajahmada University Press, Yogyakarta.

MKJI (1997), “Manual Kapasitas Jalan Indonesia”, Direktorat Jenderal Bina Marga, Kementerian Pekerjaan Umum.

Najid & Adhitama R (2016), “Evaluasi Standar Pelayanan Minimal Operasional Transjakarta Koridor 1 dan 2”, Prosiding SNTS 2016.

Peraturan Gubernur Nomor 35 Tahun 2014, Standar Pelayanan Minimal PT.Transjakarta

Satyadi R & Najid (2016), “Evaluasi Standar Pelayanan Minimal Operasional Transjakarta Koridor 9 dan 12”, Prosiding SNTS 2016.

Saksono B, cs (2012), “ Manajemen Transjakarta Busway”, Suara Bebas Depok Indonesia

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# EVALUASI KINERJA PELAYANAN SHUTTLE BUS INTRANS BINTARO, TANGERANG SELATAN

**Ferdinand Fassa[1]**

*[1]Program Studi Teknik Sipil, Universitas Pembangunan Jaya, Jl. Cendrawasih Raya, Ciputat, tangerang Selatan*
*Email: ferdinand.fassa@upj.ac.id*

## ABSTRAK

Transportasi telah menjadi bagian yang tidak terpisahkan dari aktivitas manusia, kebutuhan akan transportasi semakin berkembang seiring dengan meningkatnya pembangunan di suatu daerah. Salah satu kekhawatiran yang muncul pada transportasi massal adalah ketidakmampuannya untuk mendorong orang agar beralih moda transportasi dari menggunakan kendaraan pribadi ke kendaraan massal. Semakin berkembangnya kota kota besar di Indonesia angka kepemilikan mobil bertambah. Bintaro, sebagai salah satu daerah di kawasan Tangerang Selatan dengan perekonomian yang semakin berkembang dan banyaknya lowongan pekerjaan-pekerjaan baru, para pengguna transportasi massal di daerah tersebut semakin mengandalkan moda kereta api dan bis pengumpan. Untuk menunjang sistem transportasi massal yang sudah ada pihak pengelola Bintaro menyediakan shuttle bus yang disebut dengan Intrans Bintaro. Intrans Bintaro melayani sebagian besar masyarakat yang tinggal di kawasan Bintaro yang berfungsi untuk mengantarkan masyarakat dari rumah ke stasiun kereta api atau bis pengumpan. Penelitian ini bertujuan untuk mengevaluasi kinerja pelayanan shuttle bus berdasarkan survei yang dilakukan terhadap penumpang shuttle bus tersebut. Dari hasil analisa didapat bahwa salah satu aspek kinerja pelayanan yaitu frekuensi/waktu tunggu bis Intrans sebanyak 65% responden menyatakan tidak setuju dengan pelayanan waktu tunggu bus yang cepat.

Kata kunci: Layanan Shuttle bus, kinerja, Transportasi umum

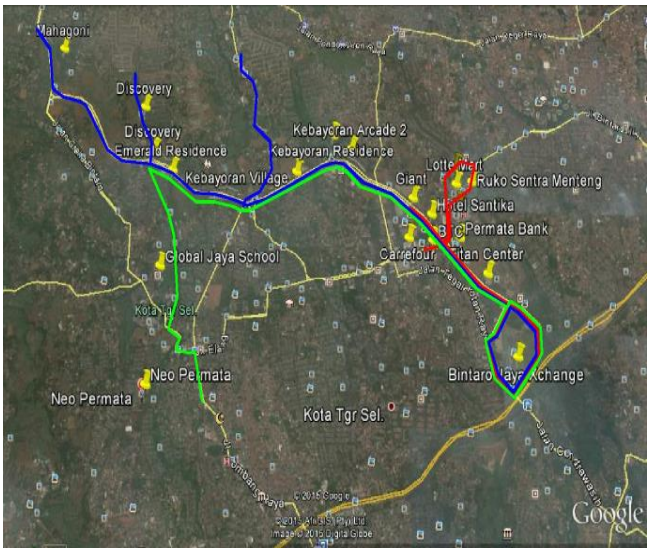
## 1. PENDAHULUAN

Di banyak kota-kota besar di dunia, investasi dalam sistem transportasi massal telah dilakukan untuk membuat transportasi massal ini menjadi lebih kompetitif, pelayanan yang modern saat ini mulai dikembangkan dan pelayanan yang lama mulai ditingkatkan. Kebutuhan akan transportasi semakin berkembang seiring dengan meningkatnya pembangunan di suatu daerah. Salah satu kekhawatiran yang muncul pada penggunaan transportasi massal adalah ketidakmampuannya untuk mendorong orang agar beralih moda transportasi dari menggunakan kendaraan pribadi ke kendaraan massal (Y. B. Yim et.al 2006). Transportasi sangat dibutuhkan karena berpengaruh bagi kelangsungan hidup manusia. Contohnya masyarakat yang tinggal di pinggiran Jakarta seperti Tangerang Selatan banyak yang bekerja di berbagai perkantoran di pusat ibu kota. Bintaro yang terletak di kota Tangerang Selatan merupakan salah satu daerah penyanggah ibukota Jakarta perlahan-lahan mulai berbenah untuk memperbaiki sistem transportasi umumnya. Saat ini daerah Bintaro sudah didukung oleh tiga stasiun kereta api dan satu bis pengumpan (metro feeder). Guna mendukung pelayanan stasiun kereta api dan bis pengumpan maka pihak pengelola kawasan Bintaro sudah mengoperasikan Shuttle bus sejak tahun 2014. Shuttle bus yang sudah berjalan lebih dari 2 tahun perlu dievaluasi. Evaluasi kinerja pelayan harus dirancang guna mengakomodasi kebutuhan tingkat pelayanan yang diinginkan oleh pelanggan (Beirao and Sarsfield Cabral 2007). Aspek-aspek seperti keandalan, frekuensi, waktu tempuh, kenyamanan, informasi, perilaku pengemudi dan kebersihan (Bates el. Al. 2001, Beirao & Cabral 2007, Firman & Garling 2001, Hebsher et al. 2003) merupakan faktor yang menentukan kinerja pelayanan Shuttle bus. Selain itu aspek lainnya seperti cakupan jaringan, jarak berhenti (Eriksson et al. 2009, Tyrinopoulos dan Antoniou 2008) dan aspek keselamatan (Smith dan Clarke 2000, Fellesson dan Friman 2008) diketahui sebagai faktor penting dalam evaluasi kualitas pelayanan angkutan umum.

Bintaro sebagai salah satu daerah yang memiliki kemajuan pesat di wilayah kota Tangerang Selatan mulai menata kawasannya ke dalam konsep pembangunan berbasis transit (Transit Oriented Development). Konsep pembangunan ini sudah lama dikembangkan di kota-kota besar negara maju, seperti Inggris, Amerika Serikat, Belanda bahkan Singapura dan Malaysia. Dengan penerapan Konsep TOD di wilayah Bintaro ini maka para pengguna kendaraan pribadi diharapkan dapat beralih ke moda transportasi umum seperti kereta api ataupun bis pengumpan apabila mereka akan bekerja ke pusat kota, untuk itu konsep TOD di daerah Bintaro dimaksudkan sebagai solusi untuk menghadapi kemacetan yang akan terjadi di tahun-tahun mendatang. Konsep TOD ini akan berhasil jika disokong oleh jaringan transportasi massal yang sudah terintegrasi dengan baik. Tren yang menggembirakan terjadi terhadap

penggunaan transportasi massal dari tahun ke tahun yaitu dengan meningkatnya penumpang yang menggunakan bis pengumpan ataupun kereta api (commuter line). Salah satu fasilitas untuk mendukung transportasi kereta api dan Bis Pengumpan tersebut pihak pengelola kawasan Bintaro mengadakan transportasi pendukung berupa dengan Shuttle bus. Shuttle bus ini melayani sebagian besar masyarakat yang tinggal di kawasan Bintaro dan berfungsi untuk mengantarkan masyarakat dari rumah ke stasiun kereta api atau bis pengumpan. Shuttle bus yang bernama Intrans Bintaro mulai beroperasi sejak April tahun 2014, bis yang digunakan berkapasitas 30 tempat duduk dengan jumlah armada sebanyak 3 buah (jayaproperty.com).

Intrans Bintaro ini telah direncanakan sedemikian rupa oleh pihak manajemen Jaya Real Property agar dapat melayani seluruh masyarakat yang tinggal di kawasan Bintaro yang salah satunya digunakan untuk menuju stasiun kereta api atau bis pengumpan baik untuk bekerja maupun bisnis. Tahap awal, Intrans Bintaro melayani warga yang berada di setiap cluster yang ada di dalam Distrik Emerald Bintaro, Discovery, dan Kebayoran Residences, melintasi Boulevard Bintaro Jaya menuju shelter Stasiun Jurangmangu (depan Bintaro Jaya Xchange Mall). Rute ini beroperasi sejak pukul 05.30-10.00 dan 18.00-20.00. Berikut Peta rute bus Intrans Bintaro seperti pada gambar 1.




Gambar 1. Jaringan rute Intrans Bintaro Rute-Bintaro Jaya Exchange Mall-Cluster Mahagoni

Dalam rangka meningkatkan pelayanannya maka sebaiknya evaluasi terhadap sarana pendukung transportasi massal tersebut perlu dilakukan yaitu dengan mengevaluasi kinerja pelayanan Intrans Bintaro sebagai alternatif moda menuju stasiun kerta api ataupun halte bis pengumpan. Intrans Bintaro ini memiliki potensi yang besar untuk meningkatkan aksesibilitas masyarakat yang akan menuju halte bis pengumpan maupun stasiun kereta api (commuter line). Objek dari penelitian ini adalah Shuttle bus Intrans Bintaro dan tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengevaluasi kinerja layanan Shuttle bus Intrans berdasarkan dari survey kepuasan pelanggan

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

### Transportasi

Transportasi didefinisikan sebagai suatu sistem yang terdiri dari fasilitas tertentu beserta arus dan sistem control yang memungkinkan orang atau barang dapat berpindah dari suatu temapat ke tempat lain secara efisien dalam setiap waktu untuk mendukung aktivitas manusia (Papacostas, 1987). Pengertian sistem transportasi menurut Munawar (2011) memiliki suatu kesatuan definisi yang terdiri atas: sistem, yakni bentuk keterikatan dan keterkaitan antara satu variabel dengan variabel lain dalam tatanan yang terstruktur, serta transportasi yakni kegiatan pemindahan penumpang dan barang dari satu tempat ke tempat lain. Sedangkan angkutan dapat didefinisikan sebagai pemindahan orang dan atau barang dari satu tempat ketempat lain dengan menggunakan kendaraan, sementara kendaraan umum adalah setiap kendaraan bermotor yang disediakan untuk digunakan oleh umum dengan dipungut bayaran. Kendaraan umum dapat berupa mobil penumpang, bus kecil, bus sedang, dan bus besar (Munawar, 2011). Menurut Warpani (2002), tujuan pelayanan angkutan umum adalah memberikan pelayanan yang aman, cepat, nyaman, dan murah pada masyarakat yang mobilitasnya semakin meningkat, terutama bagi para pekerja dalam menjalankan kegiatannya.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Menurut Keputusan Menteri Perhubungan No. KM 35 tahun 2003 tentang Penyelenggaraan Angkutan Orang di Jalan dengan Kendaraan Umum, ada beberapa kriteria yang berkenaan dengan angkutan umum. Kendaraan umum adalah setiap kendaraan bermotor yang disediakan untuk dipergunakan oleh umum dengan dipungut bayaran baik langsung maupun tidak langsung. Trayek adalah lintasan kendaraan untuk pelayanan jasa angkutan orang dengan mobil bus, yang mempunyai asal dan tujuan perjalanan tetap, lintasan tetap dan jadwal tetap maupun tidak terjadwal. Dalam pengertian secara umum, angkutan umum berfungsi untuk menggambarkan sekelompok moda tertentu, seperti bis, feri, kereta api ringan, kereta api komuter, dan kereta api regional atau antar kota. (Glover, 2011). Secara umum, masyarakat yang melakukan pergerakan dengan tujuan yang berbeda-beda membutuhkan sarana penunjang pergerakan berupa angkutan pribadi (mobil, motor) maupun angkutan umum (paratransit dan masstransit). Angkutan umum paratransit merupakan angkutan yang tidak memiliki rute dan jadwal yang tetap dalam beroperasi disepanjang rutenya, sedangkan angkutan umum masstransit merupakan angkutan yang memiliki rute dan jadwal yang tetap serta tempat pemberhentian yang jelas.

Transportasi/angkutan umum memiliki berbagai jenis layanan berdasarkan jaraknya atau rute perjalanannya. Pelayanan angkutan umum di bagi menjadi 3 kelompok, berdasarkan rute perjalanannya, yaitu:

1. Angkutan jarak pendek ialah pelayanan kecepatan-rendah di dalam kawasan sempit dengan densitas perjalanan tinggi, seperti kawasan perdagangan utama (central business district - CBD)
2. Angkutan kota, jenis yang paling umum, dan melayani orang-orang yang membutuhkan transportasi dalam kota.
3. Angkutan regional melayani perjalanan jauh, berhenti beberapa kali, dan pada umumnya memiliki kecepatan tinggi. Sistem kereta api cepat dan bus ekspress termasuk dalam kategori ini.

## Sistem Pelayanan Bis

Pelayanan transit adalah sistem angkutan sebagaimana yang dialami oleh pengguna yang potensial. Karakteristik sistem transit diklasifikasikan ke dalam empat kategori berikut (khisty, 2003) :

1. Kinerja sistem mengacu pada keseluruhan perangkat elemen kinerja, yang terpenting diantaranya adalah :
   - Frekuensi pelayanan (f), banyaknya keberangkatan satuan transit perjam.
   - Kecepatan operasi (Vo), kecepatan perjalanan pada jaringan yang dialami penumpang.
   - Keandalan yang dinyatakan sebagai presentase kedatangan kendaraan yang lebih kecil daripada penyimpangan waktu-tetap dari jadwal (misalnya, 4 menit).
   - Keselamatan, yang diukur dengan banyaknya kematian, luka-luka, dan kerusakan harta benda per 100 juta penumpang-kilometer (penumpang-mil) atau satuan yang serupa.
   - Kapasitas jaringan (c), jumlah maksimum orang yang dapat diangkut kendaraan transit melewati suatu titik di sepanjangan jaringannya.
   - Kapasitas produktif, (Pc), hasil kali kecepatan operasi dan kapasitas jaringan. sebagai suatu indikator campuran yang menggabungkan satu elemen dasar yang mempengaruhi kecepatan penumpang (kecepatan), dan satu elemen dasar yang mempengaruhi operator (kapasitas), kapasitas produktif merupakan suatu penanda kinerja yang sangat mudah untuk digunakan sebagai pembanding moda.
   - Produktivitas, kuantitas keluaran per satuan sumber daya (misalnya, kendaraan-km (mil), ruang-kmi (mil) per satuan pekerja, biaya operasi, bahan bakar, lebar (R/W, dll)
   - Utilisasi, juga merupakan rasio keluaran terhadap masukan, tetapi dengan satuan yang sama, misalnya, orang-km/ruang-kmu (orang-mil/ruang/mil)
2. Tingkat pelayanan (Level of Service) merupakan ukuran keseluruhan karakteristik pelayanan yang mempengaruhi penggunaannya. LOS merupakan elemen dasar dalam menarik pengguna potensial untuk sistem tersebut. Faktor-faktor utama yang meliputi LOS dapat dibagi menjadi dua kelompok :
   - Elemen kinerja yang mempengaruhi pengguna, seperti kecepatan operasi, keandalan dan keselamatan.
   - Mutu pelayanan (service quality), yang terdiri dari pelayanan kualitatif, seperti kemudahan dan kesederhanaan penggunaan sistemnya, kenyamanan menumpang, estetika, kebersihan dan perilaku penumpang.
3. Dampak, merupakan pengaruh-pengaruh yang dimiliki pelayanan angkutan umum terhadap lingkungan disekitarnya dan keseluruhan kawasan yang dilayaninya. Dampak ini dapat positif dan negatif. Dampak jangka pendek mencakup kemacetan jalan yang berkurang, perubahan pada pencemaran udara, kebisingan dan estetika disepanjang satu jaringan baru. Dampak jangka panjang terdiri atas perubahan pada nilai lahan, kegiatan ekonomi, bentuk-bentuk fisik dan lingkungan sosial kota tersebut.

ISBN: 978-602-60286-0-0

4. Biaya, biasanya dibagi menjadi dua kategori utama : biaya investasi, adalah biaya-biaya yang dibutuhkan untuk membangun atau nantinya membuat perubahan permanen dalam fisik sistem transitnya. Biaya operasi adalah biaya yang dikeluarkan oleh operasi biasa sistem tersebut.

### Pengguna Transportasi

Pelaku pengguna transportasi yang biasa disebut sebagai pelaku pergerakan dibagi menjadi 2 golongan yaitu choice user dan captive user. Choice user adalah kelompok pelaku perjalanan yang dapat memilih jenis angkutan dalam melakukan perjalanan, yaitu menggunakan angkutan pribadi atau menggunakan angkutan umum. Captive user adalah kelompok pelaku perjalanan yang menggunakan angkutan umum karena beberapa alasan, yang meliputi aspek fisik, finansial, dan legalitas (Warpani, 2002). Untuk meningkatkan Captive User maka sistem transportasi massal yang baik sangat diperlukan, seperti angkutan umum perkotaan yaitu bis, angkot maupun kereta serta perlunya feeder/shuttle bus yang bergerak dari pemukiman penduduk menuju Stasiun kereta maupun Bis Antar kota seperti Intrans Bintaro. Indikator sistem dan kinerja pelayanan angkutan publik merupakan faktor penting bagi pengguna. Seperti waktu antara atau headway, waktu perjalanan bis serta sarana yang mendukung angkutan tersebut. Kinerja pelayanan Intrans seperti waktu antara/jadwal dipengaruhi oleh jadwal operasi/kedatangan yang tidak tetap, bis tidak melintas di jalur khusus, atau operator bis tidak disiplin untuk berhenti di halte yang telah disediakan (Skinner et al., 2003).

### Parameter Pengguna Angkutan Umum

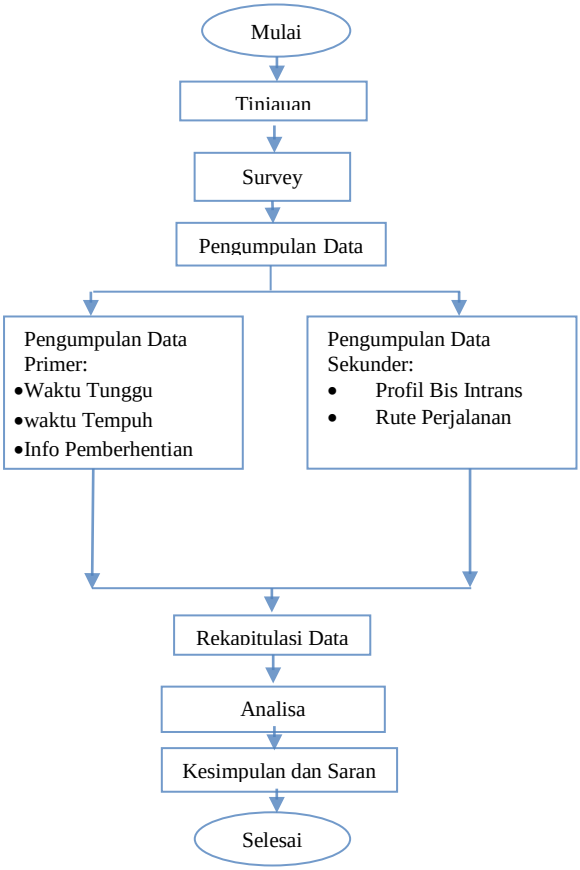
kinerja merupakan suatu kegiatan pelaksanaan suatu kegiatan, program, kebijaksanaan dalam mewujudkan sasaran, tujuan, misi dan visi organisasi mencapai kebutuhannya secara efektif. (Kitong,dkk 2015). Indikator yang digunakan untuk menilai kinerja pelayanan angkutan umum dalam hal ini adalah bis Intrans yang digunakan berdasarkan dari indikator Bus Passanger Survey yang dilakukan oleh Passanger Focus tahun 2014 di Inggris dan indikator yang dikeluarkan oleh Peraturan Menteri Perhubungan Republik Indonesia Nomor PM 46 Tahun 2014. Adapun indikator yang digunakan adalah sebagai berikut:

1. Waktu Tunggu & Waktu Tempuh
2. Pemberhentian Bis terdiri dari Info Rute Intrans, Kebersihan halte intrans, letak pemberhentian cukup representatif
3. Kondisi Bis seperti: kebersihan bis, info rute Intrans, ketersediaan tempat duduk, ketersediaan handrailing untuk berdiri dan kualitas sistem pendingin

## 3. METODOLOGI

Metodologi yang digunakan dalam penelitian ini adalah dengan metode survey dengan penyebaran kuisioner terhadap penumpang Intrans untuk mengetahui tingkat kepuasan pengguna Intrans dan metode survey langsung di atas Intrans dengan cara mengikuti perjalanan Intrans untuk mengetahui kinerja Intrans. Kuesioner ini berisikan sejumlah pernyataan mengenai objek penelitian yang nantinya dijawab oleh responden menggunakan indikator sangat setuju (SS), setuju (S), tidak setuju (TS) dan sangat tidak setuju (STS). Pernyataan pada kuesioner membahas mengenai informasi rute, kenyamanan dan keamanan, ketersediaan fasilitas, waktu, halte atau tempat tunggu bis, dan pengemudi. Survei mengenai transportasi In-Trans dilakukan dengan menyebarkan kuesioner dengan target responden sebanyak 100 orang. Survey ini dilaksanakan selama satu hari yaitu pada hari kerja dan menggunakan tenaga surveyor sebanyak 6 tenaga surveyor dalam rentan waktu pukul 06.00-08.00 dan 17.00-19.00, sebelum menyebarkan kuesioner dilakukan observasi rute yang dilalui oleh In-Trans dan data terkait profil bis Intrans. Kuesioner dengan 10 (sepuluh) pernyataan ini menjadi acuan untuk mengetahui tingkat pelayanan In-Trans. Survei ini diawali dengan meminta data pribadi seperti usia dan pekerjaan. Kemudian, responden diminta mengisi atau menjawab beberapa pernyataan sesuai dengan petunjuk yang telah diberikan. Berikut adalah bagan alir dari penelitian ini yang tertuang pada gambar 2 dibawah ini :

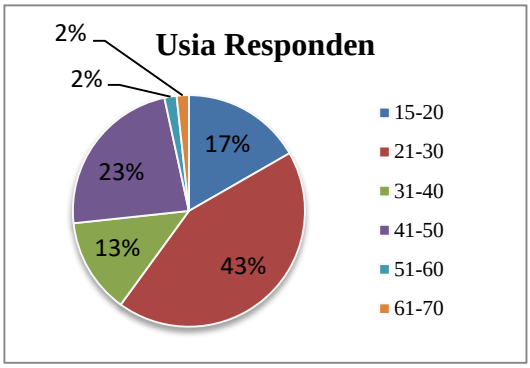
ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 2. Bagan Alir Metode Penelitian

## 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

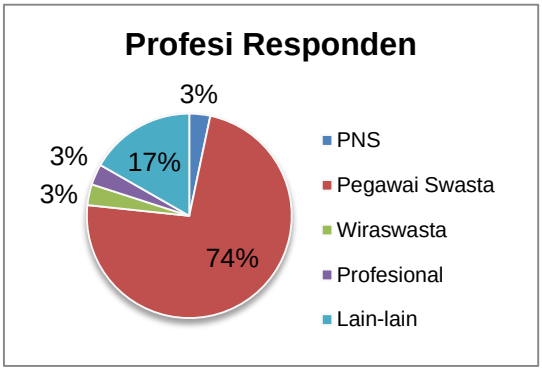
Hasil dari survey yang dilakukan diperoleh mengenai data pribadi seperti usia, pendidikan, daerah tinggal, dan pekerjaan tingkat kepuasan pengguna Intrans Bintaro dan juga data mengenai kinerja angkutan umum yang mana dimasukkan dalam grafik-grafik berikut:




Grafik 1. Usia Pengguna Intrans

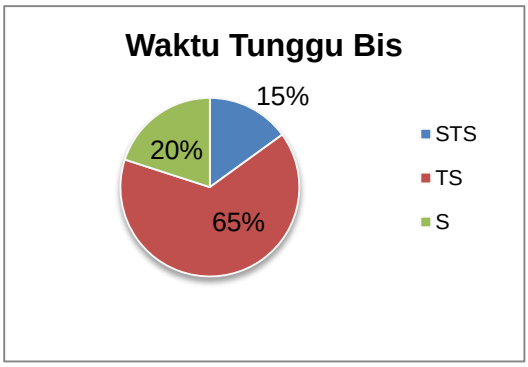
Berdasarkan grafik 1, usia para pengguna In-Trans menunjukkan ada sebanyak 43% pengguna In-Trans berusia 21-30 tahun, 23% berusia 41-50 tahun dan 13% pengguna berusia 31-40 tahun, dimana mereka termasuk kepada kelompok usia produktif. Kemudian diikuti dengan usia remaja atau biasanya usia anak sekolah sebanyak dengan persentase 17% serta usia 51-70 tahun dengan persentase 4%.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Grafik 2. Profesi Pengguna Intrans

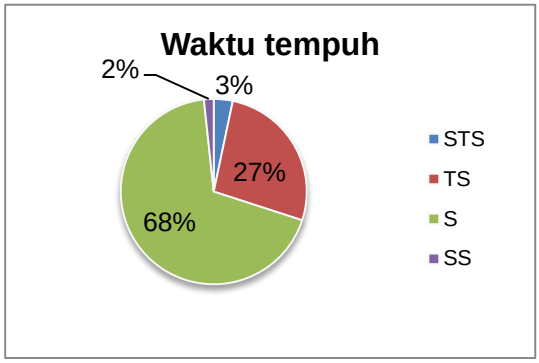
Berdasarkan grafik 2 mengenai profesi Pengguna Intrans, sebanyak 74% merupakan pegawai swasta. 17% in-lain, yaitu gabungan dari beberapa profesi yang belum tercantum pada pilihan, (pekerjaan lain-lain ini berisikan mahasiswa atau pelajar, dan ibu rumah tangga), 3%, berprofesi sebagai PNS, dan 3% lagi adalah wiraswasta dan profesional.




Grafik 3. Waktu Tunggu Bis

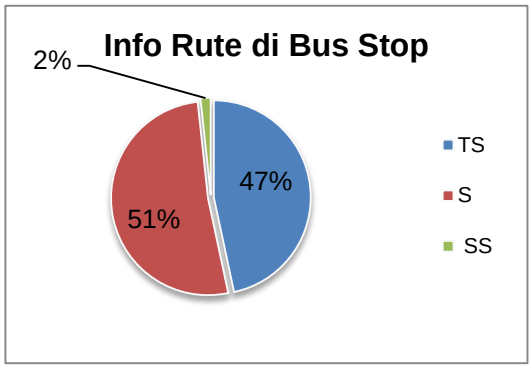
Untuk waktu tunggu In- Trans, sebanyak 65% menyatakan ketidaksetujuannya mengenai waktu tunggu In-Trans artinya waktu tunggu yang ada masih terlalu lama sebanyak 15% orang menyatakan sangat tidak setuju hal ini bisa dilihat pada grafik 3. Dengan jumlah bis yang sangat terbatas, maka waktu tunggu In-Trans pun menjadi cukup lama. Biasanya bis akan berhenti selama 2-3 menit untuk menunggu penumpang sebelum berangkat lagi ke halte berikutnya (kecuali jam sibuk).

ISBN: 978-602-60286-0-0



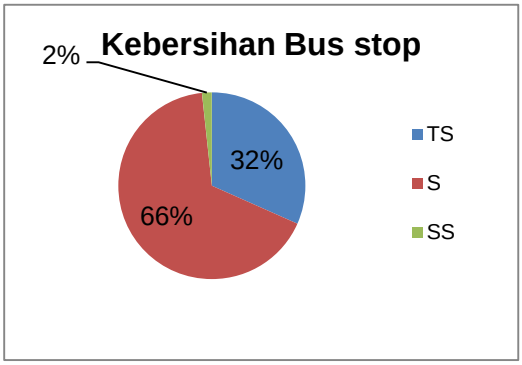

Grafik 4. Waktu Tempuh

Pada aspek waktu tempuh In-Trans (grafik 4), sebanyak 68% mengaku setuju bahwa waktu tempuh Intras terbilang cepat. Untuk sampai dari satu halte ke halte lainnya, hal ini cukup membantu pengguna dalam hal kepuasan kecepatan walaupun waktu tunggu yang cukup lama.




Grafik 5. Info Rute di *Bus Stop*

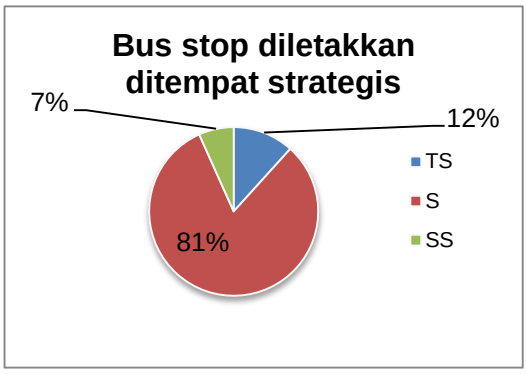
Menurut grafik 5, kebanyakan pengguna menyatakan setuju terhadap pernyataan mengenai tersedianya informasi rute pada bus stop atau halte. Pengguna yang menyatakan setuju ini sebanyak 51%. Namun sebagian lagi menyatakan ketidaksetujuan dengan persentase sebesar 47%.




**Grafik 6** Kebersihan di *Bus Stop*

ISBN: 978-602-60286-0-0

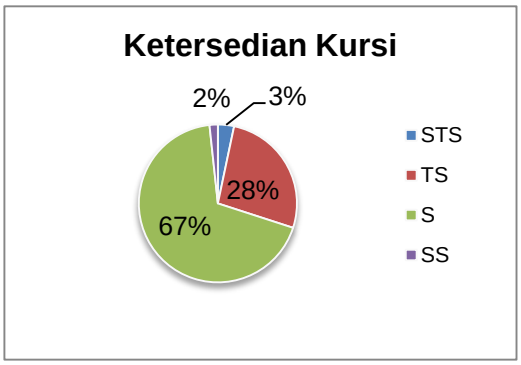
Kondisi bus stop harus selalu diperhatikan pengelola karena kondisi bus stop yang bersih dan terawat akan mempengaruhi keindahan suatu tata kota, selain dari itu faktor keamanan juga dilihat dari tempat para pengguna transportasi menunggu. Halte atau bus stop yang diinginkan oleh para pengguna tentunya yang membuat mereka nyaman menunggu, misalnya memiliki tempat duduk untuk menunggu, atau barangkali atap untuk berteduh. Keadaan halte ini tergantung pada pengelola-nya, apakah diperhatikan atau tidak.akan merasa nyaman bila ingin memberhentikan In-Trans. Berdasarkan grafik 6 sebanyak 66% yang setuju bahwa kondisi bus stop diperhatikan oleh pengelola namun sebanyak 32% menyataan tidak setuju mengenai kebersihan bus stop. Berdasarkan observasi yang telah dilakukan, kebannyakan bus stop yang ada di Bintaro masih terawat, tetapi ada juga bus stop yang keadaan nya seperti tidak terawat, contohnya ada banyak coret-coretan di sekitar pemberhentian.




**Grafik 7** *Bus Stop* berada ditempat stregegis

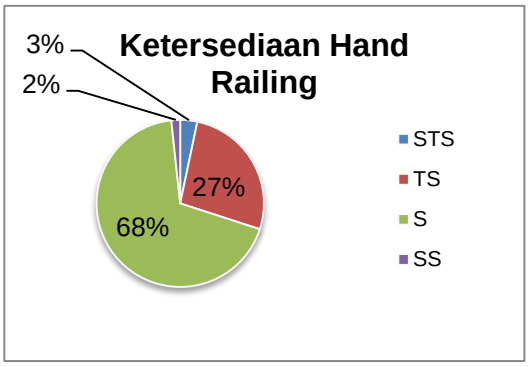
Peletakkan bus stop di titik-titik strategis akan memperlihatkan apakah In-Trans dalam pelaksanaan nya dapat membantu masyarakat. Setelah survei dilakukan, sebanyak 81% responden menyatakan setuju bahwa bus stop sudah diletakkan ditempat strategis, hal ini menandakan bahwa sudah sebagian besar masyarakat merasa terbantu dengan adanya In-Trans dan ada 12% responden yang tidak setuju dikarenakan menurut para responden ini, pengelola In-Trans belum menempatkan atau menjangkau seluruh wilayah Bintaro sehingga para responden tersebut belum merasa puas dengan rute yang dilalui In-Trans. Kebersihan merupakan suatu hal yang sangat penting dalam transportasi umum, apakah terjaga atau tidak kebersihan dalam bis tersebut. Untuk kebersihan dalam bis In- Trans sangat terjamin, hal ini dibuktikan dengan hasil survei yang telah dilakukan. Sebanyak 75% responden menyatakan setuju dan 20%-nya menyatakan sangat setuju atas kebersihan bagian dalam bis. Karena responden merasa kebersihan dalam bis In-Trans sangat terjaga dan terawat, sehingga mayoritas pengguna menyatakan setuju dan sangat setuju dalam pernyataan ini. Kebersihan ikut andil besar dalam kualitas pelayanan In-Trans, Semakin kotor dan tidak terawat, tentunya semakin sedikit orang yang naik In-Trans dengan nyaman. Untuk itu penting pula untuk memperhatikan kebersihan pada dalam bis untuk kenyamanan penggunanya. Tidak hanya kebersihan dalam bis saja,untuk kebersihan luar bis atau eksterior bis perlu diperhatikan juga, sebanyak 81% responden menyatakan setuju dan 12% responden menyatakan sangat setuju mengenai pernyataan ini. Hal ini menunjukan bahwa pengelola atau supir yang bertugas di In-Trans sangat menjaga kebersihan baik di luar atau pun di dalam bis. Eksterior bis memang tidak terlalu ikut andil yang besar dalam penilaian tingkat kenyamanan pelayanan In-Trans, namun akan lebih baik apabila pengelola dan supir yang mengendarai In-Trans menjaga kebersihan eksterior agar selalu enak dilihat. Informasi mengenai rute yang tertera di dalam bis adalah faktor yang penting dalam sistem pelayanan. Menurut hasil survei yang telah dilakukan, sebanyak 60% responden pengguna In-Trans yang tidak setuju dengan pernyataan bahwa adanya info rute didalam bis, hal ini dikarenakan memang tidak adanya info rute dari satu bus stop menuju bus stop lainnya. Oleh karena itu untuk meningkatkan kualitas pelayanan In-Trans sebaiknya di dalam bis disertakan informasi mengenai rute perjalanan In-Trans.

ISBN: 978-602-60286-0-0




**Grafik 8.** Ketersediaan Kursi

Ketersediaan kursi atau tempat duduk merupakan bagian penting kenyamanan di dalam bis. Berdasarkan grafik 8, sebanyak 67% pengguna in-Trans menyatakan setuju atas kecukupan kursi atau tempat duduk di dalam bis dan hanya 28% menyatakan ketidaksetujuannya, hal ini karena pengguna merasa ketersediaan kursi di dalam bis tidak cukup pada saat rush hour sehingga para pengguna tidak mendapatkan kursi dan berdesak-desakan.




Grafik 9. Ketersediaan Hand Railing

Ketersediaan Hand railing adalah bagian dari fasilitas yang dapat mempengaruhi kualitas kenyamanan In-Trans. Hasil survei menunjukkan sebanyak 68% yang setuju dengan pernyataan ketersediaan handrailing baik. Hal ini menandakan bahwa sudah sebagian besar pengguna In-Trans merasakan kenyamanan dan kepuasan menggunakan In-Trans. Sementara itu hanya 27% yang tidak setuju dengan cukup nya ketersedian hand railing, hal ini dikarenakan responden menggunakan In-Trans di jam sibuk sehingga sering kali harus berdesak-desakkan dan tidak mendapatkan hand railing. Pengguna transportasi pada umumnya tentu ingin merasa nyaman. Untuk menjaga kenyamanan pengguna, tentunya suhu di dalam bis juga perlu diatur sesuai dengan kenyamanan penumpang. Penumpang mengharapkan kualitas pendingin yang ada di dalam bis bagus dan terawat, sehingga para penumpang merasakan suhu yang sesuai dengan keinginan mereka. Sebanyak 83% orang menyatakan setuju atas terjaminnya kualitas pendingin pada In-Trans.

## 5. KESIMPULAN

- Berdasarkan hasil analisa survei, waktu tunggu dengan tingkat ketidakpuasan sebesar 65% mempengaruhi kinerja pelayanan bis Intrans dan memungkinkan penurunan jumlah pemunpag dari waktu kewaktu.
- Sebanyak 81% responden menyatakan lokasi-lokasi tempat pemberhentian bis sudah cukup strategis sehingga para penumpang cukup puas dengan pelayanan yang sudah ada.
- Sembilan dari sepuluh pertanyaan yang diajukan lebih dari 60% responden menyatakan setuju dengan kinerja pelayanan Intrans Bintaro. Sehingga data ini dapat dijadikan referensi pengelola dalam meningkatkan pelayanan Intrans kedepan.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## DAFTAR PUSTAKA

Beirao dan Cabral. 2007. Understanding Attitudes Towards Public Transport and Private Car: A Qualitative Study. Transport Policy, 14, 478-489. Journal of the World Conference on Transport Research Society.

Fellesson, M., and M. Friman. 2008. Perceived satisfaction with public transport services in nine European cities. The Journal of Transportation Research Forum. 47:93-103, Transit Issue.

Glover Leigh. 2011. Public Transport as a Common Pool Resource. Melbourne, Australia.

Jeff Halliwell. 2014. Bus Passenger Survey. Laporan Passanger Focus, London.

Khisty, Jotin dan B. Kent Lall. 2003. Dasar – Dasar Rekayasa Transportasi Jilid 1. Erlangga. Jakarta.

KJ Sheiby, Timboeleng dan Mastutie. 2015. Evaluasi Kinerja Pelayanan Angkutan Antar Kota Antar Propinsi Dan Antar Kota Dalam Propinsi Di Terminal Malalayang Manado. ejournal.unsrat.ac.id.

Margareta Friman and Tommy Garling, Frequency of Negative Critical Incidents and Satisfaction With Public Transport Services, Journal of Retailing and Consumer Services, Vol. 8, 2001, pp. 105-114.

Margareta Friman, Implementing Quality Improvements in Public Transport, Journal of Public Transportation, Vol. 7 Issue 4, 2004, pp. 49-65.

Munawar, Ahmad., (2011), " Dasar-dasar Teknik Transportasi".: Yogyakarta: Beta Offset.

Skinner, E. R., (2003), "Transportation Research Board. TCRP Report 88: A Guidebook for Developing a Transit Performance-Measurement System", The Federal Transit Administration, Washington D.C.

Smith, M.J., and R.V, Clarke., 2000, Crime And Public Transport. In: Tonry, M. ed. Crime and Justice: "A Review of Research 27". Chicago: University of Chicago Press.

Tyrinopoulos, Y., dan G. Aifadopoulou., (2008), "A complete methodology for the quality control of passenger services in the public transport business". European Transport 38: 1-16.

Vuchic, Vukan R., (1981), "Urban Public Transportation Systems and Technology Englewood Cliffs", NJ: Prentice-Hall.

Warpani, P.S., (2002)." Pengelolaan Lalu Lintas dan Angkutan Jalan. Bandung": Penerbit ITB.

Yim, Y. B & Ceder, Avishai., (2006.) "Smart Feeder/Shuttle Bus Service: Consumer Research and Design". Journal of Public Transportation, 9 (1): 97-121.

ISBN: 978-602-60286-0-0

# AKSES PENUMPANG KRL MENUJU KAMPUS UNIVERSITAS PANCASILA JAKARTA

**A.R. Indra Tjahjani[1], Firman Ariesandy[2],Deffi Putri Arum P[3] , Ilham Haji Nugroho[4], Mohamad Yudha P[5],Try G. Daeli[6], IndraAdhyapratama[7]**

*[1] Jurusan Teknis Sipil Universitas Pancasila Jakarta.*
*Email: pong_58@yahoo.com*
*[2] Jurusan Teknis Sipil Universitas Pancasila Jakarta*
*Email: firman_sipil002@yahoo.co.id*
*[3]Jurusan Teknis Sipil Universitas Pancasila Jakarta*
*[4]Jurusan Teknis Sipil Universitas Pancasila Jakarta*
*Email: ilhamhajinugroho@gmail.com*
*[5]Jurusan Teknis Sipil Universitas Pancasila Jakarta*
*[6]Jurusan Teknis Sipil Universitas Pancasila Jakarta*
*[7] Jurusan Teknis Sipil Universitas Pancasila Jakarta*

## ABSTRAK

Fasilitas penyeberangan jalan di depan kampus Universitas Pancasila menghubungkan halte bus Universitas Pancasila dengan Stasiun Universitas Pancasila Fasilitas tersebut dipergunakan penumpang KRL yang hendak menuju kampus Universitas Pancasila ataupun menuju lokasi yang berdekatan dengan Universitas Pancasila. Dengan adanya fasilitas penyeberangan maka para penumpang KRL dapat menyeberang jalan dengan aman dan nyaman, tetapi para penumpang juga harus paham tentang aturan dalam menyeberang. Masalah yang muncul diwilayah pengamatan bahwa pengguna jalan dan penyeberang jalan merasa cemas untuk melintas. Baik melintas sebagai penyeberang jalan maupun melintas sebagai pengendara.Dengan menggunakan metode pengamatan lapangan didapat keresahan dari pihak penyeberang jalan. Di lapangan juga terlihat utilitas penyeberang jalan yang telah disediakan. Berdasarkan Undang-Undang Nomer 22 Tahun 2009 tentang Lalulintas dan Angkutan Jalan, bahwa pasal 25 dan pasal 26 mengatur penggunaan dan perlengkapan jalan. Berdasarkan pengamatan dan analisa, dihasilkan bahwa penyeberang jalan mengharapkan adanya peningkatan fasilitas penyeberang jalan, agar kecelakaan yang sering terjadi dapat berkurang.

Kata kunci: Aksesibilitas, utilitas penyeberangan jalan, fasilitas penyeberangan

## 1. LATAR BELAKANG

Perkembangan jumlah mahasiswa Universitas Pancasila yang semakin banyak dari tahun ke tahun. Kebutuhan akan moda transportasi yang digunakan mahasiswa menuju dan dari kampus juga meningkat. Adapun moda transportasi yang digunakan antara lain: kendaraan pribadi (mobil, motor) dan kendaraan umum (bis, KRL, dan angkot). Sebagian besar mahasiswa dan warga sekitar kampus menggunakan halte sebagai tempat untuk menunggu kendaraan umum. Dengan meningkatnya jumlah pengguna Kereta Rel Listrik (KRL) dari Halte Universitas Pancasila menuju Stasiun Universitas Pancasila, maka disediakan Zebra Cross sebagai fasilitas penyebrangan jalan. Meskipun sudah disediakan Zebra Cross masih banyak pengguna yang tidak menyebrang pada temapatnya dan kurang kesadaran pengguna jalan dalam mematuhi rambu yang sudah ada.

## 2. MAKSUD DAN TUJUAN

a. Melakukan pengamatan tentang aksesibilitas penumpang KRL dari stasiun Universitas Pancasila-Halte Universitas Pancasila.
b. Melakukan pengamatan perilaku pengguna jalan di Jl. Lenteng Agung Barat terhadap fasilitas penyebrangan jalan *Zebra Cross* di depan Halte Universitas pancasila.

## 3. RUMUSAN MASALAH

a. Bagaimana perilaku para penumpang KRL saat menyebrang menggunakan fasilitas penyebrangan jalan *zebra cross*?

b. Bagaimana keadaan fasilitas penyebrangan *zebra cross* yang ada di depan Halte Universitas Pancasila?
**c.** Apa saja Undang Undang terkait fasilitas pendukung untuk para pejalan kaki saat menyeberang jalan?

## 4. TINJAUAN PUSTAKA

### Menurut Undang-Undang Lalu lintas Angkutan Jalan No. 22 tahun 2009.

Penyelenggara lalu-lintas dan angkutan jalan diwajibkan menyediakan fasilitas untuk sepeda, pejalan kaki dan penyandang cacat. Hali ini tercermin dalam isi pasal 25 ayat (1) UU LLAJ Nomor 22 Tahun 2009: Setiap jalan yang digunakan untuk lalu-lintas umum wajib dilengkapi dengan prlengkapan jalan berupa : a) Rambu lau lintas; b) Marka Jalan; c) Alat pemberi isyarat lalu lintas; d) Alat penerang jalan; e) Alat pengendali dan pengaman pengguna jalan; f) Alat pengawasan dan pengaman jalan; g) fasilitas untuk sepeda, pejalan kaki dan penyebrangan cacat; h) Fasilitas pendukung kegiatan lalu lintas dan angkutan jalan yang berada di jalan dan di luar badan jalan.

Dalam Pasal 45 berbunyi (1) Fasilitas pendukung penyelenggara Lalu Lintas dan Angkutan Jalan meliputi: a) Fasilitas khusus bagi penyandang cacat dan Manusia usia lanjut. Dalam pasal 1 ayat (26). Pejalan kaki adalah setiap orang yang berjalan di Ruang Lalu Lintas Jalan, dan ayat (27). Pengguna Jalan adalah orang yang menggunakan jalan untuk berlalu-lintas.

Dalam Pasal 106 ayat (2). Setiap orang yang mengemudikan Kendaraan Bermotor di jalan wajib mengutamakan keselamatan Pejalan Kaki dan pesepeda. Pasal 284, Setiap orang yang mengemudikan kendaraan bermotor dengan tidak mengutamakan keselamatan pejalan kaki atau pesepeda sebagaimana dimaksud dalam pasal 106 ayat (2) dipidana dengan pidana kurungan paling lama 2(dua) bulan atau denda paling banyak Rp 500.000,00 (lima ratus ribu rupiah).

Pasal 116 ayat (1) Pengemudi harus memperlambat kendaraanya sesuai dengan Rambu Lalu Lintas. (2) Selain sesuai dengan Rambu Lalin Lintas sebagaimana dimaksud pada ayat (1) pengemudi harus memperlambat kendaraanya jika: (f) melihat dan mengetahui ada Pejalan Kaki yang akan menyebrang. Pasal 118 : Selain kendaraan Bermotor Umum dalam Trayek. Setiap Kendaraan Bermotor dapat berhenti di setiap jalan, kecuali: a) terdapat rambu larangan berhenti dan/atau Marka Jalan yang bergaris utuh; b) pada tempat tertentu yang dapat membehayakan keamanan, keselamatan serta menganggu ketertiban dan Kelancaran Lalu Lintas dan Angkutan Jalan. Yang dimaksud “tempat tertentu yang dapat membahayakan” adalah : a) tempat penyebrangan Pejalan Kaki atau tempat penyebrangan sepeda yang telah ditentukan; b) jalur khusu Pejalan Kaki.

Dalam pasal 131 Ayat (1) UU LLAJ no 22 Tahun 2009 berbunyi: pejalan kaki berhak atas ketersediaan fasilitas pendukung yang berupa trotoar, tempat penyebrangan dan fasilitas lain. (2) Pejalan kaki berhak mendapatkan prioritas pada saat menyebrang jalan di tempat penyebrangan. (3) dalam hal belum tersedia fasilitas sebagaimana dimaksud pada ayat (1). Pejalan kaki berhak menyebrang di tempat yang dipilih dengan memperhatikan keselamatan dirimya.

Pasal 132 Ayat (1) Pejalan Kaki wajib: a) menyebrang bagian jalan yang diperuntukan bagi pejalan kaki atau jalan yang paling tepi; atau b) menyebrang d tempat yang telah ditentukan. (2) Dalam hal tidak terdapat tempat penyebrangan yang ditentukan sebagai mana dimaksud pada ayat (1) huruf (b). Pejalan kaki wajib memperhatikan keselamatan dan kelancaran lalu-lintas. (3) Pejalan kaki penyandang cacat harus mengenakan tanda khusus yang jelas dan mudah dikenali pengguna jalan lain.

### Zebra cross

*Zebra cross* adalah tempat penyeberangan di jalan yang diperuntukkan bagi pejalan kaki yang akan menyeberang jalan berbentuk garis membujur berwarna putih dan hitam yang tebal garisnya 300 mm dan dengan celah yang sama dan panjang sekurang-kurangnya 2500 mm. Pejalan kaki yang berjalan di atas zebra cross mendapatkan prioritas terlebih dahulu.

*Zebra cross* termasuk fasilitas penyeberang jalan yang merupakan bagian dari tindakan keselamatan lalu lintas dan lingkungan lalu lintas. Dikatakan bagian dari tindakan keselamatan lalu lintas mengingat fasilitas ini melindungi para penyeberang jalan terhadap arus lalu lintas yang ada. Sedangkan dikatakan bagian dari tindakan manajemen lalu lintas mengingat dengan penyediaan fasilitas yang tepat, maka tundaan penyeberang jalan dapat direduksi, demikian pula rasa bahaya dan *severance* warga sekitarnya juga akan berkurang. Besarnya arus pejalan kaki yang menyeberang jalan dan arus lalu lintas pada jalan tersebut sangat menentukan fasilitas penyeberangan jalan yang layak. Disini terjadi tawar menawar antara pergerakan arus lalu lintas dan keselamatan penyeberang jalan. Semakin tinggi arus lalu lintas akan menyebabkan semakin tinggi tundaan penyeberang jalan yang pada gilirannya semakin tinggi pula resiko yang diambil para penyeberang jalan apabila tidak terdapat fasilitas yang memadai. Demikian pula

ISBN: 978-602-60286-0-0

dengan kecepatan lalu lintas, semakin tinggi kecepatan kendaraan semakin sulit penyeberang jalan untuk mengetahui celah antara dua kendaraan yang aman untuk menyeberang (*gap acceptance*). Kelompok anak-anak dan manusia lanjut usia merupakan kelompok yang mempunyai resiko tertinggi, mengalami kecelakaan mengingat keterbatasan-keterbatasan yang dimilikinya.

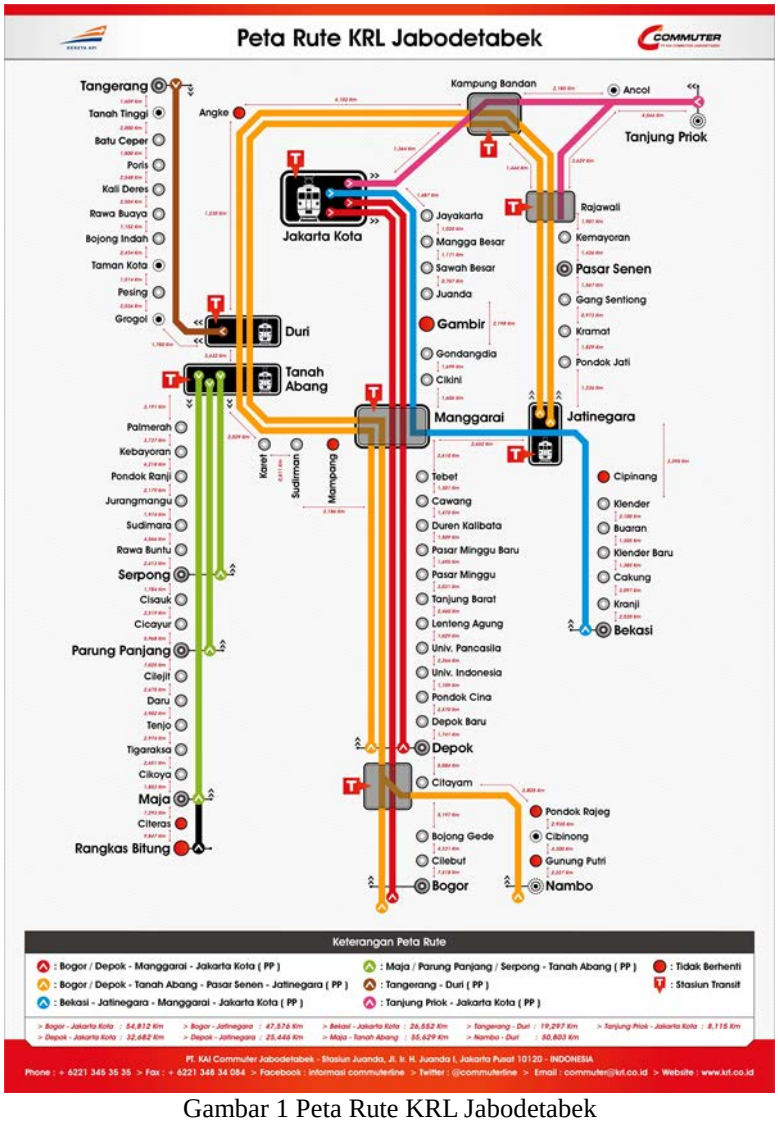
*Zebra cross* mempunyai keuntungan dan kerugian sebagai berikut:

a. Untuk lalu lintas berkecepatan rendah.
b. Untuk lalu lintas bervolume rendah.
c. Biaya relatif murah.
d. Di Indonesia penyeberang jalan belum dapat terlindungi karena tidak berfungsi sebenarnya.

Di Indonesia, ketentuan tentang *zebra cross* diambil dari MUTCD *(Manual on Uniform Traffic Control Devices)* dengan ketentuan sebagai berikut, yaitu bergaris putih penuh dan berpasangan (tidak putus-putus) dengan lebar 6 *inchi* dan letak satu sama lain berjarak 6 *feet.*

## Peta rute perjalanan Kereta

Perjalanan kereta yang melewati Stasiun Universitas Pancasila, dapat dilihat pada gambar 1 Peta Rute KRL Jabodetabek dibawah ini.




Gambar 1 Peta Rute KRL Jabodetabek
Sumber Website Commuter Line

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 5. METODOLOGI PENELITIAN

### Data yang digunakan dalam penelitian ini adalah data primer.

Data primer didapat dengan cara membagikan *Questioner* kepada para pengguna Kereta Rel Listrik (KRL). *Questioner* yang digunakan adalah *Questioner* terutup. Beberapa keuntungan dari *Questioner* tertutup antara lain; mudah untuk diolah, memerlukan waktu yang lebih singkat untuk diisi oleh para responden, mudah diisi karena responden hanya memilih jawaban yang sudah disediakan. Jenis pertanyaan yang digunakan dalam *Questioner* adalah yang relevan dengan data yang dibutuhkan, disusun secara terstruktur dengan format yang ringkas dan jelas untuk memudahkan responden dalam membaca dan menjawab pertanyaan-pertanyaan *Questioner* tersebut. Data *Questioner* yang didapat lalu dilakukan analisa.

Data primer juga didapat dengan cara melakukan pengamatan di lapangan kepada pengguna jalan yang memanfaatkan dan tidak memanfaatkan *Zebra Cross.* Pengamatan dilakukan terhadap *Zebra Cross* di Jl. Lenteng Agung Barat, di depan kampus Universitas Pancasila. Pengamatan ini dilakukan dengan mengambil beberapa foto dan video dari perilaku dan sikap para pengguna jalan, baik pengguna *zebra cross* maupun kendaraan yang melintas di area *zebra cross* tersebut. Data yang diperoleh kemudian diolah dan dilakukan analisa.

Data sekunder diperoleh dari website commuter line tentang info perjalanan kereta api. Data yang digunakan adalah data jadual perjalanan KRL berangkat dari Bogor menuju Jakarta Kota dan sebaliknya, melewati stasiun Universitas Pancasila

## 6. PEMBAHASAN

Sarana dan prasarana transportasi sangat penting dalam kehidupan manusia karena dengan adanya dewasa ini konektivitas antar ruang lebih efisien. Salah satu sarana yang pal

ing umum digunakan adalah penggunaan sarana transportasi Kereta Rel Listrik (KRL) di wilayah jabodetabek. KRL menjadi salah satu transportasi yang paling diminati oleh masyarakat yang ada di wilayah jabodetabek karena selain murah juga lebih efisien dibanding dengan transportasi darat lainnya. Jika memperhatikan jadwal perjalanan dan rute KRL yang melewati Universitas Pancasila, terdapat 84 jadual perjalanan kereta selama 24 jam dari arah Bogor ke Jakarta Kota yang berhenti di stasiun Universitas Pancasila. Demikian juga sebaliknya, terdapat 74 perjalanan kereta dari Jakarta Kota menuju Bogor yang berhenti di stasiun Universitas Pancasila.

Frekuensi KRL yang berhenti di stasiun UP terlihat tinggi, maka jarak antar waktu kedatangan masing-masing kereta berada pada interval 10 menit di pagi hari sampai 29 menit di malam hari atau headway sebesar 13 menit. Informasi headway sangat mempengaruhi jumlah pergerakan penumpang di stasiun UP. Keragaman penumpang yang turun di stasiun UP, akan memenuhi ruang stasiun setiap 13 menit. Hal ini akan berdampak pula terhadap pergerakan arus lalu lintas di sekitar stasiun.

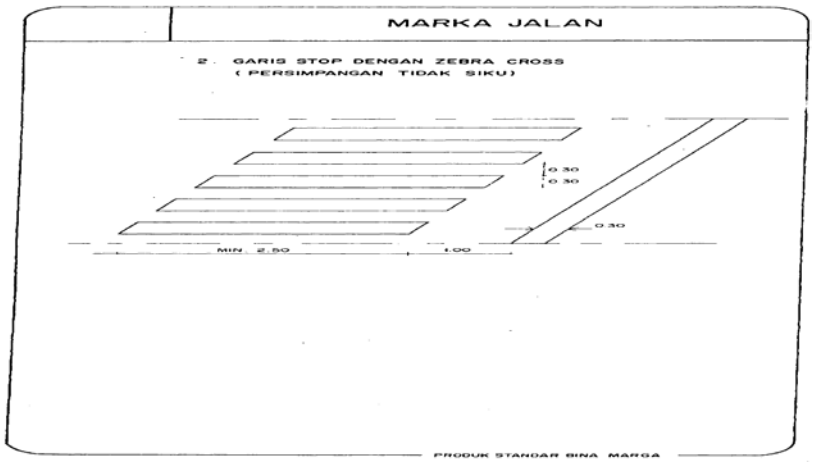
Stasiun Universitas Pancasila berada tepat di depan kampus. Konektivitas penumpang KRL dari stasiun Universitas Pancasila menuju kampus Universitas Pancasila dihubungkan oleh fasilitas penyeberang jalan yaitu zebra cross yang dilengkapi dengan sirene. Dengan adanya zebra cross tersebut maka para pejalan kaki lebih mudah menyebrang dan merasa lebih aman. Kondisi jalan raya disekitar stasiun merupakan jalan kolektor primer yang menghubungkan Jakarta Selata dengan Kota Depok. Volume kendaraan yang melintas pada jam tertentu di kedua arah jalan tersebut cukup tinggi. Sehingga dapat terlihat pergerakan pengguna kendaraan bermotor pada jam tertentu, akan memacu kendaraan dengan kecepatan yang tinggi. Kerap kali terjadi kecelakaan fatal antara pengguna kendaraan bermotor dengan penyeberang jalan.

Dari pengamatan lapangan yang dilakukan, zebra cross merupakan satu-satunya penghubung antara stasiun Universitas Pancasila dengan Halte Universitas Pancasila. Terlihat di gambar 3, para pengguna dari zebra cross tersebut sebagian besar adalah mahasiswa dan warga sekitar kampus Universitas Pancasila. Meskipun sebagian besar pengguna zebra cross adalah orang-orang berpendidikan tetapi masih ada yang melakukan pelanggaran dengan tidak menyebrang pada tempat yang disediakan.

Dilokasi yang sama juga dilakukan pengamatan tentang respon pengendara bermotor terhadap pengguna Zebra Cross seperti terlihat pada gambar 4. Sedangkan dari pengamatan yang dilakukan dan terlihat pada gambar 5, masih banyak pengendara bermotor yang melanggar pedestrian light controled penyebrangan. Pengendara bermotor cenderung melihat kondisi dari pengguna Zebra Cross dari pada pedestrian light controled yang sudah disediakan. Jika kondisi pengguna Zebra Cross sudah tidak ada tetapi pedestrian light controled masih berwarna merah, pengendara bermotor cenderung melanggar pedestrian light controled. Dilokasi pengamatan juga banyak terdapat pedagang dan kendaraan roda dua yang berhenti di area Halte Universitas Pancasila. Hal ini sangat memprihatinkan

ISBN: 978-602-60286-0-0

karena selain mengganggu kelancaran lalu lintas, kenyamanan para pengguna jalan lain, dapat pula berakibat sangat fatal yaitu membahayakan nyawa para pengguna zebra cross itu sendiri atau pengguna jalan lainnya.




Gambar 2 Marka Jalan Standar Bina Marga



Gambar 3: Pengguna zebra cross dari stasiun Universitas Pancasila-Halte Universitas Pancasila (jalur menuju Lenteng Agung).
Sumber: Dokumentasi Pribadi



Gambar 4: Pengguna zebra cross dari stasiun Universitas Pancasila-Kompos (jalur menuju Depok).
Sumber: Dokumentasi Pribadi

ISBN: 978-602-60286-0-0



Gambar 5: Pengguna jalan lain; pengendara motor dan mobil saat melintas di zebra cross
(jalur menuju Lenteng Agung).
Sumber: Dokumentasi Pribadi

Fakta bahwa keadaan fasilitas penyeberangan jalan *zebra cross* yang ada di depan halte Universitas Pancasila sudah dilengkapi oleh fasilitas pendukung seperti *pedestrian light controled* dan sirene. Namun ternyata tidak semua fasilitas tersebut berfungsi dengan semestinya. Padahal dengan adanya fasilitas pendukung tersebut diharapkan dapat memberi kenyamanan dan keamanan bagi para pejalan kaki yang hendak menyebrang.

Keadaan sebenarnya fasilitas pendukung *zebra cross* yang ada di depan halte Universitas Pancasila:

a. Sirine yang tidak bunyi mengakibatkan pengendara menjadi lalai karena kebanyakan pengendara tidak melihat lampu rambu yang ada.
b. Lampu lalu lintas yang terhalang oleh pohon menyebabkan pengendara bermotor ataupun mobil tidak melihat adanya peringatan rambu lalu lintas.
c. Para penyebrang jalan yang tidak sabar menunggu saat untuk menyebrang mengakibatkan potensi kecelakaan semakin besar.

Selain pengamatan secara langsung juga dilakukan pengambilan data melalui *Questioner.* Pertanyaan yang diajukan pada *Questioner* untuk mengetahui manfaat dari *Zebra Cross.* Hasilnya sebagai berikut :

a. 90% dari responden menyatakan bahwa adanya zebra cross sangat penting karena merasa aman pada saat menyeberang.
b. Namun lebih dari setengah responden juga mengeluhkan serta merasa khawatir dengan keadaan fasilitas penyeberangan *zebra cross* dan berharap untuk menggunakan jembataan penyeberangan orang sebagai gantinya.
c. 20% responden tidak menyeberang di tempat penyeberangan yang disediakan.

## 7. KESIMPULAN

a. *Zebra cross* merupakan satu-satunya penghubung antara Satsiun Universitas pancasila dengan Halte Universitas Pancasila.
b. *Zebra cross* merupakan fasilitas penyeberangan yang aman bagi pengguna di daerah kampus Universitas Pancasila.
c. Banyak kendaraan bermotor yang melanggar rambu-rambu yang ada.
d. Pengendara bermotor kurang menghargai pengguna *Zebra cross*, hal ini dapat dilihat dari banyaknya penggendara bermotor yang tidak mematuhi *pedestrian light controled.*
e. Perlu dibuat jembatan penghubung, antara stasiun dengan jalan raya di kedua sisinya, sehingga mengurangi kecelakan antara pengendara kendaraan bermotor dengan para penyeberang jalan.

## DAFTAR PUSTAKA

1. Manual on Uniform Traffic Control Devices
2. Standar Perencanaan Bina Marga
3. Undang-Undang Lalu lintas Angkutan Jalan No. 22 tahun 2009
4. Website Commuter Line

ISBN: 978-602-60286-0-0

# ANALISIS SISTEM MANAJEMEN KESELAMATAN *(SAFETY MANAGEMET SYSTEM)* DI BANDAR UDARA INTERNASIONAL SULTAN HASANUDDIN MAKASSAR

**Sudirman Hi. Umar[1], Imam Basuki[2]**

*Dosen Manajemen Transportasi Udara STTKD Yogyakarta, Jl.Parangtritis Km.4,5 Yogyakarta*
*Email: sudirman_hi.umar@yahoo.co.id*
*Dosen Pascasarjana Teknik Sipil Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Jl. Babarsari No. 44, Yogyakarta*
*Email: imbas@mail.uajy.ac.id*

## ABSTRAK

Keselamatan penerbangan selalu menjadi hal serius hal ini dikarenakan resiko kematian yang di akibatkan oleh suatu kecelakaan pesawat terbang sangat tinggi jika dibandingkan dengan moda transportasi lainnya, jumlah penumpang pengguna jasa penerbangan yang datang, berangkat maupun transit di indonesia baik domestik maupun internasional sudah mencapai angka 84.285.105 juta penumpang. Sedangkan pada tahun 2014, jumlah penumpang yang memakai moda transportasi udara mencapai 164.005.713 juta penumpang domestik dan internasional. Hal tersebut menunjukan bahwa dalam jangka waktu 6 tahun (2009-2014) terjadi kenaikan jumlah penumpang sebesar 94,58 %. Maksud dan tujuan penelitian ini adalah untuk mengetahui sejauh mana pelaksanaan *Safety Management System* di Bandara Sultan Hasanuddin Makassar, mengidentifikasi serta mencari tau faktor-faktor apa saja yang mempengaruhi kinerja *Safety Managemet System* sehingga dapat dijadikan sebagai bahan evaluasi bersama demi tercapainya pelayanan keselamatan penerbangan yang sesuai dengan peraturan nasional maupun internasional. Penelitian ini dilakukan dengan menggunakan beberapa metode seperti daftar cocok *(checklist)* Gap analisis yang di isi oleh *Manager SMS, QM & SC Department Head* serta pengisian kuisioner oleh personil operasional bandara yang kemudian dianalisis dengan menggunakan analisis faktor, dari hasil analisis faktor kemudian untuk mengetahui baik atau tidaknya persepsi personil dilakukan kategori skor kuisioner, dari kategori skor kuisioner ini maka kemudian dilakukan analisis persepsi personil operasional terhadap pelaksanaan *Safety Management System* di bandara Internasional Sultan Hasanuddin. Berdasarkan hasil analisis faktor diketahui bahwa faktor *software* dan *liveware* memiliki kinerja paling baik yaitu terlihat bahwa *mean empiris* kedua variabel tersebut sebesar 4,44. Sedangkan faktor yang mendapatkan penilaian kinerja terendah yaitu faktor *hardware* yang memiliki nilai empiris sebesar 4,37. Sehingga faktor hardware perlu mendapatkan perhatian lebih untuk perbaikan yang lebih baik.

Kata Kunci: Gap Analisis, Keselamatan Penerbangan, Personil Operasional, *Safety Management System, SMS, QM & SC Department Head*

## 1. PENDAHULUAN

Keselamatan penerbangan selalu menjadi hal serius selama bertahun-tahun hal ini dikarenakan resiko kematian yang di akibatkan oleh suatu kecelakaan pesawat terbang sangat tinggi jika dibandingkan dengan moda transportasi lainnya. Sebagian besar dari jumlah korban dalam kasus kecelakaan pesawat berakhir dengan kematian. Oleh karena itu keselamatan menjadi prioritas utama dalam operasi penerbangan. Sebuah kecelakaan pesawat dapat terjadi karena banyak faktor, diantaranya faktor pesawat itu sendiri, faktor *human error*, faktor cuaca, atau bahkan tidak berfungsinya fasilitas-fasilitas bandara.

Dari data yang kami peroleh sebelumnya menunjukan bahwa pada tahun 2009 sampai 2014 angkutan udara di Indonesia mengalami perkembangan yang signifikan. Data angkutan udara Direktorat Jenderal Perhubungan Udara, Kementrian Perhubungan menunjukan bahwa pada tahun 2009, jumlah penumpang pengguna jasa penerbangan yang datang, berangkat maupun transit di indonesia baik domestik maupun internasional sudah mencapai angka 84.285.105 juta penumpang. Sedangkan pada tahun 2014, jumlah penumpang yang memakai moda transportasi udara mencapai 164.005.713 juta penumpang domestik dan internasional. Hal tersebut menunjukan bahwa dalam jangka waktu 6 tahun (2009-2014) terjadi kenaikan jumlah penumpang sebesar 94,58 % hal tersebut sudah cukup luar biasa untuk sebuah negara berkembang.

Keselamatan selalu menjadi pertimbangan utama dalam semua kegiatan penerbangan. Hal ini tercermin dalam tujuan dan sasaran dari ICAO yang tercantum dalam Pasal 44 dari Konvensi Penerbangan Sipil Internasional (Doc

7300), umumnya dikenal sebagai Konvensi Chicago. Dalam menetapkan persyaratan untuk pengelolaan keselamatan, ada dua program yang dipersyaratkan oleh ICAO yaitu Program Keselamatan (*Safety Programme*) dan Sistem Manajemen Keselamatan (*Safety Management System).* Di Indonesia, Undang-Undang Nomor 1 Tahun 2009 tentang Penerbangan telah mengatur setiap penyedia jasa penerbangan yang mengoperasikan Bandara bersertifikat wajib membuat, melaksanakan, mengevaluasi dan menyempurnakan secara berkelanjutan Sistem Manajemen Keselamatan (*Safety Management System*).

Tingginya tingkat kecelakaan udara di Indonesia dimana termasuk terparah di Asia Tenggara *(Kompas.com, 2010).* Serta hasil penelitian sebelumnya (2006-2011) yang menyimpulkan bahwa ada 10 bandara di Indonesia yang memiliki tingkat bahaya tertinggi dimana Bandara Sultan Hasanuddin Makassar merupakan bandara dengan tingkat bahaya terbesar kedua dengan 6 kasus dan nilai deviasi 3,540. Pada posisi pertama ditempati oleh bandara Wamena, Papua Barat dengan nilai deviasi 3,962 *(Alfa Roby Khairumusa, 2012).* Selain itu, data juga menunjukan dalam beberapa tahun belakangan ini tingkat kecelakaan yang terjadi sebagian besar terjadi di daerah Indonesia Timur, sehingga terkesan tingkat keselamatan penerbangan di Indonesia tidak merata.

## 2. TUJUAN PENELITIAN

tujuan penelitian ini adalah untuk mengetahui sejauh mana pelaksanaan *Safety Management System* di Bandara Sultan Hasanuddin Makassar, mengidentifikasi serta mencari tau faktor-faktor apa saja yang mempengaruhi kinerja *Safety Managemet System* sehingga dapat dijadikan sebagai bahan evaluasi bersama demi tercapainya pelayanan keselamatan penerbangan yang sesuai dengan peraturan nasional maupun internasional di Bandara Sultan Hasanuddin Makassar.

## 3. TINJAUAN PUSTAKA

### Bandar udara dan kebandarudaraan

**Bandar Udara** adalah kawasan di daratan dan/atau perairan dengan batas-batas tertentu yang digunakan sebagai tempat pesawat udara mendarat dan lepas landas, naik turun penumpang, bongkar muat barang, dan tempat perpindahan intra dan antar moda transportasi, yang dilengkapi dengan fasilitas keselamatan dan keamanan penerbangan, serta fasilitas pokok dan fasilitas penunjang lainnya **(UUD No. 1 tahun 2009). Sedangkan menurut ICAO Bandar udara adalah** area tertentu di daratan atau perairan (termasuk bangunan, instalasi dan peralatan) yang diperuntukkan baik secara keseluruhan atau sebagian untuk kedatangan, keberangkatan dan pergerakan pesawat.

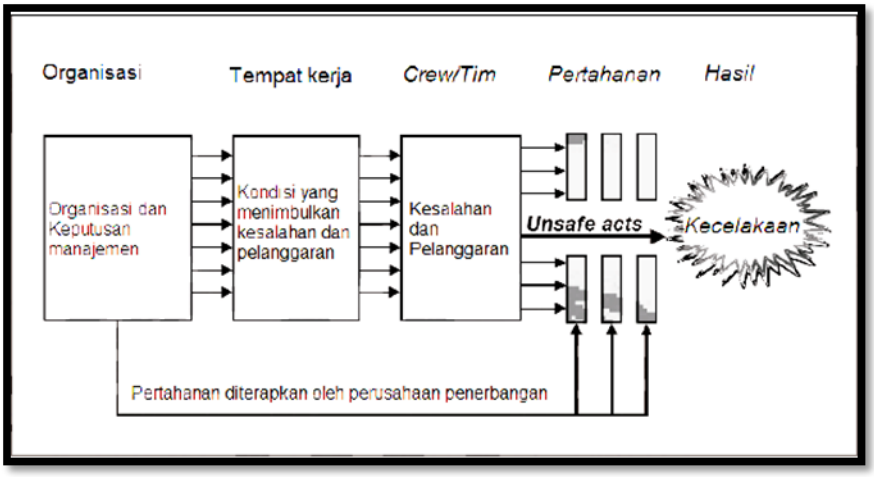
**Kebandarudaraan** adalah segala sesuatu yang berkaitan dengan penyelenggaraan bandar udara dan kegiatan lainnya dalam melaksanakan fungsi keselamatan, keamanan, kelancaran, dan ketertiban arus lalu lintas pesawat udara, penumpang, kargo dan/atau pos, tempat perpindahan intra dan/atau antar moda **(UUD No. 1 tahun 2009).**

Penggunaan bandar udara terdiri dari bandar udara **Internasional** dan bandar udara **Domestik.** Bandar udara Internasional adalah bandar yang ditetepkan sebagai bandar udara yang melayani rute penerbangan dalam negeri dan rute penerbangan dari dan ke luar negeri, sedangkan Bandar udara domestik adalah bandara yang ditetapkan sebagai bandar udara yang melayani rute penerbangan dalam negeri. Menurut Heru Basuki (1986), Bandar udara harus memiliki fasilitas sisi udara (*air side*) seperti *runway, taxiway, apron* dan fasilitas sisi darat (*land side*) seperti terminal, jalan masuk, perparkiran, dan fasilitas bagasi.

### Sistem Manajemen Keselamatan/*Safety Management System*

Pengertian sistem manajemen keselamatan sangatlah luas dan dapat dilihat dari berbagai perspektif, berikut menurut ICAO (2006) memberikan pengeritian keselamatan adalah keadaan dimana suatu resiko dari terlukanya seseorang atau kerusakan harta benda berkurang untuk dipertahankan didalam atau dibawah suatu tingkat yang dapat diterima, melalui suatu proses berkelanjutan dari identifikasi masalah dan manajemen resiko, Perhatikan gambar 1.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 1. Model penyebab kecelakaan

Sedangkan sistem manajemen keselamatan/*safety managemen system* menurut ICAO, 2006, adalah suatu pendekatan sistimatik untuk mengelola keselamatan, termasuk struktur organisasi yang diperlukan, akuntabilitas, kebijakan dan prosedur. Keselamatan merupakan kebutuhan yang didasari dengan manajemen resiko. Manajemen dilakukan dengan penjaminan keselamatan menggunakan teknik manajemen kualitas. Sistem dilakukan dengan fokus terhadap pendekatan sistem.

## Indikator dan Target Kinerja Keselamatan

Indikator kinerja keselamatan adalah ukuran yang digunakan untuk menyatakan tingkat keselamatan yang telah dicapai dalam suatu sistem. Target kinerja keselamatan adalah tingkat yang diperlukan untuk kinerja keselamatan suatu sistem. Target kinerja keselamatan meliputi indikator keselamatan satu atau lebih kinerja bersama-sama dengan yang di inginkan hasil dinyatakan dalam indikator tersebut. Dalam rangka untuk menetapkan target kinerja keselamatan perlu terlebih dahulu memutuskan indikator kinerja keselamatan yang tepat. Indikator kinerja keselamatan umumnya dinyatakan dalam frekuensi terjadinya peristiwa yang mengakibatkan beberapa kerusakan, indikator kinerja keselamatan yang bias digunakan adalah misalnya:

1) Kecelakaan pesawat per 10.000 pergerakan pesawat;
2) Kecelakaan pesawat fatal pertahun;
3) Insiden serius per 10.000 pergerakan.

## Empat Pilar Safety Management System

Ada empat pilar yang menjadi dasar manajemen keselamatan yaitu kebijakan, manajemen resiko keselamatan, jaminan keselamatan, dan promosi keselamatan. Untuk dapat mengidentifikasi hazard adalah identifikasi pencatatan setiap kondisi, kejadian, dan situasi yang dapat menimbulkan suatu kecelakaan. Penilaian resiko dilakukan dengan memberi penilaian terhadap probabilitas kejadian dan tingkat keparahan suatu resiko. Perhatikan beberapa tabel berikut.

Tabel 1. Penilaian probabilitas kejadian

| **Probabilitas kejadian** | | |
|---|---|---|
| **Defenisi kulaitatif** | **Arti** | **Nilai** |
| Frequent | Mungkin terjadi berkali-kali (telah berulang kali terjadi | 5 |
| Occasional | Mungkin terjadi beberapa kali (telah beberapa kali terjadi) | 4 |
| Remote | Kemungkinan kecil, tapi bisa terjadi (telah terjadi tapi jaang) | 3 |
| Improbable | Sangat kecil kemungkinan terjadi (belum pernah diketahui terjadi) | 2 |
| Extremely improbable | Hapir tidak mungki terjadi | 1 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

Selanjutnya untuk menilai keparahan maka perhatikan tabel berikut ini.

Tabel 2. Penilaian keparahan resiko suatu peristiwa

| **Defenisi penerbangan** | **Arti** | **Nilai** |
|---|---|---|
| *Catastrophic* | • Peralatan hancur.<br>• Banyak kematian. | A |
| *Hazardous* | • Penurunan besar dari batas keselamatan, tekanan fisik atau beban kerja sedemikian rupa sehingga penyelenggara tidak dapat diandalkan untuk dapat melaksanakan tugas dengan akurat dan paripurna.<br>• Cedera serius atau kematian bagi sejumlah orang.<br>• Kerusakan besar pada peralatan. | B |
| *Major* | • Penurunan signifikan dari batas keselamatan, berkurangnya kemampuan penyelenggara dalam mengadapi kondisi operasi yang sulit sebagai akibat dari kondisi yang memepengaruhi efisiensi penyelenggara tersebut.<br>• Insiden serius.<br>• Cidera pada manusia. | C |
| *Minor* | • Gangguan.<br>• Keterbatasan operasi.<br>• Penggunaan prosedur darurat.<br>• Insiden kecil. | D |
| *Negligible* | • Konsekuensi kecil | E |

Selanjutnya penilaian probabilitas resiko dan penilaian keparahan resiko tersebut digabungkan ke dalam matriks penilaian resiko

Tabel 3. Matriks penilaian resiko

| **Risk probability (probabilitas resiko)** | **Risk severity (resiko keparahan** | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | *Catastrophic (A)* | *Hazardous (B)* | *Major (C)* | *Minor (D)* | *Negligible (E)* |
| Frequent 5 | 5A | 5B | 5C | 5D | 5E |
| Occasional 4 | 4A | 4B | 4C | 4D | 4E |
| Remote 3 | 3A | 3B | 3C | 3D | 3E |
| Improbable 2 | 2A | 2B | 2C | 2D | 2E |
| Extremely improbable 1 | 1A | 1B | 1C | 1D | 1E |

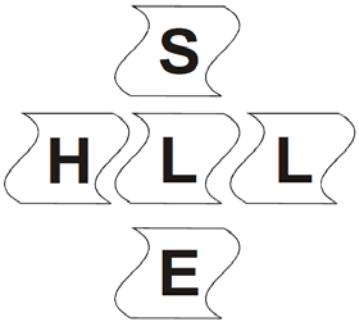
Kriteria untuk setiap nilai resiko dalam matriks penilaian resiko dipergunakan untuk menentukan bisa atau tidaknya suatu resiko dapat diterima atau tindakan yang diperlukan untuk mengendalikan resiko tersebut, perhatikan tabel berikut.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel. 4. Kriteria penilaian resiko

| Indeks penilaian resiko | Usulan kriteria |
|---|---|
| 5A, 5B, 5C, 4A, 3A | Tidak dapat diterima pada kondisi yang ada |
| 5D, 5E, 4C, 4D, 4E, 3B, 3C, 3D, 2A, 2B, 2C, 1A, 1B | Pengendalian resiko/mitigasi memerlukan keputusan manajemen. Dapat diterima Setelah mengkaji pelaksanaan operasi |
| 3E, 2D, 2E, 1C, 1D, 1E | Dapat diterima |

ICAO (2002) mengungkapkan pemodelan faktor manusia ke dalam model SHELL. Model ini merepresentasikan komponen-komponen human faktor kedalam kotak-kotak, yakni *Liveware* (Manusia), *Hardware* (mesin), *Software* (prosedur, simbologi, dll), dan *Environment* (situasi dimana komponen L-H-S lain harus berfungsi) model SHELL seperti pada gambar berikut.




Gambar 2. SHELL model

### Landasan Hukum Safety Management System (SMS)

Landasan hukum pelaksanaan *Safety Management system* (SMS) pada bandar udara yang berlaku di Indonesia, berupa Undang-undang, Peraturan Pemerintah, Peraturan Menteri, Aturan Internasional dan aturan penujang lainya terdiri dari

1) Undang-Undang No. 1 Tahun 2009 Tentang Penerbangan;
2) ICAO Annex 14 Tentang Bandara Udara;
3) Keputusan Menteri Perhubungan, KM 24 Tahun 2009;
4) Keputusan Menteri Perhubungan, KM 20 Tahun 2009;
5) KM No. 8 Tahun 2010;
6) Peraturan Menteri Perhubungan No. 6 Tahun 2014;
7) Peraturan Menteri : PM 44 Tahun 2015;
8) Petunjuk Pelaksan dan Landasan Hukum Lainya.

## 4. METODE PENELITIAN

Penelitian ini dilakukan dengan menggunakan beberapa metode seperti daftar cocok *(checklist)* Gap analisis yang di isi oleh *Manager SMS, QM & SC Department Head* serta pengisian kuisioner oleh personil operasional bandara yang kemudian dianalisis dengan menggunakan analisis faktor, dari hasil analisis faktor kemudian untuk mengetahui baik atau tidaknya persepsi personil dilakukan kategori skor kuisioner, dari kategori skor kuisioner ini maka kemudian dilakukan analisis persepsi personil operasional terhadap pelaksanaan *Safety Management System* di bandara Internasional Sultan Hasanuddin.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Pengumpulan Data:
**Data dari Manajer**
1. Kebijakan dan tujuan keselamatan
2. Identifikasi bahaya dan manajemen resiko keselamatan
3. Jaminan keselamatan
4. Promosi keselamatan
5. *Emergency response planning (ERP)*

**Data dari Personil SMS, QM, & SC Department Head**
SHELL Model (Software, Liveware, Hardware, dan Environment)

Tabel 5. SHELL Model dan keterangan sesuai kuisioner

| SHELL Model | Keterangan | Jumlah pertanyaan |
|---|---|---|
| Software | Dimensi komitmen perusahaan, kebijakan dan peraturan, Dokumen, Audit dan Pelatihan SMS | **12** |
| Hardware | Dimensi Fasilitas Keselamatan Penerbangan | **7** |
| Liveware | Dimensi Komunikasi dan kinerja personil Operasional | **8** |
| Environment | Dimensi Daerah Lingkungan Kerja | **5** |

**Metode analisis data**
1) Proses Analisis Kualitatif
2) Proses Analisis Kuantitatif (Statistik)
   a. Gap analisis checklist
   b. Uji validitas dan reliabilitas
   c. Analisis Faktor
   d. Kategori Skor Kuisioner

Tabel 6. Pedoman kategori Skor

| | Pedoman | Kategori |
|---|---|---|
| 1 | $X \geq (\mu + 1\sigma)$ | Tinggi |
| 2 | $(\mu - 1\sigma) \leq X < (\mu + 1\sigma)$ | Sedang |
| 3 | $X < (\mu - 1\sigma)$ | Rendah |

Keterangan: X = Skor subjek
μ = Rerata (mean) teoritis
σ = Deviasi standar (SD) teoritis.

## 5. ANALISIS DAN PEMBAHASAN

### Pelaksanaan Pengumpulan Data

Pelaksanaan survey utama dilaksanakan pada tanggal 14 September sampai dengan tanggal 2 Oktober 2015 dibantu oleh 3 orang pegawai PT Angkasa Pura 1 (Persero) Bandar Udara Internasional Sultan Hasanuddin Makassar. Penyebaran kuisioner ditujukan kepada responden, dalam penelitian ini responden yang dijadikan subjek penelitian adalah para personil operasional PT Angkasa Pura 1 (Persero) Bandar Udara Internasional Sultan Hasanuddin Makassar. Pengambilan sampel dalam penelitian ini juga melibatkan Manager *SMS, QM & CS Department Head* sebagai penanggung jawab langsung pelaksanaan *Safety Managemen System* di Bandar Udara Internasional Sultan Hasanuddin Makassar dengan mengisi *SMS Gap analisis checklist.* Jumlah populasi personil operasional di PT Angkasa Pura 1 (Persero) Bandar Udara Internasional Sultan Hasanuddin Makassar yaitu 76 orang yang terbagi dalam 2 Dinas, yaitu *Airport Service Section* dan *Airport Fire Fighting & Rescue Section*. Jumlah sampel yang diambil dalam penelitian ini adalah sebanyak 76 sampel, yang dibagi dalam dua dinas tersebut.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## Safety Management System Gap Analysis Checklist (Gap Analisis)

a. Indikator Kebijakan Dan Tujuan Keselamatan

Tabel 7. Kebijakan dan Tujuan Keselamatan

| Kebijakan dan tujuan keselamatan | Jumlah | % |
|---|---|---|
| Telah dilaksanakan | 36 | 100 |
| In Progress | 0 | 0 |
| Tidak dilaksanakan | 0 | 0 |
| **Total** | **36** | **100** |

Sumber : Hasil Pengolahan Data Kuisioner

b. Indikator Identifikasi Bahaya dan Manajemen Resiko Keselamatan

Tabel 8. Identifikasi Bahaya dan Manajemen Resiko Keselamatan

| No | Variabel | PK | KRSP |
|---|---|---|---|
| 1 | Noise | 2 | E |
| 2 | Cuaca Berubah | 4 | C |
| 3 | Padatnya lalu lintas udara yang beresiko *nearmiss collision* | 3 | C |
| 4 | *Missed Aproach* | 2 | C |
| 5 | Kegagalan Komunikasi | 1 | D |
| 6 | Jarak dua Pesawat yang melampaui batas maksimal | 2 | D |
| 7 | Sistem tidak berfungsi | 2 | D |
| 8 | Objek asing yang berpotensi menimbulkan kerusakan pada pesawat udara | 3 | D |
| 9 | Penganggu Penerbangan | 1 | D |
| 10 | Ketinggian bangunan disekitar Bandar udara | 1 | D |
| 11 | Kendaraan di Apron | 2 | D |
| 12 | Isu Keamanan | 3 | C |
| 13 | Kehidupan Liar area Bandar udara *(Wild life)* | 3 | D |

Sumber : Hasil Pengolahan Data Kuisioner

Keterangan PK = Probabilitas kejadian
KRSP = Keparahan resiko suatu peristiwa

Kesimpulan tabel, ada 6 variabel yang berkategori (Pengendalian resiko/mitigasi memerlukan keputusan manajemen. Dapat diterima Setelah mengkaji pelaksanaan operasi) dan 7 variabel yang dikategorikan (dapat diterima) sesuai dengan tabel kriteria penilaian resiko (tabel 4), kemudian untuk yang berkategori (Tidak dapat diterima pada kondisi yang ada) dinyatakan tidak ada sesuai dengan hasil pengisian kuisioner cocok.

c. Indikator Jaminan Keselamatan

Tabel 9. Indikator Jaminan Keselamatan

| Jaminan keselamatan | Jumlah | % |
|---|---|---|
| Telah dilaksanakan | 11 | 100 |
| In Progress | 0 | 0 |
| Tidak dilaksanakan | 0 | 0 |
| **Total** | **11** | **100** |

Sumber : Hasil Pengolahan Data Kuisioner

ISBN: 978-602-60286-0-0

d. Indikator Promosi Keselamatan

Tabel 10. Promosi Keselamatan

| **Promosi keselamatan** | **Jumlah** | **%** |
|---|---|---|
| Telah dilaksanakan | 10 | 45.45 |
| In Progress | 0 | 0 |
| Planing | 12 | 54.55 |
| **Total** | **22** | **100** |

Sumber : Hasil Pengolahan Data Kuisioner

e. Indikator Pengembangan *Emergency Response Planing* (ERP)

Tabel 11. Pengemebangan *Emergency Response Planing* (ERP)

| **Promosi keselamatan** | **Jumlah** | **%** |
|---|---|---|
| Telah dilaksanakan | 6 | 100 |
| In Progress | 0 | 0 |
| Tidak dilaksanakan | 0 | 0 |
| **Total** | **6** | **100** |

Sumber : Hasil Pengolahan Data Kuisioner

**Analisis Persepsi Personil Operasional Bandara Terhadap Implementasi *Safety Management System* (SMS) di Bandar Udara Internasional Sultan Hasanuddin Makassar**

Setelah melakukan uji validitas dan reliabilitas makan selanjutnya telah diperoleh variabel manifest yang dikatakan valid dan berhubungan langsung dengan variabel laten (Faktor), maka selanjutnya dilakukan analisis persepsi personil seperti di uraikan pada tabel-tabel dibawah ini.

Tabel 12. *Mean Empiris* Variabel Laten (Faktor)

| **Faktor** | **N** | **Minimum** | **Maximum** | **Mean** | **Std. Deviation** |
|---|---|---|---|---|---|
| Software | 76 | 3,17 | 4,92 | 4,44 | 0,22 |
| Hardware | 76 | 3,00 | 4,86 | 4,37 | 0,26 |
| Liveware | 76 | 2,88 | 5,00 | 4,44 | 0,26 |
| Environment | 76 | 3,80 | 4,80 | 4,42 | 0,25 |

Sumber : Hasil Pengolahan Data Kuisioner

Pada tabel 12 diatas terlihat bahwa mean empiris variabel *software* sebesar 4,44, variabel *hardware* 4,37, variabel *liveware* 4,44, dan variabel *environment* sebesar 4,42. Jika mengacu pada nilai kategorisasi skor persepsi personil operasional terhadap implementasi SMS seperti terlihat pada tabel 6 maka dapat dianalisa bahwa semua variabel laten berada pada kategori baik (> 3,67). Hal tersebut menunjukan bahwa persepi personil operasioanl bandara terhadap implementasi *safety management system* (SMS) di Bandar Udara Internasional Sultan Hasanuddin Makassar berjalan dengan baik pada semua faktor, namun bila dilihat dari skor tinggi dan terendah terlihat bahwa variabel *software* dan *liveware* memiliki skor tertinggi dan *hardware* berada pada skor terendah.
Selanjutnya perhatikan tabel selanjutnya.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 13. Frekuensi Kategorisasi Persepsi Personil Operasional Terhadap Implementasi *Safety Management System* (SMS) di Bandar Udara Internasional Sultan Hasanuddin Makassar.

| Variabel Laten | | Kategori | | | Total |
|---|---|---|---|---|---|
| | | Baik | Sedang | Tidak Baik | |
| Dimensi Software | Frekuensi | 75 | 1 | 0 | 76 |
| | Persentasi | 98.68 | 1.32 % | 0 | 100 % |
| Dimensi Hardware | Frekuensi | 75 | 1 | 0 | 76 |
| | Persentasi | 98.68 | 1.32 % | 0 | 100 % |
| Dimensi Liveware | Frekuensi | 75 | 1 | 0 | 76 |
| | Persentasi | 98.68 | 1.32 % | 0 | 100 % |
| Dimensi Environment | Frekuensi | 76 | 0 | 0 | 76 |
| | Persentasi | 100 | 0 % | 0 | 100 % |

Sumber : Hasil Pengolahan Data Kuisioner

Dari tabel 6.21 diatas maka dapat kita mengukur kategorisasi persepsi personil operasioanl bandara terhadap implementasi *Safety Management System* (SMS) di Bandar Udara Internasional Sultan Hasanuddin Makassar dengan kategori pada masing-masing dimensi. Untuk dimensi *software*, *hardware*, dan *liveware* kategori yang dikatakan baik sebanyak 75 orang dari total 76 responden atau 98,68 %, sedangkan untuk kategori sedang masing-masing sebanyak 1 orang atau 1,32 % dari total responden, pada dimensi *environment* kategori responden yang dikatakan baik sebanyak 76 orang atau 100 % dari total responden, sedangkan untuk kategori tidak baik pada setiap dimensi bisa kita ketahui tidak ada.

## 6. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil analisis faktor diketahui bahwa faktor *software* dan *liveware* memiliki kinerja paling baik yaitu terlihat bahwa *mean empiris* kedua variabel tersebut sebesar 4,44. Sedangkan faktor yang mendapatkan penilaian kinerja terendah yaitu faktor *hardware* yang memiliki nilai empiris sebesar 4,37. Sehingga faktor hardware perlu mendapatkan perhatian lebih untuk perbaikan yang lebih baik. *implementasi Safety Management System* (SMS) di Bandar Udara Internasional Sultan Hasanuddin Makassar dikategorikan baik, hal ini secara tidak langsung dapat diketahui akan sangat besar berpengaruh terhadap penerapan dan pelaksanaan *Safety Management System* (SMS) di bandara mengingat personil operasional merupakan penanggung jawab di lapangan dan kunci keberhasilan pelaksanaan SMS itu sendiri.

## DAFTAR PUSTAKA


Angkasa Pura 1 Bandar Udara Internasional Sultan Hasanuddin Makassar (2015). *Manual Sistem Manajemen Keselamatan*, Versi 3.0, Makassar

Basuki, H. (1984). *Merancang Merencana Lapangan Terbang*, PT. Alumni, Bandung.

Direktorat Jenderal Perhubungan Udara (2015). http//www.dirjenhubud.go.id, Akses 26 Maret 2015.

Fada I.A. (2014). "Analisis Persepsi Personil Operasional Bandara Terhadap Implementasi Safety Mangemen System (SMS) di Bandara Adi Sumarno Surakarta". Tesis Magister Sistem dan Teknik Transportasi Universitas Gajah Mada Yogyakarta, Yogyakarta.

Gede Rai, A.A. (2011). "Sistem Manajemen Keselamatan Yang Terintegrasi di Apron Bandara Udara". Tesis Magister Teknik Sipil Universitas Indonesia, Depok.

ICAO (2013). *Safety Management Manual Doc 9859*, Third Edition, International Civil Aviation Organization, Montreal.

ICAO (2006). *Safety Management System*, International Civil Aviation Organization, Montreal.

Khairumusa A.R. (2012). "Analisis Tingkat Kerawanan Bandara Udara Berdasarkan Kejadian dan Insiden Serius di Indonesia". Tesis Universitas Indonesia, Depok.

Kompas.com (2010). http//www.Tingkat Kecelakaan Udara di Indonesia, Harian Kompas, Akses 27 Maret 2015.

NTSB (2012). "Review of U.S Civil Aviation Accidents, 2007-2009", National Transportation Safety Board, USA.

Riduwan (2005). *Metode dan Teknik Penyusunan Tesis*, Alfabeta, Bandung.

Undang-undang No. 1 tahun 2009 (2009). "Penerbangan". Republik Indonesia.

Varhelyi, J. (2008). "Empirical Beyesian Method for Identification of Hazardous Road Locations". Lecture Note of Traffic Safety Sciense Course, Lund University, Sweden.


ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# STUDI PENGELOLAAN SAMPAH KOTA SEMARANG (STUDI KASUS DI TIGA KECAMATAN)

**Petra Aprilian Bustani[1], Edward Dion Palma[2], Djoko Suwarno[3], dan Rudatin Ruktiningsih[4]**

*[1,2]Program Studi Teknik Sipil, Universitas Katolik Soegijapranata, Jl.Pawiyatan Luhur IV/1, Semarang*
*Email: aprilianpetra@gmail.com, edwardionpalma@gmail.com*
*[3,4]Dosen Program Studi Teknik Sipil, Universitas Katolik Soegijapranata, Jl.Pawiyatan Luhur IV/1, Semarang*
*Email: dj.suwarno@gmail.com, rudatin.ruktiningsih@gmail.com*

## ABSTRAK

Manusia dan lingkungan saling terkait erat dalam penggunaan lahan. Peningkatan jumlah manusia menyebabkan meningkatnya penggunaan lahan. Hal ini, meningkatkan jumlah sampah yang di hasilkan oleh manusia. Undang-undang no. 18 tahun 2008 menyebutkan bahwa pemerintah bertugas menjamin terselenggaranya pengelolaan sampah yang baik dan berwawasan lingkungan, salah satunya adalah pengangkutan sampah itu sendiri. Namun kinerja pengangkutan sampah di bawah laju pertambahan sampah kota. Studi ini bertujuan untuk mengetahui kesesuaian frekuensi pengangkutan sampah yang dilakukan terhadap frekuensi ritasi yang seharusnya berdasarkan kebutuhan dan perhitungan serta biaya operasional yang dibutuhkan kendaraan dalam mengangkut sampah dari Tempat Penampungan Sampah (TPS) sampel ke Tempat Pemrosesan Akhir (TPA) Kota Semarang. Lokasi studi di 2 kelurahan dalam Kecamatan Semarang Barat, Pedurungan, dan Banyumanik dengan jumlah penduduk terbanyak (Maret 2015) dan TPS menggunakan kontainer. Metode yang digunakan adalah survei lapangan dan *in-depth interview* kepada pihak pelayanan pengangkutan sampah. Analisis ritasi kendaraan angkut menggunakan metode *Hauled Container System* sedangkan biaya operasional kendaraan (BOK) menggunakan pedoman dari Panitia Teknik Standardisasi Bidang Konstruksi dan Bangunan tahun 2005. Hasil studi menunjukkan jarak dari TPS ke TPA di keenam TPS antara 14,4 sampai 37,1 km dan membutuhkan BOK terkecil di Gemah (Rp. 4.396,64/km) sedangkan terbesar di Wologito (Rp. 17.936,91/km). Pengangkutan sampah yang teratur dan efektif dapat mengoptimalkan biaya operasional pemerintah.

**Kata kunci:** Pengangkutan sampah, ritasi, biaya operasional kendaraan

## 1. PENDAHULUAN

Peningkatan volume sampah campuran (Siahaan, 2015), baik dari sampah organik maupun anorganik (Ngantung, 2015), tidak lepas dari pengaruh meningkatnya pertumbuhan dan aktivitas manusia di Indonesia saat ini (Ruslinda, et al., 2012). Karakteristik sampah organik yang mudah terurai dan anorganik yang sulit terurai ini harus dibuang secara terpisah agar tidak memunculkan bau, cairan lindi, dan dampak lainnya yang membahayakan makhluk hidup di sekitarnya. Kegiatan pengelolaan sampah berwawasan lingkungan oleh pemerintah (Republik Indonesia, 2008) diperlukan untuk menghindari berkembangnya efek buruk sampah campuran tersebut. Salah satu kegiatan yang tercantum dalam Undang-undang nomor 18 tahun 2008 adalah dengan melakukan kegiatan pengangkutan sampah dari tempat penampungan sementara (TPS) menuju tempat pemrosesan akhir (TPA). Hingga saat ini, pemerintah di berbagai daerah masih terus melaksanakannya, namun kenyataan bahwa laju pertumbuhan penduduk sangat berpengaruh pada kebutuhan prasanara pengangkutan sampah (Amin, et al., 2010) memperlihatkan kapasitas pengangkutan di lapangan saat ini di bawah laju pertambahan sampah. Kurang berdampaknya kegiatan tersebut saat ini semakin tampak terlihat seperti yang dilansir oleh Uis dan Made (2014) dalam *Satelitnews* mengenai peristiwa menumpuknya sampah di Kelurahan Petir, Tangerang Selatan serta informasi yang diperoleh dari Maryono dan Wahyudi (2007) yang menunjukkan pengangkutan sampah hanya dilakukan lebih urang 65% terhadap volume sampah harian di Kota Semarang. Oleh karena itu, diperlukanlah suatu analisis mengenai sistem pengangkutan sampah yang dilakukan di lapangan saat ini.

Studi yang dilaksanakan di Kota Semarang ini bertujuan untuk mengetahui kesesuaian frekuensi pengangkutan sampah di lapangan terhadap ritasi yang seharusnya dilakukan dengan menggunakan biaya operasional yang dibutuhkan truk pengangkut melalui rute saat ini dari tiap TPS sampel menuju TPA Kota Semarang. Melalui studi tersebut diharapkan dapat menjadi salah satu masukan bagi perbaikan sistem pengangkutan sampah di Semarang.

Namun, oleh karena adanya keterbatasan waktu, biaya, dan kemampuan, wilayah sampel dalam studi diambil di Kecamatan Semarang Barat, Pedurungan, dan Banyumanik sebagai kecamatan berjumlah penduduk terbanyak bulan Maret 2015 (Dinas Kependudukan dan Pencatatan Sipil Kota Semarang, 2015) serta sebagai kecamatan dengan

perbedaan jarak antara wilayah terhadap TPA Kota Semarang. Sampel TPS yang digunakan dalam studi ini khusus TPS di daerah pemukiman dan sistem pengangkutannya diangkut menggunakan truk *armroll*. Selain itu, pengaruh lain di luar rute dan biaya operasional yang dibutuhkan pengangkut sampah dari TPS sampel ke TPA saat ini tidak termasuk dalam studi ini.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

Sisa dari hasil aktivitas manusia dan alam sehari-hari disebut sampah, yang terdiri atas sampah organik dan anorganik (Sejati, 2009). Mahanal, et al. (2009) menjelaskan bahwa jenis sampah yang mulai terurai secara alami dalam waktu 24 jam adalah sampah organik, sedangkan jenis sampah yang tidak dapat terurai secara alami dalam waktu singkat dikelompokkan dalam sampah anorganik. Di Semarang, sampah organik diperkirakan mencapai 61,95% dan anorganik 38,05% (Mardiana, 2010). Dalam Undang-Undang nomor 18 tahun 2008 diuraikan bahwa sampah yang dikumpulkan di TPS oleh masyarakat akan diangkut ke TPA oleh pemerintah sebagai bagian dari salah satu tanggung jawab pemerintah dalam mengelola sampah. Kegiatan pengangkutan sampah ini oleh Damanhuri dan Padmi (2010) dibedakan menjadi 2 sistem, yaitu sistem wadah angkut atau *Hauled Container System* (HCS) dan sistem *Stationary Container System* (SCS). Kegiatan pengangkutan sistem HCS menggunakan alat angkut berupa truk *armroll* dan penggunaannya dihitung menggunakan rumus sebagai berikut (Damanhuri, et al., 2010):

$$T_{HCS} = P_{HCS} + S + a + bx \tag{1}$$

dengan $T_{HCS}$ = waktu per ritasi HCS (jam/rit), $P_{HCS}$ = waktu pengambilan/rit (jam/rit), S = waktu bongkar muat di TPS/TPA (jam/rit), a = konstanta empiris (jam/rit), b = konstanta empiris (jam/jarak), dan x = jarak pulang pergi (km).

$$P_{HCS} = pc + uc + dbc \tag{2}$$

dengan pc = waktu untuk mengangkut kontainer isi (jam/rit), uc = waktu untuk mengosongkan kontainer (jam/rit), dan dbc = waktu untuk menempuh dari kontainer ke kontainer lain (jam/rit).

$$Nd = \frac{\left[H(1-w)-(t_1+t_2)\right]}{T_{HCS}} \tag{3}$$

dengan Nd = jumlah ritasi per hari (rit/hari), H = waktu kerja (jam/hari), w = *off route factor* (waktu hambatan = 0,1), $t_1$ = waktu dari *pool* kendaraan ke kontainer 1 pada hari kerja (jam), dan $t_2$ = waktu dari kontainer terakhir ke garansi (jam).

$$Nd = \frac{Vd}{c \cdot f} \tag{4}$$

dengan Vd = jumlah sampah terkumpul (volume/hari), c = ukuran rata-rata kontainer (volume/hari), dan f = faktor penggunaan kontainer.

Biaya Operasional Kendaraan (BOK) adalah total biaya yang digunakan untuk mengoperasikan jenis kendaraan tertentu pada suatu kondisi jalan per kilometer jarak tempuh. Dalam kegiatan pengangkutan sampah ini juga memerlukan biaya operasional yang dapat dihitung menggunakan model rumus dalam Pedoman Konstruksi dan Bangunan tentang Perhitungan Biaya Operasional Kendaraan (Panitia Teknik Standardisasi Bidang Konstruksi dan Bangunan, 2005) berikut:

$$BTT = B_i BBM_j + BO_i + BP_i + BU_i + BB_i \tag{5}$$

dengan BTT = besaran biaya tidak tetap (Rp/km), $B_iBBM_j$ = besaran konsumsi bahan bakar minyak (Rp/km), $BO_i$ = besaran konsumsi oli (Rp/km), $BP_i$ = biaya konsumsi suku cadang (Rp/km), $BU_i$ = biaya upah tenaga pemeliharaan (Rp/km), dan $BB_i$ = biaya konsumsi ban (Rp/km).

ISBN: 978-602-60286-0-0

$$B_i BBM_j = KBBM_i \times HBBM_j \quad (6)$$

dengan $KBBM_i$ = konsumsi bahan bakar untuk jenis kendaraan i (liter/km) dan $HBBM_i$ = harga bahan bakar untuk jenis BBM j (Rp/km).

$$BO_i = KO_i \times HO_j \quad (7)$$

dengan $KO_i$ = konsumsi oli untuk jenis kendaraan i (liter/km) dan $HO_j$ = harga oli untuk jenis oli j (Rp/km).

$$KO_i = OHK_i + OHO_i \times KBBM_i \quad (8)$$

dengan $OHK_i$ = oli hilang akibat kontaminasi (liter/km) dan $OHO_i$ = oli hilang akibat operasi (liter/km).

$$OHK_i = \frac{KPO_i}{JPO_i} \quad (9)$$

dengan $KPO_i$ = kapasitas oli (liter) dan $JPO_i$ = jarak penggantian oli (km).

$$BP_i = \frac{P_i \times HKB_i}{1000000} \quad (10)$$

dengan $HKB_i$ = harga kendaraan baru rata-rata untuk jenis kendaraan i (Rp) dan $P_i$ = nilai relatif biaya suku cadang terhadap harga kendaraan baru.

$$P_i = \left(\phi + \gamma_1 \times IRI\right)\left(\frac{KJT_i}{100000}\right)^{\gamma_2} \quad (11)$$

dengan $\phi$ = konstanta, $\gamma_1$ dan $\gamma_2$ = koefisien-koefisien parameter, IRI = kekasaran jalan (m/km), dan $KJT_i$ = kumulatif jarak tempuh kendaraan jenis i (km)

$$BU_i = JP_i \times \frac{UTP}{1000} \quad (12)$$

dengan $JP_i$ = jumlah jam pemeliharaan (jam/1000 km) dan UTP = upah tenaga pemeliharaan (Rp/jam). a = konstanta empiris (jam/rit), b = konstanta empiris (jam/jarak), dan x = jarak pulang pergi (km).

$$JP_i = a_0 \times P_i^{a_1} \quad (13)$$

dengan $a_0$ dan $a_1$ = konstanta.

$$BB_i = KB_i \times \frac{HB_j}{1000} \quad (14)$$

dengan $KB_i$ = konsumsi ban untuk jenis kendaraan i (EBB/1000 km) dan $HB_j$ = harga ban baru jenis j (Rp/ban).

$$KB_i = x + \delta_1 \times IRI + \delta_2 \times TT_R + \delta_3 \times DT_R \quad (15)$$

dengan x = konstanta, $\delta_1 \ldots \delta_3$ = koefisien-koefisien parameter, $TT_R$ = tanjakan+turunan rata-rata (m/km), dan $DT_R$ = derajat tikungan rata-rata ($^o$/km).

ISBN: 978-602-60286-0-0

$$BT = BD + BA + BG + BOH \tag{16}$$

dengan BT = biaya tetap (Rp/km), BD = biaya penyusutan kendaraan (Rp/km), BA = biaya awak kendaran (Rp/km), BG = biaya bunga (Rp/km), dan BOH = biaya *overhead* (Rp/km).

$$P = \frac{HP - S}{n} \tag{17}$$

dengan P = penyusutan per periode, HP = harga perolehan kendaraan, S = nilai sisa kendaraan, dan n = umur ekonomis kendaraan.

## 3. METODE PENELITIAN

Variabel yang diteliti dalam studi ini adalah rute pengangkutan sampah dari TPS sampel ke TPA, kapasitas sampah yang ditampung dalam TPS sampel, frekuensi pengangkutan sampah dari TPS sampel ke TPA di lapangan, ritasi pengangkutan sampah yang seharusnya dilakukan, serta biaya operasional kendaraan dalam mengangkut sampah dari TPS sampel ke TPA Kota Semarang saat ini. Pengumpulan data yang diperlukan tersebut menggunakan data primer dan data sekunder. Data primer yang dikumpulkan berupa jarak, rute, dan waktu angkut sampah dari tiap TPS sampel ke TPA, volume kendaraan angkut sampah, serta sistem pengangkutan sampah yang dilakukan pemerintah saat ini. Sedangkan data sekunder yang digunakan adalah kapasitas sampah yang dapat ditampung kontainer TPS sampel, frekuensi pengangkutan sampah yang dilakukan oleh pemerintah, serta data ritasi dan biaya operasional kendaraan pengangkut sampah. Data ritasi kendaraan dianalisis menggunakan metode HCS dan data biaya operasional kendaraan dianalisis menggunakan rumus dari Panitia Teknik Standarisasi Bidang Konstruksi dan Bangunan (2005).

Pemilihan sampel TPS bersistem HCS dalam studi ini didasarkan pada jumlah penduduk terbanyak yang bermukim dalam kelurahan di tiap kecamatan Kota Semarang (per bulan Maret 2015) serta jarak terdekat dan terjauh wilayah layanan pengangkutan TPS terhadap TPA Kota Semarang. Sehingga, sampel TPS yang digunakan dalam studi ini adalah seperti yang tertera pada Tabel 1.

Tabel 1. TPS Sampel

| ***Kecamatan*** | ***Kelurahan*** | ***Jumlah Penduduk (jiwa)*** | ***Nama TPS*** |
|---|---|---|---|
| Semarang Barat | Kembangarum | 16.765 | Wologito |
| | Gisikdrono | 19.074 | Ronggolawe Barat |
| Pedurungan | Tlogosari Kulon | 35.796 | Kalicari |
| | Gemah | 14.465 | Gemah |
| Banyumanik | Srondol Wetan | 19.917 | Meranti |
| | Ngesrep | 14.582 | Ngesrep |

## 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

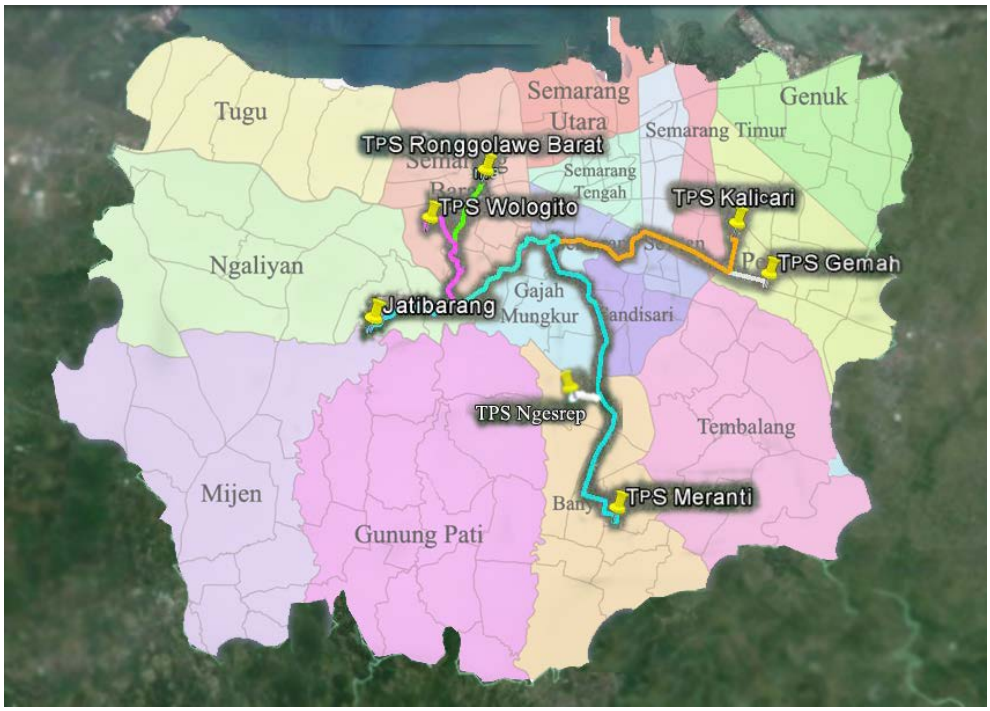
Satu kontainer penampungan sampah dapat menampung hingga 6 $m^3$. Penggunaan kontainer TPS di setiap wilayah disesuaikan dengan kebutuhan masyarakat setempat. Pada Tabel 2 disajikan mengenai data jumlah kontainer di tiap TPS sampel, sampah yang ditampung, serta jarak pergi/pulang dari TPS sampel ke TPA Kota Semarang.

Tabel 2. Kapasitas Sampah dan Jarak Pergi/Pulang TPS Sampel ke TPA

| ***Kelurahan*** | ***Nama TPS*** | ***Jarak pergi/ pulang TPS ke TPA (km)*** | ***Jumlah kontainer (buah)*** | ***Kapasitas sampah ($m^3$)*** |
|---|---|---|---|---|
| Kembangarum | Wologito | 7,2 | 1 | 5,5 |
| Gisikdrono | Ronggolawe Barat | 7,6 | 1 | 7 |
| Tlogosari Kulon | Kalicari | 15,1 | 1 | 9 |
| Gemah | Gemah | 15,2 | 3 | 18 |
| Srondol Wetan | Meranti | 18,6 | 2 | 12 |
| Ngesrep | Ngesrep | 15,5 | 1 | 4,5 |

Sedangkan pada Gambar 1 berikut menggambarkan rute pengangkutan sampah yang harus ditempuh setiap truk pengangkut dari tiap TPS sampel menuju TPA Kota Semarang.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 1. Rute pengangkutan sampah dari TPS sampel ke TPA Kota Semarang

Penelitian yang diselenggarakan pada bulan September 2015 hingga Desember 2015 ini dapat menunjukkan bahwa semakin banyak kontainer penampungan sampah di satu TPS, semakin banyak pula ritasi yang harus dilakukan truk pengangkut melakukan kegiatan pengangkutan sampah dari TPS tersebut ke TPA. Kegiatan ritasi ini berupa mengangkut kontainer menggunakan truk *armroll* menuju TPA menggunakan metode HCS. Pada Tabel 3 diuraikan hasil analisis yang menunjukkan waktu ritasi yang dibutuhkan truk serta jumlah ritasi yang dilakukan per hari.

Tabel 3. Ritasi dan Frekuensi Pengangkutan Sampah dari TPS Sampel ke TPA

| ***Nama TPS*** | ***Jarak pergi/ pulang TPS ke TPA (km)*** | ***Waktu Ritasi Truk dari TPS ke TPA (jam/rit)*** | | ***Jumlah Ritasi (Perhitungan)*** | ***Jumlah Ritasi (Lapangan)*** |
|---|---|---|---|---|---|
| | | (menit/rit) | (jam/rit) | | |
| Wologito | 7,2 | 98 | 1,64 | 1 hari 1 kali | 1 hari 1 kali |
| Ronggolawe Barat | 7,6 | 103 | 1,73 | 1 hari 1 kali | 2 hari 1 kali |
| Kalicari | 15,1 | 144 | 2,40 | 1 hari 1 kali | 1 hari 1 kali |
| Gemah | 15,2 | 145 | 2,43 | 1 hari 3 kali | 1 hari 3 kali |
| Meranti | 18,6 | 162 | 2,70 | 1 hari 2 kali | 1 hari 2 kali |
| Ngesrep | 15,5 | 145 | 2,43 | 1 hari 1 kali | 1 hari 1 kali |

Pada uraian Tabel 3 tersebut dapat terlihat bahwa semakin jauh letak TPS dengan TPA, semakin lama pula waktu yang dibutuhkan truk untuk mengangkut sampah dari TPS ke TPA. Namun, di samping itu, seperti yang tampak pada Tabel 2 bahwa sampah telah menumpuk setiap harinya, kegiatan pengangkutan ini seharusnya dilakukan setiap hari dengan efektif. Pengangkutan sampah yang dilakukan setiap hari secara efektif dapat menghindari terjadinya pembusukan sampah organik di lingkungan masyarakat.

Kegiatan ritasi yang dilakukan setiap hari melalui rute pengangkutan sampah dari tiap TPS sampel ke TPA akan mempengaruhi kebutuhan biaya operasional kendaraan. Tabel 4 berikut menunjukkan biaya operasional truk angkut dalam mengangkut sampah setiap harinya dari tiap TPS sampel ke TPA Kota Semarang.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 4. Biaya Operasional Truk Angkut dari Tiap TPS Sampel ke TPA

| *Nama TPS* | *Jarak pergi/ pulang TPS ke TPA (km)* | *Waktu Ritasi Truk dari TPS ke TPA (jam/rit)* | | *BOK (per hari)* | *BOK (per km)* |
|---|---|---|---|---|---|
| | | (menit/rit) | (jam/rit) | | |
| Wologito | 7,2 | 98 | 1,64 | Rp 258.291,50 | Rp 17.936,91 |
| Ronggolawe Barat | 7,6 | 103 | 1,73 | Rp 259.502,52 | Rp 17.185,59 |
| Kalicari | 15,1 | 144 | 2,40 | Rp 287.762,92 | Rp 9.528,57 |
| Gemah | 15,2 | 145 | 2,43 | Rp 400.973,43 | Rp 4.396,64 |
| Meranti | 18,6 | 162 | 2,70 | Rp 390.814,34 | Rp 5.252,88 |
| Ngesrep | 15,5 | 145 | 2,43 | Rp 298.103,85 | Rp 9.616,25 |

Pada uraian Tabel 4 tersebut menunjukkan bahwa biaya operasional yang dibutuhkan kendaraan akan semakin besar apabila truk harus melakukan ritasi yang banyak setiap harinya untuk mengangkut seluruh kontainer dari tiap TPS ke TPA. Selain itu, jarak yang harus ditempuh truk dari tiap TPS menuju TPA juga ikut mempengaruhi besarnya biaya yang diperlukan untuk mengoperasikannya.

## 5. KESIMPULAN DAN SARAN

### Kesimpulan

Kegiatan pengangkutan sampah dari tiap TPS menuju TPA dikelola oleh setiap kecamatan. Jumlah kontainer yang disediakan untuk setiap TPS tersebut disesuaikan dengan kapasitas sampah masing-masing daerah. Satu kontainer memiliki volume tamping hingga 6 $m^3$ dan diangkut menggunakan truk *armroll*.

Pada wilayah studi TPS Wologito, TPS Ronggolawe Barat, TPS Kalicari, dan TPS Ngesrep terdapat 1 kontainer penampung, sehingga kegiatan ritasi seharusnya dilakukan sehari sekali dari tiap TPS ke TPA. Pada wilayah studi TPS Meranti terdapat 2 kontainer penampung, sehingga kegiatan ritasi dilakukan 2 kali sehari dan pada TPS Gemah terdapat 3 kontainer penampung, sehingga kegiatan ritasi dilakukan 3 kali sehari. Kegiatan pengangkutan ini harus dilaksanakan setiap harinya, karena karakteristik sampah organik mulai mengalami pembusukan dalam waktu 24 jam. Selain itu, pengangkutan sampah yang tidak dilakukan setiap hari dapat berakibat penumpukan sampah di luar batas kontainer sehingga menyebabkan pengangkutan sampah harus dilakukan berulang-ulang dan kurang efektif. Apabila pengangkutan sampah dilaksanakan secara teratur dan efektif, biaya operasional yang dianggarkan pemerintah dapat berguna sebagaimana mestinya.

### Saran

Perlunya penelitian lanjutan mengenai rute pengangkutan sampah yang lebih efektif dan efisien untuk mengurangi waktu ritasi truk sehingga dapat menambah optimal kegiatan pengelolaan sampah oleh pemerintah. Selain itu, perlunya pertimbangan lebih lanjut mengenai sosialisasi penyelenggaraan pengelolaan sampah mandiri di lingkungan masing-masing (Undang-Undang nomor 18 tahun 2008 pasal 20 ayat 4).

## DAFTAR PUSTAKA (DAN PENULISAN PUSTAKA)


Amin, A., Selintung, M., & Latupeirissa, J. (2010). Optimalisasi Pengangkutan Sampah di Pusat Kota Ternate. *Jurnal. Universitas Hasanuddin.*, Diunduh dari http://pasca.unhas.ac.id/jurnal/files/83cbe7fa4892d1c8628ff43cd29d8dd5.pdf.

Damanhuri, E., & Padmi, T. (2010). *Pengelolaan Sampah, Diktat Kuliah.* Bandung: Institut Teknologi Bandung.

Dinas Kependudukan dan Pencatatan Sipil Kota Semarang. (2015, Maret 2). Dipetik Agustus 20, 2015, dari http://dispendukcapil.semarangkota.go.id/statistik/jumlah-penduduk-kota-semarang/2015-03-02

Mahanal, S., Utaya, S., Rohman, F., Hartono, R., Utomo, Y., Zakia, N., et al. (2009). *Pendidikan Lingkungan Hidup untuk Sekolah Dasar kelas V.* Malang: Pusat Penelitian Lingkungan Hidup Lembaga Penelitian Universitas Negeri Malang dan Badan Lingkungan Hidup.

Mardiana, A. (2010). *Rencana Strategis Satuan Kerja Perangkat Daerah Kota Semarang (Renstra SKPD).* Semarang.

Maryono, & Wahyudi, B. (2007). Kajian Pengangkutan Persampahan di Kota Semarang Berdasarkan Grafik Pengendalian Kecepatan. *Jurnal. Universitas Diponegoro , Vol. 2* (1), 43-50.

Muhson, A. (2012). *Sampling, Presentasi.* Yogyakarta: Universitas Negeri Yogyakarta.

Ngantung, D. (2015). Dipetik Juni 18 (12:07), 2015, dari http://nationalgeographic.co.id/berita/2015/03/manfaatkan-sampah-organik-di-lingkungan-anda


ISBN: 978-602-60286-0-0

Panitia Teknik Standardisasi Bidang Konstruksi dan Bangunan. (2005). Pedoman Konstruksi dan Bangunan. *Perhitungan Biaya Operasi Kendaraan Bagian 1. Biaya Tidak Tetap (Running Cost).* Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.

Republik Indonesia. (2008). Undang-Undang Republik Indonesia Nomor 18 Tahun 2008 tentang Pengelolaan Sampah. *Lembaran Negara RI Tahun 2008, Nomor 69.* Sekretariat Negara: Jakarta.

Ruslinda, Y., Indah, S., & Laylani, W. (2012). Studi Timbulan, Komposisi, dan Karakteristik Sampah Domestik Kota Bukittinggi. *Jurnal. Universitas Andalas , Vol. 9* (1), 1-12.

Sejati, K. (2009). *Pengolahan Sampah Terpadu dengan Sistem Node, Sub Point, Center Point* (ISBN 978-979-21-2279-4 ed.). Yogyakarta: Kanisius.

Siahaan, M. (2015). Dipetik Juni 18 (11:47), 2015, dari http://antarariau.com/berita/56395/mengajak-masyarakat-jakarta-memilah-sampah

Uis, & Made. (2014). Dipetik Juni 11 (10:56), 2015, dari http://satelitnews.co.id/?p=35280

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# THE IMPACT OF MOTORCYCLE DOMINATED MIXED TRAFFIC ON SATURATION FLOW RATE AT SIGNALISED JUNCTIONS

**D.M Priyantha Wedagama[1], I.W Suweda[2] and I.N Widana Negara[3]**

*[1]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Udayana, Bukit Jimbaran Badung, Bali*
*Email: priyantha.wedagama@gmail.com*
*[2] Jurusan Teknik Sipil, Universitas Udayana, Bukit Jimbaran Badung, Bali*
*Email: suweda.wayan@yahoo.com*
*[3]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Udayana, Bukit Jimbaran Badung, Bali*
*Email: widana.negara@yahoo.com*

## ABSTRACT

The proportion of motorcycles in Bali Province and Denpasar City has reached more than 85% and 82% respectively. Little attention in research however, has been given to motorcycle traffic flows in Bali. In theory, the proportion of motorcycles more than 20% in mixed traffic flows has a significant impact on saturation flow. The estimated capacity of signalised junctions therefore, may reduce the level of service of the junction. This study investigates the impact of motorcycle dominated mixed traffic on saturation flow rate at signalised junctions. Two signalised junctions of Jl. Melati-Jl.Hayam Wuruk-Jl.Surapati and Jl. Maruti-Jl.Cokroaminoto in Denpasar are used as the case study area. Data on traffic flow, split and cycle signalised control are collected at both junctions during morning and evening peak hours. Linear regression models are constructed to establish the relationship between saturared green time (t) and number of group of vehicles passing the approach during time (t) at these two junctions during morning and evening peak. This study found the less average time headway the more the saturation flow rate at Jl. Maruti-Jl.Cokroaminoto junction during evening peak. This indicates that motorcycles totally dominated between and beside two consecutive passenger cars at this junction. Motorcyclist behaviours however, may have more influence on saturated green time at the other junctions that have less significant relationship between number of motorcycles and saturation flow rate.

Key words: mixed traffic, motorcycle, saturation flow

## 1. INTRODUCTION

A junction is a meeting point of traffic movements from different directions. It can also inhibit the transport network, the main source of traffic accidents and traffic congestions. The signalised junctions therefore, play an important role particularly to run the traffic flows efficiently on urban roads. A study on the performance of signalised junctions is one of the most effective measure to increase the capacity of the road network and to reduce traffic congestion (Minh and Sano, 2003). When motorcycle flows are not managed properly, in particular at signalised junctions will not only reduce the level of service of the junction, but it can also lead to an increase in traffic accidents.

Traffic flow management at a signalised junction is much easier to analyse if all motor vehicles are identical (Nguyen and Montgomery, 2007). In Indonesia, mixed traffic flow consisted various vehicle types with different sizes and weights. Consequently, it is very hard to determine the saturation flow (vehicles/hour) because different traffic flow composition producing different answers. Meanwhile, mixed traffic flow dominated by motorcycles is very common in most Asian countries such as Taiwan, Thailand, Vietnam, Indonesia and Malaysia. The proportion of motorcycles in Hanoi and Ho Chi Minh City in Vietnam for instance, is about 90 % (Minh and Sano, 2003). In Indonesia, the government provides the advanced stop line for motorcycles at signalised junctions to accommodate the high number of motorcycles on the roads. In Taiwan, the concept of separated motorcycle lanes have successfully applied to improve the performance of mixed traffic.

Several studies have been conducted to analyse the effect of mixed traffic flow on the capacity of signalized junctions. Previous studies (Branston and van Zuylen, (1978) in Hadiuzzaman, *et.al*, 2008) suggested that for the proportion of motorcycle greater than 20 % in traffic flow have an effect on saturation flows. In Bali Province therefore, the influence of motorcycles towards the saturation flows should not be overlooked because the proportion of motorcycle is more than 85% and 82% in Bali and in Denpasar respectively (Statistics of Bali Province, 2013). This estimated capacity of signalised junctions may not reflect the real situations.

Further, the saturation flow at signalised junctions (vehicles/ green hour) is dependent on the number, type and proportion of motor vehicles in the traffic flows. In theory, the Indonesian Highway Capacity Manual (MKJI) is used as a reference for the determination of the parameters consisting saturation flow and junction capacity (Department of Public Works, 1997).

This study therefore, investigates the impact of motorcycle dominated mixed traffic on saturation flow rate at signalised junctions. Two signalised junctions of Jl. Melati-Hayam Wuruk-Surapati and Jl. Maruti-Cokroaminoto in Denpasar are used as the case study area

## 2. LITERATURE REVIEW

Saturation flow plays an important role in the design of a junction (Saha, *et.al*, 2009). By definition, saturation flow (S) is the magnitude of the departure queue within an approach during the specified conditions (pcu/green hour). While the base saturation flow is the amount of the departure queue at the approach for ideal conditions (pcu /green hour). Early departure flows result 'the initial lost ' of an effective green period, while departing flows after the end of the green time affecting 'the additional end ' of an effective green period. This is shown in Figure 1 (Hadiuzzaman, *et.al*, 2008). Accordingly, the effective green period is time length of green time in which the departing flows occur with a fixed amount of S.

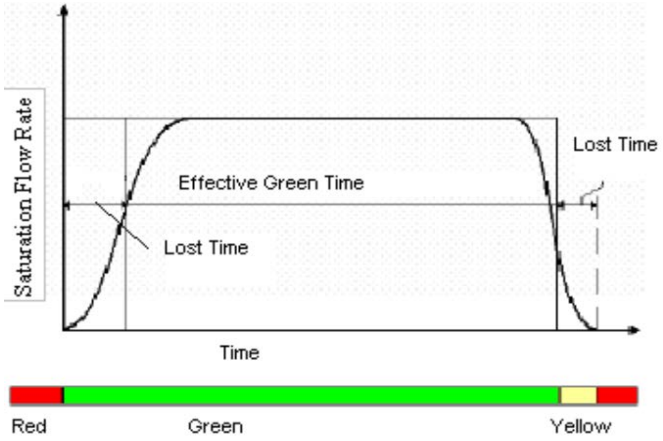



Figure 1. Traffic flow during the green period from a saturated approach (Hadiuzzaman, *et.al*, 2008).

Variation of saturation flows depend on the geometry factors, traffic and environmental factors. Some studies suggested that the saturation flows varies during green period. A previous study concluded that early discharge rate at the junction has a tendency to decline at the end of time is saturated (Li and Prevedourous, 2002 in Nguyen and Montgomery, 2007). In contrast, another study found headway compression at later stages of green time (Lin, *et.al* 2004 in Nguyen and Montgomery, 2007). Apart from saturation flow, vehicle equivalence factor is not constant from one to another junction and between the green time (Branston, 1979; May and Montgomery, 1986 in Nguyen and Montgomery, 2007). However, saturation flow rate and equivalence factors vehicles are related to each other. This is because the vehicle equivalence factors used for the conversion of mixed traffic flow estimate the saturated flows. It is therefore, relevant to examine the variation of saturation flows and vehicle equivalence factors at the same time

A regression analysis is the effective method to produce the saturation flow, average headway and passenger car equivalents for other modes than passenger car (Minh and Sano, 2003). In this study, saturation flow rate therefore is predicted with the reference of heterogeneous traffic condition using the linear regression method. The saturation flow rate is detemined by tallying number of vehicle in each group surpassing the approach during saturated green time.

Motorcycle with an engine capacity under 250 cc and the dimension of 0.7m x 1.8m is most commonly used in Indonesia. In addition, because of high manoeuverability, motorcycles can easily passing through a signalised junction in such typical ways and often have advantages over the queue of other types of motor vehicles. The advantage of the motorcycle is as follows (Vien, *et.al*, 2008):

a. Motorcyclists often use the lateral gap between the larger vehicles so that they are easily in and out of the traffic flows. As the results, motorcycles can reach the queue at the front during the red signal . When high-volume of motorcycles, motorcyclists will form a group in front of the stop line. This group is labeled as "motorcycles in front of the stop line ",

ISBN: 978-602-60286-0-0

b. A motorcycle group that is along-side the other vehicles at the same lane at the junction known as "motorcycles beside other vehicles ",
c. The other group is motorcycles in front of or following other vehicles in traffic flow.

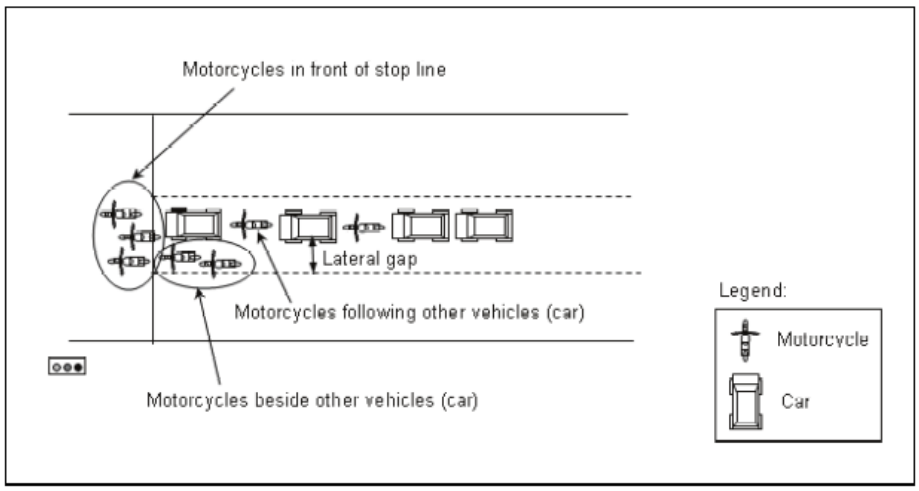



Figure 2. Motorcycle distributions at signalised junctions (Vien, *et.al*, 2008)

## 3. METHODS

In order to examine the impacts of motorcycle on saturation flow rate, traffic flows, split and cycle times are observed using video method at two junctions of Jl. Melati-Jl.Surapati-Jl.Hayam Wuruk and Jl. Maruti-Jl.Cokroaminoto in Denpasar. They are all three-leg signalised junctions located in the central area of Denpasar. The two junctions consist of one way direction for one approach while the other two are two-lane two-way undivided road. These signalised junctions are selected because of good location to do survey, high volume of motorcycle and minimum interruption by pedestrians, parked vehicles and bus stops. Traffic data however, were only collected on the approach that has one way direction (e.g. Jl. Melati and Jl. Maruti) during peak periods from 7.00 am to 8.40 am and from 4.00 pm to 5.30 pm in Augusts 2015. This is conducted on the assumption that type of approach would have maximum saturated flow rate compared to two-lane two way undivided approach.

Video camera records the traffic flows and the signalised control system. Subsequently, vehicle types and passing time are captured later from the video by interpreting in the traffic laboratory. The vehicle types observed are For are classified into motorcycles/scooters, light vehicles (passenger cars, vans, taxis) and heavy vehicles (buses). Based on traffic observation, the proportion of motorcycle, light and heavy vehicles at the approach of Jl. Melati were 76.9%, 22.8% and 0.3% respectively while at Jl. Maruti were 80.2%, 18.9% and 0.9% respectively. In other words, the ratio of motorcycles is more than 76% at these two approaches.

On each approach at these two junctions is provided with an advanced stop line (ASL) or advanced stop box or motorcycle box. This box is road markings at signalised road junctions allowing motorcycles a head start when the traffic signal changes from red to green. More specifically, ASLs provide motorcyclists an area to wait ahead of traffic as shown in Figure 3.

Signal control observations have various saturated green times during morning and evening peaks. During morning and evening peaks at the approach of Jl. Melati the saturated green times were 27 and 22 seconds respectively while at the approach of Jl.Maruti were 21 and 22 second respectively. In theory, the saturated green time is number of vehicles crossing the stop line during the green time. These were recorded to predict PCE of motorcycle, average headway and saturation flow rate.

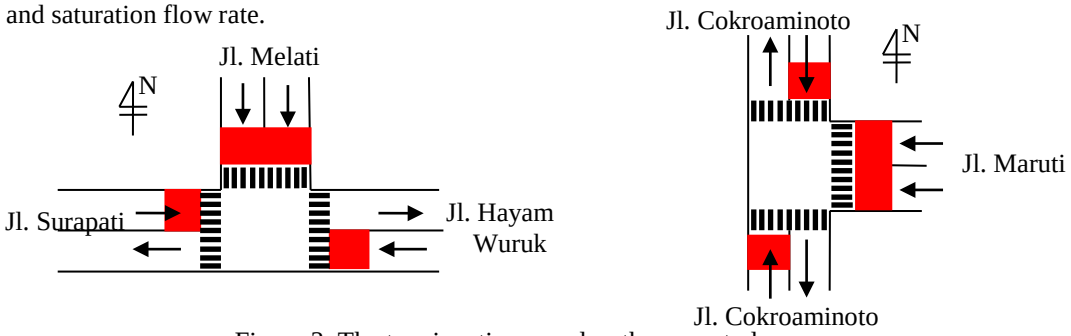



Figure 3. The two junctions used as the case study area

ISBN: 978-602-60286-0-0

Further, multiple linear regression is employed to examine the saturation flow rate for the mixed traffic. On the assumption that the relationship between dependent and independent variables is linear, the regression formula used for this study is as follows (Minh and Sano, 2003).

$$t = a_1n_1 + a_2n_2 + a_3n_3 \quad (1)$$

where :

| | | |
|---|---|---|
| t | : | saturated green time (seconds) i.e. when traffic flow is saturated |
| $a_1$, $a_2$, $a_3$ | : | the regression coefficients of motorcycle, light and heavy vehicles respectively |
| $n_1$,$n_2$, $n_3$ | : | number of each vehicle type pasing the approach during time of t |

To determine the saturated flows and saturated green time in mixed traffic, all vehicle types crossing the stop line are converted into passenger car units (PCU) using passenger car equivalent (PCE) shown in Table 1 (Department of Public Works, 1997). More than three PCUs passing through the stop line in every five seconds in green time indicate saturated green time and the traffic is saturated.

Table 1. Passenger car equivalent (PCE) for all vehicle types

| Vehicle types | PCE for approach types | |
|---|---|---|
| | Protected | Opposed |
| Light Vehicles (LV) | 1.0 | 1.0 |
| Heavy Vehicles (HV) | 1.3 | 1.3 |
| Motorcycle (MC) | 0.2 | 0.4 |

With references to regression analysis results, the PCE values of motorcycles and heavy vehicles are obtained by dividing the coefficient of motorcycle and heavy vehicle respectively to the coefficient of light vehicle. The average time headway is detemined by dividing saturated green time to the total number of passenger car units during time t. This is expressed as follows (Minh and Sano, 2003):

$$H = (t/(n_1p_1+n_2p_2+n_3p_3)) \quad (2)$$

where:

| | | |
|---|---|---|
| H | : | average time headway (seconds) |
| t | : | saturated green time (seconds) i.e. when traffic flow is saturated |
| $p_1$, $p_2$, $p_3$ | : | the PCE values of motorcycle, light and heavy vehicles respectively |
| $n_1$,$n_2$, $n_3$ | : | number of each vehicle type pasing the approach during time of t |

Subsequently, the saturation flow rate is obtained using the equation below (Minh and Sano, 2003):

$$S = 3600/H \quad (3)$$

where:

| | | |
|---|---|---|
| H | : | average time headway (seconds) |
| S | : | saturation flow rate (Passenger Car Unit/egh) |

## 4. RESULTS AND ANALYSIS

The multiple regression analysis for several cycle times during morning and evening peaks at Jl. Melati-Jl.Surapati-Jl.Hayam Wuruk signalised junctions explain the relationship between saturated green time and traffic volume as follows:

(i). $t = 0.088n_1 + 0.110n_2 + 0.380n_3$ with $R^2 = 0.151$ (morning peak)

(ii). $t = 0.001n_1 + 0.11n_2 + 0.38n_3$ with $R^2 = 0.144$ (evening peak)

Table 2. The results of statistical significant test of Jl. Melati junction

| | | Coefficient | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Standarised Coefficient | t | Sig. |
| Morning peak | MC | 0.088 | 0.887 | 0.377 |
| | LV | 0.110 | 1.100 | 0.274 |
| | HV | 1.918 | 3.847 | 0.000 |
| | | Coefficient | | |
| | | B | t | Sig. |
| Evening peak | MC | 0.001 | 0.013 | 0.990 |
| | LV | 0.110 | 1.148 | 0.254 |
| | HV | 0.380 | 1.504 | 0.136 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

Based on the small coefficient determination of the two equations for Jl. Melati Jl.Surapati-Jl.Hayam Wuruk signalised junctions, volume, types and proportion of motor vehicles apparently did not have significant impact on the saturated green time. In theory, volume, types and proportion of motor vehicles and motorcyclist behaviours considered had influences on saturated green time (Minh and Sano, 2003). A plausible explanation for this is motorcyclist behaviours may have more influence on saturated green time at this signalised junctions. For instance, motorcycles may reduce the speed of the other mode causing traffic more congested because of the behavior of the rider. This is because a motorcycle is able to manoeuver zigzag and move slowly to the queue in front when the traffic lights are red so that impede the traffic flow and disturb other vehicles behind. Further study therefore, is required to investigate the influence of motorcyclist behaviours on saturated green time at signalised junction.

Similary to the situation at Jl. Melati-Surapati-Hayam Wuruk signalised junctions, the relationship between saturated green time and traffic volume at Jl. Maruti-Jl.Cokroaminoto signalised junctions during morning peak is not statistically significant. In contrast, during evening peak the equation shows sufficient relationship between saturated green time and traffic volume. In addition, the coefficient of motorcyclists is importantly significant ($p < 0.001$). This also may indicate that the sample needs to be increased, for instance, traffic and signal control observation for more than 12 hours.

(i). $t = 0.051n_1 + 0.0680n_2 + 0.025n_3$ with $R^2 = 0.009$ (morning peak)

(ii). $t = 0.740n_1 + 0.138n_2 + 0.029n_3$ with $R^2 = 0.564$ (evening peak)

Table 3. The results of statistical significant test of Jl. Maruti junction

| | | Coefficient | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Standarised Coefficient | t | Sig. |
| Morning peak | MC | 0.051 | 0.391 | 0.697 |
| | LV | 0.068 | 0.530 | 0.598 |
| | HV | 0.025 | 0.193 | 0.848 |
| | | Coefficient | | |
| | | B | t | Sig. |
| Evening peak | MC | 0.740 | 8.131 | 0.000 |
| | LV | 0.138 | 1.510 | 0.137 |
| | HV | 0.029 | 0.315 | 0.754 |

Table 4. Passenger car equivalent (PCE) for other vehicles

| Signalised junctions | MC | LV | HV |
|---|---|---|---|
| Jl. Melati-Hayam Wuruk-Surapati (morning peak) | 0.8 | 1.00 | 3.45 |
| Jl. Melati-Hayam Wuruk-Surapati (evening peak) | 0.01 | 1.00 | 3.45 |
| Jl. Maruti-Cokroaminoto (morning peak) | 0.75 | 1.00 | 0.37 |
| Jl. Maruti-Cokroaminoto (evening peak) | 5.36 | 1.00 | 0.21 |

Subsequently, using the coefficient for each type of vehicles, the PCU are obtained as shown in Table 4. The PCE for motorcycle during evening peak at Jl.Melati-Surapati-Hayam Wuruk junction is lower than that of Jl. Maruti-Cokroaminoto junction. This can be justified with the discrepancy of motorcycle ratio in traffic flow. When the ratio is high, motorcycle tends to gather in front of the stop line during red light and then discharge as groups at the beginning of green time.

Table 5. Comparison of estimated saturation flow rate

| Signalised junctions | Average headway statistics | | Saturation flow rate (PCU/egh) |
|---|---|---|---|
| | Mean (s) | Standard deviation (s) | |
| Jl. Melati – Surapati – Hayam Wuruk (morning peak) | 1.299 | 0.249 | 2877 |
| Jl. Melati – Surapati – Hayam Wuruk (evening peak) | 1.702 | 0.462 | 2262 |
| Jl. Maruti – Cokroaminoto (morning peak) | 1.487 | 0.281 | 2508 |
| Jl. Maruti – Cokroaminoto (evening peak) | 0.488 | 0.072 | 7546 |

Using equations (2) and (3), the average headways and saturation flow rates are obtained as shown in Table 5. All developed models show that only one model of saturated green time during evening peak at Jl. Maruti-Cokroaminoto is statistically acceptable. In addition, in that model motorcycle is only vehicle types that considered

ISBN: 978-602-60286-0-0

represent the real situation. This model is therefore only used to examine the influence of motorcycle volume on saturation flow rate.

As shown in Table 5, when considering saturation flow rate at Jl. Maruti- Jl. Cokroaminoto junction, the average time headway is less than 0.5 second. The less time headway the more the saturation flow rate. This average time headway indicate that motorcycles totally dominated between and beside two consecutive passenger cars at this junction. Furthermore, having considered motorcycle ratio and Table 5, the saturation flow rate (PCU/egh) at Jl. Maruti-Jl. Cokroaminoto during evening peak is linearly related to number of motorcycle (vehicle/egh). This is consistent with a past study by Minh and Sano (2003) that when motorcycle ratio is high usually motorcycles perform groups and subsequently these groups run among and alongside light vehicles. In other words, the more number of motorcycles the more saturation flow rate at Jl. Maruti-Jl. Cokroaminoto signalised junction. Number of motorcycles therefore, have less significant impact on saturation flow rate at Jl. Melati-Jl. Surapati-Jl. Hayam Wuruk junction during both morning and evening peaks and at. Jl.Maruti-Jl. Cokroaminoto junction during morning peak.

## 5. CONCLUSIONS

This study found that the less average time headway the more the saturation flow rate at Jl. Maruti-Jl. Cokroaminoto signalised junction during evening peak. This indicate that motorcycles totally dominated between and beside two consecutive passenger cars at this junction. In other words, number of motorcycles have significant impact on saturation flow rate at this junction during evening peak.

Meanwhile, number of motorcycles have less significant impact on saturation flow rate at Jl. Melati-Jl. Surapati-Jl. Hayam Wuruk junction during morning and evening peak hours and at. Jl.Maruti-Jl. Cokroaminoto junction on morning peak. A plausible explanation for this is possibly motorcyclist behaviours may have more influence on saturated green time at this signalised junction. Further study therefore, is required to investigate the influence of motorcyclist behaviours on saturated green time at signalised junction.

## REFERENCES

Department of Public Works. 1997. "*Indonesian Highway Capacity Manual (MKJI)*".

Hadiuzzaman, Md, Rahman, Md.M. and Karim, Md.A. (2008). "Saturation Flow Model at Signalized Junction for Non-Lane Based Traffic". *Canadian Journal of Transportation*, Vol. 2, Part I, 77-90.

Minh, C.C. and Sano, K. (2003). "Analysis of Motorcycle Effects to Saturation Flow Rate at Signalized Junction in Developing Countries". *Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies*, Vol.5, 1211-1222.

Nguyen, H. and Montgomery, F. (2007). "Different Models of Saturation Flow in Traffic Dominated by Motorcycles". *Proceeding of the Eastern Asia Society for Transportation Studies*, Vol.6.

Saha, P, Hossain, Q.S, Mahmud, H.M.I. and Islam, MD.Z. (2009). "Passenger Car Equivalent (PCE) of Through Vehicles at Signalized Junctions in Dhaka Metropolitan City,Bangladesh". *IATSS Research*, 33 (2), 99-104.

Statistics of Bali Province. (2013)."*Bali in Figures"*.

Vien, L.L, Ibrahim, W.H.W. and Farhan, A.M. (2008). "Effect of Motorcycles Travel Behaviour on Saturation Flow Rates at Signalized Junctions in Malaysia". *Proceeding of 23rd ARRB Conference*, Adelaide, Australia, 1-11.

ISBN: 978-602-60286-0-0

# ANALISIS KEBUTUHAN RUANG PARKIR DI KAWASAN PASAR KLANDASAN BALIKPAPAN, KALIMANTAN TIMUR

**Indra Pramana Putra[1] dan P. Eliza Purnamasari[2]**

[1]*Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Jl. Babarsari 44 Yogyakarta*
*Email: i.110213992@gmail.com*
[2]*Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Jl. Babarsari 44 Yogyakarta*
*Email: elizapoei2015@gmail.com*

## ABSTRAK

Kawasan Pasar Klandasan memiliki lokasi cukup strategis dikarenakan berada di tepi laut, sehingga banyak pengunjung yang berkunjung ke kawasan tersebut. Banyaknya jumlah pengunjung, seringkali kebutuhan ruang parkir lebih besar dibandingkan kapasitas parkir yang tersedia, yaitu sepeda motor sebesar 556 kendaraan dan mobil sebesar 103 kendaraan. Oleh karena itu, dilakukan penelitian yang bertujuan untuk mengetahui karakteristik parkir, kebutuhan ruang parkir saat ini, dan perkiraan kebutuhan ruang parkir lima tahun mendatang. Teknik pengumpulan data dengan melakukan pengamatan langsung. Hasil analisis karakteristik parkir diperoleh, akumulasi parkir maksimal sepeda motor dan mobil terjadi pada minggu sebesar 587 kendaraan/jam (sepeda motor) dan 268 kendaraan/jam (mobil). Durasi parkir terbesar terjadi pada Senin dengan jumlah persentase sebesar 55,86 % (sepeda motor) pada interval waktu 0-60 menit dan pada Minggu dengan jumlah persentase sebesar 51,77 % (mobil) pada interval waktu 0-60 menit. Volume parkir terbesar untuk sepeda motor terjadi pada senin sebesar 2655 kendaraan dan mobil terjadi pada minggu sebesar 1180 kendaraan. Tingkat *turn over* parkir terbesar untuk sepeda motor terjadi pada senin sebanyak 5 kendaraan/petak dan mobil terjadi pada minggu sebanyak 12 kendaraan/petak. Indeks parkir terbesar sepeda motor dan mobil terjadi pada minggu sebesar 105,58 % (sepeda motor) dan 260,19 % (mobil). Kebutuhan ruang parkir hingga lima tahun mendatang, sepeda motor sebesar 857 kendaraan dan mobil sebesar 360 kendaraan. Untuk memenuhi kebutuhan ruang parkir lima tahun mendatang alternative terbaik untuk mobil dengan *Smart Parking*, sedangkan sepeda motor pengoptimalan ruang parkir dengan penataan ulang dapat menambah kapasitas parkir menjadi sebesar 880 kendaraan.

Kata kunci: Parkir, Pasar Klandasan, Lalu Lintas

## 1. PENDAHULUAN

Balikpapan adalah salah satu kota di Indonesia yang terletak di provinsi Kalimantan Timur yang biasa dikenal dengan sebutan Kota Minyak. Kota yang sedang berkembang akan perekonomian dan jumlah penduduk yang setiap tahunnya mengalami peningkatan. Kota Balikpapan sebagai pintu lintas Kalimantan Timur yang melalui berbagai macam moda transportasi seperti udara, darat, maupun laut. Dikarenakan Kota Balikpapan dikenal sebagai kota perdagangan, jasa, dan industri, sehingga berpengaruh pada pertumbuhan volume lalu lintas di Kota Balikpapan.

Kawasan Pasar Klandasan merupakan salah satu pusat keramaian di Kota Balikpapan. Kawasan Pasar Klandasan mempunyai berbagai macam tempat perbelanjaan dari mulai kuliner, gadget, pasar buah, pasar ikan, hingga kebutuhan rumah tangga. Lokasi Kawasan Pasar Klandasan bisa dibilang cukup strategis dikarenakan berada di tepi laut sehingga menjadikan faktor pendukung bagi pengunjung untuk berkunjung ke kawasan tersebut terutama di kawasan kuliner. Areal parkir pada Kawasan Pasar Klandasan terbagi menjadi beberapa area berdasarkan tujuan dari pengunjung, untuk pengelolaan areal parkir tersebut diserahkan kepada masyarakat sekitar, tanpa ada campur tangan dari instansi terkait. Dengan berbagai macam tempat perbelanjaan yang berada di Kawasan Pasar Klandasan Balikpapan, pengunjung semakin banyak yang berkunjung sehingga kebutuhan parkir semakin besar. Untuk itu perlu adanya solusi yang tepat untuk menata perparkiran di Kawasan Pasar Klandasan yang diharapkan dapat mengurangi gangguan yang dihasilkan oleh karena masalah perparkiran di kawasan tersebut.

### Rumusan masalah

1. Bagaimanakah karakteristik parkir (akumulasi, durasi, volume parkir, indeks parkir, dan *turn over*) di Kawasan Pasar Klandasan Kota Balikpapan Kalimantan Timur.
2. Berapa kebutuhan ruang parkir saat ini dan perkiraan kebutuhan ruang parkir untuk lima tahun ke depan di Kawasan Pasar Klandasan Kota Balikpapan Kalimantan Timur.

3. Bagaimana alternatif pemenuhan kendaraan parkir pada lahan parkir yang telah disediakan agar lebih optimal.

### Maksud dan tujuan penelitian

Maksud dan tujuan penelitian ini adalah 1) Mengetahui karekteristik parkir (akumulasi, durasi, volume parkir, indeks parkir, dan *turn over*) di Kawasan Pasar Klandasan Kota Balikpapan, 2) Mengetahui seberapa besar kebutuhan ruang parkir saat ini dan perkiraan kebutuhan ruang parkir untuk lima tahun ke depan di Kawasan Pasar Klandasan Kota Balikpapan,

## 2. TINJAUAN PUSTAKA DAN LANDASAN TEORI

### Faktor-faktor penentu perencana kebutuhan parkir

1. Akumulasi parkir merupakan jumlah kendaraan yang diparkir di suatu tempat pada waktu tertentu dan dibagi sesuai dengan kategori jenis dan maksud perjalanan, dimana intergrasi dari akumulasi parkir selama periode tertentu, menunjukan beban parkir (jumlah kendaraan parkir) dalam satuan jam kendaraan per periode waktu tertentu.

$$Akumalasi = Ei - Ex + x \tag{1}$$

dengan *Ei* = *Entry* (kendaraan yang masuk lokasi), *Ex* = *Exit* (kendaraan yang keluar lokasi), dan *X* = Jumlah kendaraan yang telah parkir sebelum pengamatan.

2. Durasi parkir adalah lamanya waktu yang dipergunakan untuk parkir. Menurut Hobbs (1995), durasi parkir merupakan rentang waktu (lama waktu) kendaraan yang diparkir.

$$Durasi = Extime - Entime \tag{2}$$

dengan *Extime* = waktu saat kendaraan keluar dari lokasi parkir, dan *Entime* = waktu saat kendaraan masuk ke lokasi parkir.

3. Volume parkir menyatakan jumlah kendaraan yang termasuk dalam beban parkir (yaitu jumlah kendaraaan dalam periode tertentu, biasanya per jam).

$$Volume = Ei + X \tag{3}$$

dengan *Ei* = *Entry* (kendaraan yang masuk ke areal parkir), dan *X* = Kendaraan yang sudah ada sebelum pengamatan dilaksanakan.

4. *Turn over parking* adalah tingkat penggunaan ruang parkir dan diperoleh dengan membagi volume parkir dengan jumlah ruang-ruang parkir untuk satu periode.

$$TurnOver = \frac{VolumeParkir}{RuangParkirYangTersedia} \tag{4}$$

5. Indeks parkir adalah ukuran untuk menyatakan penggunaan panjang jalan dan dinyatakan dalam persentase ruang yang ditempati oleh kendaraan parkir

$$IndeksParkir = \frac{Akumulasi}{RuangParkirYangTersedia} \tag{5}$$

### Penentuan kebutuhan ruang parkir

Kebutuhan ruang parkir adalah kebutuhan ruang parkir yang dihitung dengan mengalikan SRP yang direncanakan dengan volume puncak kendaraan yang parkir berdasarkan data akumulasi.

$$KRP = VpxSRP \tag{6}$$

dengan KRP = Kebutuhan ruang parkir, Vp = Volume puncak parkir berdasarkan data hasil akumulasi, SRP = Satuan ruang parkir.

ISBN: 978-602-60286-0-0

### Peramalan data

Salah satu metode yang sering digunakan dalam perhitungan lalu lintas adalah metode eksponensial. Perhitungan peningkatan jumlah kendaraan dengan metode eksponensial dihitung berdasarkan JKT, JKo serta umur rencana (n). Rumus yang dipergunakan sebagai berikut.

$$JKT = JKo(1+i)^n \tag{10}$$

dengan JKT = JK akhir umur rencana, JKo = JK awal umur rencana, n = Umur rencana (tahun), dan I = Angka pertumbuhan.

## 3. METODOLOGI PENELITIAN

Data yang dibutuhkan dalam penelitian ini adalah data primer. Data primer didapat dengan cara pengamatan langsung dilapangan yang dilakukan selama 3 hari, yaitu pada hari Sabtu, 02 April 2016, Minggu, 03 April 2016, Senin, 04 April 2016. Pengamatan langsung dilakukan dengan pencatatan nomor polisi kendaraan serta jam masuk dan keluar kendaraan yang dilakukan di jalan masuk dan keluar Kawasan Pasar Klandasan Balikpapan.

## 4. ANALISIS DAN PEMBAHASAN

### Karakteristik parkir

1. Akumulasi parkir pada penelitian ini dibuat berdasarkan interval waktu 60 menit, dapat dilihat pada Tabel 1, Tabel 2 dan Gambar 1, Gambar 2.

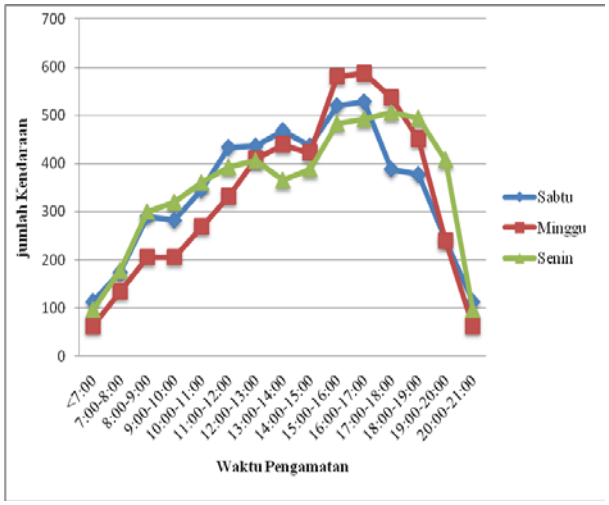
Tabel 1. Akumulasi Parkir Sepeda Motor

| Waktu Pengamatan | Waktu Survei | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Sabtu | | | Minggu | | | Senin | | |
| | Masuk | Keluar | Akumulasi | Masuk | Keluar | Akumulasi | Masuk | Keluar | Akumulasi |
| <7:00 | | | 113 | | | 62 | | | 97 |
| 7:00-8:00 | 157 | 96 | 174 | 128 | 56 | 134 | 105 | 25 | 177 |
| 8:00-9:00 | 193 | 77 | 290 | 188 | 117 | 205 | 215 | 92 | 300 |
| 9:00-10:00 | 125 | 133 | 282 | 100 | 100 | 205 | 144 | 124 | 320 |
| 10:00-11:00 | 160 | 97 | 345 | 160 | 97 | 268 | 147 | 107 | 360 |
| 11:00-12:00 | 177 | 89 | 433 | 156 | 93 | 331 | 112 | 80 | 392 |
| 12:00-13:00 | 116 | 113 | 436 | 169 | 91 | 409 | 132 | 118 | 406 |
| 13:00-14:00 | 160 | 128 | 468 | 131 | 101 | 439 | 99 | 140 | 365 |
| 14:00-15:00 | 151 | 183 | 436 | 154 | 171 | 422 | 154 | 131 | 388 |
| 15:00-16:00 | 153 | 69 | 520 | 226 | 67 | 581 | 226 | 131 | 483 |
| 16:00-17:00 | 108 | 100 | 528 | 114 | 108 | 587 | 115 | 106 | 492 |
| 17:00-18:00 | 217 | 357 | 388 | 346 | 396 | 537 | 346 | 332 | 506 |
| 18:00-19:00 | 179 | 190 | 377 | 234 | 320 | 451 | 278 | 290 | 494 |
| 19:00-20:00 | 125 | 261 | 241 | 91 | 303 | 239 | 287 | 374 | 407 |
| 20:00-21:00 | 173 | 301 | 113 | 199 | 376 | 62 | 198 | 508 | 97 |
| Jumlah | 2194 | 2194 | 5144 | 2396 | 2396 | 4932 | 2558 | 2558 | 5284 |
| Rerata | | | 342,9 | | | 328,8 | | | 352,3 |
| Maksimal | | 528 | | | 587 | | | 506 | |

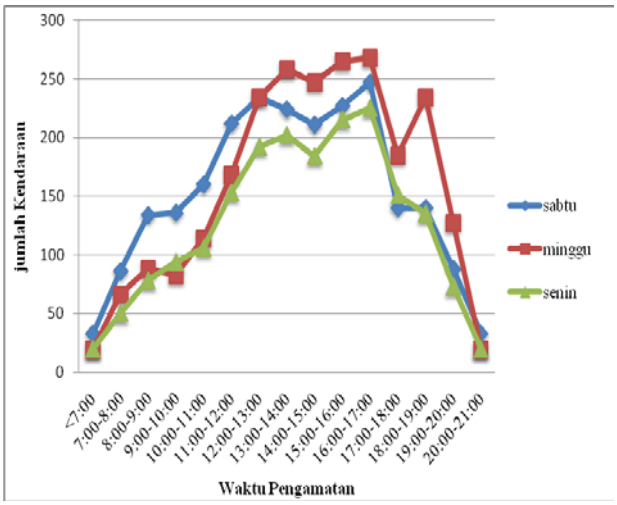
ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 2. Akumulasi Parkir Mobil

| Waktu Pengamatan | waktu survey | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Sabtu | | | minggu | | | Senin | | |
| | Masuk | keluar | akumulasi | masuk | keluar | akumulasi | masuk | keluar | Akumulasi |
| <7:00 | | | 33 | | | 19 | | | 20 |
| 7:00-8:00 | 89 | 36 | 86 | 77 | 30 | 66 | 48 | 18 | 50 |
| 8:00-9:00 | 94 | 46 | 134 | 94 | 72 | 88 | 72 | 44 | 78 |
| 9:00-10:00 | 71 | 69 | 136 | 71 | 76 | 83 | 79 | 63 | 94 |
| 10:00-11:00 | 74 | 50 | 160 | 75 | 44 | 114 | 49 | 37 | 106 |
| 11:00-12:00 | 96 | 44 | 212 | 96 | 42 | 168 | 81 | 34 | 153 |
| 12:00-13:00 | 116 | 94 | 234 | 127 | 61 | 234 | 79 | 40 | 192 |
| 13:00-14:00 | 85 | 95 | 224 | 101 | 77 | 258 | 93 | 83 | 202 |
| 14:00-15:00 | 99 | 112 | 211 | 116 | 127 | 247 | 112 | 130 | 184 |
| 15:00-16:00 | 62 | 46 | 227 | 62 | 44 | 265 | 62 | 31 | 215 |
| 16:00-17:00 | 75 | 55 | 247 | 71 | 68 | 268 | 72 | 62 | 225 |
| 17:00-18:00 | 70 | 177 | 140 | 94 | 177 | 185 | 94 | 168 | 151 |
| 18:00-19:00 | 53 | 53 | 140 | 103 | 54 | 234 | 53 | 69 | 135 |
| 19:00-20:00 | 28 | 80 | 88 | 40 | 147 | 127 | 43 | 105 | 73 |
| 20:00-21:00 | 26 | 81 | 33 | 34 | 142 | 19 | 30 | 83 | 20 |
| Jumlah | 1038 | 1038 | 2305 | 1161 | 1161 | 2375 | 967 | 967 | 1898 |
| Rerata | | | 153,7 | | | 158,3 | | | 126,5 |
| Maksimal | | 247 | | | 268 | | | 225 | |




Gambar 1. Grafik Akumulasi Parkir Sepeda Motor




Gambar 2. Grafik Akumulasi Parkir Mobil

Berdasarkan Gambar 1 dan Gambar 2, dapat diketahui selama 3 hari penelitian peningkatan jumlah pengunjung untuk sepeda motor di Kawasan Pasar Klandasan Balikpapan terjadi pada pukul 09:00 – 14:00 WITA untuk hari Sabtu dan Minggu, sedangkan pada hari Senin peningkatan jumlah pengunjung terjadi pada pukul 08:00 – 13:00 WITA. Hal ini disebabkan aktivitas di Kawasan Pasar Balikpapan lebih banyak berkunjung pada pagi hingga siang hari. Pada pukul 18: 00 – 21:00 WITA jumlah pengunjung mengalami penurunan, dikarenakan beberapa pedagang sudah menutup kios dagangannya sehingga berkurangnya tujuan pengunjung untuk berkunjung di Kawasan Pasar Klandasan Balikpapan. Akumulasi parkir maksimal terjadi pada hari Minggu 03 April 2016, yaitu pada pukul 16:00 – 17:00 WITA sebesar 587 kendaraan/jam. Hal ini disebabkan karena pengunjung lebih banyak menghabiskan waktu liburan untuk beraktivitas di Kawasan Pasar tersebut. Sedangkan untuk mobil mengalami peningkatan jumlah pengunjung pada pukul 09:00 – 13:00 WITA untuk hari Sabtu, sedangkan pada hari Minggu dan Senin peningkatan jumlah pengunjung terjadi pada pukul 09:00 – 14:00 WITA . Hal ini disebabkan selama 3 hari tersebut aktivitas jumlah pengunjung pada jam-jam tersebut pengunjung memilih beraktivitas di Kawasan Pasar Klandasan Balikpapan dengan tujuan untuk berbelanja hingga menikmati wisata kuliner yang ada pada Kawasan Pasar tersebut. Akumulasi parkir maksimal terjadi pada hari Minggu, 03 April 2016 pada pukul 16:00 – 17:00 WITA sebesar 268

ISBN: 978-602-60286-0-0

kendaraan/jam. Hal ini disebabkan pada hari Minggu merupakan hari libur sehingga aktivitas pengunjung lebih banyak.

2. Durasi parkir pada penelitian ini dibuat berdasarkan interval waktu 60 menit, dapat dilihat pada Tabel 3, Tabel 4 dan Gambar 3, Gambar 4.

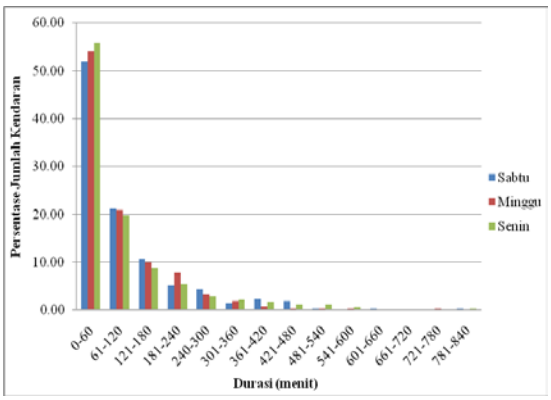
Tabel 3. Persentase Jumlah Sepeda Motor dengan Durasi Tertentu

| Durasi Parkir (Menit) | Sabtu | | Minggu | | Senin | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Jumlah Kendaraan | Presentase (%) | Jumlah Kendaraan | Presentase (%) | Jumlah Kendaraan | Presentase (%) |
| 0-60 | 1140 | 51.96 | 1294 | 54.01 | 1429 | 55.86 |
| 61-120 | 464 | 21.15 | 500 | 20.87 | 506 | 19.78 |
| 121-180 | 233 | 10.62 | 238 | 9.93 | 224 | 8.76 |
| 181-240 | 115 | 5.24 | 185 | 7.72 | 141 | 5.51 |
| 240-300 | 96 | 4.38 | 79 | 3.30 | 75 | 2.93 |
| 301-360 | 32 | 1.46 | 45 | 1.88 | 54 | 2.11 |
| 361-420 | 49 | 2.23 | 18 | 0.75 | 45 | 1.76 |
| 421-480 | 41 | 1.87 | 8 | 0.33 | 28 | 1.09 |
| 481-540 | 5 | 0.23 | 7 | 0.29 | 28 | 1.09 |
| 541-600 | 4 | 0.18 | 7 | 0.29 | 14 | 0.55 |
| 601-660 | 5 | 0.23 | 2 | 0.08 | 4 | 0.16 |
| 661-720 | 1 | 0.05 | 4 | 0.17 | 1 | 0.04 |
| 721-780 | 2 | 0.09 | 5 | 0.21 | 3 | 0.12 |
| 781-840 | 7 | 0.32 | 4 | 0.17 | 6 | 0.23 |
| Jumlah | 2194 | | 2396 | | 2558 | |

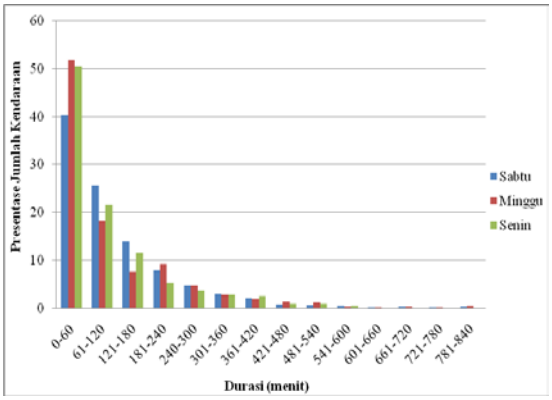
Tabel 4. Persentase Jumlah Mobil dengan Durasi Tertentu

| Durasi Parkir (Menit) | Sabtu | | Minggu | | Senin | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Jumlah Kendaraan | Presentase (%) | Jumlah Kendaraan | Presentase (%) | Jumlah Kendaraan | Presentase (%) |
| 0-60 | 418 | 40.27 | 601 | 51.77 | 489 | 50.57 |
| 61-120 | 266 | 25.63 | 212 | 18.26 | 208 | 21.51 |
| 121-180 | 145 | 13.97 | 88 | 7.58 | 111 | 11.48 |
| 181-240 | 82 | 7.90 | 107 | 9.22 | 51 | 5.27 |
| 240-300 | 49 | 4.72 | 55 | 4.74 | 35 | 3.62 |
| 301-360 | 31 | 2.99 | 32 | 2.76 | 27 | 2.79 |
| 361-420 | 21 | 2.02 | 22 | 1.89 | 24 | 2.48 |
| 421-480 | 7 | 0.67 | 16 | 1.38 | 9 | 0.93 |
| 481-540 | 6 | 0.58 | 13 | 1.12 | 9 | 0.93 |
| 541-600 | 5 | 0.48 | 4 | 0.34 | 4 | 0.41 |
| 601-660 | 1 | 0.10 | 1 | 0.09 | 0 | 0.00 |
| 661-720 | 3 | 0.29 | 3 | 0.26 | 0 | 0.00 |
| 721-780 | 1 | 0.10 | 1 | 0.09 | 0 | 0.00 |
| 781-840 | 3 | 0.29 | 6 | 0.52 | 0 | 0.00 |
| Jumlah | 1038 | | 1161 | | 967 | |

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 3. Diagram Durasi parkir Sepeda Motor



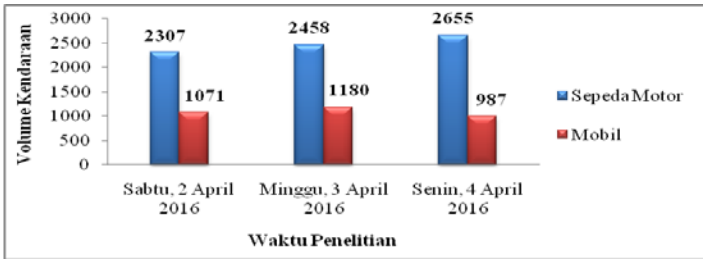

Gambar 4. Diagram Durasi parkir Mobil

Dari Gambar 3 dan Gambar 4 menunjukan bahwa persentase durasi parkir yang terjadi pada hari Sabtu, 2 April 2016 untuk sepeda motor yang paling singkat berada pada interval waktu 0 – 60 menit dengan persentase sebesar 51,96 % (1140 kendaraan) dan untuk mobil dengan persentase sebesar 40,27 % (418 Kendaraan). Sedangkan untuk durasi parkir paling lama terjadi pada hari Sabtu, 2 April 2016 untuk sepeda motor berada pada interval waktu 781 - 840 menit dengan persentase sebesar 0,32 % (7 kendaraan) dan untuk mobil berada pada interval waktu 781 - 840 menit dengan persentase sebesar 0,29 % (3 kendaraan). pada hari Minggu, 3 April 2016 untuk sepeda motor yang paling singkat berada pada interval waktu 0 – 60 menit dengan persentase sebesar 54,01 % (1294 kendaraan) dan untuk mobil dengan persentase sebesar 51,77 % (601 Kendaraan). Sedangkan untuk durasi parkir paling lama untuk sepeda motor berada pada interval waktu 781 - 840 menit dengan persentase sebesar 0,17 % ( 4 kendaraan ) dan untuk mobil berada pada interval waktu 781 - 840 menit dengan persentase sebesar 0,52 % ( 6 kendaraan). Pada hari Senin, 4 April 2016 untuk sepeda motor yang paling singkat berada pada interval waktu 0 – 60 menit dengan persentase sebesar 55,86 % (1429 kendaraan) dan untuk mobil dengan persentase sebesar 50,57 % (489 kendaraan). Sedangkan durasi paling lama untuk sepeda motor berada pada interval waktu 721 - 780 menit dengan persentase sebesar 0.23 % (6 kendaraan) dan untuk mobil dengan persentase sebesar 0,41 % (4 kendaraan) pada interval waktu 541 – 600 menit. Persentase tertinggi untuk sepeda motor terjadi pada hari Senin, 2 April 2016 sebesar 55,86 % (1429 kendaraan) dengan interval waktu 0 – 60 menit dan untuk mobil terjadi pada hari Minggu, 3 April 2016 sebesar 51,77 % (601 kendaraan) dengan interval waktu 0 – 60 menit.

3. Volume parkir pada penelitian ini dibuat berdasarkan data kendaraan yang masuk kawasan pasar dan kendaraan yang sudah ada sebelum penelitian dimulai, dapat dilihat pada Tabel 5 dan Gambar 5.

Tabel 5. Volume Parkir Sepeda Motor dan Mobil

| Hari/Tanggal | Jenis Kendaraan | Volume Kendaraan |
|---|---|---|
| Sabtu, 2 April 2016 | Sepeda Motor | 2307 |
| | Mobil | 1071 |
| Minggu, 3 April 2016 | Sepeda Motor | 2458 |
| | Mobil | 1180 |
| Senin, 4 April 2016 | Sepeda Motor | 2655 |
| | Mobil | 987 |




Gambar 5. Diagram Volume Parkir Sepeda Motor dan Mobil

Dari gambar 5 di atas menunjukan bahwa volume parkir terbesar yang berkunjung ke Kawasan Pasar Klandasan Balikpapan terjadi pada hari Senin, 4 April 2016 untuk sepeda motor sebesar 2655 kendaraan, sedangkan untuk mobil terjadi pada hari Minggu, 3 April 2016 sebesar 1180 kendaraan. Pada hari Senin memiliki volume parkir

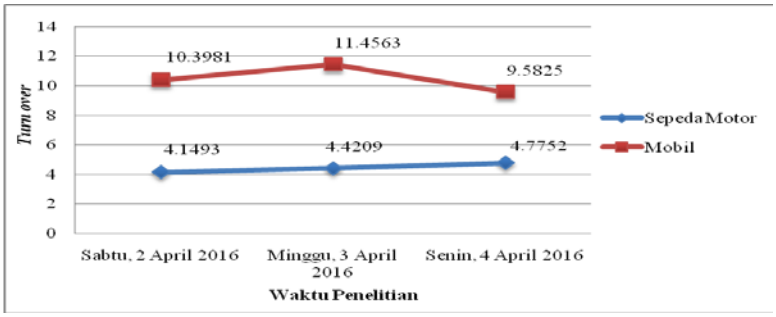
ISBN: 978-602-60286-0-0

terbesar dikarenakan pada hari Senin pada jam siang hingga sore memiliki aktivitas kegiatan pengunjung yang cukup banyak dibandingkan pada hari Sabtu dan Minggu. Pada jam istirahat kerja para pengunjung banyak berkunjung ke Kawasan Pasar tersebut untuk menikmati makanan-makanan yang ada di kawasan pasar tersebut.

4. *Turn overparking* dalam penelitian ini berdasarkan data jumlah volume parkir dan ruang parkir yang tersedia,dapat dilihat pada Tabel 6 dan Gambar 6.

Tabel 6. Tingkat *Turn Over* Parkir

| Hari/Tanggal | Volume Kendaraan | | Turn Over | |
|---|---|---|---|---|
| | Sepeda Motor | Mobil | Sepeda Motor | Mobil |
| Sabtu, 2 April 2016 | 2307 | 1071 | 4,1493 | 10,3981 |
| Minggu, 3 April 2016 | 2458 | 1180 | 4,4209 | 11,4563 |
| Senin, 4 April 2016 | 2655 | 987 | 4,7752 | 9,5825 |
| Jumlah | | | 13,3453 | 31,4369 |
| Maksimal | | | 4,7752 | 11,4563 |
| Rerata | | | 4,4484 | 10,4790 |




Gambar 6. Grafik *Turn Over* Sepeda Motor dan Mobil

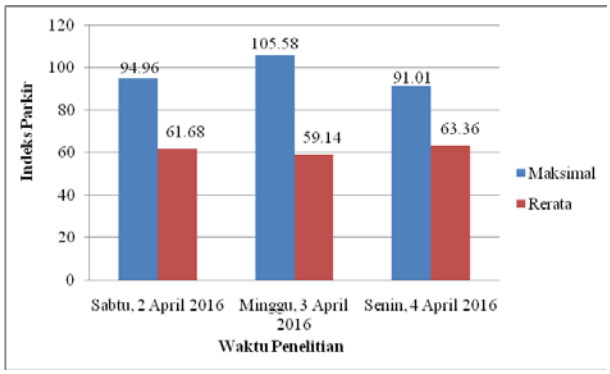
Tingkat *turn over* pada lahan parkir Kawasan Pasar Klandasan Balikpapan yang diperoleh dari hasil perhitungan menunjukan bahwa penggunaan ruang parkir sepeda motor, tingkat *turn over* maksimal terjadi pada hari Senin, 04 April 2016 sebesar 5 kendaraan/petak. Untuk penggunaan ruang parkir mobil tingkat *turn over* maksimal terjadi pada hari Minggu, 03 April 2015 sebesar 12 kendaraan/petak dan tingkat *turn over* rata – rata selama 3 hari pengamatan sebesar 5 kendaraan/petak ( sepeda motor ) dan 11 kendaraan/petak ( mobil ). Hal ini menunjukan semakin besar nilai turn over maka semakin tinggi arus kendaraan yang masuk dan keluar Kawasan Pasar Klandasan Balikpapan.

5. Indeks parkir dalam penelitian ini dibuat berdasarkan akumulasi parkir maksimal dan ruang parkir yang tersedia, dapat dilihat pada Tabel 7 dan Gambar 7, Gambar 8.

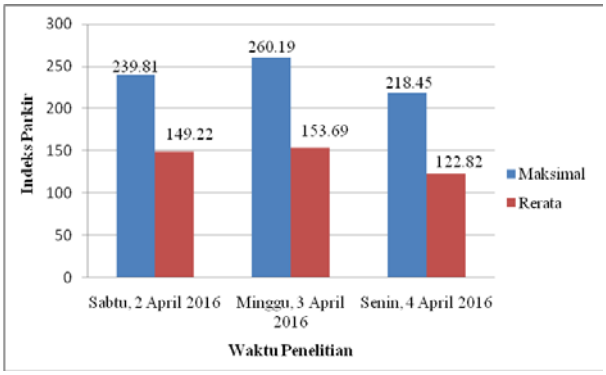
Tabel 7. Indeks Parkir Maksimal dan Rerata

| Hari/Tanggal | Indeks Parkir (%) | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Sepeda Motor | | Mobil | |
| | Maksimal | Rerata | Maksimal | Rerata |
| Sabtu, 2 April 2016 | 94,96 | 61,68 | 239,81 | 149,22 |
| Minggu, 3 April 2016 | 105,58 | 59,14 | 260,19 | 153,69 |
| Senin, 4 April 2016 | 91,01 | 63,36 | 218,45 | 122,82 |

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 7. Diagram Indeks Parkir Sepeda Motor




Gambar 8. Diagram Indeks Parkir Mobil

Dari hasil perhitungan indeks parkir yang menggunakan interval waktu 60 menit menunjukan bahwa indeks parkir maksimal terbesar untuk sepeda motor dan mobil terjadi pada hari Minggu, 3 April 2016 yaitu untuk mobil sebesar 260,19 % dan untuk sepeda motor sebesar 105,58 %. Hal ini menunjukan bahwa kapasitas parkir yang ada di lahan parkir Kawasan Pasar Klandasan Balikpapan untuk sepeda motor dan mobil sudah tidak mencukupi menampung kendaraan yang parkir dikarenakan masih diatas 100 %. Dan untuk indeks parkir rerata terbesar terjadi pada hari Senin, 4 April 2016 untuk sepeda motor sebesar 63,36% dan pada hari Minggu, 3 April 2016 untuk mobil dengan indeks parkir rerata sebesar 153,69 %. Hal ini menunjukan bahwa pada hari Senin dan hari Minggu banyak pengunjung yang berkunjung di Kawasan Pasar Klandasan Balikpapan.

Selama ini untuk mengatasi hal tersebut, maka lahan yang bukan ruang parkir yaitu ruang yang digunakan untuk jalur gang dan sirkulasi kendaraan digunakan sebagai tempat parkir, sehingga hal ini mengganggu sirkulasi kendaraan yang lewat dan pejalan kaki.

## Perencanaan parkir

1. Kebutuhan ruang parkir pada penelitian ini berdasarkan akumulasi maksimal dan luas lahan parkir yang digunakan, dapat dilihat pada Tabel 8 dan Tabel 9.

Tabel 8. Kebutuhan Ruang Parkir Rencana

| Hari/Tanggal | Jenis Kendaraan | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Sepeda Motor | | | Mobil | | |
| | SRP (m2) | VP | KRP (M2) | SRP (m2) | VP | KRP (M2) |
| Sabtu, 2 April 2016 | 1,5 | 528 | 792 | 12,5 | 247 | 3087,5 |
| Minggu, 3 April 2016 | 1,5 | 587 | 880,5 | 12,5 | 268 | 3350 |
| Senin, 4 April 2016 | 1,5 | 506 | 759 | 12,5 | 225 | 2812,5 |

Pada Tabel 8 menunjukan bahwa lahan parkir sepeda motor yang saat ini memiliki luas 865,5 m2 dengan kapasitas 556 kendaraan masih dapat menampung kendaraan pada hari Sabtu dan hari Senin. Sedangkan untuk mobil dengan luas lahan parkir 1375 m2 dengan kapasitas 103 kendaraan tidak dapat menampung kendaraan yang parkir.

Tabel 9. Kebutuhan Ruang Parkir Perhitungan

| No. | jenis Kendaraan | Ruang Parkir | | Kekurangan Ruang Parkir | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | Tersedia (m2) | KRP Maks (m2) | m2 | Kendaraan |
| 1 | Sepeda Motor | 834 | 880,5 | 47 | 31 |
| 2 | Mobil | 1287,5 | 3350 | 2062,5 | 165 |

Dari Tabel 9, diketahui bahwa jumlah sepeda motor pengunjung tidak tertampung pada ruang parkir yang tersedia sebesar 47 m2 yaitu sebanyak 31 kendaraan, sedangkan untuk mobil tidak tertampung pada ruang parkir yang tersedia sebesar 2062,5 m2 yaitu sebanyak 165 kendaraan.

2. Peramalan data pada penelitian ini berdasarkan data jumlah kendaraan pada tahun 2011 hingga tahun 2014 di Kota Balikpapan, volume kendaraan saat ini dan akumulasi maksimal saat ini, dapat dilihat pada Tabel 10, Tabel 11, Tabel 12, Tabel 13, Tabel 14 dan Tabel 15.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 10. Jumlah Sepeda Motor

| Tahun | JK | EKR | SKR |
|---|---|---|---|
| 2011 | 305333 | 0,5 | 152666,5 |
| 2012 | 329683 | 0,5 | 164841,5 |
| 2013 | 358415 | 0,5 | 179207,5 |
| 2014 | 382846 | 0,5 | 191423 |

Tabel 11. Jumlah Mobil

| Tahun | JK | EKR | SKR |
|---|---|---|---|
| 2011 | 48285 | 1 | 48285 |
| 2012 | 52301 | 1 | 52301 |
| 2013 | 54977 | 1 | 54977 |
| 2014 | 57590 | 1 | 57590 |

Tabel 12. Angka Pertumbuahan Sepeda motor

| Tahun | JK | JK0 | JKT | i(%) |
|---|---|---|---|---|
| 2011 | 152666,5 | - | - | - |
| 2012 | 164841,5 | 152666,5 | 164841,5 | 7,97 |
| 2013 | 179207,5 | 164841,5 | 179207,5 | 8,72 |
| 2014 | 191423 | 179207,5 | 191423 | 6,82 |
| Pertumbuhan (i) | | | | 7,84 |

Tabel 13. Angka Pertumbuahan mobil

| Tahun | JK | JK0 | JKT | i(%) |
|---|---|---|---|---|
| 2011 | 48285 | - | - | - |
| 2012 | 52301 | 48285 | 52301 | 8,32 |
| 2013 | 54977 | 52301 | 54977 | 5,12 |
| 2014 | 57590 | 54977 | 57590 | 4,75 |
| Pertumbuhan (i) | | | | 6,06 |

Tabel 14. Perkiraan Volume Parkir

| Tahun | Sepeda Motor | Mobil |
|---|---|---|
| 2017 | 2863 | 1252 |
| 2018 | 3087 | 1327 |
| 2019 | 3329 | 1408 |
| 2020 | 3590 | 1493 |
| 2021 | 3871 | 1584 |

Tabel 15. Perkiraan Kebutuhan Parkir

| Tahun | Sepeda Motor | Mobil |
|---|---|---|
| 2017 | 633 | 284 |
| 2018 | 683 | 301 |
| 2019 | 737 | 320 |
| 2020 | 795 | 339 |
| 2021 | 857 | 360 |

Berdasarkan pada Tabel 15, dapat diketahui bahwa perkiraan kebutuhan ruang parkir di Kawasan Pasar Klandasan Balikpapan selama lima tahun mendatang untuk Sepeda Motor sebesar 857 kendaraan dengan perkiraan persentase rata-rata kenaikan jumlah kendaraan per tahun sebesar 7,84%, sedangkan untuk mobil perkiraan kebutuhan ruang parkir di Kawasan Pasar Klandasan Balikpapan sebesar 360 kendaraan dengan perkiraan persentase rata-rata peningkatan jumlah kendaraan per tahun 6,06%.

## Alternatif pemenuhan

Berdasarkan hasil pengamatan diketahui bahwa kapasitas ruang parkir untuk sepeda motor dan mobil yang tersedia masih belum mencakupi untuk menampung seluruh kendaraan yang berkunjung. Oleh karena itu, alternatif pemenuhan yang sesuai berdasarkan luas lahan yang tersedia dengan penggunaan *Smart Parking. Smart Parking*

ISBN: 978-602-60286-0-0

yang digunakan dengan sistem parkir berputar yang berdimensi panjang 6,370 m, lebar 5,05 m, tinggi 17,2 m. Penggunaan *Smart Parking* ini diperlukan sebanyak 20 buah yang dapat menampung mobil sebesar 320 kendaraan. Berdasarkan hasil analisis, mobil yang memerlukan ruang parkir hingga tahun 2021 sebesar 257 kendaraan. Sedangkan untuk sepeda motor dengan dilakukan penataan kembali di sekitar area penggunaan *Smart Parking* sehingga lahan yang tersedia dapat memenuhi kebutuhan ruang parkir yang dibutuhkan. Setelah dilakukan alternatif pemenuhan tersebut, lokasi parkir masih dapat menampung sepeda motor sebesar 23 kendaraan.

## 5. KESIMPULAN

1. Akumulasi parkir maksimal untuk sepeda motor dan mobil terjadi pada hari Minggu yaitu sebesar 587 kendaraan/jam (sepeda motor) dan sebesar 268 kendaraan/jam (mobil). Durasi parkir terbesar terjadi pada hari Senin dengan jumlah persentase sebesar 55,86 % (sepeda motor) pada interval waktu 0-60 menit dan pada hari Minggu dengan jumlah persentase sebesar 51,77 % (mobil) pada interval waktu 0-60 menit. Volume kendaraan terbesar untuk sepeda motor terjadi pada hari Senin sebesar 2655 kendaraan dan mobil terjadi pada hari Minggu sebesar 1180 kendaraan. Tingkat *turn over* parkir terbesar untuk sepeda motor terjadi pada hari senin sebesar 5 kendaraan/petak dan untuk mobil terjadi pada hari Minggu sebesar 12 kendaraan/petak. Indeks parkir maksimal untuk sepeda motor dan mobil terjadi pada hari Minggu yaitu untuk sepeda motor sebesar 105,58 % dan untuk mobil sebesar 260,19 %.
2. Berdasarkan hasil pengamatan langsung dilapangan diperoleh kebutuhan ruang parkir saat ini berdasarkan akumulasi maksimum pada hari minggu, 03 April 2016 sebesar 587 kendaraan (sepeda motor) dan sebesar 268 kendaraan (mobil). Sedangkan untuk perkiraan kebutuhan ruang parkir untuk lima tahun mendatang berdasarkan jumlah kendaraan pada tahun 2011 hingga 2014 Kota Balikpapan diperoleh hasil yaitu pada tahun 2021 sebesar 857 kendaraan (sepeda motor) dan sebesar 360 kendaraan (mobil). Kapasitas parkir yang tersedia untuk sepeda motor sebesar 556 kendaraan dengan luas lahan yang tersedia sebesar 834 $m^2$ dan untuk mobil sebesar 103 kendaraan dengan luas lahan yang tersedia sebesar 1287,5 $m^2$. Jadi luas lahan parkir yang disediakan untuk kebutuhan ruang parkir saat ini dan untuk kebutuhan ruang parkir lima tahun mendatang belum mencukupi untuk menampung seluruh kendaraan yang berkunjung ke Kawasan Pasar Klandasan Balikpapan.
3. Setelah dilakukan alternatif pemenuhan pada lahan parkir dengan menggunakan *Smart Parking* untuk mobil dan pemenuhan atau penataan lokasi parkir untuk sepeda motor disekitar penggunaaan *Smart Parking* dapat menambah daya tampung lahan parkir sebesar 23 kendaraan (sepeda motor). Lokasi yang awalnya hanya dapat menampung 556 kendaraan (sepeda motor) menjadi 954 kendaraan dan 103 kendaraan (mobil) menjadi 360 kendaraan.

## DAFTAR PUSTAKA


Abubakar, I, dkk, 1998, *Pedoman Perencanan dan Pengoperasian Fasilitas Parkir*, Direktorat Bina Sistem Lalu Lintas Angkutan Kota, Jakarta.

Ardiansari, Anna F., 2010, *Analisis Kebutuhan Ruang Parkir ( studi kasus : Stasiun Tugu Yogyakarta)* Yogyakarta, DIY Tugas Akhir, Universitas Atma Jaya Yogyakarta.

Contesa, E., 2013, *Analisis Kapasitas Ruang Parkir Pasar Sepinggan Balikpapan, Kalimantan Timur* Tugas Akhir, Universitas Atma Jaya Yogyakarta.

Dirjen Bina Marga, 2014. *Pedoman Kapasitas Jalan Indonesia (PKJI).*Direktorat Jenderal Bina Marga. Jakarta

Dirjen Hubungan Darat, 1998, *Pedoman Perencanan dan Pengoperasian Fasilitas Parkir*, Direktorat Jenderal Perhubungan Darat, Jakarta

Hobbs, F. D., 1995, *Penyelenggaraan dan Teknik Lalu Lintas, Edisi Kedua*, Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.

Morlok, Edward K. 1985. *Pengantar Teknik dan Perencanaan Transportasi*. Penerbit Erlangga. Jakarta.

Munawar, A., 2004, Manajemen Lalu Lintas, Beta Offsett, Yogyakarta.

Peso'a, C., 2013, *Analisis Kebutuhan Ruang Parkir Pasar Gotong Royong Magelang, Jawa Tengah* Tugas Akhir, Universitas Atma Jaya Yogyakarta.

Sukirman, Silvia. 1994. *Dasar-dasar Perencanaan Geometrik Jalan*. Penerbit Nova. Bandung.

Tommy O., 2016, *Analisis Kebutuhan Parkir Rumah Sakit ST. Antonius Pontianak, Kalimantan Barat* Tugas Akhir, Universitas Atma Jaya Yogyakarta.


ISBN: 978-602-60286-0-0

# CAR PARKING EVALUATION: TUGU YOGYAKARTA RAILWAY STATION

**Okkie Putriani[1], P. Eliza Purnamasari[2]**

[1] *International Civil Engineering, Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Jl. Babarsari 44 Yogyakarta*
*Email: okkieandfriends@gmail.com*
[2] *International Civil Engineering, Universitas Atma Jaya Yogyakara, Jl. Babarsari 44 Yogyakarta*
*Email: elizapoei2015@gmail.com*

## ABSTRACT

PT KAI *Daops* 6 *Yogyakarta* (2015) imposed a new parking area from east side of *Tugu* Railway Station to west side of the station or the area *Bong Suwung* with area covered 6,714m2 accommodated 170 cars and 450 motorcycles. Nevertheless in reality the parking lot and road were often jammed. The proposed of these research was to evaluate the car parking in *Tugu Yogyakarta* Railway Station. Using three samples in different days: weekend (Saturday, April 23, 2016), holiday (Thursday, May 5, 2016), and regular day (Tuesday, May 24,2016). Using in-out survey the occupancy count in the selected parking lot is taken. The maximum accumulation was happen on holidays, and the capacity car parking was unavailable enough. The maximum accumulation was happen on the second day of the observation May 5, 2016, was 349 units. The maximum parking volume was happen on the second day of observations 519 unit cars, May 5, 2016. The average of parking duration from the observation was 18.8 minutes. The maximum turn over level was happen on May 5th, 2016 with 5,46. It showed the parking passengers were using car parking facilities regularly and it would be chaos in holiday. The maximum parking index was over than 100%. It was 367,37% on the second day of observations. The space parking requirement was 5.235m2 for 349 unit cars. The parking system had to be maintained not only in entrance-exit gates but also in the pick-up/arrival venue. In these final report were given alternative solution.

Keywords: parking, capacity, turnover, accumulation, railway station

## 1. INTRODUCTION

### Background

Parking was one of the main problems that was created by the impact of transport development. The availability of less space in urban areas had increased the demand for parking space especially in areas like central business district. The number of tourist arrival in Yogyakarta was expected to increase by 12 percent during holiday seasons according to Major Yogyakarta Haryadi Suyuti last year.

Starting July 7, 2015 PT KAI Daops 6 Yogyakarta imposed a new parking area from east side of Tugu Rail Station to west side of the station or the area Bong Suwung (liputan6.com). The parking area was considered for accommodate hundreds of vehicles both two wheels and four wheels. There were three doors counter for incoming and outgoing vehicles. Two counters park in south looked into and out of two-wheeled vehicles. The north side of the counter inside a four-wheeled vehicle.

At beginning of April 2016, Malioboro Street, a major shopping street in Yogyakarta, had begun the regulation for using the pedestrian in proper way. The parking area for cars and motorcycle were used to in pedestrian side, now had moved and concentrated in selected relocating parking area: Abu Bakar Ali Parking Center, Ngabean Parking Center, and Parking Area of Tugu Yogyakarta Railway Station.

Tugu Yogyakarta Railway Station consisted of two main parking areas: East and West Gates. East Gate was located on Jalan Margo Utomo (previous Jalan Mangkubumi). These street was usually in traffic jammed because the location was in line with Jalan Malioboro. Previously Tugu Yogyakarta Railway Station on East Gate was the central flows for the departure and the arrival passengers. These condition made Jalan Margo Utomo even worse in traffic jammed.

The calculation of the parking capacity analysis of West Gates Tugu Yogyakarta Railway Station were needed to figure out. Rail passenger number continued to increase in Yogyakarta as a result of various timetable changes including the introduction of new services from east (Surabaya) to west (Jakarta).

Coupling with employment growth in the main urban centers and worsening road congestion this had improved the competitiveness of rail versus other modes. As a result, the availability of parking had reduced with many full before the end of the AM peak period.

April 9th, 2016 (Jawa Pos) The Governor of Yogyakarta Special Region, Sri Sultan Hamengku Buwono X and Executive Vice President PT KAI Daop 6 Jogja Hendy Helmi planned for utilizing some parking area at East Doors Tugu Yogyakarta Railway Station Bong Suwung as vertical parking. July 2016, Executive Vice President (EVP) PT KAI *(Persero) Daop 6 Yogyakarta* stated (SuaraMerdeka.com) the current parking capacity was available for 300 cars, 1.000 motorbikes, and 20 buses.

## Problem statement

The research will cover the problem of:

1. Do the West Gate parking supply cover the convenient the parking demand in Tugu Yogyakarta Railway Station?
2. What is the characteristic of the parking system in Tugu Yogyakarta Railway Station?
3. Whether it is necessary to re-design the existing parking system?
4. What is the best recommendation can be given?

## Objectives

The objectives of this research are:

1. To evaluate the capacity parking in Bong Suwung, West Gate Tugu Yogyakarta Railway Station.
2. To identify the characteristic of the parking system in Bong Suwung, West Gate Tugu Yogyakarta Railway Station.
3. To determine whether the existing parking system needs to be re-designed or not.
4. To give the best recommendation effectiveness parking system in West Gate Tugu Yogyakarta Railway Station.
5. To support as collected data the additional plan for vertical parking building.

## Problem limitation

1. The data analysis was taken at Bong Suwung, West Gate Tugu Yogyakarta Railway Station.
2. The data sampling was collected on weekdays and weekend days.
3. The area parking was on south area parking in Tugu Yogyakarta Railway Station.
4. The parking analysis was limited on cars and motorcycles in Tugu Yogyakarta Railway Station.

## Purposes

The purposes of these research:

1. Describing the parking lot's characteristics include parking capacity, parking accumulation, parking duration, turn over, parking index, and parking space requirement at Parking Area Tugu Yogyakarta Railway Station.
2. Giving the best advises of parking system at Parking Area Tugu Yogyakarta Railway Station.

## Location map




Figure 1. Parking Map, Parking Area Tugu Yogyakarta, Railway Station, West Gate, Bong Suwung

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 2. BASIC THEORIES

### Parking statistics

Before taking any measures for the betterment of conditions, data regarding availability of parking space, extent of its usage and parking demand is essential. It is also required to estimate the parking fares also. Parking surveys are intended to provide all these information. Since the duration of parking varies with different vehicles, several statistics are used to access the parking need. The following parking statistics are normally important.

### Parking Accumulation

It is defined as the number of vehicles parked at a given instant of time. Normally this is expressed by accumulation curve Accumulation curve is the graph obtained by plotting number of bays occupied with respect to time.

### Parking Volume

Parking volume is the total number of vehicles parked at a given duration of time. This does not account for repetition of vehicles. The actual volume of vehicles entered in the area is recorded.

### Parking Load

Parking load gives the area under the accumulation curve. It can also be obtained by simply multiplying the number of vehicles occupying the parking area at each time interval with the time interval. It is expressed as vehicle hours.

### Average Parking Duration

It is the ration of total vehicle hours to the number of vehicles parked.

$$Parking\ duration = \frac{parking\ load}{parking\ volume} \tag{1}$$

### Parking Turnover

It is the ratio of number of vehicles parked in a duration to the number of parking bays available. This can be expressed as number of vehicles per bay per time duration.

$$Parking\ turnover = \frac{parking\ volume}{no\ of\ bays\ available} \tag{2}$$

### Parking Index

Parking index is also called occupancy or efficiency. It is defined as the ratio of number of bays occupied in a time duration to the total space available. It gives an aggregate measure of how effectively the parking space is utilized. Parking index can be found out as follows

$$Parking\ index = \frac{parking\ load}{parking\ capacity} \text{x} 100 \tag{3}$$

## 3. RESEARCH METHODOLOGY

### Framework of Idea

Parking survey are conducted to collect the parking statistics. The most common parking surveys conducted are in-out survey, fixed period sampling and license plate method of survey.

### In-out survey

The occupancy count in the selected parking lot is taken at beginning. Then the number of vehicles that enter the parking lot for a particular time interval is counted. The number of vehicles that leave the parking lot is also taken. The final occupancy in the parking lot is also taken. Here the labors required are needed. For checking from the entrance between car and motorcycle, and from the exit gates at two different location of West Gate *Tugu Yogyakarta Rail Station*. Based in these survey there won't get any data regarding the time duration for which a particular vehicle used that parking lot. Parking duration and turnover is not obtained. Hence the estimation of the parking fare cannot be obtained from these survey. For quick survey purposes, a fixed period sampling will be done. These method of survey is similar to in-out survey. All vehicles are counted at the beginning of the survey. Then

ISBN: 978-602-60286-0-0

after a fixed time interval that may vary between 15 minutes to 1 hour, the count is again taken. Here there are chances of missing the number of vehicles that were parked for a short duration.

### License plate method of survey

This result in the most accurate and realistic data. In this case of survey, every parking stall is monitored at a continuous interval of 15 minutes or so and the license plate number is noted down. It will give the data regarding the duration for which a particular vehicle was using the parking bay. This will help in calculating the fare because fare is estimated based on the duration for which the vehicle was parked. If the time interval is shorter, then there are less chances of missing short-term parkers. The research was using data collected in field survey. There were two type of data collected, primer data and secondary data. The techniques were used:

### Primer data

a. Observation
Observation was the process of collecting and recording data in order to gain information. These procedure was needed as the correlation between reliability condition and validity ongoing behavior.
b. Interview
An interview was a conversation where question are asked directly refers to involve a transfer of information. Interview could be used to explore the views, experiences, conditions, and other impacts in parking area of West Gate, *Bongsuwung, Tugu Yogyakarta* Railway Station.

### Secondary data

Secondary data was submitted by measuring the location, capturing the area, and collecting information data from the official institutions, *PT KAI Daop VI Yogyakarta PT Reska Multi Usah*a.

### Tools

The tools were used in this survey:

1. Magnetic Tape Measure, as measuring length and width of parking area.
2. Portable Clock, for timing the entering and exiting cars at the parking location and recorded the limit time of survey.
3. Form and stationary, for writing the survey result.
4. Computer, for processing data
5. Camera, for capturing photos at the real condition.
6. Infrared Distance Meter, using infrared sensors for distance measurement in mobile length with max 70 meters.

### Time

The research was held in three comparative days, with an hour – two hours of duration time.

1. First day, on Sunday, April 23rd 2016, 14.30 – 17.00 WIB
2. Second day, on Friday, May 5th 2016, 14.30 – 17.00 WIB
   Public holidays: Ascension Day of Jesus Christ (Thursday, May 5th 2016), Ascension of the Prophet Muhammad (Friday, May 6th 2016) – peak demand
3. Third day, on Tuesday, May 24th 2016, 14.30 – 17.00 WIB

### Method of Data Analysis

Parking Capacity Survey and Analysis Steps:
1. Preliminary Survey
These preliminary survey was conducted prior to the scheduled survey, Sunday, April 17th 2016, as the general information. Knowing the exact location, limiting the boundaries area, checking the condition, counting estimation of the volume vehicle, deciding the schedule of collecting data, and arranging the steps of the survey.
2. Collecting Data
The primer data collected on the field survey was conducted by live report at the location. The activities were using the data form, recording vehicle license numbers, timing in / out the vehicles, and measuring the parking space. These activities was held on scheduled date. The advantage of these method were knowing exactly the problem condition of the field, investigating why jammed parking happen in holidays, finding when the parking system were not working well. The secondary data collected on the field survey was conducted by live report at the location. The activities were sketching parking lot and measuring parking area. It was held on Tuesday, June 7, 2016.

ISBN: 978-602-60286-0-0

3. Data Processing

After the data had been collected, the next step was processing and analyzing the study result. The data was sorted by time, in/out, and types. Using computer technologies, the data was submitted as input. The input data would be processing using software Microsoft Excel. As the result had been analyzed called output data.

## How to Analyze Data

1. Using length and width of the parking lot had been obtained parking capacity. The availability of parking spaces was considered a static value parking.
2. The in/out timing of the cars were recorded based on the license plate number. The submitted data could be calculated for showing result of the maximum duration and the mean duration.
3. The survey parking had been recorded the total of in and out from the parking location. The next step was being processed, diagramed in order to obtain the accumulated value of the maximum, minimum, and drew the graph.
4. The accumulated value would get the index value of the parking level and parking space utilization.

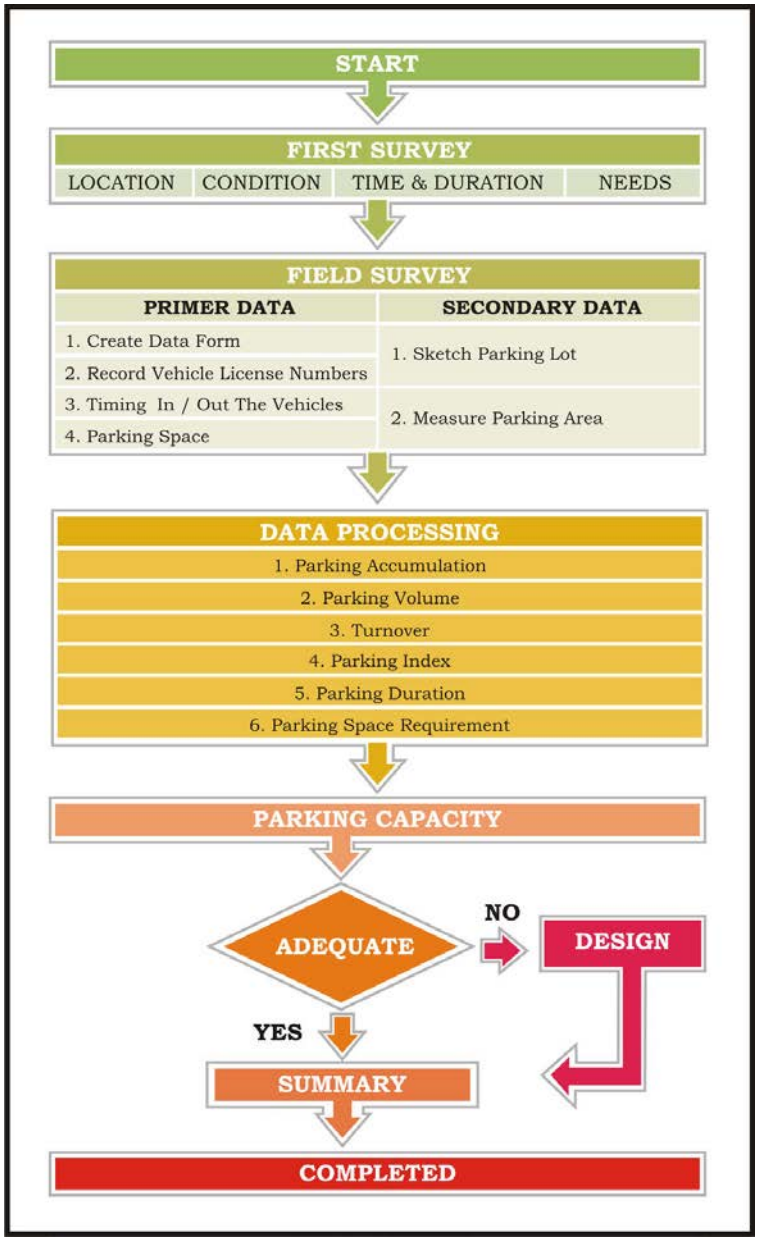



Figure 2.Survey Phases

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 4. DATA PROCESSING & ANALYSIS

Based on the preliminary survey, *Tugu Yogyakarta* Railway Station used E-manless parking system. Before collecting the data, the writer captured the schedule of the trains in *Tugu Yogyakarta* Railway Station from newspapers *Kedaulatan Rakyat* April 2016. The listed schedule was reordered by the arrival time of the trains. Using histogram, graphical representation of the distribution of the frequency variable time arrival, could be concluded the peak-time in daily activities in *Tugu Yogyakarta* railway station. Those were between 7.50 WIB – 10.00 WIB and 15.00 WIB – 17.50 WIB.

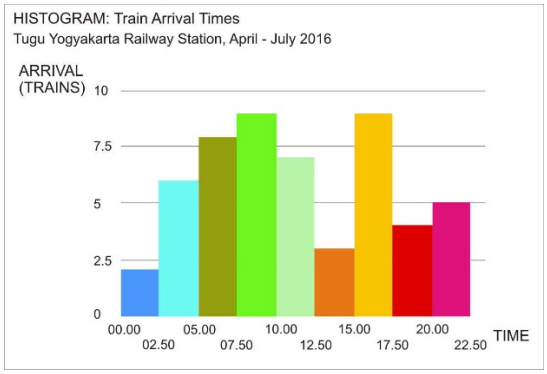



Figure 3. Train Arrival Times, *Tugu Yogyakarta* Station

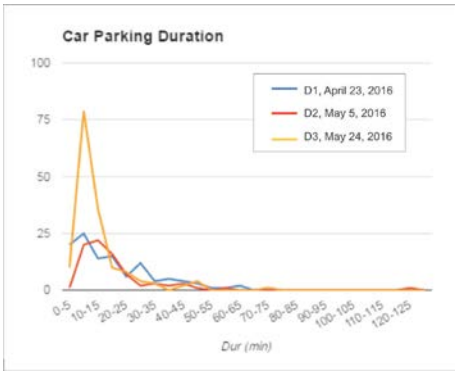



Figure 4. Graphic of Parking Duration, Day 1-3

### Parking characteristic

#### Parking duration

Parking duration was the length of time that individual vehicles remain parked.

#### Parking accumulation

Parking accumulation was defined as the total number of vehicles parked at any given time.

$$\text{Accumulation} = I - O + X \quad (4)$$

Note:

I = vehicle enter to the parking location
O = vehicle exit from the parking location
X = the number of existing vehicles in the parking area

Table 1. Cars Parking Accumulation

| DAY | SATURDAY, WEEKEND | | | THURSDAY, HOLIDAY | | | MONDAY, WEEKDAY | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| DATE | APRIL 23, 2016 | | | MAY 5, 2016 | | | MAY 23, 2016 | | |
| TIME | IN | OUT | ACC | IN | OUT | ACC | IN | OUT | ACC |
| 30 min interval | | | 135 | | | | | | |
| Before 2.30 PM | 2 | | 137 | | | 244 | | | 95 |
| 2.30 - 3.00 | 21 | 25 | 133 | 68 | 31 | 281 | 36 | 48 | 88 |
| 3.00 - 3.30 | 44 | 56 | 121 | 67 | 48 | 300 | 38 | 46 | 80 |
| 3.30 - 4.00 | 77 | 51 | 147 | 49 | 28 | 321 | 36 | 27 | 89 |
| 4.00 - 4.30 | 59 | 66 | 140 | 59 | 31 | 342 | 41 | 33 | 97 |
| 4.30 - 5.00 | 29 | 44 | 125 | 32 | 52 | 323 | 54 | 52 | 99 |
| TOTAL | 232 | 242 | 938 | 275 | 190 | 1824 | 205 | 201 | 613 |
| AVERAGE | 39 | 40 | 134 | 55 | 38 | 301 | 41 | 31 | 92 |
| MAX | 77 | 60 | 147 | 68 | 52 | 349 | 54 | 52 | 99 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

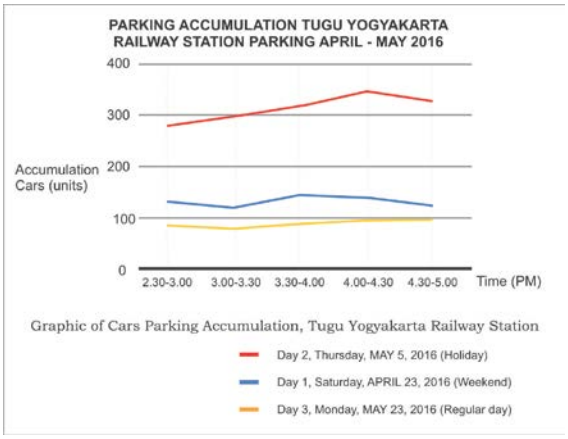



Figure 5. Graphic of Cars Parking Accumulation

Table 2. Parking Volume of *Tugu* Railway Station

| PARKING | TIME 2.30 - 5.00 PM | | |
|---|---|---|---|
| VOLUME | April 23, 2016 | May 5, 2016 | May 24, 2016 |
| CARS | 367 | 519 | 300 |

## Parking turnover

It was the ratio of number of vehicles parked in a duration to the number of parking bays available. This could be expressed as number of vehicles per bay per time duration.

$$Parking\ Turnover = \frac{parking\ volume}{no\ of\ bays\ available} \tag{5}$$

Vehicle Capacity / No. of bays available

- Cars 170 units (management stated)
  **95** units (observation viewed)

Example of Parking Turnover Calculation on April 23, 2016:

$$Parking\ Turnover = \frac{parking\ volume}{no\ of\ bays\ available} \tag{6}$$

$$PT = \frac{367}{170} = 2{,}16 \text{ (management stated)}$$

$$PT = \frac{367}{95} = 3{,}86 \text{ (observation viewed)}$$

Table 3. Turn Over Level *Tugu Yogyakarta* Railway Station

| Time of Observation | Parking Volume | Duration (hours) | No. Bays Available | Turnover |
|---|---|---|---|---|
| April 23, 2016 | 367 | 2.00 | 95 | 3.86 |
| May 5, 2016 | 519 | 2.00 | 95 | 5.46 |
| May 24, 2016 | 300 | 2.00 | 95 | 3.16 |
| | | | Average | 4.16 |
| | | | Max | 5.46 |

The calculation showed the average turnover level on 4,16. The maximum turn over happen on May 5, 2016 with 5,46. It showed the parking passengers were using car parking facilities regularly and it would be chaos in holiday.

## Parking index

Parking index was also called occupancy or efficiency. It was defined as the ratio of number of bays occupied in a time duration to the total space available. It gave an aggregate measure of how effectively the parking space was utilized. Parking index could be found out as follows:

$$Parking\ Index = \frac{parking\ load}{parking\ capacity} \text{x} 100 \tag{7}$$

ISBN: 978-602-60286-0-0

In the observation, the calculation was using 30 minutes interval. Example of parking index calculation on April 23, 2016:

$$The\ Maximum\ Parking\ Index = \frac{The\ Maximum\ Accumulation\ Parking\ x100\%}{No\ Bays\ Available} \quad (8)$$

$$= \frac{147}{95} x100\%$$

$$= 154.74\%$$

$$The\ Average\ Parking\ Index = \frac{The\ Average\ Accumulation\ Parking\ x100\%}{No\ Bays\ Available} \quad (9)$$

$$= \frac{134}{95} x100\%$$

$$= 141.05\%$$

Table 4. The Maximum Parking Index

| TIME OBSERVATION | MAX ACC | NO BAYS AVBL | PARKING INDEX |
|---|---|---|---|
| April 23, 2016 | 147 | 95 | 154.74 |
| May 5, 2016 | 349 | 95 | 367.37 |
| May 24, 2016 | 99 | 95 | 104.21 |

Table 5. The Average Parking Index

| TIME OBSERVATION | AVG ACC | NO BAYS AVBL | PARKING INDEX |
|---|---|---|---|
| April 23, 2016 | 134 | 95 | 141.05 |
| May 5, 2016 | 304 | 95 | 320.00 |
| May 24, 2016 | 92 | 95 | 96.69 |

From the parking index calculation with 30 minutes interval showed the capacity parking area of *Tugu Yogyakarta* Railway Station exceeded more than 100%. The jammed situation called chaos happen because of the limited parking space viability. The flow of the in and out of parking were fine, but in the middle of the parking situation was uncontrolled. The mixed situation between the visitors who wanted to park their cars and pick the train passengers. The line of the venue was obstructed by parking cars without any guided directions, that made the situation were more complicated and got stuck.

## Average of parking duration

$$x_{rerata} = \frac{\sum fx}{\sum jumlah\ kendaraan} \quad (10)$$

From the calculation could be noted the average of parking duration on the first day and the second day of observation were similar to 18.8 minutes. The similarity was on the peakdays (holiday / weekend). The average of parking duration on the third day of observation was 13.1 minutes, the flow of parking was smoother. From these values could be concluded as the limit time of the parking fixed rate was 20 minutes. This limitation could be fulfilled became 60 minutes = 1 hour.

## Parking space requirement

The primary data about the maximum accumulation parking and the area parking were used as the analysis of the parking space requirement. The example of the parking space requirement calculation on April 23, 2016:

PSR = Parking Space Requirement (11)

= The Max Parking Accumulation × Parking Space Unit

= 147 × 15 = 2205 $m^2$

Note: SRP (*Satuan Ruang Parkir*) / Parking Space Per Unit

Passenger Car For Group III 3,00 x 5,00 ($m^2$) = 15,00 $m^2$

Group III: Front / rear doors full opened and disable parking access.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Table 5.9. Parking Space Requirement

| TIME OBSERVATION | PARKING SPACE UNIT | MAX ACC | PARKING SPACE REQUIREMENT |
|---|---|---|---|
| April 23, 2016 | 15 | 147 | 2.205 $m^2$ |
| May 5, 2016 | 15 | 349 | 5.235 $m^2$ |
| May 24, 2016 | 15 | 99 | 1.485 $m^2$ |

Based on the calculation the capacity of parking space requirement needed with the field condition was sufficient.

Parking Area = 1. Bongsuwung Parking Area 6.714 $m^2$
2. South Station Parking Area 2.746 $m^2$

Parking Area = 9.460 $m^2$ (PT KAI Daop 6, DetikNews 2015)
= 7.444,657 $m^2$ (based on calculation)

The problem were not only the management of the flow the train passengers who want to be picked up and the visitors who want to park their cars, but also the facilities on the surroundings were not sufficient for all. There was no pedestrian pathway from the train station to the motorcycle parking area. They had to walk passing by with the cars. The bottle neck situation happen in the centre of the parking area. The south railway station was more quite than the centre area.

### Parking modules

The parking module referred to the basic layout of one aisle with a set of parking stalls on both sides of the aisle. There were many potential ways to lay out a parking module. For 90° stalls, two-way aisles were virtually always used, as vehicles might enter parking stalls conveniently from either approach direction. Where angle parking was used, vehicle might enter a stall in only one direction of travel and must depart in the same direction. In most cases, angle parking was arranged using one-way aisles, and stalls on both sides of the aisle were arranged to permit entries and exits from and to the same direction of travel. Angle stalls could also be arranged such that stalls on one side of the aisle were approached from the opposite direction as those on the other side of the aisle. In such cases, two-ways aisles must be provided.

### Parking capacity ratio

Based on the capacity was facilitated in the location, vehicle capacity / no. of bays available

- Cars 170 units (management stated)
**95** units (observation viewed)

Compared to the parking space requirement it showed that the area was sufficient, however the reality when the day was on holiday, the parking area would be stuck and jammed.

## 5. CONCLUSION AND RECOMMENDATION

### Conclusion

The main concept of *Bongsuwung*, West Gate *Tugu Yogyakarta* Railway Station was built for solving the traffic jammed problems in East Gate *Tugu Yogyakarta* Raiway Station in *Jalan Margoutomo* (previous *Jalan Mangkubumi*), *Yogyakarta*. Nowadays had been a year, the concept was implemented as the main parking area of *Tugu Yogyakarta* Railway Station. Nevertheless, the problem of traffic jammed not solved completely, there were some serious problems happen. The management, the facilities, the coordination, and the limited parking space had been the main issues.

Based on the survey and the observation in three different type of days: weekend, holiday, and regular day, could be concluded:

1. The available capacity car parking area based on interview was 170 cars with total area 9.460$m^2$ (6.714$m^2$ *Bongsuwung* Parking Area, 2.746$m^2$ South Station Parking Area) . Parking area based calculation was 7.444,657 $m^2$. Based on the field calculation covered only 95 units. The maximum accumulation was happen on the second day of the observation May 5, 2016, was 349 units.
2. The maximum parking volume was happen on the second day of observations 519 unit cars, May 5, 2016.
3. The average of parking duration from the observation was 18.8 minutes.
4. The maximum turn over level was happen on May 5$^{th}$, 2016 with 5,46. It showed the parking passangers were using car parking facilities regularly and it would be chaos in holiday.
5. The maximum parking index was over than 100%. It was 367,37% on the second day of observations.
6. The space parking requirement was 5.235$m^2$ for 349 unit cars.

ISBN: 978-602-60286-0-0

7. The captured evidence in field of observation, the traffic jammed was happen in the bottle neck area, the pick-up of the passengers. Because the width of the path vanue was narrower than the parking area.
8. The alternatives solution could be offered, by adding professional security employees at the bottle neck area, adding CCTV on the several spots of the crucial paths, facilitating the parking areas for the buses only, facilitating the path for pedestrian until the motorcycle and car parking areas, demolishing the old buildings for widening the path vanue, adding the progressive parking payment, and separating the queue area in bottle neck / crucial area in pick up/arrival passenger from taxi, visitors cars, and other facilities.

## Recommendation

1. Giving the sign board of parking available include the detailed information of the schedule train arrival at the parking area. The visitors could estimate the time of pick up schedule.
2. Fixing the broken and cracked asphalt street. The maintenance of quality services and facilities could be handled well, including the CCTV at the exit and entrance parking gates.
3. Optimizing the parking employees on the available gates professionally. The traffic jammed occurred at the bottle neck could be minimized.
4. Managing the customer parking when they wanted to go to the expedition services.
5. Adding the sign board of traffic parking system surround the parking area. The visitors would easily get decision to make.

## REFERENCES


ACT Government (2009). *Design Standards for Urban Infrastucture 10 Parking Areas, Urban Services* , accessed on April 14, 2016, http://www.tams.act.gov.au/__data/assets/pdf_file/0012/396867/ds10_parking.pdf

Ardiansari, Anna Ferika (2010). *Analisis Penanganan Kebutuhan Parkir (Studi Kasus: Stasiun Tugu Yogyakarta)*, S1 Thesis, UAJY, accessed on July 10, 2016, http://e-journal.uajy.ac.id/2583/

Ashley, Carol (1994). *Traffic and Highway Engineering for Developments*, Blackwell Scientific Publication, United Kingdom

Kuzmyak, J. Richard (2003). Transportation Research Board, *Traveler Response to Transportation System Changes*, Washington

Kristanti, Ari (2007). *Analisis Kapasitas Ruang Parkir Di Rumah Belanja Mirota Kampus Yogyakarta*, Skripsi Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik, Universitas Atma Jaya, Yogyakarta

Lukac, Morana (2014). Bridging The Unbridgeable, *Railway Station or Train Station*, accessed on July 12, 2016, https://bridgingtheunbridgeable.com/2014/11/12/railway-station-or-train-station/

Mahmud, Fathi, Liputan6 (2015), *Area Parkir di Stasiun Tugu Yogyakara Dipindah*, June 13, 2016, http://news.liputan6.com/read/2268066/area-parkir-di-stasiun-tugu-yogyakarta-dipindah

Mathew, Tom V. (2014). *Transportation System Engineering*, IIT, Bombay

ParkingNet, *On- and Off- Street Parking*, accessed on July 12 (2016). http://www.parking-net.com/about-parking/on-and-off-street-parking

Purnomo Edi, Cahyo, Berita Jogja (2015). *Area Parkir Stasiun Tugu Kini Fasilitasi Becak*, July 10, 2016, http://beritajogja.id/area-parkir-stasiun-tugu-kini-fasilitasi-becak.html

Raharjo, Edzan, Detik News (2016). *Puncak Arus Balik, 32 Ribu Penumpang Diprediksi Naik Kereta dari Yogyakarta*, July 11, 2016,
https://news.detik.com/berita/3250247/puncak-arus-balik-32-ribu-penumpang-diprediksi-naik-kereta-dari-yogyakarta

Rail Policy Team, Comhdhail Alba Transport Scotland, 2014, *Rail Station Car Parking Strategy*, April 20, 2016, http://www.transport.gov.scot/system/files/documents/reports/Car%20parking%20strategy%20-%20June%202014.pdf

Roger P. Roess, etc. (2004). *Traffic Engineering*, Third Edition, Pearson Education International

Tim Penyusun (2013). *Pedoman Penulisan Laporan Tugas Akhir, Universitas Atma Jaya*, Yogyakarta

Wikipedia (2016). Train Station, accessed on July 12, 2016, https://en.wikipedia.org/wiki/Train_station

Yudha Sj, Sorot Jogja (2015). *Banyak Calon Penumpang Keluhkan Lokasi Parkir Stasiun Tugu yang Baru*, June 10, 2016, http://sorotjogja.com/penumpang-keluhkan-stasiun/


ISBN: 978-602-60286-0-0

# EVALUASI KINERJA ANGKUTAN PENUMPANG JALUR 1 DAN 2 DI KOTA KUPANG, NUSA TENGGARA TIMUR

**JF. Soandrijanie Linggo[1], Frederika Putri Manu [2]**

*[1]Prodi Teknik Sipil, Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Jl. Babarsari 44 Yogyakarta*
*Email: jose@staff.uajy.ac.id*
*[2] Prodi Teknik Sipil, Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Jl. Babarsari 44 Yogyakarta*
*Email: frederikamanu33@gmail.com*

## ABSTRAK

Banyaknya angkutan umum di kota Kupang yang melalui jalur 1 dan 2 menyebabkan waktu tunggu kurang dari 5 menit dan berakibat tempat duduk yang tersedia tidak terisi penuh untuk itu perlu diteliti apakah angkutan yang beroperasi jumlahnya sesuai kebutuhan atau tidak. Dari penelitian yang dilakukan ternyata *Load Factor* Jalur 1 dan 2 hanya 47,7% dan 48,6%, jauh di bawah standar Pemerintah (70%). Kecepatan rata-rata perjalanan (20,578 k/jam) belum memenuhi standar Pemerintah (30 km/jam), *Headway* jalur 2 sebesar 3,3 menit belum memenuhi standar pemerintah (5-10 menit), tetapi waktu perjalanan rata-rata sebesar 1,39 jam sudah memenuhi strandar pemerintah (1-1,5 jam). Untuk meningkatkan kinerja angkutan umum maka perlu adanya pengurangan terhadap angkutan yang beroperasi yaitu 6 armada untuk jalur 1 dan 15 armada untuk jalur 2 serta dibuatkan *Time Table* untuk kelancaran sirkulasi armada yang beroperasi.

Kata kunci: evaluasi, kinerja, angkutan.

## 1. PENDAHULUAN

Angkutan kota di kota Kupang disebut ‘bemo’. Merupakan jenis mikrolet dengan kapasitas 12 orang. Semua bemo di Kota Kupang masih menjadi milik perseorangan namun harus mendapat ijin dari Dinas Perhubungan Kota Kupang. Pengoperasian bemo di Kota Kupang sudah mencapai 22 jalur. Namun dari 22 jalur tesebut, jalur 1 dan 2 merupakan jalur yang banyak dilalui oleh kendaraan angkutan umum. Tujuan Penelitian ini untuk mengevaluasi kinerja angkutan perkotaan jalur 1 dan 2 di Kota Kupang dan pengaturan jadwal angkutan tersebut dan untuk memberikan saran bagi perbaikan dan peningkatan kinerja angkutan perkotaan jalur 1 dan 2 sesuai hasil evaluasi yang didapat.

## 2. LANDASAN TEORI

### Standar Kinerja Angkutan Umum

Untuk mengetahui apakah angkutan umum itu sudah berjalan dengan baik atau belum dapat dievaluasi dengan memakai indikator kendaraan angkutan umum berdasarkan standar yang telah ditetapkan pemerintah Standar Keputusan Direktur Jenderal Perhubungan Darat Nomor SK : SK.687/AJ.206/DRJD/2002 seperti pada Tabel 1 dan menurut Peraturan Menteri Perhubungan Indonesia (2012) seperti pada Tabel 1 dan 2 :

Tabel 1. Standar Kinerja Angkutan Umum

| No | Parameter | Standar |
|---|---|---|
| 1 | Waktu antara (*headway)*<br>H ideal<br>H puncak | <br>5-10 menit<br>2-5 menit |
| 2 | Waktu menunggu<br>rata – rata<br>Maksimum | <br>5-10 menit<br>10-20 menit |
| 3 | Faktor muatan ( *load factor*) | 70% |
| 4 | Waktu Perjalanan<br>Rata-rata<br>Maksimum | <br>1-1,5 jam<br>2-3 jam |
| 5 | Jumlah armada | - |
| 6 | Rute | - |

Sumber : Keputusan Direktur Jenderal Perhubungan Darat Nomor SK : SK.687/AJ.206/DRJD/2002

Tabel 2. Standar Kinerja Angkutan Umum

| Kecepatan Perjalanan | Standar |
|---|---|
| Jam normal | 50 km/jam |
| Jam puncak | 30 m/jam |

Sumber : Peraturan Menteri Perhubungan RI No. 10. Tahun 2012

## Parameter Evaluasi Kinerja Pelayanan Angkutan Umum

Menurut Keputusan Direktur Jenderal Perhubungan Darat Nomor SK : SK.687/AJ.206/DRJD/2002 untuk mengetahui tingkat efektivitas dan efisiensi pengoperasian angkutan umum terdapat beberapa parameter yang dapat diteliti.

Parameter yang digunakan dalam penelitian ini adalah :

a. Efektivitas

Parameter dalam indikator efektivitas meliputi :

1. Kemudahan

   Yang diteliti dalam indikator kemudahan atau aksesbilitas ini berhubungan dengan panjang trayek yang dilewati kendaraan terhadap luas daerah yang dilayani, bagaimana pelayanan suatu angkutan dapat diakses dan digunakan dalam satu trayek jaringan yang dilewati. Aksesbilitas adalah suatu ukuran kenyamanan atau kemudahan mengenai cara lokasi tata guna lahan berinteraksi satu sama lain dan 'mudah' atau 'susah'nya lokasi tersebut dicapai melalui sitem jaringan transportasi (Tamin, 2000)

2. Kapasitas pelayanan

   Parameter yang diteliti yaitu jumlah armada dibandingkan dengan panjang jalan yang dilalui oleh angkutan umum. Jumlah armada berhubungan dengan seberapa banyak kendaraan yang mampu melayani permintaan penumpang setiap waktunya, kapasitas tempat duduk, waktu sirkulasi dan waktu antara. Jumlah kendaraan angkutan umum semakin bertambah sesuai dengan permintaan pelayanan yang semakin meningkat. Perhitungan jumlah armada dapat menggunakan persamaan berikut :

$$K = \frac{C_t}{H \text{ x } fA} \qquad (1)$$

   dengan : K = jumlah kendaraan, Ct = waktu sirkulasi (menit), H = waktu antara (menit), fA = Faktor ketersediaan (100%)

3. Kualitas pelayanan

   a. Frekuensi pelayanan

      Perhitungan frekuensi berdasarkan banyaknya kendaraan yang dapat beroperasi dalam waktu 1 jam. Frekuensi bergantung pada *headway*. Semakin tinggi frekuensi menggambarkan makin banyak pula jumlah kendaraan yang beroperasi dan menyebabkan waktu tunggu penumpang semakin sedikit. Frekuensi sangat berkaitan erat dengan faktor muat kendaraan. Penghitungan frekuensi menurut Abubakar (1996) menggunakan rumus sebagai berikut :

$$F = \frac{60}{H} \qquad (2)$$

      dengan : F = frekuensi (kendaraan)H = *Headway* (menit)

   b. *Headway*

      *Headway* yaitu perbedaan waktu antara angkutan yang satu dengan angkutan yang lain pada sat rute ` yang sama . Menurut Direktorat Jenderal Perhubungan Darat (2002), bahwa indikator kualitas pelayanan yang berkaitan dengan waktu tunggu penumpang (*passenger waiting time*) rata-rata sebesar 5- 10 menit, dan waktu penumpang maksimum sebesar 10-20 menit. Nilai *headway* dapat dinyatakan dalam persamaan sebagai berikut :

$$H = T_2 - T_1 \qquad (3)$$

      dengan : H = *Headway*, T1 = waktu kendaraan pertama, T2 = waktu kendaraan kedua

   c. Kecepatan operasi (V)

      Kecepatan operasi adalah perbandingan antara jarak yang ditempuh suatu kendaraan dalam satu rute dengan waktu dalam satu rit atau putaran. Semakin tinggi kecepatan maka semakin cepat pula mobilitasnya atau kinerjanya. Persamaan yang digunakan dalam mengukur kecepatan operasi (*operating speed*) adalah :

ISBN: 978-602-60286-0-0

$$V = \frac{s}{t} \quad (4)$$

Keterangan :
V = Kecepatan operasi angkutan umum (km/jam)
S = Jarak rute angkutan umum(km)
T = Waktu perjalanan angkutan umum (jam)

d. Waktu tempuh
Waktu tempuh yaitu waktu yang dibutuhkan suatu angkutan dalam satu kali putaran. Waktu tempuh dipengaruhi beberapa hal yaitu waktu menaikkan dan menurunkan penumpang, panjang trayek. Untuk menghitung waktu tempuh dapat digunakan persamaan berikut :

$$CT\,ABA = (\,T\,AB + TBA\,) + + (\sigma AB + \sigma BA\,) + (\,TTA + TTB) \quad (5)$$

Keterangan :
CT ABA = Waktu sirkulasi dari A ke B, kembali B ke A
T AB = Waktu perjalanan rata-rata dari A ke B
T BA = Waktu perjalanan rata-rata dari B ke A
σAB = Deviasi waktu perjalanan dari terminal A ke terminal B
σ BA = Deviasi waktu perjalanan dari terminal B ke terminal A
TT = Waktu henti di terminal ( ditetapkan 10% dari waktu perjalanan A ke B)

e. Waktu antara kendaraan
Untuk mengetahui waktu antara suatu kendaraan dengan kendaraan lainnya pada rute yang sama, dapat digunakan persamaan berikut :

$$H = (60 \text{ x C x Lf}) / \text{P} \quad (6)$$

Keterangan :
H = Waktu antara (menit)
P = jumlah penumpang per jam pada sesi terpadat
C = Kapasitas Kendaraan
Lf = factor muat, diambil 70% ( pada kondisi dinamis)

b. Efisiensi
Parameter yang diteliti dalam indikator efisiensi adalah, utilisasi kendaraan dan *load factor*.

1. Utilisasi kendaraan
   Merupakan efisiensi jarak yang dapat ditempuh suatu kendaraan dalam 1 hari.
2. *Load factor*
   Menurut Direktorat Jenderal Perhubungan Darat (2002) merupakan perbandingan antara kapasitas terjual dan kapasitas tersedia untuk satu perjalanan yang biasa dinyatakan dalam persen (%).
   Standar yang ditetapkan oleh Direktorat Perhubungan, untuk nilai load factor 70 %. Untuk menghitung *load factor* digunakan rumus sebagai berikut :

$$f = \frac{M}{S} \text{ x } 100\% \quad (7)$$

Keterangan :
f = faktor muatan penumpang
M = penumpang per-km yang ditempuh
S = kapasitas tempat duduk yang tersedia

## Penyusunan Jadwal Angkutan

Dasar penentuan jadwal pada angkutan penumpang adalah :
a. Waktu antara (*headway*).
b. Jumlah armada.
c. Jam perjalanan dari / ke asal / tujuan serta waktu singgah pada tempat–tempat pemberhentian.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 3. HASIL PENELITIAN DAN PEMBAHASAN

### Survei Naik Turun Penumpang

Survei naik turun penumpang satu putaran dilakukan sebanyak 3 kali dalam sehari yaitu jam sibuk pagi pukul 07.00 WITA, jam sibuk siang pukul 13.00 WITA, dan jam sibuk malam pukul 18.00 WITA

Tabel 3. Hasil Survei Naik Turun Penumpang

| Sesi | Jalur 1 | | | Jalur 2 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Sabtu ( 24/4/16) | Minggu (25/4/16) | Senin (26/4/16) | Sabtu ( 24/4/16) | Minggu (25/4/16) | Senin (26/4/16) |
| Pagi | 20 | 11 | 25 | 19 | 17 | 28 |
| Siang | 24 | 19 | 28 | 14 | 16 | 23 |
| Sore | 41 | 42 | 25 | 32 | 30 | 33 |
| Rata-Rata | 28 | 24 | 26 | 22 | 21 | 28 |

### Rute Perjalanan Angkot dan Jumlah Penumpang

Dari hasil pengamatan dan pelaksanaan survei lapangan, diketahui rute perjalanan beberapa angkot jalur 1 dan 2 tidak sesuai dengan ijin trayek yang dikeluarkan oleh Dinas Perhubungan Kota Kupang yaitu berawal dari Terminal Bello. Angkutan hanya sampai di jalur 40 yang merupakan terminal bayangan lalu putar balik. Bila ada penumpang ke Terminal Bello biasanya turun di Jalur 40 dan menggunakan ojek ke tempat tujuan.

Angkutan Jalur 1 dan 2 memiliki rute pelayanan trayek yang hampir sama, namun terdapat perbedaan pada jumlah armadanya. Rute terpanjang dimilki oleh jalur 2 sepanjang 25,3 km dan jalur 1 sepanjang 25 km. Rute angkutan jalur 1 dan 2 dapat dilihat pada Tabel 4.

**Tabel 4. Rute Angkutan Perkotaan Jalur 1 dan 2**

| Kode Trayek | Jumlah Armada | Uraian Trayek |
|---|---|---|
| 1 | 38 | TERMINAL KUPANG – TERMINAL BELLO PP<br>Melalui: H. R. Koroh – Soeharto – Sudirman – M. Hatta – Soekarno – Teminal Kupang.<br>Kembali: Siliwangi – Sumba – A. Yani – Urip Soemohardjo – Sudirman – Soeharto - H. R. Koroh – Teminal Bello. |
| 2 | 108 | TERMINAL KUPANG – TERMINAL BELLO PP<br>Melalui: H. R. Koroh – Soeharto – Sudirman – M. Hatta – A. Yani – Sumba – G. Mutis – Cenderawasi – Teminal Kupang.<br>Kembali: Soekarno-Hatta – Sudirman – Soharto H. R. Koroh – Teminal Bello. |

Sumber :Dinas Perhubungan UPT Pengelolaan Terminal, Kupang (2015)

**Tabel 5. Rata-Rata Jumlah Penumpang Jalur 1 dan 2**

| Jalur | Jumlah Penumpang | | | Rata - rata |
|---|---|---|---|---|
| | Sabtu 24 April 2016 | Minggu 25 April 2016 | Senin 26 April 2016 | Jumlah Penumpang |
| 1 | 28 | 24 | 26 | 26 |
| 2 | 22 | 21 | 28 | 24 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

Untuk jalur 1 rata-rata jumlah penumpang tertinggi didapatkan pada jam sibuk hari Sabtu. Ini dikarenakan hari Sabtu adalah akhir pekan sehingga banyak orang menggunakan angkutan untuk bepergian sedangkan hari minggu adalah hari libur sehingga tidak banyak yang menggunakan angkutan walapun pada Minggu malam terdapat jumlah penumpang tertinggi karena banyak yang menggunakan angkutan untuk pergi ke tempat ibadah (gereja). Jalur 1 dan 2 mempunyai rute yang hampir sama, namun akses ke pusat pertokoan dan tempat hiburan lebih dekat jika menggunakan angkutan jalur 1.

## Kecepatan Operasi

Kecepatan operasi untuk untuk jalur 1 dan 2, maksimum terjadi pada hari yang sama seperti hari dimana jumlah penumpang terbanyak yaitu hari Sabtu untuk jakur 1 dan hari Senin untuk jalur 2. Hal ini dikarenakan waktu untuk ngetem menunggu penumpang tidak terlalu lama.

**Tabel 6. Kecepatan Perjalanan Angkutan Jalur 1 dan 2**

| Jalur | Kecepatan (km/jam) | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Sabtu ( 24 April 2016) | | | Rata-Rata | Minggu (25 April 2016) | | | Rata-Rata | Senin (26April 2016) | | | Rata-Rata |
| | Pagi | Siang | Sore | | Pagi | Siang | Sore | | Pagi | Siang | Sore | |
| 1 | 21,818 | 20 | 24 | 21,939 | 18,182 | 17,910 | 21,053 | 19,048 | 21,429 | 22,642 | 20 | 21,357 |
| 2 | 18,683 | 19,908 | 18,4 | 18,997 | 20,240 | 18,683 | 18,125 | 19,016 | 21,686 | 23,354 | 24,288 | 23,109 |

## Load Factor

*Load Factor* yang ebih besar dari 70% menentukan jumlah penumpang lebih banyak daripada ketersediaan angkutan.

**Tabel 7. Data *Load Factor* Jalur 1 dan 2**

| Jalur | *Load Factor* (%) | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Sabtu (23 April 2016) | | | Rata-Rata | Minggu (23 April 2016) | | | Rata-Rata | Senin (25 April 2016) | | | Rata-Rata |
| | Pagi | Siang | Malam | | Pagi | Siang | Malam | | Pagi | Siang | Malam | |
| 1 | 35,119 | 49,405 | 64,286 | 49,603 | 39,881 | 37,500 | 101,786 | 59,722 | 19,048 | 37,500 | 40,476 | 32,341 |
| 2 | 58,854 | 28,646 | 44,792 | 44,097 | 46,354 | 38,542 | 54,167 | 46,354 | 54,167 | 38,542 | 72,917 | 55,208 |

## Headway

Rata-rata *Headway* sebesar 5-10 menit sudah sesuasi standar pemerintah. Menunjukkan banyaknya jumlah armada sehingga waktu antara kendaraan semakin sedikit.

**Tabel 8. *Headway* Rata-Rata tiap Jalur**

| Jalur | *Headway* | | | Rata-rata *headway* |
|---|---|---|---|---|
| | Sabtu (23 April 2016) | Minggu (24 April 2016) | Senin ( 26 April 2016) | |
| 1 | 3,259 | 12,139 | 2,881 | 6,093 |
| 2 | 2,6 | 5,554 | 1,741 | 3,298 |

## Frekuensi

**Tabel 9. Frekuensi Rata-Rata Tiap Jalur**

| Jalur | Headway Rata-Rata | Frekuensi (unit/jam) |
|---|---|---|
| 1 | 6,093 | 9,847 |
| 2 | 3,298 | 18,193 |
| 2 | 3,298 | 18,193 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

## Waktu Sirkulasi

**Tabel 10. Waktu Sirkulasi Rata-Rata Tiap Trayek**

| Jalur | Sirkulasi Rata-Rata(menit) | Sirkulasi Rata-Rata (jam) |
|---|---|---|
| 1 | 84,333 | 1,4 jam |
| 2 | 82,928 | 1,38 jam |

## Jumlah Armada per Waktu Sirkulasi

Berdasarkan perhitungan waktu sirkulasi dan waktu antara kendaraan didapat jumlah armada yang dibutuhkan per sirkulasi yaitu 4 armada untuk jalur 1 dan 4 armada untuk jalur 2.

**Tabel 11. Kebutuhan Kendaraan Per Sirkulasi Tiap Jalur**

| Jalur | Waktu Sirkulasi Kendaraan ($Ct_{ABA)}$ | Waktu Antara Kendaraan (H) | Faktor Ketersediaan (Fa) | Jumlah Kendaraan (K) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 84,33 | 22,59 | 1 | 3,73 |
| 2 | 82,928 | 23,46 | 1 | 3,69 |

Tabel di bawah ini menunjukkan banyaknya kendaraan yang harus dipangkas tiap jalurnya.

**Tabel 12. Kebutuhan Armada Per Trayek**

| Jalur | Armada | Kebutuhan Armada | +/- |
|---|---|---|---|
| 1 | 10 | 4 | 6 |
| 2 | 19 | 4 | 15 |

## Kinerja Angkutan Umum

Berdasarkan hasil analisis *load factor*, *headway*, kecepatan perjalanan belum memenuhi standar yang ditetapkan pemerintah, sedangkan indikator waktu perjalanan sudah memenuhi standar pemerintah. Hasilnya dapat dilihat pada Tabel 13.

**Tabel 13. Kinerja Angkutan Umum Jalur 1 dan 2**

| Parameter | Jalur | | Rata-Rata | Standar |
|---|---|---|---|---|
| | 1 | 2 | | |
| *load factor* | 46,429 | 49,008 | 47,718 | 70% |
| Kecepatan | 20,781 | 20,374 | 20,578 | 30 km/jam |
| *Headway* | 6,093 | 3,298 | 4,69 | 5-10 menit |
| Waktu Perjalanan | 1,4 | 1,38 | 1,39 | 1-1,5 jam |

## Time Table

Berdasarkan perhtungan jumlah armada terdapat pengurangan jumlah armada sebesar 6 armada untuk jalur 1 dan 15 armada untuk jalur 2. Agar jadwal bemo yang beroperasi dapat teratur maka dibuat Time Table seperti pada Tabel 14. Dan Tabel 15.

ISBN: 978-602-60286-0-0

**Tabel 14. *Time Table* Jalur 1**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Waktu Sirkulasi : | | | 85 menit | |
| *Headway :* | | | 6 menit | |
| Waktu Henti di Terminal : | | | 10 % dari waktu sirkulasi = 9 menit | |
| Jumlah Kendaraan : | | | 4 unit | |
| | Asal Terminal Bello | | Tujuan Terminal Kupang | |
| No. Bus | Tiba | Berangkat | Tiba | Berangkat |
| 1 | | 6 | 6:46 | 6:55 |
| 2 | | 6:06 | 6:52 | 7:01 |
| 3 | | 6:12 | 6:58 | 7:07 |
| 4 | | 6:18 | 7:04 | 7:13 |
| 1 | 7:4 | 7:49 | 8:29 | 8:38 |
| 2 | 7:46 | 7:55 | 8:35 | 8:44 |
| 3 | 7:52 | 8:01 | 9:05 | 8:5 |
| 4 | 7:58 | 8:07 | 9:11 | 8:56 |
| 1 | 9:23 | 9:32 | 10:12 | 10:21 |
| 2 | 9:29 | 9:38 | 10:18 | 10:27 |
| 3 | 9:35 | 9:44 | 10:24 | 10:33 |
| 4 | 9:41 | 9:5 | 10:3 | 10:39 |
| 1 | 11:06 | 11:15 | 11:5 | 12:2 |
| 2 | 11:12 | 11:21 | 11:56 | 12:26 |
| 3 | 11:18 | 11:27 | 12:02 | 13:01 |
| 4 | 11:24 | 11:33 | 12:08 | 13:07 |
| 1 | 13:05 | 13:14 | 13:54 | 14:03 |
| 2 | 13:11 | 13:2 | 13:6 | 14:09 |
| 3 | 13:17 | 13:26 | 14:06 | 14:15 |
| 4 | 13:23 | 13:32 | 14:12 | 14:21 |
| 1 | 14:48 | 14:57 | 15:37 | 15:46 |
| 2 | 14:54 | 15:03 | 15:43 | 15:52 |
| 3 | 15 | 15:09 | 15:49 | 15:58 |
| 4 | 15:06 | 15:15 | 15:55 | 16:04 |
| 1 | 16:31 | 16:4 | 17:2 | 17:29 |
| 2 | 16:37 | 16:46 | 17:26 | 17:35 |
| 3 | 16:43 | 16:52 | 17:32 | 17:41 |
| 4 | 16:49 | 16:58 | 17:38 | 17:47 |
| 1 | 18:14 | 18:23 | 19:03 | 19:12 |
| 2 | 18:2 | 18:29 | 19:09 | 19:18 |
| 3 | 18:26 | 18:35 | 19:15 | 19:24 |
| 4 | 18:32 | 18:41 | 19:21 | 19:3 |
| 1 | 19:47 | 19:56 | 20:36 | 20:45 |
| 2 | 19:53 | 20:02 | 20:42 | 20:51 |
| 3 | 19:59 | 20:08 | 20:48 | 20:57 |
| 4 | 20:05 | 20:14 | 20:54 | 21:03 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

**Tabel 15. *Time Table* Jalur 2**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Waktu Sirkulasi : | | | 83 menit | |
| *Headway :* | | | 4 menit | |
| Waktu Henti di Terminal : | | | 10 % dari waktu sirkulasi = 9 menit | |
| Jumlah Kendaraan : | | | 4 unit | |
| | Asal | | Tujuan | |
| No. Bus | Tiba | Berangkat | Tiba | Berangkat |
| 1 | | 6 | 6:43 | 6:52 |
| 2 | | 6:04 | 6:47 | 6:56 |
| 3 | | 6:08 | 6:51 | 7 |
| 4 | | 6:12 | 6:55 | 7:04 |
| 1 | 7:32 | 7:41 | 8:24 | 8:33 |
| 2 | 7:36 | 7:45 | 8:28 | 8:37 |
| 3 | 7:4 | 7:49 | 8:32 | 8:41 |
| 4 | 7:44 | 7:53 | 8:36 | 8:45 |
| 1 | 9:13 | 9:22 | 10:05 | 10:14 |
| 2 | 9:17 | 9:26 | 10:09 | 10:18 |
| 3 | 9:21 | 9:3 | 10:13 | 10:22 |
| 4 | 9:25 | 9:34 | 10:17 | 10:26 |
| 1 | 10:54 | 11:03 | 11:46 | 12:16 |
| 2 | 10:58 | 11:07 | 11:5 | 12:2 |
| 3 | 11:02 | 11:11 | 11:54 | 12:24 |
| 4 | 11:06 | 11:15 | 11:58 | 12:28 |
| 1 | 12:56 | 13:05 | 13:48 | 13:57 |
| 2 | 12:6 | 13:09 | 13:52 | 13:61 |
| 3 | 13:04 | 13:13 | 13:56 | 14:05 |
| 4 | 13:08 | 13:17 | 14 | 14:09 |
| 1 | 14:37 | 14:46 | 15:29 | 15:38 |
| 2 | 14:41 | 14:5 | 15:33 | 15:42 |
| 3 | 14:45 | 14:54 | 15:37 | 15:46 |
| 4 | 14:49 | 14:58 | 15:41 | 15:5 |
| 1 | 16:18 | 16:27 | 17:1 | 17:19 |
| 2 | 16:22 | 16:31 | 17:14 | 17:23 |
| 3 | 16:26 | 16:35 | 17:18 | 17:27 |
| 4 | 16:3 | 16:39 | 17:22 | 17:31 |
| 1 | 17:59 | 18:08 | 18:51 | 19 |
| 2 | 17:63 | 18:12 | 18:55 | 19:04 |
| 3 | 17:67 | 18:16 | 18:59 | 19:08 |
| 4 | 17:71 | 18:2 | 19:03 | 19:12 |
| 1 | 19:4 | 19:49 | 20:32 | 20:41 |
| 2 | 19:44 | 19:53 | 20:36 | 20:45 |
| 3 | 19:48 | 19:57 | 20:4 | 20:49 |

## 4. KESIMPULAN

1. Jumlah penumpang pada jam-jam sibuk diperoleh rata-rata masing-masing sebesar 25 penumpang untuk jalur 1 dan jalur 2 sebesar 23 penumpang.
2. Nilai *load factor* jalur 1 adalah sebesar 47,222 % dan jalur 2 sebesar 48,553 % , nilai ini masih jauh di bawah standar yang ditetapkan pemerintah yaitu sebesar 70%. Hal ini menunjukkan kelebihan kendaraan pada dua jalur tersebut karena jumlah penumpang dan jumlah angkutan yang tersedia tidak sesuai.

ISBN: 978-602-60286-0-0

3. Kecepatan rata-rata jalur 1 adalah sebesar 20,781 km/jam dan jalur 2 sebesar 20,374 km/jam. Kecepatan ini masih di bawah standar pemerintah yatiu 30 km/jam.
4. Headway jalur 1 sebesar 6,093 menit dan jalur 2 sebesar 3,298 menit . untuk jalur 1, headway sudah memenuhi standar Direktur Jenderal Perhubungan Darat namun untuk jalur 2 belum memenuhi yaitu 5-10 menit. Hal ini . menunjukan tingkat pelayanan yang baik namun terlalu cepat, ini karena banyaknya kendaraan yang tersedia sehingga waktu antara kendaraan yang satu dengan yang satunya lebih sedikit.
5. Jumlah armada yang tersedia berlebihan, untuk jalur 1 sebanyak 6 unit jalur 2 sebanyak 15 unit.

## DAFTAR PUSTAKA

Abubakar, dkk. (1996). Menuju Lalu Lintas dan Angkutan Jalan yang Tertib, edisi yang disempurnakan. Jenderal Perhubungan Darat, Jakarta.

Dinas Perhubungan UPT Pengelolaan Terminal, Kupang, (2015) ,Rute Angkutan Perkotaan.

Keputusan Direktur Jenderal Perhubungan Darat Nomor : SK.687/AJ.206/DRJD/2002 tentang Pedoman Teknis Penyelenggaraan Angkutan Umum Di Wilayah Perkotaan dalam Trayek Tetap dan Teratur

Peraturan Menteri Perhubungan Republik Indonesia No. 10 Tahun 2012 tentang Standar Pelayanan Minimal Angkutan Massal Berbasis Jalan.

Tamin, O. ( 2000). Perencanaan dan Pemodelan Transportasi. ITB, Bandung.

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# EVALUASI KERUSAKAN RUAS JALAN PULAU INDAH, KELAPA LIMA, KUPANG DENGAN MENGGUNAKAN METODE *PAVEMENT CONDITION INDEX*

**JF. Soandrijanie Linggo[1] dan Lusianti Ayubiana Dala[2]**

*[1]Program Studi Teknik Sipil, Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Jl Babarsari 44 Yogyakarta*
*Email: jose@staff.uajy.ac.id*
*[2]Program Studi Teknik Sipil, Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Jl Babarsari 44 Yogyakarta*
*Email: lusiantiayubiana@ymail.com*

## ABSTRAK

Kondisi permukaan jalan yang baik akan memudahkan pergerakan masyarakat dalam melakukan kegiatan ekonomi, sedangkan kondisi jalan yang buruk akan menghambat mobilitas masyarakat. Kondisi perkerasan di Jalan Pulau Indah, Kelapa Lima, Kupang telah mengalami kerusakan, sedangkan sesuai dengan perencanaan awal *overlay* akan dilakukan lagi pada tahun 2022. Dengan mengamati kondisi perkerasan jalan yang rusak serta mengamati jumlah kendaraan yang melewati ruas jalan tersebut maka dapat ditentukan jenis dan tingkat kerusakan jalan berdasarkan metode *Pavement Condition Index* (PCI). Data awal perkerasan jalan tersebut diperoleh dari Bina Marga Kupang. Nilai PCI rata-rata dari 16 segmen adalah 36,1875 dengan kualitas kerusakan adalah buruk (*poor*). Persentase masing-masing nilai kondisi kerusakan, untuk kondisi baik (*good*) 23,32%, kondisi buruk (*poor*) 17,1%, kondisi sangat buruk (*very poor*) 14,85%, kondisi sedang (*fair*) 44,21%, kondisi gagal (*failed*) 0,52%. Jenis kerusakan yang terjadi pada ruas Jalan Pulau Indah, Kupang yaitu lubang 16,31 $m^2$, bergelombang 901,75$m^2$, sungkur 110,21 $m^2$, keriting 196,9 $m^2$, retak pinggir sepanjang 4,16 m, retak kulit buaya 3,149 $m^2$, retak memanjang 2,1 m. Kerusakan disebabkan oleh kendaraan yang melintas melebihi batas maksimum muatan sumbu terberat yaitu 8 ton sehingga perlu dilakukan overlay setebal 7 cm dengan masa layan selama 10 tahun yaitu sampai tahun 2027.

**Kata kunci**: Kerusakan, PCI, *Overlay.*

## 1. PENDAHULUAN

Setiap pergerakan manusia maupun barang di darat selalu menggunakan sistem transportasi, sehingga peranan jalan menjadi sangat penting dalam memfasilitasi pergerakan yang terjadi sehingga memudahkan mesyarakat dalam melakukan kegiatan ekonomi. Perkerasan jalan merupakan lapisan perkerasan yang terletak diantara lapisan tanah dasar dan roda kendaraan yang berfungsi memberikan pelayanan kepada sarana transportasi dimana diharapkan selama masa pelayanan tidak terjadi kerusakan.

Berdasarkan klasifikasi kelas jalan menurut Bina Marga (1997), jalan Pulau Indah, Kelapa Lima, Kupang merupakan golongan jalan kelas III A dengan kapasitas maksimal muatan sumbunya adalah 8 ton. Pada kenyatannya, banyak truk yang melebihi beban 8 ton melewati ruas jalan ini sehingga mempercepat kerusakan jalan. Maka dari itu penting adanya penelitian untuk mengetahui penyebab kerusakan sehingga dapat mengetahui alternatif untuk pemeliharaan jalan tersebut.

Tujuan diadakan penelitian ini adalah untuk mengetahui nilai PCI rata-rata, tingkat kerusakan jalan serta cara penanganan terhadap kerusakan yang terjadi akibat kendaraan yang melintas pada ruas Jalan Pulau Indah, Kelapa Lima, Kupang.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

Menurut Shahin (1994), jenis dan tingkat kerusakan perkerasan lentur jalan raya diklasifikasikan menjadi beberapa kerusakan sebagai berikut :

1. Retak (*cracks*), yang terdiri dari retak kulit buaya (*alligator cracks*), retak pinggir*(edge cracks)* dan retak memanjang (*longitudinal cracks*).
2. Perubahan bentuk (deformations), yang terdiri dari bergelombang/keriting (corrugation) dan sungkur (shoving).
3. Cacat Permukaan, yang terdiri dari lubang (*potholes*) dan kegemukan (*bleeding*).

ISBN: 978-602-60286-0-0

**Metode Pavement Condition Index**

Menurut Shahin (1994), parameter-parameter yang digunakan dalam menentukan penilaian kondisi perkerasan antara lain:

*Density* (kadar kerusakan)

*Density* atau kadar kerusakan merupakan persentase kerusakan terhadap luasan suatu unit segmen yang diukur per meter persegi atau per meter panjang. Masing-masing tingkat kerusakan mempunyai nilai *density* yang berbeda-beda.

Rumus untuk menentukan nilai *density* yaitu:

$$Density = \frac{Ad}{As} x100\% \quad (1)$$

Atau

$$Density = \frac{Ld}{As} x100\% \ \% \quad (2)$$

Dengan :
*Ad* : Luas total jenis kerusakan untuk tiap tingkat kerusakan ($m^2$).
*Ld* : Panjang total jenis kerusakan untuk tiap tingkat kerusakan (m).
*As* : Luas total unit segmen ($m^2$).

*Deduct value* (nilai pengurangan)

*Deduct Value* merupakan nilai pengurangan yang diperoleh dari kurva hubungan berdasarkan nilai density dan tingkat kerusakan untuk masing-masing jenis kerusakan.

*Total deduct value* (TDV)
*Total Deduct Value* (TDV) merupakan nilai total yang diperoleh dari *individual deduct value* untuk masing-masing jenis kerusakan dan tingkat kerusakan yang ada pada suatu unit penelitian.

*Corrected deduct value* (CDV)

*Corrected Deduct Value* (CDV) merupakan nilai yang diperoleh dari kurva hubungan antara nilai TDV dan nilai CDV dengan pemulihan lengkung kurva sesuai dengan jumlah nilai *individual deduct value* yang mempunyai nilai lebih besar dari 2 (dua).

Nilai PCI
Rumus untuk menentukan nilai PCI tiap unit yaitu:

$$PCI_{(S)} = 100 - CDV \quad (3)$$

Dengan :
$PCI_{(S)}$ : *Pavement Condition Index* untuk tiap unit.
CDV : *Corrected Deduct Value* untuk tiap unit.
Rumus untuk menentukan nilai PCI secara keseluruhan yaitu :

$$PCI = \frac{\sum PCI_{(S)}}{N} \quad (4)$$

Dengan :.
N : Jumlah seluruh unit

## Tebal Lapis Tambahan (*Overlay*)

Perhitungan untuk menenetukan tebal lapis perkerasan tambahan (*overlay*) menggunakan metode analisa komponen SKBI – 2.3.26.1987 UDC : 625.73 (02).

Prosedur perhitungan tebal lapis tambahan lentur adalah sebagai berikut:
1. Menghitung data lalu lintas harian rata-rata.
2. Menghitung angka ekivalen beban sumbu kendaraan (E).

ISBN: 978-602-60286-0-0

3. Menentukan Jumlah lajur dan koefisien distribusi kendaraan (C).
4. Menghitung lintas ekivalen permulaan (LEP).
5. Menghitung lintas ekivalen akhir (LEA).
6. Menghitung lintas ekivalen tengah (LET).
7. Menghitung lintas ekivalen rencana (LER).
8. Mennentukan faktor regional.
9. Menentukan nilai daya dukung tanah dasar.
10. Menentukan indeks permukaan.
11. Menentukan koefisien kekuatan relatif.
12. Menentukan kondisi perkerasan jalan.
13. Menentukan indeks tebal perkerasan.
14. Menentukan tebal perkerasan.

## 3. METODOLOGI PENELITIAN

Penelitian dilakukan dengan mengamati dan mencatat kondisi perkerasan jalan yang rusak serta mencatat jumlah kendaraan yang melewati ruas jalan tersebut kemudian menentukan jenis dan tingkat kerusakan jalan berdasarkan metode *pavement condition index* (PCI).

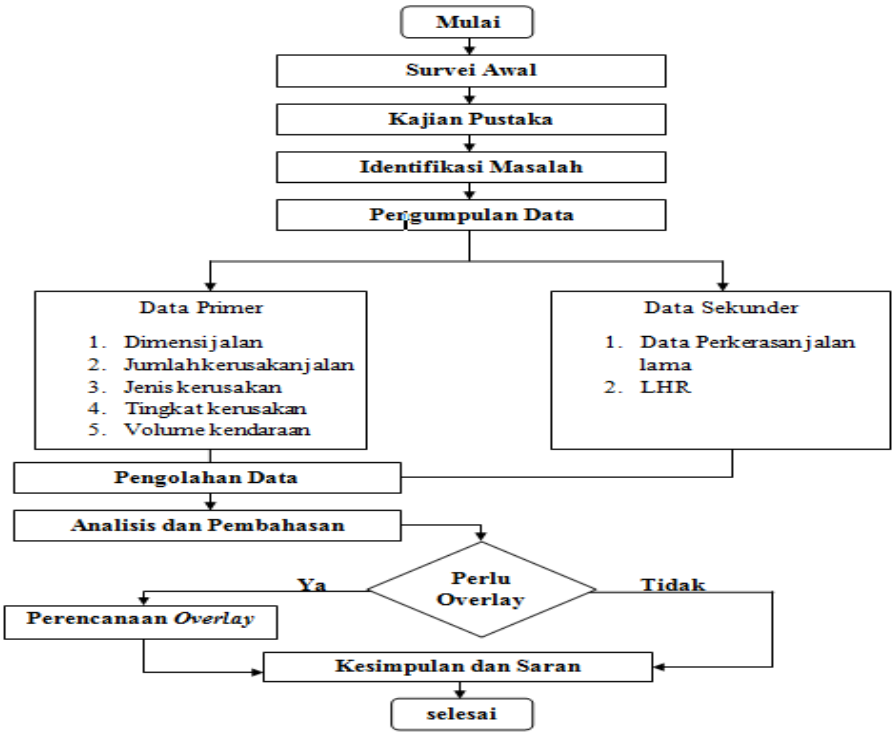
**Lokasi Penelitian**

Lokasi penelitian dilakukan di ruas Jalan Pulau Indah, Kelapa Lima, Kupang dari STA 0+00 simpang Jalan Timor Raya sampai dengan STA 0+800 Bundaran PU. Pertimbangan yang dipakai dalam memilih lokasi penelitian ini adalah kerusakan perkerasan yang cukup parah sehingga menghambat arus lalu lintas di ruas jalan tersebut, maka perlu adanya perbaikan terhadap kerusakan jalan.

**Langkah Penelitian**

Melakukan survei pendahuluan dengan maksud agar dalam penelitian dapat berjalan dengan efektif dan bermanfaat. Survei ini mencakup penentuan sampel unit kemudian membagi sampel tersebut menjadi beberapa unit. Panjang ruas Jalan Pulau Indah, Kelapa Lima, Kupang adalah 820 m, sedangkan panjang ruas jalan yang akan diteliti adalah 800 m. Melakukan pengamatan visual terhadap kerusakan-kerusakan pada perkerasan jalan. Hal-hal yang diamati dan dicatat adalah jenis kerusakan, tingkat kerusakan, jumlah kerusakan serta pengukuran dimensi area kerusakan dengan menggunakan meteran.

**Bagan Alir Penelitian**




Gambar 1. Bagan Alir Penelitian

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 4. HASIL PENELITIAN DAN PEMBAHASAN

### Hasil Survei

Ruas Jalan Pulau Indah merupakan jalan kolektor dan termasuk dalam golongan kelas jalan III A dengan batas maksimum muatan sumbu terberat kendaraan adalah 8 ton. Ruas jalan ini memiliki satu jalur dan 2 lajur sehingga melayani arus lalu lintas dua arah. Survey kondisi perkerasan jalan dilakukan sepanjang ruas jalan yang rusak dengan panjang 800 meter dan lebar 6 meter. Pencatatan dilakukan dari posisi STA 0+00 simpang Jalan Timor Raya sampai dengan STA 0+800 Bundaran PU.

Tabel 1. Data Lalu Lintas Harian Tahun 2016

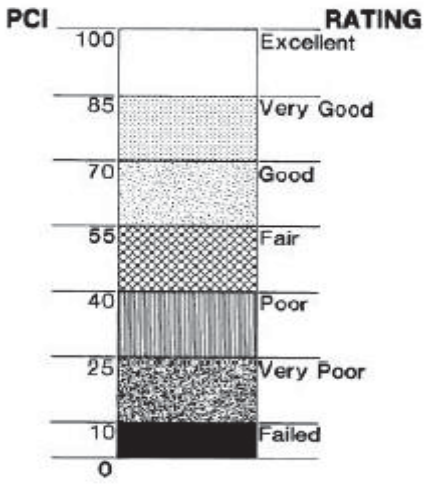
| Tipe Kendaraan | LHR |
|---|---|
| Mobil penumpang | 2112 |
| Angkutan umum | 820 |
| Sepeda motor | 7285 |
| Bus sedang | 205 |
| Bus besar | 192 |
| Truk 2 sumbu (13 ton) | 911 |
| Truk 3 sumbu (24 ton) | 350 |
| Total | 11875 |

Sumber : Hasil Olahan Survei Lapangan

### Hasil Perhitungan Metode PCI

Dalam penelitian ini pengamatan dan pencatatan jenis kerusakan, dimensi jalan yang rusak dan tingkat kerusakan jalan dilakukan setiap 50 meter sehingga dengan panjang jalan yang rusak yaitu 800 meter dibagi per 50 meter, maka diperoleh 16 segmen.

Berdasarkan diagram PCI menurut (Shahin, 1994) pada Gambar 2 rentang nilai *Pavement Condotion Index* (PCI) adalah 0 sampai dengan 100 dengan kategori sempurna (*excellent*), sangat baik (*very good*), baik (*good*), sedang (*fair*), buruk (*poor*), sangat buruk (*very poor*), dan gagal (*failed*) .




Gambar 2. Diagram PCI

ISBN: 978-602-60286-0-0

Untuk nilai PCI dan kondisi kerusakan dari semua segmen dapat dilihat pada tabel berikut ini :

Tabel 2. Nilai PCI Tiap Segmen

| Segmen | STA | CDV maks | PCI | % Kerusakan | Kondisi kerusakan |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0+00 – 0+50 | 71 | 29 | 5,01 | *Poor* |
| 2 | 0+50 – 0+100 | 55 | 45 | 7,77 | *Fair* |
| 3 | 0+100 – 0+150 | 54 | 46 | 7,94 | *Fair* |
| 4 | 0+150 – 0+200 | 35 | 65 | 11,23 | *good* |
| 5 | 0+200– 0+250 | 30 | 70 | 12,09 | *good* |
| 6 | 0+250 – 0+300 | 97 | 3 | 0,52 | *Failed* |
| 7 | 0+300 – 0+350 | 53 | 47 | 8,12 | *Fair* |
| 8 | 0+350 – 0+400 | 81 | 19 | 3,28 | *Very poor* |
| 9 | 0+400 – 0+450 | 80 | 20 | 3,45 | *Very Poor* |
| 10 | 0+450 – 0+500 | 83 | 17 | 2,94 | *Very poor* |
| 11 | 0+500 – 0+550 | 67 | 33 | 5,70 | *Poor* |
| 12 | 0+550 – 0+600 | 84 | 16 | 2,76 | *Very poor* |
| 13 | 0+600 – 0+650 | 48 | 52 | 8,98 | *Fair* |
| 14 | 0+650 – 0+700 | 86 | 14 | 2,42 | *Very poor* |
| 15 | 0+700 – 0+750 | 54 | 46 | 11,40 | *Fair* |
| 16 | 0+750 – 0+800 | 63 | 37 | 6,39 | *Poor* |
| ∑ PCI | | | 579 | | |

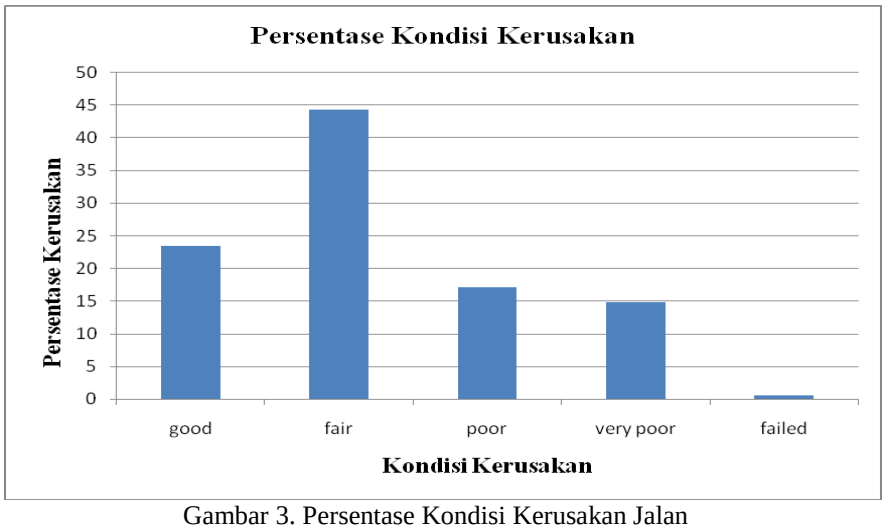
Nilai PCI secara keseluruhan dapat dihitung dengan menjumlahkan semua nilai PCI masing-masing segmen kemudian dibagi dengan total seluruh segmen (N) seperti pada persamaan (4). Total nilai PCI dari STA 0+00 sampai dengan STA 0+800 adalah 579 dan total segmen adalah 16 sehingga nilai PCI secara keseluruhan adalah:

$$PCI = \frac{579}{16}$$

= 36,1875

Berdasarkan hasil perhitungan rata-rata nilai PCI tiap segmen pada ruas Jalan Pulau Indah adalah 36,1875 dan termasuk dalam klasifikasi kerusakan buruk (*poor*).

Berdasarkan hasil perhitungan nilai PCI secara keseluruhan dapat diketahui persentase untuk masing-masing nilai kondisi kerusakan. Untuk kondisi baik (*good*) persentasenya adalah 23,32%, kondisi buruk (*poor*) persentasenya adalah 17,1%, kondisi sangat buruk (*very poor*) persentasenya adalah 14,85%, kondisi sedang (*fair*) persentasenya adalah 44,21%, kondisi gagal (*failed*) persentasenya adalah 0,52%.




Gambar 3. Persentase Kondisi Kerusakan Jalan

Secara keseluruhan total luas kerusakan adalah 1124,3646 $m^2$. Jenis kerusakan yang paling banyak adalah kerusakan bergelombang dengan luas 901,75 $m^2$ dan persentasi kerusakannya adalah 73,04 %, kerusakan keriting dengan luas

ISBN: 978-602-60286-0-0

196,9 $m^2$ dan persentasi kerusakannya adalah 15,95 %. Selain itu jenis kerusakan sungkur dengan luas 110,21 $m^2$ dan persentasi kerusakannya adalah 8,92 %. Untuk perhitungan luas dan persentasi semua jenis kerusakan dapat dilihat pada tabel berikut ini :

Tabel 3. Persentase Kerusakan Terhadap Luasan

| Jenis Kerusakan | Luas | Satuan | Persentase kerusakan (%) |
|---|---|---|---|
| Lubang | 16,3056 | $m^2$ | 1,32 |
| Gelombang | 901,75 | $m^2$ | 73,04 |
| Retak memanjang | 2,1 | m | 0,17 |
| Retak kulit buaya | 3,149 | $m^2$ | 0,26 |
| Retak pinggir | 4,16 | m | 0,34 |
| Keriting | 196,9 | $m^2$ | 15,95 |
| Sungkur | 110,21 | $m^2$ | 8,92 |
| Total | 1124,3646 | $m^2$ | 100 |

## Metode Perbaikan Standar

Beberapa penanganan kerusakan permukaan jalan berdasarkan metode metode perbaikan standar Bina Marga (1992) yaitu:

1. Penambalan lubang/*patching* .
2. Perataan.
3. Mengisi retakan .

## Jenis Penanganan Terhadap Kerusakan

Berikut panduan dalam mengambil keputusan penanganan kerusakan jalan berdasarkan metode PCI seperti yang ditunjukkan pada tabel berikut ini :

Tabel 4. Keputusan Penanganan Berdasarkan Metode PCI

| Nilai PCI (Jalan Kolektor) | Waktu Untuk Perbaikan | Keputusan Penanganan |
|---|---|---|
| >80 | Belum ada perbaikan | Belum dilakukan perbaikan |
| 71 – 80 | 6 – 10 tahun lagi | Pemeliharaan |
| 51 – 70 | 1 – 5 tahun lagi | Pemeliharaan |
| 45 – 50 | sekarang | Rehabilitasi |
| <45 | sekarang | Rekontruksi |

Sesuai dengan panduan pengambilan keputusan tersebut, maka penangan yang dilakukan untuk kerusakan ruas Jalan Pulau Indah adalah melakukan rekontruksi.

## Perhitungan *Overlay*

Berikut struktur perkerasan ruas Jalan Pulau Indah yang didapatkan dari Bina Marga di Kupang (2014):

lapis permukaan adalah Asphalt beton (AC – WC) a1 = 4 cm
Asphalt beton (AC – BC) a1 = 7 cm
Asphalt beton (AC – BC Base) a1 = 7,5 cm
Pondasi atas kelas A (CBR 90 %) a2 = 15 cm
Pondasi bawah batu pecah kelas B (CBR 60 %) a3 = 15 cm
Umur rencana (n) = 10 tahun
Pertumbuhan lalu lintas (i) = 7 %
CBR tanah dasar = 5%

ISBN: 978-602-60286-0-0

**Angka Ekivalen Beban Sumbu Kendaraan (E)**

Tabel 5. Konfigurasi Beban Sumbu Kendaraan

| Tipe Kendaraan | Angka Ekuivalen |
|---|---|
| Mobil penumpang | 0,0045 |
| Angkutan umum | 0,0045 |
| Sepeda motor | 0,0002 |
| Pick up | 0,0099 |
| Bus sedang | 0,0613 |
| Bus besar | 0,1592 |
| Truck 2 sumbu (13 ton) | 1,0648 |
| Truck 3 sumbu (24 ton) | 3,6790 |

## Koefisien Distribusi Kendaraan (C)

Berdasarkan Petunjuk Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya dengan Metode Analisa komponen SKBI – 2.3.26.1987 UDC : 625.73 (02) dalam Daftar II, menjelaskan bahwa kondisi jalan dengan 1 jalur dan 2 lajur dengan rata-rata kendaraan ringan yang melintasi jalan tersebut untuk nilai C = 0,6.
Hasil perhitungan lintas ekuivalen kendaraan dapat dilihat pada tabel berikut ini :

Tabel 6. Lintas Ekivalen Kendaraan

| Tipe Kendaraan | Angka Ekuivalen (E) | LHR 2017 | LHR 2027 | LEP (LHR 2017 x C x E) | LEA (LHR 2027 x C x E) | LET (1/2 x (LEP + LEA)) | LER (LET x UR / 10) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Mobil penumpang | 0,0045 | 2259,84 | 4154,624 | 6,10 | 11,22 | 8,66 | 8,66 |
| Angkutan umum | 0,0045 | 877,4 | 1613,064 | 2,37 | 4,36 | 3,36 | 3,36 |
| Sepeda motor | 0,0002 | 7794,30 | 14329,52 | 0,94 | 1,72 | 1,33 | 1,33 |
| Pick up | 0,0099 | 817,48 | 1502,904 | 4,86 | 8,93 | 6,89 | 6,89 |
| Bus sedang | 0,0613 | 219,136 | 402,872 | 8,06 | 14,82 | 11,44 | 11,44 |
| Bus besar | 0,1592 | 205,44 | 377,693 | 19,62 | 36,08 | 27,85 | 27,85 |
| Truck 2 sumbu (13 ton) | 1,0648 | 974,128 | 1790,89 | 622,35 | 1144,16 | 883,25 | 883,25 |
| Truck 3 sumbu (22 ton) | 3,6790 | 374,5 | 688,503 | 826,67 | 1519,80 | 1173,23 | 1173,23 |
| | | | | | | ∑ | 2116,01 |

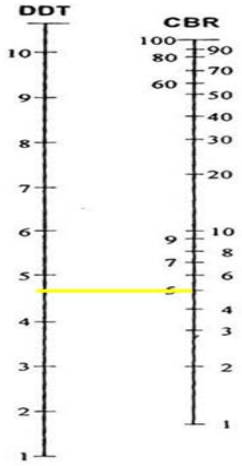
## Faktor Regional (FR)

Curah hujan tahunan di Kupang berkisar = 100 mm/tahun <900 mm/tahun dan kelandaian = 6 % sehingga berdasarkan SKBI – 2.3.26.1987 UDC : 625.73 (02) tentang Tata Cara Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya dengan metode Analisa Komponen pada Daftar IV termasuk dalam kategori iklim I dengan nilai FR = 1,0.

**Daya Dukung Tanah Dasar**

Nilai CBR adalah 5%, dari grafik korelasi diperoleh nilai DDT yaitu 4,80.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 4. Nilai Korelasi Nilai DDT dan CBR

## Hitungan Untuk Kendaraan Maksimal 8 Ton

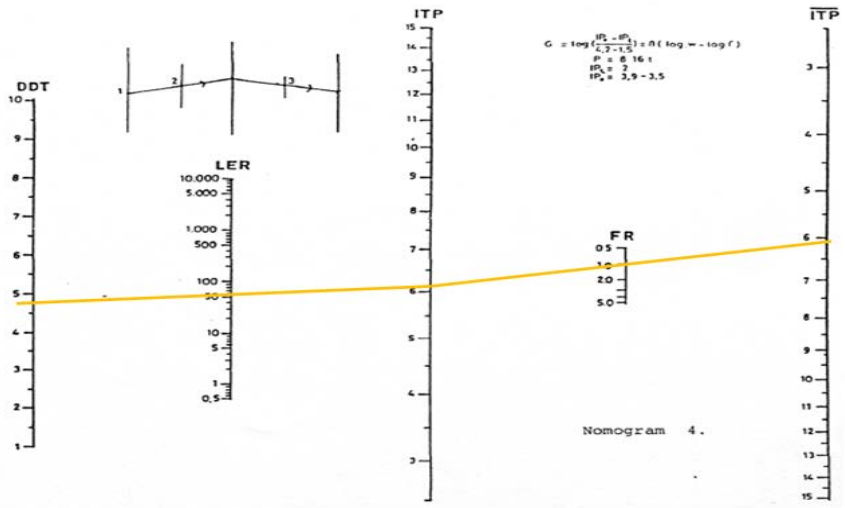
1. Indeks Permukaan (IP)

   Untuk menghitung ITP, sebelumnya dicari nilai indeks permukaan awal dan akhir sebagai berikut :

   1. Indeks permukaan awal (IPo)
      Berdasarkan Petunjuk Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya dengan Metode Analisa komponen SKBI – 2.3.26.1987 UDC : 625.73 (02) Daftar VI direncanakan jenis lapis perkerasan adalah laston dengan nilai roughness >100 mm/tahun sehingga diperoleh IPo = 3,9- 3,5.
   2. Indeks Permukaan Akhir (IPt)
      Berdasarkan Petunjuk Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya dengan Metode Analisa komponen SKBI – 2.3.26.1987 UDC : 625.73 (02) Daftar V, klasifikasi manfaat jalan kolektor dan dari hasil perhitungan LER = 59,53 > 1000 sehingga diperoleh IPt = 2,5.

2. Indeks Tebal Perkerasan (ITP)

   Ipo = 3,9 – 3,5
   Ipt = 2,5
   LER = 59,53
   DDT = 4,80
   FR = 1,0
   Berdasarkan Petunjuk Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya dengan Metode Analisa komponen SKBI – 2.3.26.1987 UDC : 625.73 (02) dengan menggunakan nomogram 4 lampiran I (4), diperoleh nilai ITP = 6,1




Gambar 5. Grafik Indeks Tebal Perkerasan (ITP)

ISBN: 978-602-60286-0-0

Berdasarkan Petunjuk Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya dengan Metode Analisa komponen SKBI – 2.3.26.1987 UDC : 625.73 (02) Daftar VII diperoleh koefisien kekuatan relatif diperoleh nilai (a) sebagai berikut:

Lapis permukaan a1 (laston) = 0,32
Lapis Pondasi atas a2 (batu pecah kelas A) = 0,13
Lapis Pondasi bawah a3 (batu pecah kelas B) = 0,12
ITP*sisa* = a1D1 + a2D2 + a3D3 + a4D4 + a5D5
= (0,32 x 4 x 50%) + (0,32 x 7) + (0,32 x 7,5) + (0,13 x 15) + (0,12 x 15)
= 9,03
ITP = ITP - ITP sisa
= 6,1 – 9,03
= -2,93
ITP = a1 xD1
-2,93 = 0,4 x D1
D1 = -7,325 cm

Tebal lapisan yang diperoleh adalah -7,325 cm. Hal ini menunjukkan bahwa beban kendaraan yang melintas dengan maksimal 8 ton tidak menyebabkan kerusakan jalan sehingga untuk perencanaan overlay bisa sesuai dengan umur rencana.

## Hitungan Untuk Seluruh Kendaraan Yang Melintasi Ruas Jalan Pulau Indah

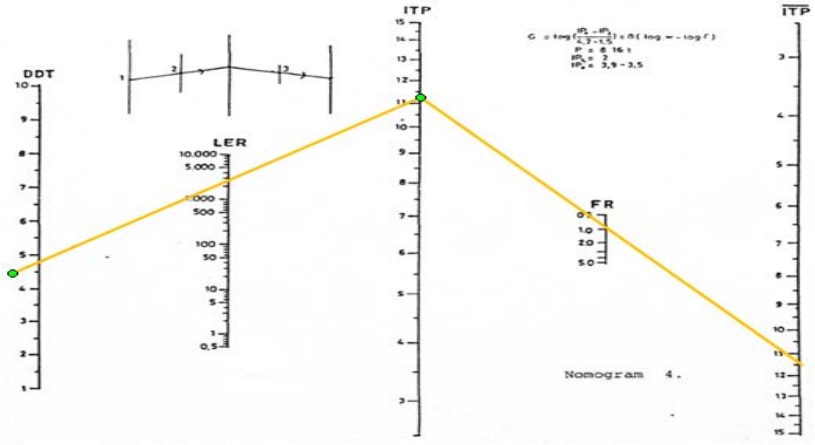
1. Indeks Permukaan (IP)

   Untuk menghitung ITP, sebelumnya dicari nilai indeks permukaan awal dan akhir sebagai berikut :

   1. Indeks permukaan awal (IPo)
      Berdasarkan Petunjuk Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya dengan Metode Analisa komponen SKBI – 2.3.26.1987 UDC : 625.73 (02) Daftar VI direncanakan jenis lapis perkerasan adalah laston dengan nilai roughness >100 mm/tahun sehingga diperoleh IPo = 3,9- 3,5.
   2. Indeks Permukaan Akhir (IPt)
      Berdasarkan Petunjuk Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya dengan Metode Analisa komponen SKBI – 2.3.26.1987 UDC : 625.73 (02) Daftar V, klasifikasi manfaat jalan kolektor dan dari hasil perhitungan LER = 2116,01> 1000 sehingga diperoleh IPt = 2,5.

2. Indeks Tebal Perkerasan (ITP)

   Ipo = 3,9 – 3,5
   Ipt = 2,5
   LER = 2116,01
   DDT = 4,80
   FR = 1,0
   Berdasarkan Petunjuk Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya dengan Metode Analisa komponen SKBI – 2.3.26.1987 UDC : 625.73 (02) dengan menggunakan nomogram 4 lampiran I (4), diperoleh nilai ITP =11,5.




Gambar 6. Grafik Indeks Tebal Perkerasan (ITP)

ISBN: 978-602-60286-0-0

Berdasarkan Petunjuk Perencanaan Tebal Perkerasan Lentur Jalan Raya dengan Metode Analisa komponen SKBI – 2.3.26.1987 UDC : 625.73 (02) Daftar VII diperoleh koefisien kekuatan relatif diperoleh nilai (a) sebagai berikut:

Lapis permukaan a1 (laston) = 0,32
Lapis Pondasi atas a2 (batu pecah kelas A) = 0,13
Lapis Pondasi bawah a3 (batu pecah kelas B) = 0,12
ITP*sisa* = a1D1 + a2D2 + a3D3 + a4D4 + a5D5
= (0,32 x 4 x 50%) + (0,32 x 7) + (0,32 x 7,5) + (0,13 x 15) + (0,12 x 15)
= 9,03
ITP = ITP - ITP sisa
= 11,5 – 9,03
= 2,47
ITP = a1 xD1
2,47 = 0,4 x D1
D1 = 6,175 cm ≈ 7 cm

Tebal lapis tambahan (*overlay*) yang diperlukan untuk melapisi kerusakan pada ruas Jalan Pulau Indah, Kupang dalah 7 cm.

## 5. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil penelitian dan analisa serta pembahasan terhadap kerusakan ruas Jalan Pulau Indah, Kupang dari STA 0+00 – STA 0+800, maka dapat disimpulkan bahwa :

1. Nilai PCI rata-rata secara keseluruhan dari 16 segmen adalah 36,1875 dengan kualitas kerusakan adalah buruk (*poor*).
2. Berdasarkan hasil perhitungan nilai PCI secara keseluruhan dapat diketahui persentase untuk masing-masing nilai kondisi kerusakan. Untuk kondisi baik (*good*) persentasenya adalah 23,32%, kondisi buruk (*poor*) persentasenya adalah 17,1%, kondisi sangat buruk (*very poor*) persentasenya adalah 14,85%, kondisi sedang (*fair*) persentasenya adalah 44,21%, kondisi gagal (*failed*) persentasenya adalah 0,52%.
3. Berdasarkan hasil perhitungan, seandainya jalan tersebut hanya dilewati oleh kendaraan dengan muatan sumbu terberat 8 ton maka belum mengalami kerusakan. Kerusakan sekarang disebabkan oleh kendaraan dengan muatan sumbu lebih dari 8 ton sehingga untuk masa layan 10 tahun perlu dilakukan *overlay* setebal 7 cm.

## 6. SARAN

Beberapa hal yang dapat dilakukan terkait dengan pemeliharan ruas jalan tesebut untuk masa mendatang antara lain:

1. Perlu dilakukan pemeliharaan rutin jalan agar kerusakan yang telah terjadi tidak menjadi lebih parah.
2. Apabila ingin mempertahankan masa layan sesuai umur perencanaan maka jenis kendaraan yang boleh melintasi ruas jalan tersebut harus dibatasi sesuai dengan kelas jalan (III A) dengan maksimal muatan sumbu terberat adalah 8 ton. Jika kendaraan dengan muatan sumbu lebih tetap melewati jalan teresbut maka perlu dilakukan peningkatan kelas jalan.
3. segera melakukan overlay untuk mencegah kerusakan lebih lanjut.

### DAFTAR PUSTAKA

Departemen Pekerjaan Umum, Direktorat Jenderal Bina Marga, 1987, *Petunjuk Perencanaan Tebal Perkerasan Jalan Raya Dengan Metode Analisa Komponen, SKBI – 2.3.26.1987 UDC : 625.73 (02),* Yayasan Badan Penerbit Pekerjaan Umum.

Departemen Pekerjaan Umum, Direktorat Jenderal Bina Marga, 1992, *Petunjuk Praktis Pemeliharaan Rutin Jalan, UPR. 02.1, Pemeliharaan Rutin Perkerasan Jalan,*Yayasan Badan Penerbit Pekerjaan Umum.

Departemen Pekerjaan Umum, Diretorat Jenderal Bina Marga, 1997, *Tata Cara Perencanaan Geometrik Jalan Antarkota No. 038/TBM/1997.*

Dinas Pekerjaan Umum, Bidang Bina Marga, Pemerintah Provinsi Nusa Tenggara Timur, 2014, *Laporan Perhitungan Perencanaan Teknis Pembangunan Jalan di Kota Kupang, Kabupaten Kupang dan TTS, PR – 01P.*

Shahin, M.Y., 1994, *Pavement for airports, Roads, Parking Lots*, Chapman and Hall, Dept. BC., New York.

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PENGUJIAN KUAT TEKAN BEBAS PADA STABILISASI TANAH LEMPUNG DENGAN CAMPURAN KAPUR

**Yetty Saragi[1], Patar Pasaribu[2], Johan Simanjuntak[3]**

*[1]Program Studi Teknik Sipil, Universitas HKBP Nommensen, Jl. Sutomo 4A Medan*
*Email: yettyririssaragi@yahoo.com*
*[2] Program Studi Teknik Sipil, Universitas HKBP Nommensen, Jl. Sutomo 4A Medan*
*Email : pm.pasaribu4451@gmail.com*
*[3] Program Studi Teknik Sipil, Universitas HKBP Nommensen, Jl. Sutomo 4A Medan*
*Email : Simanjuntakjohan601@gmail.com*

## ABSTRAK

Tanah dasar yang plastisitasnya tinggi dengan kapasitas dukung terhadap beban rendah merupakan permasalahan pada pengembangan konstruksi jalan. Oleh karenanya diperlukan perbaikan pada tanah dasar tersebut sebelum dilakukan pekerjaan lapis selanjutnya. Pada penelitian ini digunakan kapur jenis calcium hidroksida $Ca(OH)_2$ sebagai bahan stabilisasi. Tanah dasar yang digunakan adalah tanah lempung dengan plastisitas tinggi dengan nilai batas cair (LL) 51.10%, indeks plastisitas (IP) 24.29%. Berdasarkan klasifikasi USCS tergolong CH dan berdasarkan klasifikasi AASHTO tergolong A-7-6(10). Penambahan kapur 15% memberikan perubahan batas Atterberg yang paling besar, yaitu merubah nilai batas cair (LL) menjadi 41.38% , indeks plastisitas (IP) 4.42% ,klasifikasi USCS tergolong OL dan AASHTO tergolong A-5(2). Penambahan kapur 10% juga memberikan perubahan batas Atterberg sekaligus perubahan nilai kuat tekan bebas yang cukup signifikan yaitu dari 0.362 kg/cm$^2$ menjadi 1.570 kg/cm$^2$ (CBR = 8.0 %) sehingga beradasarkan nilai kuat tekan klasifikasi tanah berubah dari jenis tanah lunak (soft) menjadi stiff (kaku). Kenaikan kuat tekan bebas ini disebabkan penambahan kapur membuat flokulasi yang dapat menaikkan nilai sudut geser yang berakibat pada kenaikan kuat tekan bebas. Dengan nilai kuat tekan bebas tersebut maka campuran tanah lempung dan kapur 10% dapat digunakan menjadi tanah dasar (subgrade) pada konstruksi jalan (CBR minimum 5.0%)

Kata kunci: kuat tekan bebas, kapur, stabilisasi

## 1. PENDAHULUAN

Permasalahan tanah untuk konstruksi jalan tidak hanya terbatas pada penurunannya (*settlement*) tetapi juga mencakup susut kembang dan daya dukung tanah. Jenis tanah yang perlu diperhatikan salah satunya adalah tanah lempung karena mempunyai daya dukung yang rendah dan perubahan kembang-susut yang besar. Stabilisasi tanah sebagai salah satu alternatif dalam perbaikan tanah dengan meningkatkan kepadatan tanah, kuat tekan, kuat geser, dan daya dukung tanah. Penelitian ini menggunakan kapur dengan penambahan 5%, 10% dan 15% dari berat campuran sebagai bahan stabilisasi. Campuran tanah lempung dengan kadar kapur yang berbeda lalu diperam sampai 3 hari dan 7 hari. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui pengaruh penambahan kapur pada tanah lempung terhadap indeks propertis dan untuk mengetahui perkembangan nilai kuat tekan bebas dari tanah lempung yang distabilisasi kapur dan mendapat pemeraman.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

Tanah lempung berbutir halus dan memiliki sifat plastis. Sifat plastis tersebut merupakan kemampuan tanah menyesuaikan perubahan bentuk tanah setelah bercampur dengan air pada volume yang konstan tanpa retak–retak dan remuk. Tanah akan berbentuk cair, plastis, semi padat atau padat tergantung jumlah air yang bercampur pada tanah tersebut. Batas Atterberg memperlihatkan terjadinya bentuk tanah dari benda padat hingga menjadi cairan kental sesuai dengan kadar airnya. Dari test batas Atterberg akan didapatkan parameter batas cair (LL), batas plastis (PL), yang merupakan keadaan konsistensi tanah.

$$IP = LL - PL \tag{1}$$

Pemadatan merupakan usaha untuk mempertinggi kerapatan tanah dengan pemakaian energi mekanis untuk menghasilkan pemampatan partikel tanah. Tujuan pemadatan adalah untuk memperbaiki sifat-sifat teknis massa

tanah. Pendalian pemadatan dapat dipakai untuk menghasilkan sifat-sifat teknis yang diinginkan bagi suatu massa tanah. Konsep pemadatan adalah menambah nilai berat isi kering (2) dengan beban dinamis sehingga butiran tanah akan merapat dan mengurangi rongga udara. Menurut Bowles (1991), dari Test Pemadatan akan diperoleh variabel pemadatan, yaitu usaha pemadatan, jenis tanah, kadar air dan berat isi kering. Pada penelitian ini, Test Pemadatan akan memberikan acuan kadar air yang digunakan sebagai campuran tanah dengan kapur sehingga diperoleh hasil yang optimum.

$$\gamma_d = \frac{W}{V(1+\omega)} \tag{2}$$

dimana $\gamma_d$ = berat isi kering (kg/cm$^3$)
$\omega$ = kadar air (%)
$V$ = volume mold (cm$^3$)
$W$ = berat total tanah dalam mold (kg)

Uji kuat tekan bebas merupakan uji kuat tekan tanah yang paling sederhana dimana tekanan atmosfer yang mengelilingi contoh tanah. Pada Bowles (1991) dinyatakan bahwa menurut para ahli bahwa air yang terdapat pada tanah akan memberikan tekanan "kekang" efektif yang secara internal di dalam contoh uji tekan bebas akibat pengaruh kapilar dan secara efektif akan mengekang contoh sama seperti keadaan di lapangan. Kuat tekan bebas adalah besarnya gaya aksial persatuan luas (3) pada saat benda uji mengalami keruntuhan atau pada saat regangan aksial mencapai 20 %. Kuat tekan bebas ($q_u$) merupakan perbandingan antara beban ($P$) dengan luasan ($A$) yang dinyatakan dalam MPa atau kg/cm$^2$. Pemeriksaan ini bertujuan untuk menetukan besarnya kekuatan tekan bebas contoh tanah yang bersifat kohesif dalam keadaan asli atau terganggu/rusak (remoulded).

$$q_u = \frac{P}{A} \tag{3}$$

Dimana $P$ = beban (kg)
$A$ = luas penampang (cm$^2$)
$q_u$ = kuat tekan bebas (kg/cm$^2$)

Nilai kuat tekan bebas ini selanjutnya dikonversikan ke nilai CBR untuk mengetahui apakah nilai kuat tekan bebas yang diperoleh sudah memenuhi syarat CBR untuk tanah dasar pada konstruksi jalan, yaitu minimal 5.0% . Konversi dilakukan dengan tahapan menentukan nilai Modulus Young, E (4), menentukan nilai daya dukung tanah, $q_c$ (5) dan selanjutnya menggunakan nomogram daya dukung tanah (DDT) dengan CBR.

$$E = \frac{50\% q_u}{50\% \varepsilon_u} \tag{4}$$

Dimana $E$ = Modulus Young (kg/cm$^2$)
$\varepsilon_u$ = regangan pada $q_u$ (%)

$$q_c = \frac{E}{2-8} \tag{5}$$

Dimana $q_c$ = nilai daya dukung tanah,DDT (kg/cm$^2$)

Ghazali (2010) mengadakan penelitian dengan menambahkan kapur Ca(OH)2 pada tanah lempung (*clay*). Dari hasil percobaan di laboratorium kadar kapur optimum untuk menstabilisasi tanah adalah 5% dengan waktu pemeraman 14 hari. Pengaruh yang paling dominan akibat stabilisasi tanah dengan kapur yaitu penurunan indeks plastisitas, yaitu dari 43.43 % menjadi 8,35% dengan persentase penurunan sebesar 80.77%. Nilai CBR laboratorium juga mengalami kenaikan yang signifikan, yaitu dari 1.99% menjadi 23.6%. Stabilisasi dengan kapur juga mengubah sifat tanah dalam sistem klasifikasi kuat tekan bebas tanah, yaitu dari 0.204 kg/cm2 menjadi 0.703 kg/cm2 atau dari jenis very soft menjadi medium.

Yuniarti (2008) mengadakan penelitian perbandingan nilai daya dukung tanah dasar badan jalan yang distabilisasi semen dan abu sekam padi, menemukan bahwa pemberian semen dan abu sekam padi telah menurunkan nilai indeks plastisitas tanah dari 84.1 % menjadi 59.41 % dan 50.18 %. Penurunan nilai PI tersebut dapat mengurangi potensi pengembangan dan penyusutan tanah.

Penelitian ini mengambil ide dari penelitian yang telah dilakukan oleh Gazali (2010) dan Yuniarti (2008). Dimana pada sub saran menyebutkan bahwa proses pembangunan jalan dan gedung-gedung pada tanah dasar lempung dengan plastisitas tinggi memerlukan biaya tambahan untuk stabilisasi. Jika bahan stabilisasi tanah yang digunakan tergolong kepada bahan yang relatif murah baik dari segi penggunaan biaya serta cara memperolehnya, maka dalam studi ini memilih bahan stabilisasi yang bersifat ekonomis, aman dan mudah untuk mendapatkannya. Sehingga

ISBN 978-602-60286-0-0

dipakai bahan stabilisasi tanah lempung (*clay*) berupa kapur Ca(OH)2, dengan penambahan kapur $Ca(OH)_2$ dengan variasi penambahan sebesar 5%, 10% dan 15% dari berat campuran. Masa perawatan yang dilakukan pada sampel tanah adalah 3 hari dan 7 hari.

## 3. MATERIAL DAN METODE

Material lempung yang digunakan diperoleh dari Desa Patumbak Kabupaten Deli Serdang Propinsi Sumatrera Utara. Tanah lempung tersebut bila dikalsifikasikan berdasarkan USCS berada pada kelompok CH (*clay high plasticity*) dan berdasarkan AASHTO berada pada kelompok A-7-6(10) yaitu tanah lempung tak organik dengan plastisitas tinggi. Berdasarkan klasifikasi tersebut diketaui bahwa tanah lempung tersebut termasuk klasifikasi tanah lunak sehingga tidak dapat langsung digunakan sebagai tanah dasar. Karakteristik tanah lempung yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 1 berikut.

Tabel 1. Karakteristik Tanah Lempung

| ***No*** | ***Test*** | ***Hasil*** |
|---|---|---|
| 1 | Kadar air | 13.74% |
| 2 | Berat jenis | 2.60 |
| 3 | Analisa saringan | 53.73% |
| 4 | Batas cair (LL) | 51.10% |
| 5 | Batas plastis (PL) | 26.81% |
| 6 | Indeks plastisitas (IP) | 24.29% |
| 7 | Grup indeks | 10 |
| 8 | Kadar air optimum | 21.50% |
| 9 | Berat isi kering maksimum | 1.69 kg/cm$^3$ |
| 10 | Kuat tekan bebas | 0.362 kg/cm$^2$ |

*Sumber : Hasil Penelitian*

Kapur yang digunakan sebagai stabilisasi dalam penelitian ini adalah kapur padam $Ca(OH)_2$ dengan komposisi sesuai Tabel 2 berikut. Alternatif penggunaan kapur sebagai bahan perbaikan tanah merupakan suatu proses perbaikan tanah secara kimiawi. Bahan dasar kapur ialah batu kapur. Batu kapur mengandung unsur kalsium karbonat ($CaCO_3$). Apabila diberi air maka akan menghasilkan kalsium hidroksida ($Ca(OH)_2$) prosesnya disebut *slaking*. Kapur ini akan mengalami reaksi kimia dengan tanah lempung. Apabila kapur dengan mineral lempung bereaksi maka akan membentuk gel yang kuat dan keras yaitu kalsium silikat yang mengikat butir-butir atau partikel tanah. Gel silika bereaksi dengan segera melapisi dan mengikat partikel lempung dan menutup pori-pori tanah sehingga dapat memperkecil indeks plastisitas tanah. Penurunan indeks plastisitas tanah disebabkan karena naiknya nilai batas plastis dan disertai dengan penurunan batas cair (Das, 1995)

Tabel 2. Persyaratan Sifat Kapur Untuk Stabilisasi Tanah

| ***Komposisi*** | ***Kalsium Hidroksida*** | ***Kalsium Oksida*** |
|---|---|---|
| Komposisi | $Ca(OH)_2$ | CaO |
| Bentuk | Serbuk tepung | Berbutir |
| Kepadatan curah (T/m$^3$) | 0.45 – 0.56 | 0.9 – 1.3 |
| Ekivalensi dengan $Ca(OH)_2$ | 1.00 | 1.32 |
| Magnesium dan Kalsium Oksida | > 95.0 | > 92.0 |
| Karbon dioksida | 5.0 – 7.0 | 3.0 – 10.0 |

(*Sumber : Jawad,I.T(2014)*

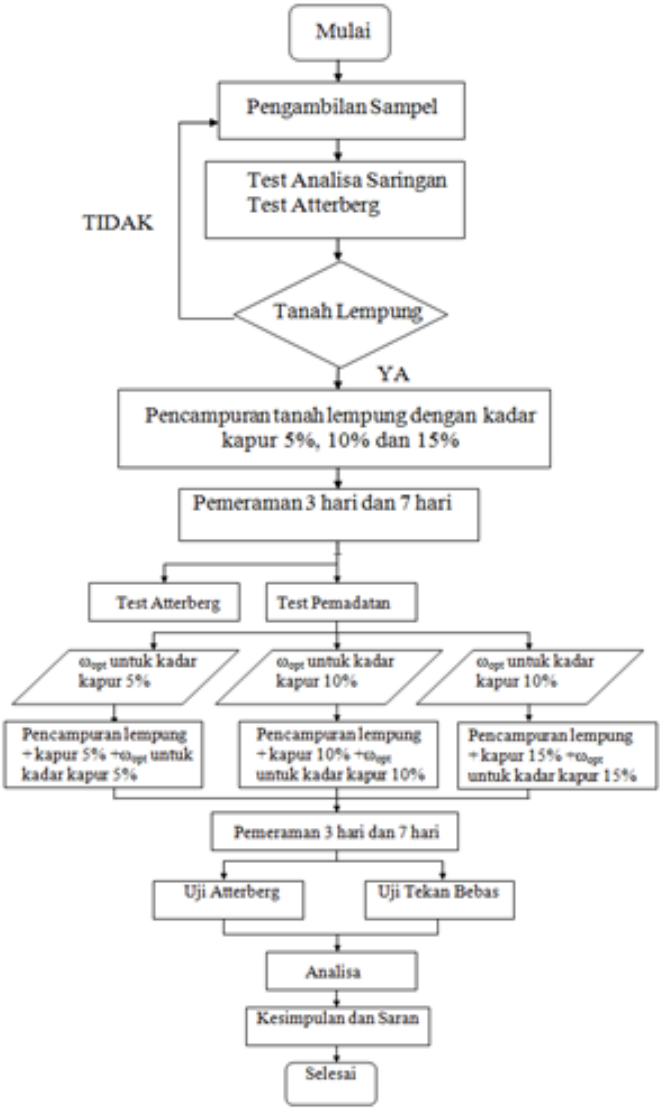
Setelah penyelidikan karakteristik lempung selesai dilanjutkan dengan pencampuran tanah lempung dengan kapur kadar 5%, 10%, dan 15%. Banyak sampel yang digunakan dan percobaan yang akan dilakukan dirangkum pada Tabel 3 dan alur penelitian pada Gambar 1.

Tabel 3. Pengujian dan Jumlah Sampel dari Lempung Ditambahkan Kapur $Ca(OH)_2$

| ***No*** | ***Test*** | ***Penambahan Kadar Kapur 5%, 10%, 15%*** | | ***Jumlah Sampel*** |
|---|---|---|---|---|
| | | ***Perendaman 3 hari*** | ***Perendaman 7 hari*** | |
| 1 | Atterberg | 3 x 9 | 3 x 9 | 54 |
| 2 | Pemadatan | 3 x 6 | 3 x 6 | 36 |
| 3 | Kuat Tekan Bebas | 3 x 3 | 3 x 3 | 18 |

*Sumber : Hasil Penelitian*

ISBN 978-602-60286-0-0




Gambar 1. Diagram alur penelitian

## 4. HASIL DAN ANALISA

### Nilai Atterberg

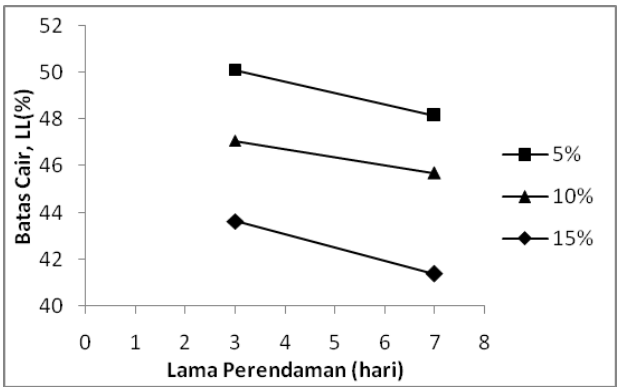
Hasil Test Atterberg dari campuran lempung dan kapur dengan kadar 5%, 10% dan 15% dirangkum dalam Tabel 4 berikut ini dimana nilai yang tercantum pada tabel adalah hasil rata-rata dari 27 sampel untuk setiap variasi lama perendaman. Hasil penelitian terhadap batas cair campuran lempung – kapur menunjukkan adanya penurunan seiring dengan besarnya penambahan presentase kapur (Gambar 2). Penambahan kapur menimbulkan muatan positif (kation) dalam air pori. Penambahan kation ini memungkinkan terjadinya proses tarik menarik antara anion dari partikel tanah dengan kation dari partikel kapur serta kation dari partikel kapur dengan anion dari partikel air. Proses ini mengganggu proses tarik menarik antara anion dari partikel tanah dengan kation dari partikel air serta proses tarik menarik antara anion dan kation dari partikel air, sehingga partikel tanah kehilangan daya tarik antara partikelnya. Berkurangnya daya tarik antara partikel tanah dapat menurunkan kohesi tanah. Penurunan kohesi ini menyebabkan mudah terlepasnya partikel tanah dari ikatannya. Penambahan kapur yang semakin banyak akan menyebabkan semakin turunnya nilai kohesi yang juga ditunjukkan dengan turunnya nilai batas cair (LL). Penurunan batas cair (LL) terbesar pada penambahan kapur 15% pemeraman 7 hari. Pengaruh pemeraman memberikan waktu yang lebih lama pada campuran tanah lempung dan kapur dengan air dalam proses hidrasi yang membentuk *hydrated gel* untuk mengikat butiran. Presentase pengurangan nilai batas cair yaitu sebesar 19.02%.

ISBN 978-602-60286-0-0

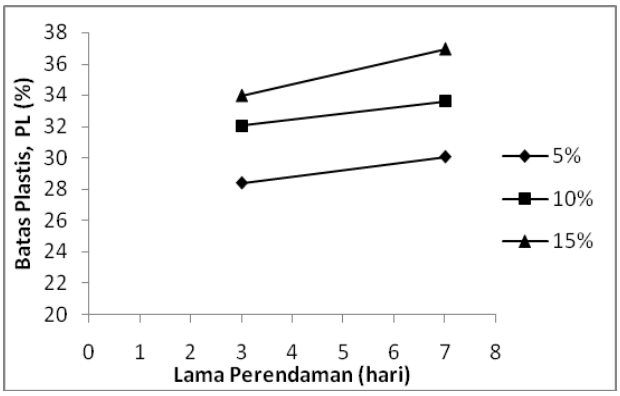
Tabel 4. Nilai Atterberg Pada Campuran Lempung Dan Kapur Dengan Massa Perawatan

| *Lama Pemeraman (hari)* | *Campuran* | *Atterberg Limit* | | |
|---|---|---|---|---|
| | | *LL (%)* | *PL (%)* | *PI (%)* |
| 0 | Tanah lempung | 51.10 | 26.81 | 24.29 |
| 3 | Tanah lempung + kapur 5% | 50.11 | 28.37 | 21.74 |
| | Tanah lempung + kapur 10% | 47.08 | 32.04 | 15.04 |
| | Tanah lempung + kapur 15% | 43.64 | 33.95 | 9.69 |
| 7 | Tanah lempung + kapur 5% | 48.15 | 30.04 | 18.07 |
| | Tanah lempung + kapur 10% | 45.69 | 33.62 | 12.09 |
| | Tanah lempung + kapur 15% | 41.38 | 36.95 | 4.42 |

*Sumber : Hasil penelitian*

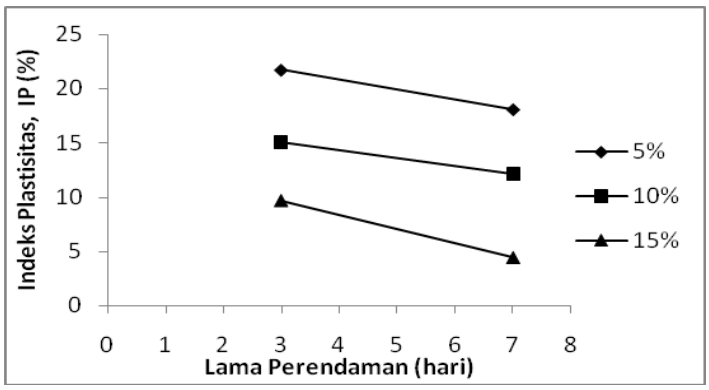



Gambar 2. Hubungan Lama Perendaman dengan Batas Cair (LL) pada Variasi Kadar Kapur




Gambar 3. Hubungan Lama Perendaman dengan Batas Plastis (PL) pada Variasi Kadar Kapur

Hasil penelitian terhadap batas cair campuran lempung – kapur menunjukkan adanya penurunan seiring dengan besarnya penambahan presentase kapur (Gambar 3). Partikel lempung biasanya bermuatan negatif sehingga partikel lempung hampir selalu mengalami hidrasi, yaitu dikelilingi oleh lapisan – lapisan molekul air dalam jumlah yang besar. Penambahan kapur akan menggangu proses tarik menarik antara anion dari partikel tanah dengan kation dari partikel air serta proses tarik menarik antara anion dan kation dari partikel air, sehingga partikel tanah kehilangan daya tarik antara partikelnya. Penambahan kapur menyebabkan semakin besar kadar air yang dibutuhkan partikel lempung untuk mencapai kondisi batas plastis. Kenaikan batas plastis maksimum terjadi pada penambahan kapur sebanyak 15% dengan masa pemeraman 7 hari, yaitu dari batas plastis sebesar 26.81% naik menjadi batas plastis sebesar 36.95%. Presentase kenaikan batas plastis sebesar 37.82%.




Gambar 4. Hubungan Lama Perendaman dengan Indeks Plastisitas (IP) pada Variasi Kadar Kapur

Hasil penelitian terhadap batas cair campuran lempung – kapur menunjukkan adanya penurunan seiring dengan besarnya penambahan presentase kapur (Gambar 4). Penambahan presentase kapur dapat menurunkan batas cair dan menaikkan batas plastis, maka indeks plastisitasnya akan menurun. Penurunan tersebut dapat dilihat pada Gambar 4 di atas. Akibat penambahan kapur, terjadi penurunan indeks plastisitas dari 24.29% menjadi 4.42% atau sebesar 81.80% pada penambahan 15% masa pemeraman 7 hari.

ISBN 978-602-60286-0-0

Chen (1975) berpendapat bahwa potensi mengembang tanah lempung sangat erat hubungannya dengan Indeks Plastisitas (IP). Sehingga Chen membuat klasifikasi potensi pengembangan pada tanah lempung berdasarkan IP (Tabel 5). Dari Tabel 5 dapat dilihat bahwa penambahan kapur menurunkan potensi mengembang, penurunan potensi mengembang terbesar pada penambahan kapur 15% yaitu dari potensi mengembang tinggi (IP = 24.29%) menjadi rendah (IP = 4.29%).

Tabel 5. Hubungan Potensi Mengembang Dengan Indeks Plastisitas (IP)

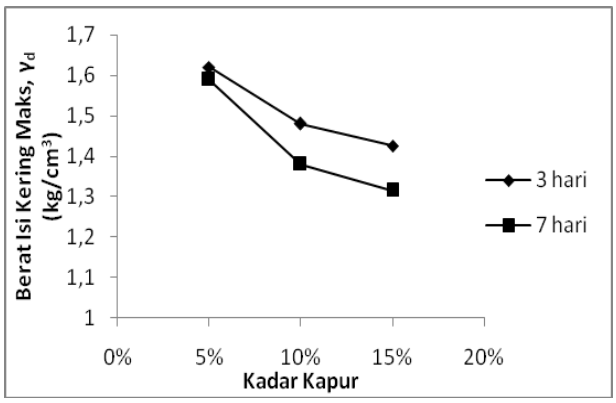
| ***Potensi Mengembang*** | ***Indeks Plastisitas, IP (%)*** |
|---|---|
| Rendah | 0 – 15 |
| Sedang | 10 – 35 |
| Tinggi | 20 – 55 |
| Sangat Tinggi | > 55 |

*Sumber : Chen, 1975*

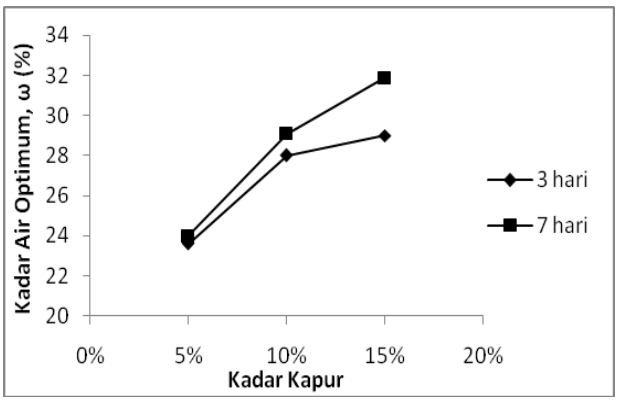
Dengan merujuk pada perubahan nilai batas Atterberg setelah tanah lempung dicampur dengan kapur maka terjadi perubahan klasifikasi tanah. Berdasarkan klasifikasi USCS, tanah lempung yang sebelumnya klasifikasi CH (*clay high plasticity*) berubah menjadi klasifikasi OL dengan potensi mengembang rendah. Berdasarkan klasifikasi AASHTO, tanah lempung yang sebelumnya klasifikasi A-7-6(10) berubah menjadi klasifikasi A-5(2).

**Kadar Air Optimum**

Hasil Test Pemadatan rata-rata dari 18 sampel untuk setiap variasi perendaman menunjukkan bahwa penambahan persentase kapur memperlihatkan kecenderungan penurunan berat isi kering maksimum (Gambar 5). Hal ini disebabkan terjadinya pembesaran rongga – rongga antara partikel campuran tanah akibat reaksi pozolan, yaitu reaksi antara silika dan alumina halus yang terkandung dalam tanah lempung dengan kandungan mineral aktif. Hasil dari reaksi pozolan adalah kalsium silikat hidrat yang tidak larut dalam air.




Gambar 5. Hubungan Kadar Kapur dengan Berat Isi Kering Maksimum




Gambar 6. Hubungan Kadar Kapur dengan Kadar Air Optimum

Pembesaran rongga – rongga dapat diartikan sebagai kenaikan volume partikel tanah. Sedangkan berat isi kering yaitu perbandingan antara berat partikel tanah dengan volume rongga – rongga tanah. Pembesaran rongga yang terjadi menyebabkan bertambahnya pori – pori tanah yang dapat diisi air, sehingga akan terjadi kenaikan kadar air optimum (Gambar 6). Kondisi ini menyebabkan tanah akan semakin padat, dan stabil.

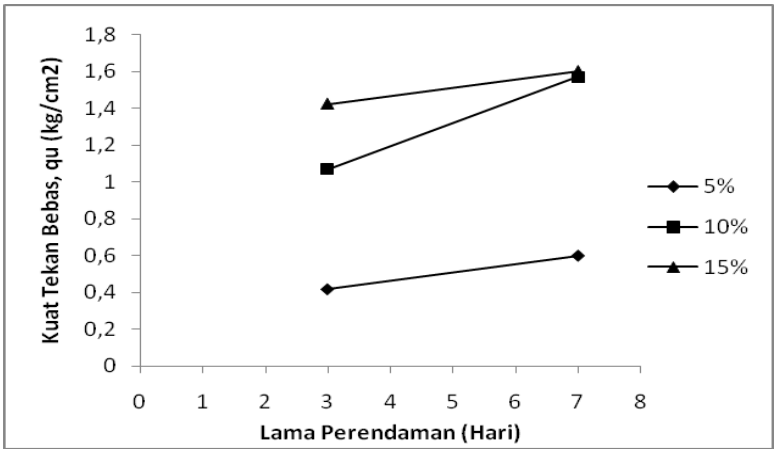
**Kuat Tekan Bebas**

Dari hasil penelitian yang telah dilakukan terhadap 9 sampel untuk setiap variasi perendaman dimana nilai rata-ratanya dapat dilihat pada Tabel 7 bahwa kuat tekan bebas tanah asli yang dicampur dengan kapur selalu naik dengan naiknya kadar kapur di dalam tanah serta lamanya pemeraman (Gambar 7). Kenaikan nilai kuat tekan bebas ($q_u$) maksimum terjadi pada penambahan kapur 15% dengan masa pemeraman 7 hari, yaitu dari 0.362 kg/cm² menjadi 1.60 kg/cm². Persentase kenaikan nilai kuat tekan bebas ($q_u$) terbesar pada penambahan kapur 10% dengan masa pemeraman 7 hari yaitu menjadi 1.57 kg/cm$^2$ dengan persentase kenaikan 46.73%. Berdasarkan Tabel 6 berikut, penambahan kapur menghasilkan perubahan klasifikasi tanah berdasarkan nilai kuat tekan bebas dari jenis tanah lunak menjadi tanah kaku.

ISBN 978-602-60286-0-0

Tabel 6. Klasifikasi Tanah Berdasarkan Nilai Kuat Tekan Bebas

| Jenis Tanah | Nilai Kuat Tekan Bebas ($kg/cm^2$) |
|---|---|
| Sangat Lunak | < 0.25 |
| Lunak | 0.25 – 0.50 |
| Medium | 0.50 – 1.00 |
| Kaku | 1.00 – 2.00 |
| Sangat Kaku | 2.00 – 4.00 |
| Keras | > 4.00 |




Gambar 7. Hubungan Lama Perendaman dengan Kuat Tekan Bebas pada Variasi Kadar Kapur

Kenaikan nilai kuat tekan bebas tanah tersebut disebabkan oleh 2 hal yaitu:

1. Terjadinya pertukaran ion - ion positif (kation) yang ada didalam tanah lempung ($Na^+$ dan $K^+$) oleh ion - ion positif yang ada didalam kapur ($Ca^+$). Reaksi pertukaran ion-ion postif ini terjadi dalam waktu yang relatif singkat dan akan menyebabkan proses terjadinya butiran-butiran yang cukup besar (flokulasi). Membesarnya butiran-butiran tanah lempung akan menaikkan nilai sudut gesek dalam tanah tersebut yang berakibat pada kenaikan kuat geser tanah (dalam hal ini kuat tekan bebas).
2. Terjadinya reaksi posolanik yaitu reaksi pembentukan calsium silikat hidrat (CS-H) atau calsium aluminat hidrat, atau calsium silikat aluminat hidrat (C-S-A-H) oleh terjadinya ikatan antara CaO ditambah air dengan silika ($SiO_2$) dan alumina ($Al_2O_2$) yang terkandung di dalam tanah lempung. Hidrat-hidrat tersebut berbentuk gel dan akan mengeras dalam kurun waktu tertentu. Reaksi posolanik ini terjadi dalam waktu yang cukup lama dan dalam kondisi perbandingan antara $Ca(OH)_2$ dengan ($SiO_2$) maupun ($Al_2O_2$) yang cukup proporsional.

Konversi nilai kuat tekan bebas ke nilai CBR dirangkum dalam Tabel 7 berikut ini. Diperoleh bahwa campuran lempung dengan kadar kapur 10% dapat memberikan nilai CBR 8%. Nilai CBR tersebut sudah memenuhi untuk lapisan tanah dasar pada konstruksi perkerasan jalan.

ISBN 978-602-60286-0-0

Tabel 7. Konversi Nilai Kuat Tekan Bebas ke Nilai CBR

| *Material* | *Pemeraman (hari)* | *Nilai Kuat Tekan Bebas, $q_u$ (kg/cm$^2$)* | *Nilai 50% dari regangan pada $q_u$ (%)* | *Modulus Young, E (kg/cm$^2$)* | *Nilai Daya Dukung Tanah, $q_c$ (kg/cm$^2$)* | *Nilai CBR (%)* |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Tanah lempung | 0 | 0.362 | 3.39 | 5.339 | 0.763 | 0 |
| Tanah lempung + 5% kapur | 3 | 0.420 | 2.00 | 10.500 | 1.500 | 0 |
| | 7 | 0.599 | 3.20 | 9.359 | 1.337 | 0 |
| Tanah lempung + 10% kapur | 3 | 1.070 | 1.30 | 41.154 | 5.879 | 9 |
| | 7 | 1.570 | 2.00 | 39.250 | 5.607 | 8 |
| Tanah lempung + 15% kapur | 3 | 1.424 | 1.20 | 59.333 | 8.476 | 38 |
| | 7 | 1.600 | 3.53 | 22.663 | 11.331 | 80 |

## 5. KESIMPULAN

1. Penambahan presentase kapur dapat menurunkan batas cair dan menaikkan batas plastis, sehingga indeks plastisitasnya akan menurun. Akibat penambahan kapur, terjadi penurunan indeks plastisitas dari 24.29% menjadi 4.42% atau sebesar 81.80% pada penambahan 15% masa pemeraman 7 hari. Penambahan kapur menurunkan potensi mengembang, penurunan potensi mengembang terbesar pada penambahan kapur 15% yaitu dari potensi mengembang tinggi (IP = 24.29%) menjadi rendah (IP = 4.29%).
2. Kenaikan nilai kuat tekan bebas (qu) maksimum terjadi pada penambahan kapur 15% dengan masa pemeraman 7 hari, yaitu dari 0.362 kg/cm² menjadi 1.60 kg/cm². Persentase kenaikan nilai kuat tekan bebas ($q_u$) terbesar pada penambahan kapur 10% dengan masa pemeraman 7 hari yaitu menjadi 1.57 kg/cm2 dengan persentase kenaikan 46.73%. Penambahan kapur menghasilkan perubahan klasifikasi tanah berdasarkan nilai kuat tekan bebas dari jenis tanah lunak menjadi tanah kaku.
3. Stabilisasi tanah lempung lunak dengan kapur 10% dapat menaikkan kuat tekan bebas dan membuat tanah lempung tersebut dapat digunakan menjadi tanah dasar pada kontruksi perkerasan jalan karena telah memiliki nilai CBR 8.0%

## DAFTAR PUSTAKA


Amu, O.O, Bamisaye, O.F, Komolafe, I.A. (2011). ”The Suitability and Lime Stabilisation Requirement of Some Lateritic Soil Samples as Pavemen”. International Jornal of Pure and Applied Science and Technology, ISSN 2229-6170, 2(1), 29-46

Anonim (2006). *Pekerjaan Lapis Pondasi Jalan*. Departemen Pekerjaan Umum, Direktorat Bina Marga, Jakarta

Bowles, E. (1991). *Sifat Sifat Fisis dan Geoteknis Tanah*, Erlangga, Jakarta

Das, B.M. (1995). *Mekanika Tanah*, Jilid I, Erlangga, Jakarta

Gadjali, F. (2010). “Pengaruh Penambahan Kapur $CaOH_2$ Pada Tanah Lempung Terhadap Plastisitas dan Nilai CBR Tanah Dasar Perkerasan Jalan”. Tugas Akhir, Teknik Sipil, Universitas Sumatera Utara, Medan

Jawad, I.T., et.al. (2014). “Soil Stabilization Using Lime : Advantages, Disadvantages and Proposing a Potential Alternative”. Research Journal of Applied Siences, Engeneering and Technology 8, ISSN: 2040-7459, e-ISSN: 2040-7459, 4, 510-520

Kavak, A., Baykal, G. (2012). “Long-term Behaviour of Lime Stabilized Kaolinite Clay”. Environ Earth Science, 66(7), 1943-1955

Khalid, N., Arshad, M.F; Mukri, M. (2014). “The California Bearing Ratio (CBR) Value for Banting Soft Soil Subgrade Stabilized Using Lime pofa Mixtures”. EJGE, 19, 155-163

Liu, M.D., Indraratna,B., Horpibulsu, S. (2012). “Variation in Strength of Lime Treated Soft Clays”. Proceeding of the Institution of Civil Engineers, Ground improvement, 165(4), 217-223

Mahmoudi, M., Niroumand, H., Kassim, K.A. (2014). “A Systematic Literature Review on Perfomance of Fly Ash on the Strength Parameters in Cohesive Soils”. EJGE, 19, 17555-17572

Mavroulidou, M., Zhang, X., Gunn, M. (2013). “Water Retention and Compressibility of a Lime Treated High Plasticity Clay”. Geotehnical and Geological Engineering, 31(4), 1171-1185

Neeraja, D. (2010). “Influence of Lime and Plastic Jute on Strength and CBR Characteristics of Soft Clayey (Expansive) Soil”. Global Journal of Researches in Engineering, 10(1), 16-24


ISBN 978-602-60286-0-0

Rezki, A; Roesyanto. (2014). “Kajian Kuat Tekan Bebas Pada Tanah Lempung Yang Distabilisasi Dengan Abu Ampas Tebu Dan Semen”. Jurnal Teknik Sipil USU, 3(2)

Saragi, Y; Lumbangaol, P. (2015). “Kinerja Campuran Beton Dengan Filler Sika Fume Ditinjau Dari Faktor Lama Perendaman”. Konferensi Nasional Teknik Sipil 9, Makasar, 7-8 Oktober 2015, 681- 685

Sas,W; Gluchowski,A; Szymanski,A. (2012).”Determination of Resilient modulus $M_R$ for the Lime Stabilized Clay Obtained from the Repeated Loading CBR Test”. Annals of Warsaw University of Life Science-SGGW, Land Reclamation, 44(2), 143-153

Sharma,N.K; Swain, S.K; Sahoo,U,C. (2012). “Stabilization of a Clayey Soil witf Fly Ash and Lime : A Micro Level Investigation”. Geotechnical and Geological Engineering, 30(5), 1197-1205

Siddique,A; Hossain,M.A. (2011). “Effect of Lime Stabilisation on Engineering Properties of an Expansive Soil for Use in Road Construction”. Journal of Society for Transportation and Traffic Studies, Vol 2(4)

Simanjuntak, J. (2016). “Stabilisasi Tanah Lempung Dengan Campuran Kapur”. Tugas Akhir, Teknik Sipil, Universitas HKBP Nommensen, Medan

Yuniarti, R. (2008). “Perbandingan Nilai Daya Dukung Tanah Dasar Badan Jalan Yang Distabilisasi Semen Dan Abu Sekam Padi”. Tugas Akhir, Teknik Sipil, Universitas Mataram, Mataram

ISBN 978-602-60286-0-0

ISBN 978-602-60286-0-0

# KARAKTERISTIK TANAH ALUVIAL PASANG-SURUT DI MANDOMAI KALIMANTAN TENGAH

**I Ketut Suwantara[1], Putu Ratna Suryantini[2]**

*[1,2] Balai Penelitian dan Pengembangan Perumahan Wilayah II Denpasar*
*Email: tara_iwan@yahoo.com*

## ABSTRAK

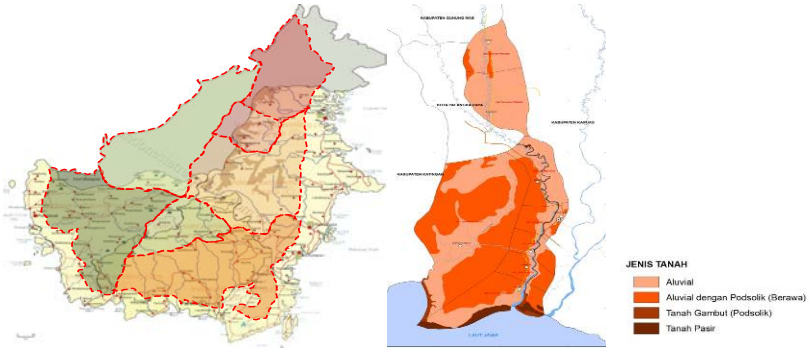
**ABSTRAK** Karakteristik tanah di Mandomai adalah aluvial pasang-surut yang memiliki daya dukung rendah. Meskipun demikian masyarakat setempat tetap mendiami kawasan tersebut, bahkan kawasan permukimannya semakin berkembang hingga sekarang dengan rumah tradisional berbentuk panggung yang disebut "Huma Hai". Untuk itu perlu informasi terkait kondisi dan karakteristik tanah sekitar permukiman agar diketahui seberapa besar kapasitas tanah tersebut mampu mendukung bangunan yang berdiri diatasnya. Untuk mengetahui daya dukung tanah tersebut dilakukan dengan tes CPT dan SPT sesuai standar ASTM D3341-75T. Tes ini dilakukan untuk mendapatkan sampel terganggu dan tidak terganggu dari lapisan tanah, sehingga diperoleh parameter-parameter penting yang dapat dipergunakan dalam berbagai keperluan analisis lanjutan, terutama perencanaan pondasi di tanah tersebut. Dari hasil uji tersebut diperoleh informasi karakteristik tanah merupakan jenis lempung lanauan dengan liquidity index > 1,0. Hal tersebut menunjukan bahwa tanah tersebut berada dalam kondisi cair dan cenderung mempunyai sifat kuat geser dan daya dukung yang kecil

Kata kunci: Karakteristik tanah, tanah aluvial, uji CPT, uji SPT.

## 1. PENDAHULUAN

Secara geografis provinsi Kalimantan Tengah, dengan ibukota Palangka Raya terletak antara 0°45' Lintang Utara, 3°30' Lintang Selatan dan 111°-116° Bujur Timur. Gambar 1 menunjukkan jenis tanah di pulau Kalimantan dibedakan atas tanah mineral (*Aluvial*) dan tanah gambut (*Histosols*). Tanah aluvial umumnya pada kawasan pinggir sungai, karakteristiknya merupakan tanah yang dibentuk dari lumpur sungai yang mengendap di dataran rendah, memiliki sifat tanah yang subur. Tanah *Aluvial* merupakan tanah muda yang berasal dari hasil pengendapan, berdasarkan bahan induknya terdapat tanah *Aluvial* pasir, lempung, kapur, basa, asam dan lain-lain. Konsistensi keras waktu kering dan teguh pada waktu lembab. Permeabilitas umumnya lambat dan tanah peka terhadap erosi, meskipun demikian masih banyak dijumpai permukiman di atas tanah aluvial tersebut.

Permukiman di tanah aluvial dapat dijumpai di kecamatan Mandomai kabupaten Pulang Pisau provinsi Kalimantan Tengah. Lokasi ini merupakan permukiman masyarakat suku dayak Ngaju di tepi sungai Kapuas. Bangunan yang masih dominan adalah rumah besar yang disebut sebagai *Huma Hai*. Rumah dengan struktur panggung, dengan material kayu. Dalam beberapa kasus ditemukan beberapa rumah yang mengalami kerusakan akibat kerusakan di bagian sub struktur, yang dimungkinkan dari amblasnya pondasi. Pengujian karakteristik tanah ini bertujuan untuk mendapatkan informasi mengenai kondisi dan karakteristik lapisan tanah, dengan sasaran utama untuk memperoleh perencanaan struktur bangunan bawah (pondasi) yang aman dan ekonomis berdasarkan pada pengetahuan lokal.




Gambar 1. Peta jenis tanah di Kalimantan

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 2. KAJIAN PUSTAKA

Pemeriksaan tanah berguna sebagai petunjuk awal dalam memprediksi perilaku tanah (Hardiyatmo, 2014). Pemeriksaan tanah dilakukan dengan mengambil contoh tanah yang mewakili, kemudian ditentukan nilai kuat geser, batas Atterberg, dan berat volume. Karakteristik tegangan-regangan tanah harus diambil dari contoh tanah tak terganggu (*undisturbed sample*). Contoh tanah diambil dari pengeboran dengan cara memasang tabung contoh (*sampler*) pada ujung pipa bor di kedalaman yang berbeda-beda. Pada contoh tanah aluvial pasang surut digunakan tabung contoh berpiston belah (*Split Barrel Sampler*). Tabung contoh terdiri dari tabung yang dapat dibelah menjadi dua bagian atau dipisahkan satu sama lain pada waktu mengeluarkan contoh tanah. Bagian-bagian tabung contoh tanah dari bawah ke atas terdiri dari: bagian pemotong pada ujung bawah, tabung yang dapat dibelah, tabung penghubung, dan kepala tabung. Untuk menahan contoh tanah tetap di tempatnya, pada bagian atas alat pemotong diberi katup penutup.

Hal yang perlu diperhatikan dalam penanganan contoh tanah adalah bahwa setelah tabung contoh tanah diambil dari lubang bor, bagian ujungnya harus dibersihkan dan ditutup lilin, tujuannya adalah agar contoh tanah tidak berubah kadar airnya, dan juga untuk menahan gangguan contoh tanah yang mungkin timbul dalam perjalanan ke laboratorium. Selain itu, pada tabung contoh tanah ditempelkan label yang berisi tanggal, lokasi pengujian, nomor lubang bor, dan kedalaman contoh. Ujung atas dan bawah tabung contoh harus ditandai dengan benar, sehingga pada pengujian di laboratorium akan diketahui ke arah mana contoh tanah akan dikeluarkan dari dalam tabung contoh. Contoh tanah yang akan diuji harus dijaga dengan baik pada waktu diangkut ke laboratorium, terutama akibat getaran besar yang dapat merusak contoh tanah

Untuk mengetahui kapasitas daya dukung tanah dilakukan dengan melakukan tes sondir, yang dalam ilmu sipil disebut juga CPT (*Cone Penetrations Test*) (Hardiyatmo, 2014). Tes sondir merupakan salah satu tes dalam bidang teknik sipil yang berfungsi untuk mengetahui letak kedalaman tanah keras, yang nantinya dapat diperkirakan seberapa kuat tanah tersebut dalam menahan beban yang didirikan diatasnya. Tes sondir dilakukan untuk mengetahui perlawanan penetrasi konus dan hambatan lekat tanah. Perlawanan penetrasi konus adalah perlawanan tanah terhadap ujung konus yang dinyatakan dalam gaya persatuan luas. Hambatan lekat adalah perlawanan geser tanah terhadap selubung bikonus dalam gaya persatuan luas. Hasil dari tes sondir ini dipakai untuk menentukan kedalaman pondasi.

Metoda sounding/sondir terdiri dari penekanan suatu tiang pancang untuk meneliti penetrasi atau tahanan gesernya. Alat pancang dapat berupa suatu tiang bulat atau pipa bulat tertutup dengan ujung yang berbentuk kerucut dan atau suatu tabung pengambil contoh tanah, sehingga dapat diperkirakan (diestimasi) sifat-sifat fisis pada strata dan lokasi dengan variasi tahanan pada waktu pemancangan alat pancang itu. Metoda ini berfungsi untuk eksplorasi dan pengujian di lapangan. Uji ini dilakukan untuk mengetahui elevasi lapisan "keras" (*hard layer*) dan homogenitas tanah dalam arah lateral. Hasil *Cone Penetration Test* disajikan dalam bentuk diagram sondir yang mencatat nilai tahanan konus dan friksi selubung.

Alat sondir sebagai alat tes di lapangan sangat terkenal di Indonesia karena banyak dijumpai tanah lembek (misalnya lempung) hingga kedalaman yang cukup besar sehingga mudah ditembus dengan alat sondir. Penggunaan alat sondir semakin populer terutama dalam menggantikan SPT untuk test yang dilakukan pada jenis tanah liat yang lunak dan untuk tanah pasir halus sampai tanah pasir sedang/kasar. Pemeriksaan ini dimaksudkan untuk mengetahui perlawanan penetrasi konus ($q_c$), hambatan lekat ($f_s$) tanah dan *friction ratio* ($r_f$) untuk memperkirakan jenis tanah yang diselidiki. Alat sondir dalam aplikasinya memliki keunggulan, diantaranya: cukup ekonomis, apabila contoh tanah pada boring tidak bisa diambil (tanah lunak / pasir), dapat digunakan manentukan daya dukung tanah dengan baik, adanya korelasi empirik semakin handal, dapat membantu menentukan posisi atau kedalaman pada pemboran, dalam prakteknya uji sondir sangat dianjurkan didampingi dengan uji lainnya baik uji lapangan maupun uji laboratorium, sehingga hasil uji sondir bisa diverifikasi atau dibandingkan dengan uji lainnya, dapat dengan cepat menentukan lekat lapisan tanah keras, dapat diperkirakan perbedaan lapisan, dapat digunakan pada lapisan berbutir halus, baik digunakan untuk menentukan letak muka air tanah. Sedangkan kelemahannya adalah jika terdapat batuan lepas biasa memberikan indikasi lapisan keras yang salah, jika alat tidak lurus dan tidak bekerja dengan baik maka hasil yang diperoleh bisa merugikan, tidak dapat diketahui tanah secara langsung.

## 3. METODE

Untuk mengetahui informasi mengenai kondisi dan karakteristik lapisan tanah dilakukan beberapa pengujian tanah di lapangan dan labortaorium, dengan mengambil sampel terganggu (*disturbed soil*) dan tidak terganggu (*undisturbed soil*). Pengujian lapangan dilakukan dengan pemboran dalam (*core drilling*) dengan bor mesin hingga kedalaman 30 m; tes sondir (*CPT, Cone Penetrometer Test*) kapasitas 2,5 ton; tes penetrasi standar (*SPT, Standard Penetration Test*) dengan interval 2 m. Sedangkan pengujian laboratorium dilakukan pada sampel tanah terganggu dan tidak terganggu untuk mengetahui sifat fisis dan mekanis tanah.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Pengeboran dimaksudkan untuk mengetahui stratigrafi (profil) sub lapisan tanah, hingga kedalaman tanah keras. Dalam hal ini, pengeboran dilaksanakan sampai kedalaman 30 meter dari permukaan tanah. Sampel tak-terganggu (*undisturbed*) diambil pada 1 titik kedalaman yang ditentukan berdasarkan perubahan lapisan tanah dari sampel menerus (*disturbed*). Sampel tanah ini kemudian dibawa ke laboratorium untuk menentukan parameter geotekniknya. Pengujian *Standart Penetration Test* (*SPT*) dilakukan pada saat pengeboran berlangsung setiap interval 2 meter.

Pekerjaan sondir dilakukan untuk mengetahui perlawanan tanah yang meliputi : tahanan konus dan hambatan pelekat lokal (*local priction*). Pada pekerjaan ini dilaksanakan 7 (tujuh) titik sampai kedalaman maksimal 20 meter atau dimana tekanan konus ≈ 175 kg/cm$^2$. Pelaksanaan pekerjaan sondir sesuai dengan prosedur standar *ASTM D3341-75T*. Tekanan konus ($q_c$) dan hambatan lekat diamati setiap interval kedalaman 20 cm. Alat sondir yang digunakan berkapasitas 2,5 ton.

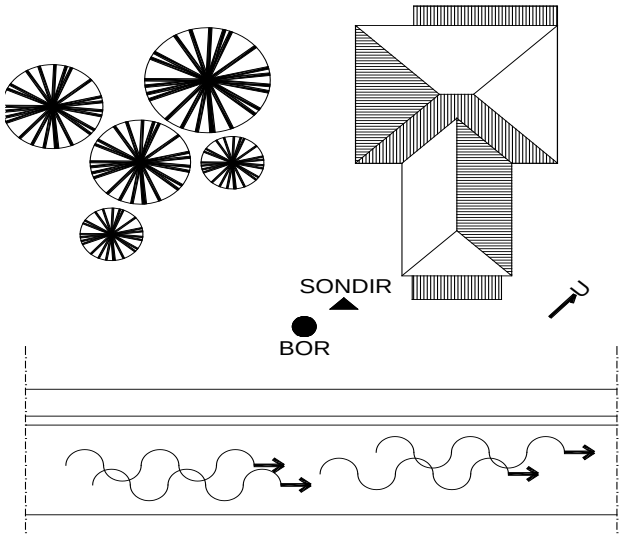
Kegiatan laboratorium yang dilakukan ini meliputi :

a. Kadar air alami (*natural water content*)
   Test ini bertujuan untuk mengetahui kadar air contoh tanah. Pelaksanaan test ini mengacu pada prosedur standar *ASTM D 216-71*.
b. Berat Volume
   Pekerjaan ini dimaksud untuk mengetahui berat volume tanah dalam kondisi asli dan kondisi kering (*dry*). Test ini mengacu pada prosedur standar ASTM *D 2216-71*.
c. Berat Jenis
   Test ini untuk mengetahui berat jenis tanah. Prosedur standar yang digunakan adalah *ASTM D 854-58*.
d. Analisis Saringan (*Grain Size Analysis*)
   Test ini digunakan untuk mengetahui gradasi/pembagian besar butir contoh tanah. Prosedur standar yang dipakai adalah *ASTM D 422-63*.
e. Atterberg Limit
   Tujuan test ini untuk mengetahui respon tanah terhadap air yang meliputi batas cair, batas plastis, dan indeks plastisitas tanah. Test ini mengacu pada standar *ASTM D 423-66*.
f. Unconfined Compression Strength Test
   Tujuan test ini untuk memperoleh kekuatan tekan tanah ($q_u$) yang bersifat kohesif dalam keadaan asli (alami) maupun dalam bentuk buatan (*remolded*). Test ini mengacu pada standar *ASTM 2166-66*.
g. Geser Langsung (*Direct Shear*)
   Test ini digunakan untuk mengetahui sudut geser dan kohesi tanah. Pengujian ini mengacu pada standar *ASTM 3080-72*.
h. Konsolidasi (*Consolidation Test*)
   Test ini digunakan untuk menentukan sifat pemampatan suatu jenis tanah. Pengujian ini mengacu pada standar *ASTM D-2435-70*.

## 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

Pemeriksaan dan penyelidikan tanah dilakukan pada area dibangunnya rumah tradisional *Huma Hai* yang berlokasi di kecamatan Mandomai, kabupaten Pulang Pisau, Provinsi Kalimantan Tengah pada Gambar 2. Pemeriksaan/penyelidikan tanah di lapangan untuk mengumpulkan data-data teknis tanah (kondisi dan karakteristik lapisan tanah) yang akan digunakan untuk menganalisis kapasitas dukung dan penurunannya. Tujuan penyelidikan tanah adalah untuk mengetahui karakterisitk tanah yang diuji di lokasi tersebut.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 2. Titik lokasi penyelidikan tanah

## Pengujian SPT dengan sampel terganggu (*disturbed sample*)

Untuk menyelidiki kondisi tanah dengan cara bor dilakukan pada titik-titik penyelidikan sedekat mungkin dengan pondasi, terutama bila bentuk lapisan tanah pendukung pondasi tidak beraturan. Untuk kondisi-kondisi tertentu diselingi dengan beberapa uji lapangan tambahan seperti uji kerucut statis (sondir) atau pemeriksaan dengan cara lubang uji (*test-pit*). Letak titik-titik penyelidikan tambahan tersebut dipilih pada jarak yang lebih dekat, yaitu diantara lubang-lubang bor. Jarak titik bor dari satu titik ke titik lainnya tidak melebihi 15 m. Pada *NAVFAC DM-7.1*,1982 menentukan jika area tanah yang diselidiki pada tanah lunak maka jarak titik penyelidikan adalah dengan jarak bor 30 – 60 m pada area lokasi bangunan, tambahan titik bor diantaranya, jika lokasi bangunan sudah diketahui dengan pasti. Jumlah lubang bor yang semakin banyak maka semakin teliti informasi yang diperoleh dari kondisi tanahnya. Jika jumlah lubang bor terlalu sedikit estimasi bentuk kemiringan lapisan tanah dapat meleset dari sebenarnya, selain informasi kondisi tanah akan minimal. Kedalaman lubang bor bergantung pada kedalaman tanah yang masih dipengaruhi oleh penyebaran tekanan pondasi bangunan. Tekanan vertikal pada kedalaman 1,5 kali lebar pondasi (B) adalah masih kira-kira 0,2 kali besarnya tekanan pada dasar pondasi. Oleh karena itu, kedalaman lubang bor harus kira-kira 1,5 kali lebar pondasi atau 1,5B, dengan B adalah lebar pondasi (Hardiyatmo, 2014)

Pengeboran tanah di Mandomai (Kalimantan Tengah) cukup dilakukan pada satu titik karena kontur tanah yang landai dan seragam, namun kedalaman mencapai 30 m dari permukaan tanah untuk mengetahui karakteristik tanah tiap kedalamannya. Pengeboran dilakukan dengan alat bor mesin sesuai standar dengan panjang tiap bor adalah 3 m seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3, dan proses pengeboran dilakukan dengan pemasangan alat bor pada titik yang telah ditentukan dengan dudukan yang kokoh agar tidak terjadi pergeseran, kemudian secara bertahap pipa-pipa bor dimasukkan ke dalam tanah sehingga tanah asli masuk kedalam lubang pipa, kemudian dikeluarkan dan sampel tanah dimasukkan dalam wadah plastik agar kadar air tetap (Gambar 4).



Gambar 3. Proses pengeboran hingga kedalaman 30 m

ISBN: 978-602-60286-0-0



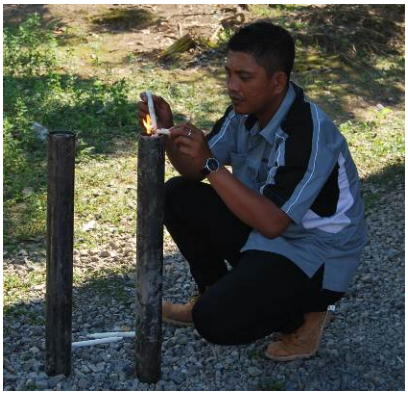
Gambar 4. Sampel terganggu yang diambil dari pengeboran

### Pengujian SPT/bor dengan sampel tidak terganggu (*undisturbed sample*)

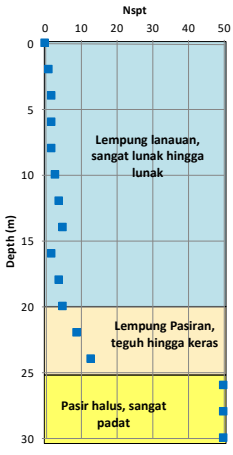
Pengeboran dengan sampel tidak terganggu dilakukan bersamaan dengan bor dengan sampel terganggu. Untuk sampel tidak terganggu diambil pada kedalaman bor 5 m, 10 m, 15 m, 20 m, 25 m, dan 30 m. Penanganan sampel tanah tidak terganggu mendapat perlakuan khusus karena akan diuji dilaboratorium. Penanganan terhadap sampel tidak terganggu dilakukan dengan memberikan lapisan lilin pada ujung-ujung tabung sampel tanah yang diambil (Gambar 5), tujuannya adalah agar sampel tanah tidak berubah kadar airnya dan menahan gangguan sampel tanah yang mungkin timbul dalam perjalanan ke laboratorium. Ujung atas dan bawah tabung sampel diberi tanda sehingga pada pengujian di laboratorium diketahui ke arah mana contoh tanah akan dikeluarkan dari dalam tabung sampel. Jenis tanah aluvial ini harus dijaga pengangkutannya ke laobratorium terutama akibat getaran besar yang dapat merusak sampel tanah. Sampel diberi label yang berisi tanggal, lokasi, dan kedalaman sampel.

Potongan tanah mengenai pelapisan tanah dapat dilihat dari hasil pemboran. Perkiraan pelapisan tanah dibuat berdasarkan data bor. Berikut ini penjelasan secara umum kondisi lapisan tanah pada studi ini:

- Berdasarkan hasil pemboran terlihat bahwa pada lapisan teratas hingga kedalaman berkisar antara -19.00 m s/d -20.00 m merupakan lapisan lempung lanauan dengan nilai NSPT berada pada rentang 2 hingga 5. Lapisan ini adalah lapisan tanah aluvial yang merupakan endapan sungai.
- Pada lapisan ke dua terdapat lapisan tanah lempung pasiran dengan nilai NSPT antara 5 hingga 13 dengan ketebalan lapisan 5.00 m dengan kedalaman lapisan -20.00 m s/d -25.00 m. Lapisan ini merupakan lapisan transisi dari lempung aluvial ke lapisan tanah berikutnya.
- Pada lapisan terakhir hingga akhir pengeboran ditemukan lapisan pasir halus yang sangat padat dengan nilai Nspt > 50.



Gambar 5. Sampel tidak terganggu



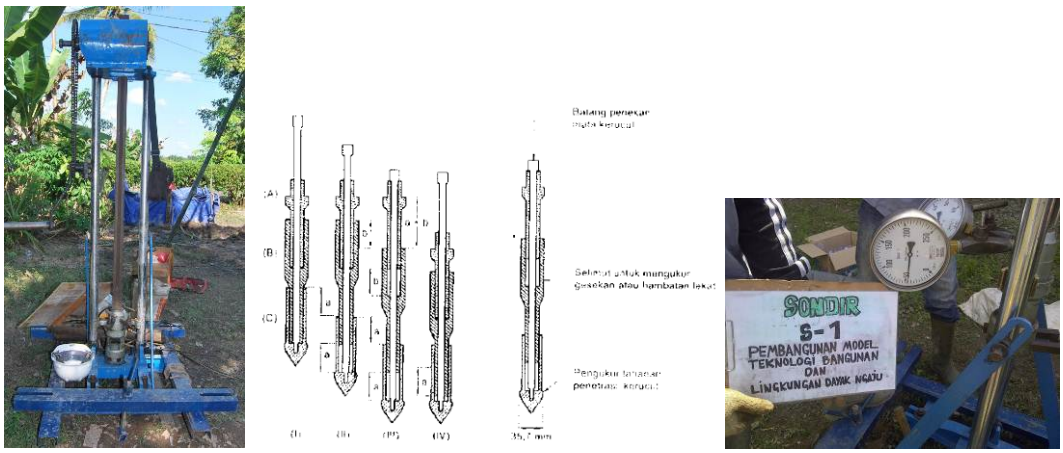

Gambar 6. Profil Lapisan Tanah pada BH-01

## Pengujian CPT/sondir

Uji sondir atau uji penetrasi kerucut statis sangat berguna untuk memperoleh nilai variasi kepadatan tanah pasir yang tidak padat. Tanah di lokasi pemeriksaan tanah adalah aluvial dan secara kasat mengandung butiran pasir halus. Nilai-nilai tahanan kerucut statis atau tahanan konus ($q_c$) yang diperoleh dari pengujian dapat dikorelasikan secara langsung dengan kapasitas daya dukung tanah dan penurunan pada pondasi dangkal dan tiang. Alat sondir seperti yang

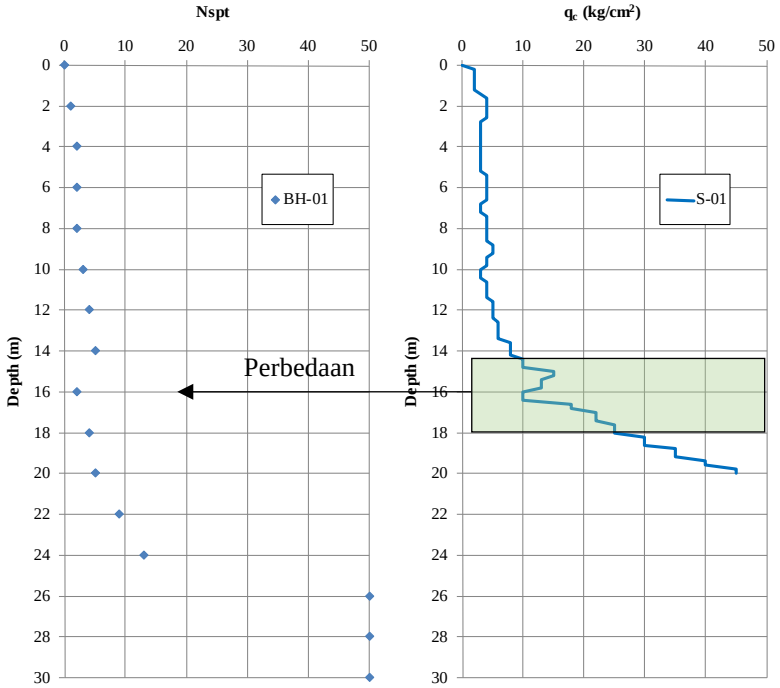
ISBN: 978-602-60286-0-0

ditunjukkan pada Gambar 7 terdiri dari kerucut baja yang mempunyai sudut kemiringan 60° dan berdiameter 35,7 mm atau mempunyai luas tampang 10 $cm^2$. Alat sondir dibuat untuk dapat mengukur tahanan ujung dan tahanan gesek dari selimut silinder mata sondirnya. Cara menggunakan alat ini, dengan menekan pipa penekan dan mata sondir secara terpisah melalui alat penekan mekanis atau dengan tangan yang memberikan gerakan ke bawah. Kecepatan penetrasi kira-kira 10 mm/detik. Pembacaan tahanan kerucut statis atau tahanan konus dilakukan dengan melihat arloji pengukur. Nilai $q_c$ adalah besarnya tahanan kerucut dibagi dengan luas penampangnya (10 $cm^2$). Pembacaan arloji pengukur dilakukan pada tiap-tiap penetrasi selama 20 cm. Tahanan ujung serta tahanan gesek selimut alat sondir dicatat dan diperoleh grafik tahanan kerucut statis atau tahanan konus.




Gambar 7. Alat sondir untuk pemeriksaan tanah asli

*Standard Penetration Test* (*SPT*) adalah uji insitu yang digunakan untuk mengetahui tingkat kepadatan tanah pasir atau mengestimasi konsistensi tanah-tanah lempung dan lanau teguh. Hasil uji SPT dapat digunakan juga untuk memperoleh informasi pelapisan tanah dan konsistensinya secara menerus sesuai dengan intervalnya. Pada kajian ini interval uji SPT diambil setiap 2 m. Dari hasil uji CPT dan SPT pada Gambar 8 terlihat terdapat perbedaan. Pada uji SPT hanya dijumpai tanah lempung dengan konsistensi sedang sampai pada kedalaman 20 m, sedangkan pada uji CPT sudah dijumpai tanah yang sangat teguh pada kedalaman 17 hingga 20 m. Perbedaan ini dapat disebabkan akibat batang sondir yang melengkung atau memang terdapat krikil pada lapisan tersebut ketika pengujian sondir dilakukan.




Gambar 8. Hasil pengujian SPT (kiri) dan CPT (kanan)

ISBN: 978-602-60286-0-0

## Parameter tanah dari uji laboratorium

Pengujian di laboratorium ini dilakukan dengan mengambil contoh tanah pada lubang pemboran, sampel diambil dengan menggunakan tabung sample dan diuji di laboratorium. Beberapa parameter tanah yang dapat diperoleh dari pengujian di laboratorium yang dapat dilakukan seperti *specific gravity*, *grain size distribution*, *density*, dan *moisture*; *atterberg limit*; *grain size fraction*; *triaxial compression*; dan konsolidasi. Hasil pemeriksaan tanah di laboratorium ditunjukkan padaTabel 1. Hasil pengujian laboratorium dengan melihat sifat fisis tanah (berat volume dan *specific gravity*, *atterberg limit*, *grain size distribution*) pada tiap-tiap lapisan dengan interval 5 m diperoleh hasil untuk jenis tanah pada bagian atas di dominasi oleh lapisan tanah lempung berlanau sedikit berpasir dengan plastisitas rendah sampai sedang, dalam pengelompokan tanah menurut AASHTO termasuk dalam group A-7-5 ; A-7-6 ; A-6 dan menurut UNIFIED & ASTM termasuk dalam kelompok OL-ML dan CL. Lapisan tanah ini terdapat dari kedalaman 0,0 sampai dengan 24,0 meter. Sedangkan lapisan paling bawah terdiri atas lapisan pasir halus dengan gradasi buruk yang dalam pengelompokan klasifikasi tanah menurut AASHTO termasuk dalam Group A3 dan menurut UNIFIED & ASTM termasuk dalam kelompok SP. Lapisan pasir ini terdapat mulai kedalaman 24 meter

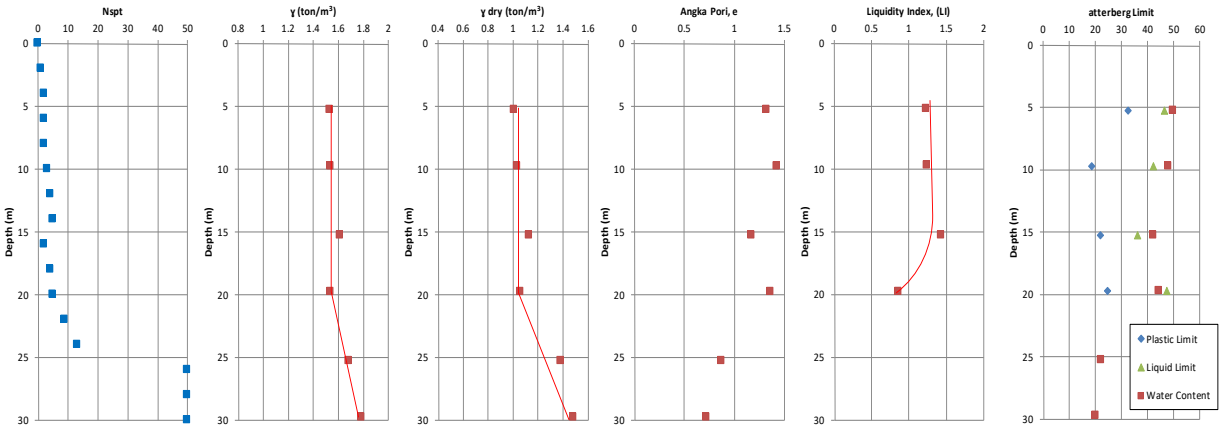
**Tabel 1.** Hasil uji sampel tanah tidak terganggu di Laboratorium

| *Jenis Pengujian* | | *Satuan* | *Tiap Kedalaman* | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 5-5,5 m | 9,5-10 m | 15-15,5 m | 19,5-20 m | 25-25,5 m | 29,5-30 m |
| Berat Volume dan *Specific Gravity* | Kadar Air ($W_c$) | % | 49,85 | 47,99 | 42,25 | 44,32 | 22,31 | 20,29 |
| | Berat Jenis ($G_s$) | | 2,35 | 2,5 | 2,46 | 2,52 | 2,58 | 2,55 |
| | Berat Volume ($\gamma_t$) | gr/cc | 1,53 | 1,54 | 1,61 | 1,54 | 1,68 | 1,78 |
| | Berat Volume Kering($\gamma_d$) | gr/cc | 1,01 | 1,03 | 1,13 | 1,06 | 1,38 | 1,48 |
| | Angka Pori (e) | | 1,32 | 1,42 | 1,17 | 1,36 | 0,87 | 0,72 |
| | Porositas (n) | | 0,57 | 0,59 | 0,54 | 0,58 | 0,47 | 0,42 |
| | Derajat Kejenuhan | % | 88,78 | 84,51 | 88,87 | 81,76 | 65,92 | 71,37 |
| *Atterberg Limit* | Batas Cair (LL) | % | 46,68 | 42,45 | 36,22 | 47,62 | | |
| | Batas Pastis (PL) | % | 32,76 | 18,74 | 22,23 | 24,76 | | |
| | Plastic Index (PI) | % | 13,92 | 23,71 | 13,99 | 22,86 | | |
| *Grain Size Distribution* | *Gravel* | % | - | - | - | - | 0,46 | - |
| | *Coarse* | % | 11,39 | 8,97 | 6,49 | 7,40 | 11,98 | 8,77 |
| | *Medium* | % | 27,71 | 23,75 | 20,31 | 23,70 | 63,39 | 42,15 |
| | *Sand* | % | 38,68 | 37,24 | 40,72 | 38,10 | 1,50 | 0,90 |
| | *Silt + Clay* | % | 0,13 | 0,12 | 0,14 | 0,09 | - | - |
| Kuat Tekan/Kuat Geser | Tekanan Puncak Deviator ($q_u$) | $Kg/cm^2$ | 0,13 | 0,12 | 0,14 | 0,09 | - | - |
| | Kohesi | $Kg/cm^2$ | 0,11 | 0,06 | 0,08 | 0,04 | - | - |
| | Sudut Geser | | 17,50 | 7,99 | 10,94 | 13,44 | 23,37 | 25,31 |
| KONSOLIDASI | Koefisien Konsolidasi ($C_v$) | $cm^2/sec$ x $10^{-4}$ | 1,38 | 0,56 | 0,73 | 0,72 | - | - |
| Klasifikasi Tanah | UNIFIED & ASTM | | OL dan ML | CL | CL | CL | SP | SP |
| | AASHTO | | Sub Group A-7-5 | Sub Group A-7-6 | A-6 | A-7-6 | A-3 | A-3 |
| | Jenis Tanah | | Lempung berlanau plastisitas sedang | Lempung berlanau plastisitas rendah-sedang | Lempung berlanau plastisitas rendah-sedang | Lempung berlanau plastisitas rendah-sedang | Pasir gradasi buruk berbutir halus | Pasir gradasi buruk berbutir halus |

Berikut ini beberapa grafik parameter tanah vs kedalaman. Gambar 9 memperlihatkan profil nilai N-SPT dan beberapa parameter dari hasil laboratorium. Terlihat nilai massa jenis tanah meningkat terhadap kedalaman seiring dengan berkurangnya nilai *Liquidity Index*. Nilai angka pori juga mengecil seiring dengan mengecilnya *liquidity index*. Hal

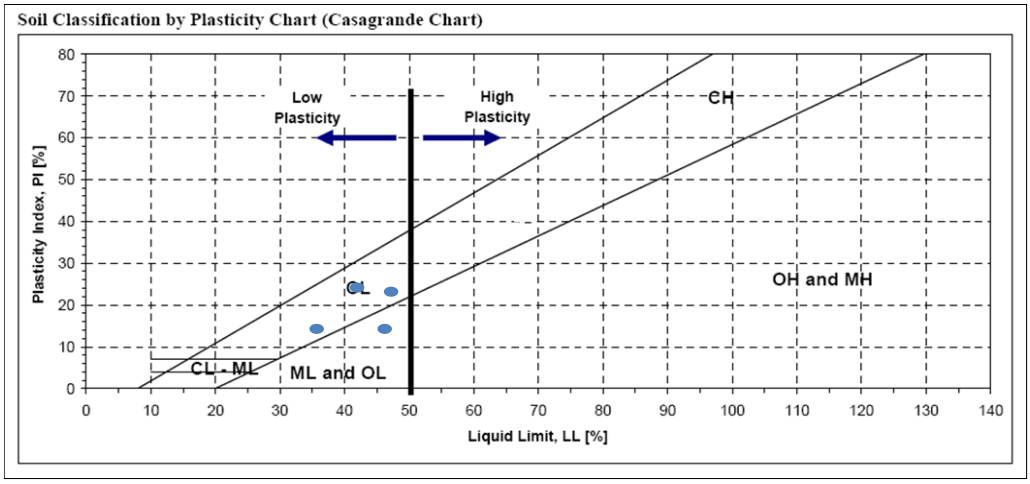
ISBN: 978-602-60286-0-0

ini menunjukan kondisi tanah mempunyai kondisi yang lebih baik seiring dengan kedalaman. Dari hasil uji laboratorium juga diketahui bahwa dari permukaan hingga kedalaman 20 m mempunyai nilai *liquidity index* > 1.0. Hal tersebut menunjukan bahwa tanah aluvial endapan sungai tersebut berada dalam kondisi cair dan cenderung mempunyai sifat kuat geser dan daya dukung yang kecil.




Gambar 9. Profil Nilai N-SPT dan beberapa parameter dari hasil laboratorium

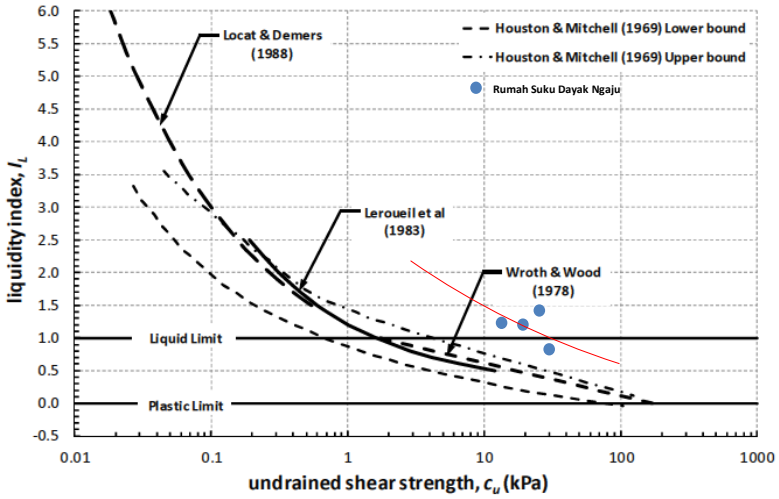
Gambar 10 menunjukan indeks plastisitas di Lokasi Rumah Dayak Ngaju. Berdasarkan gambar tersebut diketahui tanah pada lokasi proyek dominan merupakan lempung dan sedikit lanau dengan plastisitas rendah. Hal ini menunjukan bahwa hasil laboratorium dengan hasil pemboran adalah konsisten.




Gambar 10. Indeks Plastisitas di Lokasi Rumah Dayak Ngaju

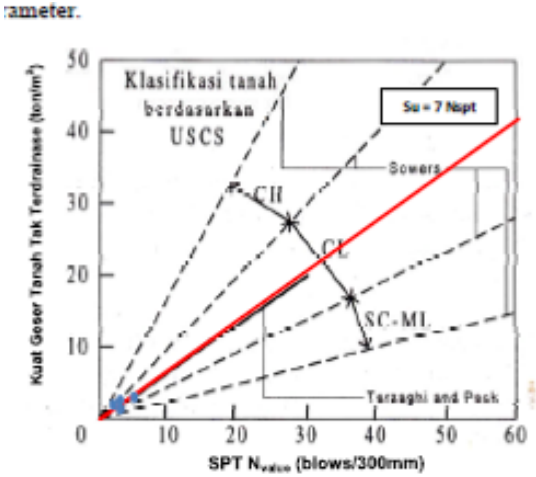
Selain properties, pengujian kuat geser tanah dasar juga telah dilakukan. Hubungan undrained shear strength dengan *liquidity index* pada Gambar 11 juga menunjukan trend bahwa kuat geser tanah aluvial dengan kondisi *liquidity index* yang dominan > 1.0 pada studi ini lebih tinggi dari umumnya. Dengan demikian besarnya *undrained shear strength* dapat juga diperoleh dari *liquidity index*. Berikut adalah gambar yang menunjukan korelasi antara *Undrained shear strength* dengan *liquidity index*.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 11. Hubungan antara *Undrained Shear Strength* dengan *Liquidity Index*

Hubungan N-SPT dari uji lapangan dengan nilai kuat geser dari uji laboratorium juga diperoleh korelasi yang baik. Berdasarkan data penyelidikan tanah dilapangan diperoleh hubungan kuat geser tak terdrainase adalah 7 N-SPT. Adanya korelasi ini dapat digunakan untuk mempermudah dalam menentukan parameter.




Gambar 12. Hubungan kuat geser tak terdrainase ($S_u$) vs N-SPT Rumah Suku Dayak Ngaju, $S_u$ = 7 N-SPT

Nilai kuat geser tak terdrainase dapat dihitung menggunakan persamaan empirik yang telah dipublikasi oleh *Teh*, 1987. Dimana kuat geser takterdrainase ($S_u$) adalah

$$s_u = \frac{(q_c - \sigma_{vo})}{N_k} \qquad (1)$$

Dimana : $S_u$ = Kuat geser tak terdrainase; $q_c$ = Tahanan ujung sondir (kg/cm$^2$); $\sigma_{vo}$ = Tegangan vertikal efektif tanah (kg/cm$^2$); Nk = Faktor empirikal untuk konus

*Kjekstad et al.*(1978) menunjukan untuk tanah konsolidasi berlebih, dengan nilai $S_u$ diambil dari uji triaxial, diperoleh rata-rata nilai $N_k$ adalah 17. *Lunne dan Kleven* (1981) menunjukan untuk tanah dengan konsolidasi normal pada lempung didekat laut dengan uji *vane* dilapangan sebagai referensi nilai $S_u$ diperoleh nilai $N_k$ yang bervariasi pada rentang 11 dan 19 dengan nilai rata-ratanya adalah 15.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 5. KESIMPULAN

Karakteristik tanah pasang surut di Mandomai berdasarkan hasil uji SPT terlihat bahwa pada lapisan teratas hingga kedalaman berkisar antara -19.00 m s/d -20.00 m merupakan lapisan lempung lanauan dengan nilai NSPT berada pada rentang 2 hingga 5. Tahanan ujung pada kedalaman 5 m adalah rata-rata sebesar $q_c$ = 5 kN/m$^2$ sedangkan pada kedalaman 20 m sebesar $q_c$ = 13 kN/m$^2$. Sedangkan dari hasil uji laboratorium diketahui bahwa dari permukaan hingga kedalaman 30 m mempunyai nilai *liquidity index* > 1,0. Hal tersebut menunjukan bahwa tanah aluvial endapan sungai tersebut berada dalam kondisi cair dan cenderung mempunyai sifat kuat geser dan daya dukung yang kecil.

## DAFTAR PUSTAKA


ASTM *D 2216-71. Standard Method of Laboratory Determination Of Moisture Content Of Soil*

ASTM D3441 – 05. *Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Tests of Soil*

*ASTM D 422-63 Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*

ASTM D 4427 – 92.(Reapproved 2002). *Standard Classification of Peat Samples by Laboratory Testing*.

Hardiyatmo, H. C. (2014). *Analisa dan Perancangan Fondasi I*. Gadjah Mada University Press. ISBN 979-420-766-7. Edisi ketiga cetakan pertama.

Kjekstad, O., Lunne T., Clausen C.J.F. (1978). “Comparison Between in Situ Cone Resistance and Laboratory Strength for Overconsolidated North Sea Clays”. Marine Geotechnology, 3(4): 23-25.

Lunne and Kleven. (1981). “Insitu Characteristics of Two Norwegian Clays”. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 10. Stockholm. Proceeding, vol.2, pp. 507-511.

*SNI 2827:2008. Cara Uji Penetrasi Lapangan Dengan Alat Sondir*.

TEH C.I. (1987). “An Analytical Investigation of the Cone Penetration Test”, Ph.D. Thesis, Dept.Eng. Sci., Universit Of Oxford, U.K..


ISBN: 978-602-60286-0-0

# KAJIAN EFEKTIFITAS PENGGUNAAN SEMEN DAN LIMBAH KARBIT TERHADAP STABILITAS TANAH LEMPUNG DENGAN PENGUJIAN KUAT TEKAN BEBAS (*UNCONFINED COMPRESSION TEST*)

**Ika Puji Hastuty[1], Roesyanto[2] dan Faraditha Yesika[3]**

[1]*Staf Pengajar Departemen Teknik Sipil, Universitas Sumatera Utara (USU)*
*Jl. Perpustakaan, Kampus USU Medan 20155 INDONESIA*
*E-mail: ikapuji@gmail.com*
[2]*Staf Pengajar Departemen Teknik Sipil, Universitas Sumatera Utara (USU)*
*Jl. Perpustakaan, Kampus USU Medan 20155 INDONESIA*
*E-mail: roesyantos@yahoo.com*
[3]*Departemen Teknik Sipil, Universitas Sumatera Utara (USU)*
*Jl. Perpustakaan, Kampus USU Medan 20155 INDONESIA*
*E-mail: faradithayesika@gmail.com*

## ABSTRAK

Tanah mempunyai peranan yang sangat penting sebagai media pondasi untuk menyebarkan beban bangunan kedalamnya. Apabila suatu tanah yang terdapat di lapangan bersifat sangat lepas atau sangat lunak sehingga tidak sesuai untuk pembangunan, maka tanah tersebut sebaiknya distabilisasi. Dalam penelitian ini, bahan tambah yang digunakan adalah semen dan limbah karbit.Tanah lempung yang diteliti berasal dari Patumbak, Deli Serdang sedangkan limbah karbit yang dipakai berasal dari industry bengkel las di jalan Sei Serayu, Medan. Tujuan penelitian ini adalah untuk mengetahui niai *index properties* akibat penambahan 2% PC dan variasi kadar limbah karbit mulai dari 2%-11% pada tanah lempung, kemudian untuk mengetahui nilai kuat tekan maksimum dengan pengujian UCT *(Unconfined Compression Test)* akibat adanya penambahan bahan stabilisasi, serta kadar optimum penambahan limbah karbit. Masa pemeraman yang dilakukan dalam penelitian ini adalah 14 hari. Dari penelitian yang dilakukan, diperoleh hasil yang menunjukkan bahwa bahan stabilisasi semen dan limbah karbit dapat memperbaiki sifat fisik dan mekanik tanah lempung. Dari segi sifat fisisnya, penambahan stabilisator ini menyebabkan nilai indeks plastisitas tanah menurun dari 30,30 % menjadi 18,33 %, dimana penurunan ini berpotensi menguragi sifat kembang susut tanah. Sedangkan dari segi sifat mekanisnya, penambahan limbah karbit menyebabkan kuat tekan tanah meningkat dari 1,43 kg/cm$^2$ menjadi 2,56 kg/cm$^2$. Dari penelitian menggunakan berbagai variasi kadar penambahan limbah karbit dan semen, diperoleh bahwa nilai puncak atau kadar efektif penambahan bahan stabilisator terjadi pada campuran tanah asli + 2%PC + 2%CCR.

Kata kunci: lempung, semen, limbah karbit, stabilisasi tanah, kuat tekan bebas

## 1. PENDAHULUAN

Pada setiap pelaksanaan pembangunan, penyelidikan terhadap tanah adalah langkah awal yang harus dilakukan, guna mengetahui apakah tanah dilokasi pembangunan telah memenuhi persyaratan perencanaan yaitu stabilitas, deformasi dan kepadatan. Terdapat beberapa masalah yang harus dihadapi oleh seorang insinyur sipil dilapangan, dimana sering dihadapkan pada kenyataan bahwa lokasi memiliki karakteristik tanah yang kurang baik, sehingga untuk menambah kekuatan dan memperbaiki daya dukungnya perlu dilakukan upaya stabilisasi pada tanah di lokasi tesebut. Dalam pengujian ini metoda stabilisasi yang digunakan adalah stabilisisasi secara dengan mencampuran semen dan limbah karbit pada tanah lempung.

Limbah karbit (*Calcium Carbide Residue*/*CCR*) adalah sisa pembakaran karbit yang tidak terpakai. Alasan menggunakan limbah karbit sebagai stabilisator antara lain karena pemanfaatannya yang belum optimum dan kandungan unsur CaO yang terdapat pada limbah karbit, dimana CaO tersebut memberikan perbaikan terhadap sifat-sifat tanah terutama tanah yang diameter butirannya halus.

Adapun tujuan penelitian ini adalah untuk mengetahui sifat fisik (*index properties*) dari tanah asli, untuk mengetahui pengaruh penambahan semen dan limbah karbit terhadap stabilitas tanah, untuk mencari kadar persentase yang efektif dengan penambahan semen dan limbah karbit terhadap daya dukung tanah.

ISBN: 978-602-60286-0-0 

## 2. METODE PENELITIAN

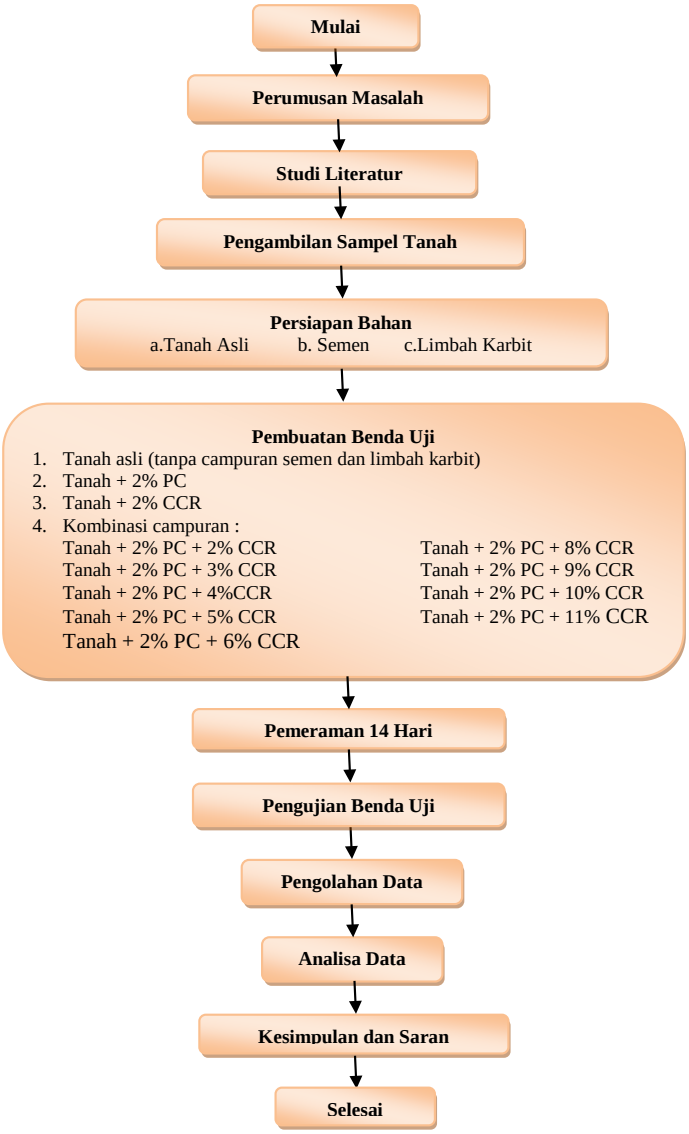
### Pekerjaan Persiapan

- Mencari literatur yang berkaitan dengan tanah lempung yang distabilisasi dengan semen dan limbah karbit, literature mengenai pengujian kuat tekan bebas *(Unconfined Compression Test).*
- Persiapan Bahan

a. Tanah
Sampel tanah yang digunakan dalam penelitian ini diambil dari PTPN II, Patumbak, Deli Serdang, Sumatera Utara. Pada penelitian ini digunakan sampel *disturbed*. Pengambilan tanah dengan cara penggalian menggunakan cangkul kemudian dimasukan ke dalam karung. Sampel tanah yang digunakan dalam penelitian ini diambil dari Patumbak, Deli Serdang, Sumatera Utara. Tanah yang diambil termasuk tanah lempung dengan kadar air rendah-sedang.

b. Semen
Semen yang digunakan adalah jenis Semen Portland Tipe I

c. Limbah Karbit(*Calcium Carbide Residue*/*CCR*)
Limbah karbit yang digunakan dalam penelitian ini diambil dari industri bengkel las karbit di Jl. Sei Serayu, Kecamatan Medan Baru, Sumatera Utara.




Gambar 1. Diagram Alir Penelitian

ISBN: 978-602-60286-0-0

### Pelaksanaan Pengujian

Pengujian yang dilakukan dibagi menjadi 2 bagian yaitu pengujian untuk tanah dan pengujian untuk limbah karbit. Pengujian-pengujian yang dilakukan untuk tanah asli,yaitu uji Kadar Air, uji Berat Spesifik, uji Batas-batas Atterberg, uji Analisa Saringan, uji Pemadatan, dan uji Kuat Tekan Bebas. Sedangkan untuk limbah karbit hanya pengujian sifat fisis yang meliputi uji Berat Spesifik, uji Analisa Saringan dan uji Batas-batas Atterberg.

### Analisis Data Laboratorium

Setelah seluruh data-data yang diperoleh baik dari pengujian sifat fisik dan sifat mekanis kemudian dilakukan pengumpulan data serta pemilahan data yang diperoleh. Setelah data dikumpulkan kemudian dilakukan analisa data hasil pengujian laboratorium dan kemudian dievaluasi.

## 3. HASIL DAN PEMBAHASAN

### Pengujian Tanah Asli

Berikut adalah hasil dari pengujian sifat fisik tanah asli.

Tabel 1. Data Uji Sifat Fisik Tanah

| No. | Pengujian | Hasil |
|---|---|---|
| **1.** | Kadar air ( *water content* ) | 17,89 % |
| **2.** | Berat jenis ( *specific gravity* ) | 2,65 |
| **3.** | Batas cair ( *liquid limit* ) | 45,49 % |
| **4.** | Batas plastis ( *plastic limit* ) | 15,19% |
| **5.** | Indeks plastisitas ( *plasticity index* ) | 30,30% |

Berdasarkan klasifikasi USCS, sampel tanah tersebut termasuk dalam jenis CL (*Clay - Low Plasticity*) yaitu lempung anorganik dengan plastisitas rendah sampai sedang. Berdasarkan klasifikasi AASHTO, sampel tanah tersebut termasuk dalam jenis A-7-6.

### Pengujian Sifat Fisik Limbah Karbit

Tabel 2. Hasil Pengujian Analisis Kimia Limbah Karbit

| No. | Senyawa Kimia | Hasil |
|---|---|---|
| **1.** | Silika Oksida (SiO2) | 4.4 % |
| **2.** | Kalsium Oksida (CaO) | 33.6 % |
| **3.** | Magnesium Oksida (MgO) | 3.77 % |
| **4.** | Aluminium Oksida (Al2O3) | 0.74 % |
| **5.** | Besi Oksida (Fe2O3) | 0.17 % |

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 3 Data Uji Sifat Fisik Limbah Karbit

| No. | Pengujian | Hasil |
|---|---|---|
| **1.** | Kadar air ( *water content* ) | 8,27% |
| **2.** | Berat jenis ( *specific gravity* ) | 2,391 |
| **3.** | Batas cair ( *liquid limit* ) | Non Plastis |
| **4.** | Batas plastis ( *plastic limit* ) | Non Plastis |
| **5.** | Indeks plastisitas ( *plasticity index* ) | Non Plastis |
| **6.** | Persen lolos saringan no 200 | 12,89% |

## Pengujian Sifat Fisik dan Mekanis Tanah dengan Bahan Stabilisator

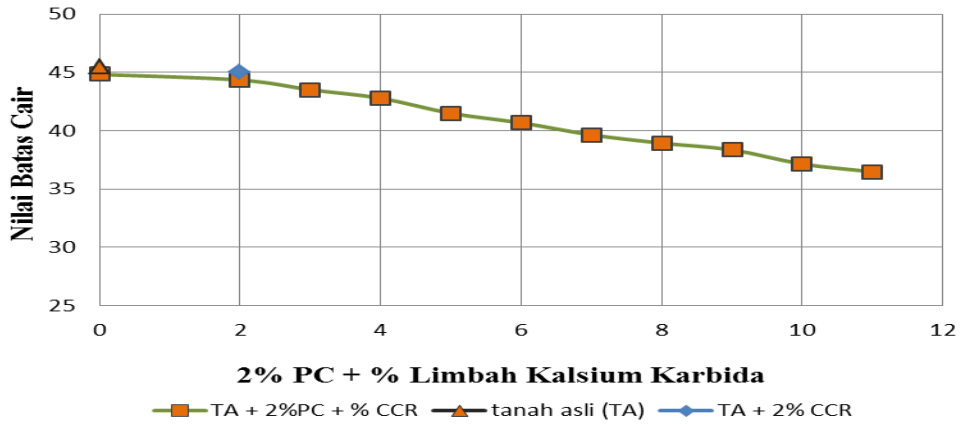
Hasil yang diperoleh dari pengujian sampel yang telah dicampur bahan stabilisasi menunjukan bahwa semen dan limbah karbit dapat memperbaiki sifat fisik dan mekanis dari tanah lempung. Hal tersebut dapat dilihat pada Tabel 3 yang menunjukan nilai Batas-batas Atterberg.

Tabel 4. Data Hasil Uji Batas-batas Atterberg

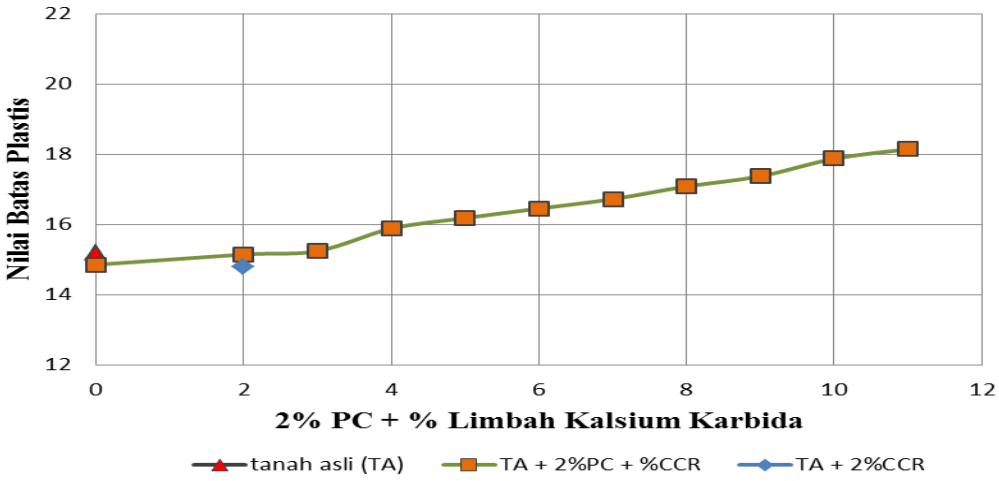
| Sampel | Batas - Batas Atterberg | | |
|---|---|---|---|
| | LL | PL | PI |
| ***Tanah Asli*** | 45,49 | 15,19 | 30,30 |
| ***2% CCR*** | 45,01 | 14,80 | 30,21 |
| ***2% PC*** | 44,83 | 14,85 | 29,98 |
| ***2% PC + 2% CCR*** | 44,34 | 15,14 | 29,20 |
| ***2% PC + 3% CCR*** | 43,51 | 15,24 | 28,27 |
| ***2% PC + 4% CCR*** | 42,78 | 15,88 | 26,90 |
| ***2% PC + 5% CCR*** | 41,49 | 16,18 | 25,31 |
| ***2% PC + 6% CCR*** | 40,67 | 16,45 | 24,22 |
| ***2% PC + 7% CCR*** | 39,64 | 16,72 | 22,92 |
| ***2% PC + 8% CCR*** | 38,93 | 17,08 | 21,85 |
| ***2% PC + 9% CCR*** | 38,35 | 17,37 | 20,98 |
| ***2% PC + 10% CCR*** | 37,14 | 17,87 | 19,27 |
| ***2% PC + 11% CCR*** | 36,47 | 18,14 | 18,33 |

Gambar 2 memperlihatkan bahwa dengan penambahan bahan stabilisasi maka nilai Batas Cair akan menurun. Semakin besar persentase limbah karbit, maka semakin kecil batas cairnya. Sedangkan pada Gambar 3 memperlihatkan nilai Batas Plastis semakin meningkat. Pada Gambar 4 yaitu grafik nilai Indeks Plastisitas dari setiap variasi campuran.

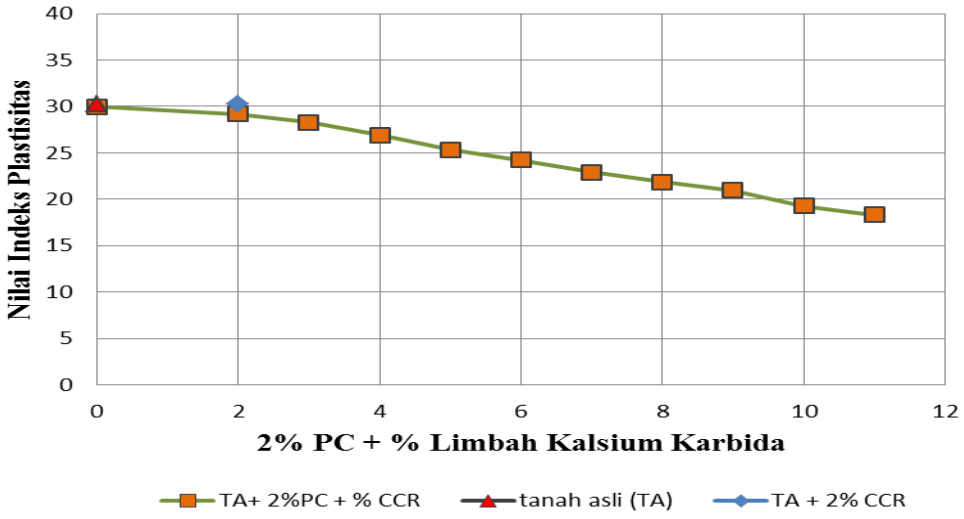
ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 2. Grafik Hubungan Antara Batas Cair dengan Variasi Campuran



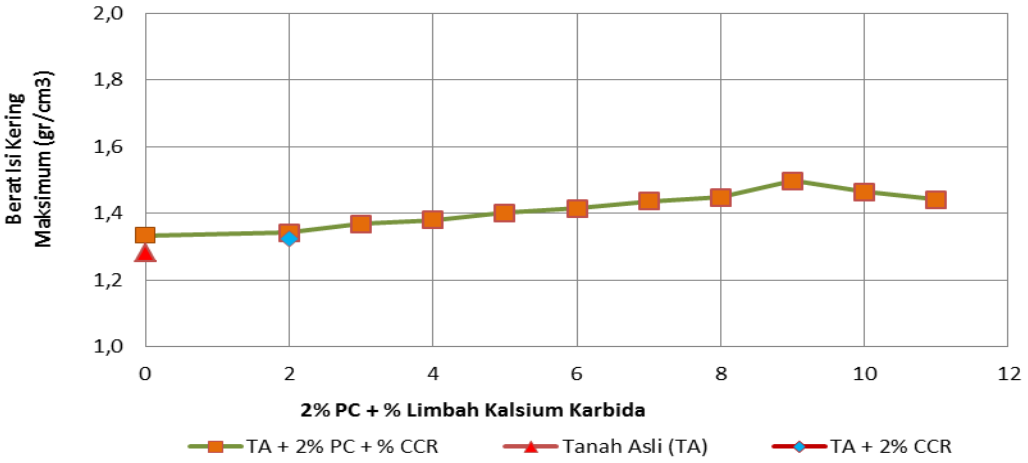

Gambar 3. Grafik Hubungan Antara Batas Plastis dengan Variasi Campuran



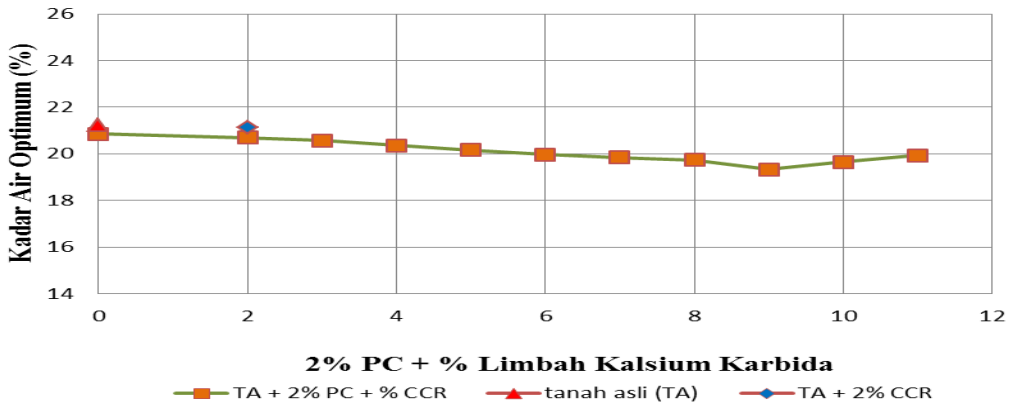

Gambar 4. Grafik Hubungan Antara Indeks Plastisitas dengan Variasi Campuran

ISBN: 978-602-60286-0-0

Gambar 5 dan Gambar 6 menunjukan nilai Berat Isi Kering maksimum dan nilai Kadar Air Optimum dari masing-masing variasi kadar campuran.




Gambar 5. Grafik Hubungan Antara Berat Isi Kering Maksimum ($\gamma_{d\ maks}$) Tanah dengan Variasi Campuran




Gambar 6. Grafik Hubungan Antara Kadar Air Optimum Tanah ($w_{opt}$) dengan Variasi Campuran

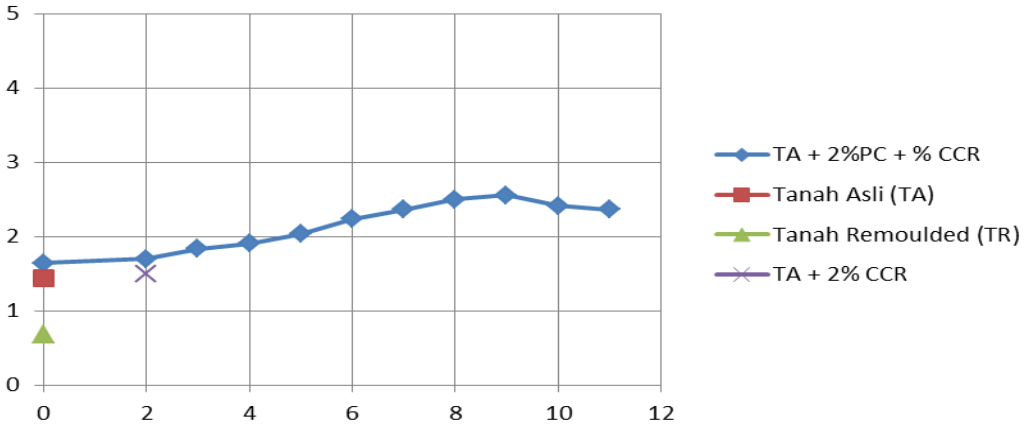
Dalam pengujian ini akan diperoleh hubungan antara nilai kuat tekan bebas tanah ($q_u$) pada tanah asli dan tanah *remoulded* (buatan) serta nilai kuat tekan bebas tanah ($q_u$) pada tiap variasi tanah yang telah dicampur dengan bahan stabilisasi semen dan limbah karbit dengan waktu pemeraman selama 14 hari. Selanjutnya dari hasil nilai $q_u$ diperoleh nilai kohesi ($c_u$) yaitu sebesar ½ $q_u$.

Hasil pengujian kuat tekan bebas yang dilakukan pada setiap variasi campuran ditunjukkan pada Tabel 4. Dari hasil pengujian diperoleh nilai kadar limbah karbit sebesar 9% sebagai kadar limbah karbit maksimal. Berdasarkan hasil tersebut didapat nilai kuat tekan tanah asli ($q_u$) sebesar 1,432 kg/cm². Kemudian dengan adanya penambahan limbah karbit nilai kuat tekan semakin meningkat tetapi hanya sampai variasi campuran 2% PC + 9% CCR, pada variasi campuran tersebutlah nilai kuat tekan tanah yang paling maksimum yaitu sebesar 2,557 kg/cm². Selanjutnya terjadi penurunan nilai kuat tekan pada penambahan limbah karbit 10% - 11%. Tetapi nilai $q_u$pada variasi ini masih lebih tinggi dari nilai *qu* tanah asli. Dengan demikian semakin banyak penambahan semen dan limbah karbit dengan waktu pemeraman yang panjang justru semakin memperkecil nilai $q_u$tanah. Hal ini dikarenakan penambahan kadar limbah karbit pada tanah memperkecil lekatan antara butiran tanah dan air, sehingga tanah menjadi mudah pecah ketika diberi tekanan vertikal.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 5. Data Hasil Uji Kuat Tekan Bebas 2% PC dengan Berbagai Variasi Campuran CCR

| Sampel | qu | cu |
|---|---|---|
| **Tanah Asli** | 1,432 | 0,716 |
| **Tanah *Remoulded*** | 0,678 | 0,339 |
| **2% CCR** | 1,492 | 0,746 |
| **2% PC** | 1,638 | 0,819 |
| **2% PC + 2% CCR** | 1,701 | 0,8505 |
| **2% PC + 3% CCR** | 1,835 | 0,9175 |
| **2% PC + 4% CCR** | 1,904 | 0,952 |
| **2% PC + 5% CCR** | 2,035 | 1,0175 |
| **2% PC + 6% CCR** | 2,234 | 1,117 |
| **2% PC + 7% CCR** | 2,366 | 1,183 |
| **2% PC + 8% CCR** | 2,497 | 1,2485 |
| **2% PC + 9% CCR** | 2,557 | 1,2785 |
| **2% PC + 10% CCR** | 2,410 | 1,205 |
| **2% PC + 11% CCR** | 2,366 | 1,183 |




Gambar 7. Grafik Kuat Tekan 2% PC dengan Berbagai Variasi Penambahan CCR

## 4. KESIMPULAN

Dari hasil penelitian yang dilakukan dapat disimpulkan bahwa :

1. Berdasarkan klasifikasi USCS, sampel tanah tersebut termasuk dalam jenis CL (*Clay – Low Plasticity*) yaitu lempung anorganik dengan plastisitas rendah sampai sedang.
2. Berdasarkan klasifikasi AASHTO (*American Association of State Highway Transportation Official*), sampel tanah tersebut termasuk dalam jenis A-7-6 .
3. Dari hasil uji *Water Content* didapat bahwa nilai kadar air tanah asli sebesar 17,89% dan kadar air limbah karbit sebesar 8,27%.
4. Dari hasil uji *Specific Gravity* didapat bahwa nilai berat spesifik tanah yaitu sebesar 2,65 dan berat spesifik limbah karbit sebesar 2,391.
5. Dari uji *Atterberg* pada tanah asli diperoleh nilai *Liquid Limit* sebesar 45,49% , *Plastic Limit* sebesar 15,19%, dan indeks plastisitas (IP) sebesar 30,30%. Berdasarkan hasil percobaan yang dilakukan diketahui bahwa dengan penambahan 2% PC + 11% CCR, memiliki indeks plastisitas (IP) yang paling rendah yakni 18,33%

ISBN: 978-602-60286-0-0

dengan nilai *Liquid Limit* sebesar 36,47% dan *Plastic Limit* sebesar 18,14%, sedangkan limbah karbit merupakan non plastis.

6. Hasil uji *Proctor Standart* pada tanah asli menghasilkan nilai kadar air optimum tanah sebesar 21,24% dan berat isi kering maksimum sebesar 1,317gr/cm³, sedangkan dari hasil percobaan didapat nilai berat isi maksimum yaitu sebesar 1,497gr/cm³ dan kadar air optimumnya yaitu 19,32% dengan variasi 2% PC + 9% CCR dengan waktu pemeraman selama 14 hari.
7. Dari uji *Unconfined Compression Test* yang dilakukan pada tanah asli diperoleh nilai kuat tekan tanah *($q_u$)* sebesar 1,43 kg/cm² , sedangkan pada tanah remoulded diperoleh nilai kuat tekan tanah *($q_u$ )* sebesar 0,68 kg/cm².
8. Dari hasil penelitian yang dilakukan penambahan 2% PC + 9% CCR memiliki nilai kuat tekan tanah ($q_u$) yang paling besar yakni 2,56 kg/cm².

## Saran

Berdasarkan penelitian yang telah dilakukan mengenai pengaruh bahan stabilisator semen dan limbah karbit terhadap tanah lempung, penulis memberikan saran bahwa:

1. Perlu dilakukan percobaan lanjutan dengan penambahan variasi dari limbah karbit dan semen.
2. Perlu dilakukan penelitian lebih lanjut dengan variasi lama pemeraman yang berbeda sehingga dapat dilakukan perbandingan nilai antar variasi untuk setiap bahan pencampur.
3. Perlu dilakukan penelitian lanjutan mengenai nilai ekonomis penggunaan limbah karbit sebagai bahan *stabilisator (stabilizing agents)* pada tanah lempung jika dikombinasikan dengan bahan pencampur semen.
4. Perlu dilakukan penelitian lebih lanjut terhadap proses stabilisasi ini dengan pengujian berbeda, misalnya Triaxial Test, dll.

## DAFTAR PUSTAKA


Abidin, Z. (2010). "Kuat Tekan Bebas Tanah Lempung Dengan Stabilisasi Campuran Semen Dan Limbah Karbit". Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Yogyakarta.

Aisyiyati, Y., Diana, W., dan Muntohar A.S. (2013). "Uji Kuat Tarik Belah Terhadap Tanah Yang Distabilisasi Dengan Limbah Karbit-Abu Sekam Padi dan Serat Karung Plastik". Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Tenik, Universitas Muhammadiyah Yogyakarta.

Bowles, J.E. (1993). *Sifat-Sifat Fisis dan Geoteknis Tanah (Mekanika Tanah).* Jakarta: Erlangga

Budi, G., Setyawan, F., dan Gunawan, S. (2003). "Peningkatan Kekuatan Tanah Lempung Di Daerah Group Kolom Yang Terbuat Dari Limbah Karbit dan Garam". Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanan, Petra Christian University.

Craig, R.F. (1989). *Mekanika Tanah.* Jakarta: Erlangga

Das, B. M. (1995). *Mekanika Tanah, Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis*, Jilid I. Jakarta: Erlangga.

Das, B. M. (1995). *Mekanika Tanah, Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis*, Jilid II. Jakarta: Erlangga.

Diana, W. (2013). "Kuat Geser Dan Kuat Tarik Belah Tanah Lempung Yang Distabilisasi Dengan Limbah Karbit Dan Abu Sekam Padi". Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Tenik, Universitas Muhammadiyah Yogyakarta.

Fadilla, H. (2013). "Pengujian Kuat Tekan Bebas (Unconfined Compression Test) Pada Stabilitas Tanah Lempung Dengan Campuran Semen Dan Abu Sekam Padi". Departemen Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara. Medan.

Grim, R.E., (1953), *Applied Clay Mineralogi*, Mc Graw Hill Book Company, New York.

Gultom, D.J.J. (2014). "Kajian Kuat Tekan Bebas Pada Tanah Lempung Yang Distabilisasi Dengan Gypsum dan Abu Ampas Tebu". Program Studi Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara, Medan.

Hakim, A. (2010). "Penambahan Lempung Untuk Meningkatkan Nilai CBR Tanah Pasir Padang". Program Teknik Sipil Universitas Andalas.

Hardiyatmo, H. C. (2002). *Mekanika Tanah Jilid 1*. Jakarta: PT. Gramedia Pustaka Utama.

Pakpahan, S. S. (2014). "Kajian Efektifitas Abu Kayu Bakar Dan Semen Portland Tipe I Sebagai Bahan Stabilisasi Pada Tanah Lempung Dengan Uji Kuat Tekan Bebas". Program Studi Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara, Medan.

Skempton, A. W. (1953). "The Colloidal Activity of Clays". Proceedings. 3rd Internasional Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. London

Widianto, B. dan Koli, A. (2004). "Stabilisasi Tanah Pasir Dengan Abu Ampas Tebu dan Limbah Karbit". Bachelor Thesis, Petra Christian University.


ISBN: 978-602-60286-0-0

# PENENTUAN LEBAR MAKSIMAL PADA PENAMBANGAN BATUAN KAPUR BAWAH PERMUKAAN DI KABUPATEN PAMEKASAN

**Faisal Estu Yulianto[1], Supriadi[2].**

*[1]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Madura, Jl.Raya Panglegur KM 3.5 Pamekasan*
*Email: faisal_ey@yahoo.co.id*
*[2] Praktisi pada PT. Dua Putri Kedaton,Pamekasan*

## ABSTRAK

Kebutuhan batu kapur sebagai material bangunan yang terus meningkat menyebabkan penambangan batu kapur tidak hanya dilakukan dipermukaan saja namun juga dilakukan dengan membuat terowongan dibawah permukaan batuan. Sementara, pengetahuan akan penambagan batuan kapur (terutama di bawah permukaan) yang dilakukan sebagaian besar masyarakat masih sangat minim. Akibatnya, banyak terjadi keruntuhan batuan kapur (terowongan) yang menimbulkan korban jiwa. Berdasarkan hal tersebut, penelitian ini dilakukan untuk mengetahui karakteristik batu kapur terutama ketika menerima beban saat penggalian bawah permukaan. Pemodelan galian batu kapur dilakukan dengan menggunakan bantuan software Plaxis 8.2 berdasarkan beban yang bekerja dilokasi penggalian dengan variasi lebar dan kedalaman penggalian yang berbeda beda. Input sifat fisik dan teknis batu kapur diperoleh dari pengujian laboratorium yang dilakukan sebelum pemodelan dibuat. Hasil pengujian laboratorium menunjukkan batuan kapur Pamekasan dikelompokkan ke dalam batuan lemah dengan kuat tekan 2.34 MPa dengan nilai Gs 2.4 dan kohesi 27.27 kPa. Hasil pemodelan Plaxis 8.2 menunjukkan bahwa batas aman penambangan batuan kapur bawah permukaan adalah lebar maksimal penambangan 3 meter dengan kedalaman galian maksimal 6 meter.

Kata kunci: Batu kapur, penambangan bawah permukaan, lebar penggalian

## 1. PENDAHULUAN

Batuan dolomit termasuk dalam klasifikasi batuan kapur merupakan batuan sedimen yang terdiri atas mineral calcite yang merupakan pembentuk batuan kapur yang terdiri atas kalsium (Ca) dan Carbonat (CO3) serta magnesite (Mg) (Sotojo, M., 2008). Sumber utama dari calcite ini adalah organisme laut. Organisme ini mengeluarkan *shell* yang keluar ke air dan terdeposit di lantai samudra sebagai *pelagic ooze*. *Calcite* sekunder juga dapat terdeposi oleh air meteorik tersupersaturasi (air batuan yang presipitasi material di gua) hal ini mengakibatkan terbentuknya *speleothem* seperti *stalagmit* dan *stalaktit*. Sumber dari *magnesite* ini dikarenakan batuan kapur yang tercampur dengan mineral *magnesium* di dalam kerak bumi sehingga warnanya agak kecoklatan atau kekuningan (Salim, 2004).

Pemanfaatan batu kapur sebagai bahan bangunan telah lama dilakukan, hal ini disebabkan batuan kapur mudah didapatkan dan berharga murah. Oleh sebab itu, penambangan batu kapur banyak dilakukan baik di permukaan maupun di bawah permukaan batuan yang membentuk terowongan batu kapur. Sampai saat ini, penambangan batu kapur di atas permukaan masih belum terjadi kelongsoran karena penambangan batu kapur di atas permukaan mempunyai tingkat keamanan yang cukup tinggi meskipun penggalian yang dilakukan mempunyai sudut $90^0$ (Kahaditu, 2012). Namun sebaliknya, kelonsoran (keruntuhan) sering terjadi pada penggalian di bawah permukaan batuan berupa terowongan dengan menelan korban jiwa seperti yang terjadi di Desa Sentol Laok, Sumenep (http://www.indosiar.com/patroli/2-penambang-tewas-3-luka-serius_93204.html**,** 01 Oktober 2015, 11:52 wib) dan di desa Tanah merah, Sumenep **(**http://skalanews.com/berita/detail/146550/Warga-Tewas-Tertimbun-Longsor-di-Penambangan-Batu-Bata, 01 Oktober 2015, 11:53). Keruntuhan tersebut diakibatkan oleh ketidaktahuan penambang tentang batas batas aman penambangan batu kapur di bawah permukaan terlebih ketika musim hujan.

Untuk meminimalkan terjadinya keruntuhan pada batuan kapur ketika penambangan di bawah permukaan dilakukan perlu dilakukan penelitian terhadap sifat fisik dan teknis batu kapur dan perilakunya ketika terdapat beban yang bekerja diatasnya. Hasil yang dinginkan dari penelitian ini adalah berapa lebar penggalian dan kedalaman penggalian yang harus dilakukan oleh penambang dan berapa besar beban yang mampu didukung oleh batu kapur sehingga ketika penambangan dilakukan keruntuhan diharapkan tidak akan terjadi.

## 2. METODE PENELITIAN

Material penelitian berupa batuan kapur (Dolomit) yang diambil dari lokasi penambangan di Desa Blumbungan Kec. Larangan yang berjarak sekitar 20 KM ke arah utara dari pusat kota Pamekasan (Gambar 1). Seluruh pengujian sifat fisik dan teknis batan dilakukan di laboratorium dilakukan berdasarkan ASTM (D 2937–83; ASTM D 2216 – 80; D 854-83; Salim, 2004). Hasil pegujian sifat fisik ditunjukkan pada Tabel 1.



Gambar 1. Lokasi pengambilan sampel batuan

Tabel 1 menunjukkan sifat fisik batuan pamekasan tidak berbeda jauh dengan sifat fisik batuan yang berasal dari daerah lainnya di Jawa Timur (Kahaditu, 2012). Nilai $\gamma t$ batuan Pamekasan merupakan nilai terkecil diantara nilai $\gamma t$ batuan lainnya sehingga batuan Pamekasan merupakan yang paling ringan diantara yang lain. Meskipun angka pori lebih kecil dibandingkan batuan Batuan Bangkalan dan Gresik, namun kadar air (wc) nya cukup besar yang menandakan batuan Pamekasan mempunyai daya absorbsi yang cukup besar.

Tabel 1. Sifat Fisik Batuan Blumbungan Pamekasan

| **Parameter** | | **Satuan** | **Asal Batuan Dolomit** | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | **Pamekasan** | **Penelitian Lainnya (Kahaditu, 2012)** | | |
| | | | | **Bangkalan** | **Gresik** | **Jember** |
| Berat Volume Batuan | $\gamma t$ | $gr/cm^3$ | 1.430 | 1.751 | 1.782 | 2.443 |
| Berat Volume Jenuh | $\gamma_{sat}$ | gr/cm3 | 1.560 | 1.841 | 1.943 | 2.470 |
| Kadar Air | $w_c$ | % | 24.570 | 28.473 | 22.790 | 3.156 |
| *Spesific Gravity* | Gs | | 2.430 | 2.277 | 2.382 | 2.625 |
| Angka Pori | e | | 0.563 | 0.669 | 0.644 | 0.109 |

Namun, karena Gs batuan Pamekasan lebih lebih besar dari batuan Bangkalam dan Gresik dimungkinkan sifat teknisnya juga lebih baik dibandingkan batuan Bangkalan dan Gresik. Sedangkan batuan Jember mempunyai sifat fisik yang terbaik dari tuan yang diteliti. hal ini dimungkinkan oleh usia batuan Jember lebih lama pembentukannya dibandingkan lainnya.

Tabel 2 menunjukkan hasil pengujian laboratorium untuk sifat teknis batuan Pamekasan. Karena batuan Jember mempunyai sifat fisik yang paling baik maka sifat teknisnyapun juga mempunyai nilai yang terbaik diantara batuan lainnya. Batuan Pamekasan mempunyai kohesi yang lebih rendah dibandingkan batuan kapur Gresik dan batuan kapur Bangkalan, namun karena Gs batuan Pamekasan lebih besar maka nilai sifat teknis lainnya(sudut geser dalam, modulus young, Kuat tekan dan tegangan) lebih besar dibandingkan batuan Bangalan dan Gresik. hal ini juga terjadi pada Batuan Jember yang mempunyai nilai Gs dan angka pori yang leih baik dibandingkan batuan lainnya. Berdasarkan karakteristik tegangan batuannya, batuan Pamekasan diklasifikasikan sebagai batuan lemah dengan nilai tegangan antara 2-25MPa (Hook dan Brown, 1997).

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 2. Sifat Teknis Batuan Blumbungan Pamekasan

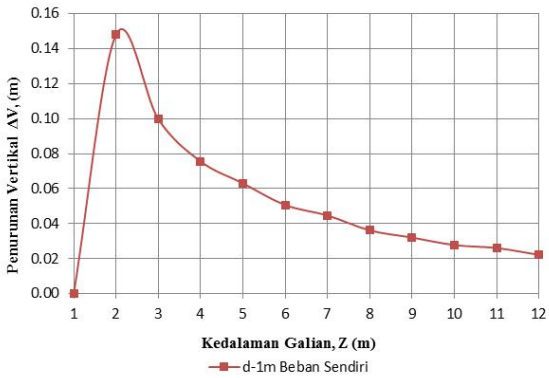
| Parameter | | Satuan | Asal Batuan Dolomit | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Pamekasan | Penelitian Lainnya (Kahaditu, 2012) | | |
| | | | | Bangkalan | Gresik | Jember |
| Kohesi | C | KN/m2 | 20.00 | 33.07 | 35.07 | 15.08 |
| Sudut Geser Dalam | ϕ | ° | 30.00 | 5.01 | 3.04 | 41.00 |
| *Modulus Young* | E | KN/m2 | 62633.00 | 166821.00 | 89345.00 | 971661.00 |
| Tegangan | $\sigma_c$ | kg/cm2 | 23.49 | 14.76 | 6.99 | 332.66 |
| Kuat Tarik | $\sigma_t$ | kg/cm2 | 2.94 | 1.85 | 0.87 | 41.58 |
| Kuat Tekan | P | kg | 295.00 | 187.33 | 88.67 | 8125.00 |

## 3. LEBAR MAKSIMAL PENGGALIAN BATUAN BAWAH PERMUKAAN.

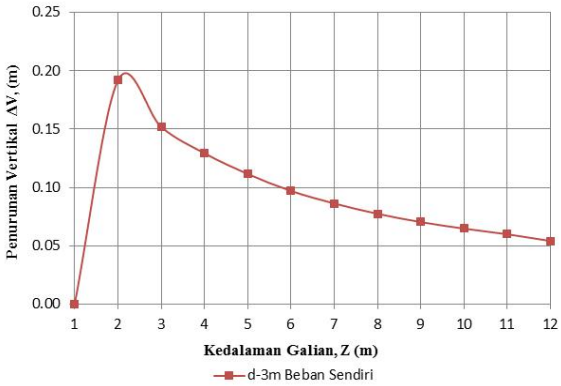
Penentuan lebar pengggalian yang aman pada penggalian batuan bawah permukaan (terowongan) dilakukan dengan bantuan software Plaxis 8.2 dengan memodelkan variasi lebar dan kedalaman galian serta beban yang bekerja di atas galian. Asumsi pemodelan berdasarkan kondisi riil lapangan adalah sebagai berikut :

1. Beban yang bekerja meliputi berat sendiri, beban bangunan sederhana (5.82 kN/m$^2$) dan beban kendaraan kelas III-C (80 kN/m$^2$).
2. Pemodelan terowongan (penggalian bawah permukaan) berbentuk lingkaran dengan ketebalan terowongan 60 cm.

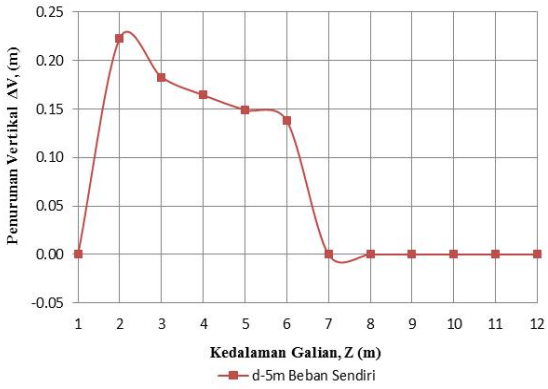
Gambar 2 menunjukkan perilaku penurunan terowongan penggalian bawah permukaan dengan lebar dan kedalalaman penggalian yang berbeda beda untuk beban kerja dari berat sendiri batuan. Penurunan terbesar terjadi




(a)




(b)




(c)

Gambar 2. Penurunan pada terowongan akibat beban sendiri untuk lebarpenggalian, a) 1 meter, b) 2 meter, c) 3 meter

ISBN: 978-602-60286-0-0

saat kedalaman penggalian mencapai 2 meter. Saat kedalaman penggalian bertambah penurunan terus berkurang sampai dengan kedalalaman penggalian mencapaai 12 meter. Perilaku berbeda ditunjukkan oleh penggalian dengan lebar 5 meter (Gambar 2c). Penurunan penggalian pada kedalaman 7 meter bernilai 0 (nol) yang menandakan keruntuhan telah terjadi pada terowongan dengan lebar galian 5 meter. Keruntuhan ini disebabkan oleh keruntuhan lentur akibat lebar penggalian yang cukup lebar sehingga momen yang bekerja pada trowongan semakin besar dan melebihi kapasitas ijin batuan seperti yang ditunjukkan oleh Gambar 3. Berdasarkan analisa Plaxis yang diberikan

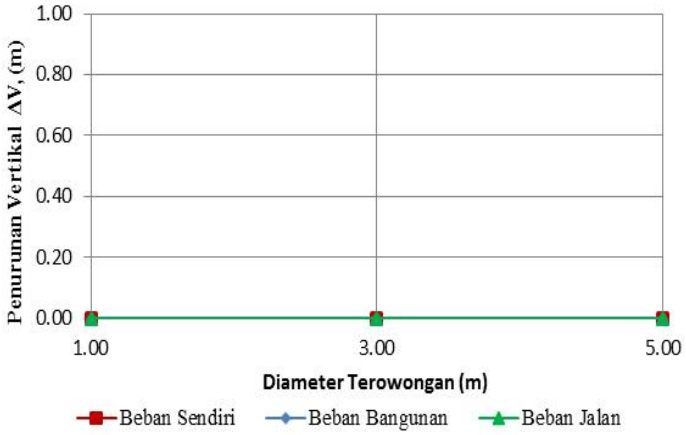



(a) (b)

Gambar 3. Pengujian kuat lentur batuan, a) Proses pengujian, b) Retakan yang terjadi akibat momen yang bekerja

pada Gambar 2, pemodelan teorowongan untuk beban kerja bangunan sederhana dan kendaraan akan dilakukan dengan variasi lebar penggalian sebesar 1 meter, 3 meter dan 5 meter seperti yang ditunjukkan oleh Gambar 4 sampai dengan Gambar 5.

Saat penggalian terowongan dilakukan pada kedalaman 1 meter dari permukaan (Gambar 4), penurunan vertikal yang terjadi bernilai 0 (nol). Perilaku ini tidak sama dengan penurunan yang terjadi pada Gambar 2 yang juga bernilai nol. Nilai nol pada Gambar 4 menandakan tidak adanya penurunan vertikal pada terowongan karena beban vertikal yang bekerja sebesar 0.4 meter di atas torowongan (Ketebalan terowongan 0.6 meter).



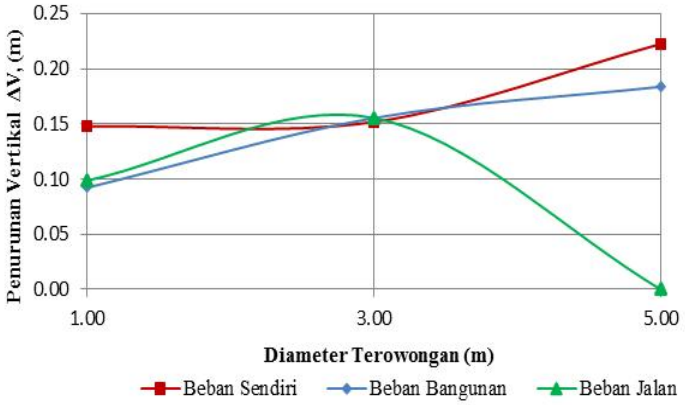

Gambar 4. Besar penurunan vertikal terowongan pada kedalaman penggalian 1 meter

Penurunan vertikal pada batuan mulai nampak ketika kedalaman terowongan mencapai 3 meter dari permukaan tanah (Gambar 5). Penurunan vertikal pada terowongan meningkat cukup besar karena penambahan beban dari berat bantuan di atasnya yang semakin tebal, bahkan pada terowongan dengan beban jalan keruntuhan terjadi saat lebar terowongan di atas 3 meter. Sedangkan pada terowongan dengan beban berat sendiri dan beban bangunan keruntuhan masih belum terjadi namun penurunan vertikal yang terjadi pada kedua jenis terowona tersebut semakin besar.

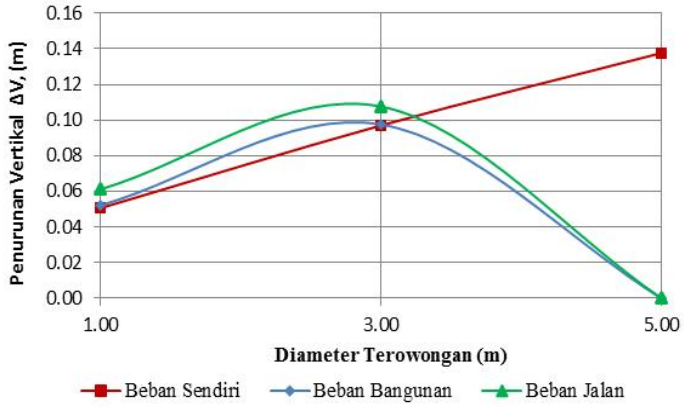
Ketika kedalalaman penggalian di tambah menjadi 6 meter (Gambar 5), keruntuhan sudah terjadi pada terowongan yang mendapatkan beban tambahan di atasnya. sedangkan pada terowongan dengan beban sendiri keruntuhan masih belum terjadi. Dari Gambar 5 ini diketahui bahwa beban tambahan yang berada di atas terowongan mempunyai kontribusi yang cukup besar terhadap keruntuhan terowongan. selain itu penambahan lebar terowongan akan

ISBN: 978-602-60286-0-0

menyebabkan beban momen lentur yang bekerja pada batuan juga semakain besar. dari penjelasan tersebut diketahui bahwa penambangan batuan di bawah permukaan (terowongan) mempunyai resiko yang cukup besar terhadap keruntuhan dibandingkan penambangan di atas permukaan dimana penambangan di atas permukaan dapat dilakukan sampai dengan ketinggian 10 meter meskipun kemiringan lereng mencapai 90$^{o}$ (Kahaditu, 2012).




Gambar 5. Besar penurunan vertikal terowongan pada kedalaman penggalian 3 meter




Gambar 5. Besar penurunan vertikal terowongan pada kedalaman penggalian 6 meter

berdasarkan analisa Plaxis diketahui bahwa lebar maksimal penambangan batuan kapur bawah permukaan adalah 3 meter dengan kedalalaman maksimal 6 meter dan disarankan penambagan bawah permukaan tidak dilakukan pada lokasi yang terdapat beban tambahan di atas penggalian.

## 4. KESIMPULAN

Dari hasil penjelasan di atas dapat disimpuklan beberapa hal, yaitu :

1. Batuan kapur Pamekasan mempunyai kuat tekan sebesar 23 Mpa dan termasuk dalam batuan dengan konsistensi batuan lemah.
2. Keruntuhan terowongan batuan kapur untuk berat sendiri terjadi ketika lebar galian 5 meter dengan kedalaman terowongan 7 meter dari atas permukaan.
3. Untuk terowongan dengan beban tambahan di atasnya, keruntuhan mulai terjadi saat kedalaman terowongan di atas 3 meter dengan lebar galian lebih dari meter.
4. Penambangan batuan kapur bawah permukaan dapat dilakukan dengan lebar maksimal 3 meter dan kedalaman galian maksimal 6 meter.

## DAFTAR PUSTAKA

ASTM C dan D *(Standart Test Method of Rocks), www.astm.org*

Azzuhry, Y. 2014. "Analisis Stabilitas dan Mekanisme Keruntuhan Lereng Batuan Sedimen Tambang Terbuka Batubara Kecamatan Muaralawa dan Kecamatan Damai Kabupaten Kutai Barat Propinsi Kalimantan Timur". Tesis. Yogyakarta: Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Gajah Mada.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Kramadibrata, dkk. 2000. “Sifat Fisik dan Mekanik Batuan”. Yogyakarta: Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Gajah Mada.

Radar Madura. “Bupati Achmad Syafii Tinjau Lokasi Bencana Longsor Desa Larangan”. Diakses pada tanggal 02 Oktober 2015, 18:30 WIB di halaman http://radarmadura.co.id/2014/04/bupati-achmad-syafii-tinjau-lokasi-bencana-longsor-desa-larangan/.

Salim, H. 2004. “Laporan Praktikum Mekanika Batuan”. Laporan Praktikum. Semarang: Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Semarang.

Skala News. “Warga Tewas Tertimbun Longsor di Penambangan Batu Bata”. Diakses pada tanggal 01 Oktober 2015, 11:53 WIB di halaman http://skalanews.com/berita/nasional/daerah/146550-warga-tewas-tertimbun-longsor-di-penambangan-batu-bata-.

Soetojo, M. 2008. *Teknik Pondasi pada Lapisan Batuan*. ITS Press, Surabaya.

Tahir, M., dkk. 2011. “Strength Parameters and Their Inter-Relationship for Limestone of Cherat and Kohat Areas of Khyber Pakhtunkhwa”. Journal of Himalayan Earth Sciences, 2, 45-51.

Yerry Kahaditu, F. 2012. “Analisa Kestabilan Lereng Galian Akibat Getaran Dinamis pada Daerah Penambangan Kapur Terbuka”. Seminar Nasional Program D3 Teknik Sipil ITS Surabaya.

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PENGGUNAAN SIRTU SEBAGAI BAHAN STABILISASI TANAH LEMPUNG

**Henrianto Masiku1[1], Marthen L. Paembonan[2], Parea R R[3], Efriansi Tangketasik[4]**

[1] *Jurusan Teknik Sipil Universitas Kristen Indonesia Toraja Jl. Nusantara No. 12 Makale 91811*
*Email: henriantomasikuj@yahoo.com*
[2] *Jurusan Teknik Sipil Universitas Kristen Indonesia Toraja Jl. Nusantara No. 12 Makale 91811*
*Email: usd blessing @yahoo.com*
[3] *Jurusan Teknik Sipil Universitas Kristen Indonesia Toraja Jl. Nusantara No. 12 Makale 91811*
*Email: mlp @yahoo.com*

## ABSTRAK

Karakteristik tanah sangat mempengaruhi besarnya daya dukung tanah terhadap beban di atasnya. Hal ini menjadikan kekuatan daya dukung tanah sebagai bagian dari sistem konstruksi karena tanah merupakan material dasar dalam konstruksi, hal ini disebabkan tanah merupakan tempat dimana struktur bangunan, pondasi, jalan raya, jembatan, bandara, bendungan, tanggul dan lain-lain didirikan, oleh sebab itu kondisi tanah yang akan dijadikan lahan konstruksi harus diperhatikan kualitas tanahnya secara baik dan teliti untuk mendapatkan daya dukung tanah yang optimal untuk di jadikan dasar dalam sebuah konstruksi. Oleh sebab itu penulis mencoba memanfaatkan sirtu diperoleh dari sekitar aliran sungai Sa'dan tepatnya di Eran Batu Toraja Utarasebagai bahan stabilisasi tanah lempung yang diambil dari lokasi bandara Buntu Kunyi' Tana Toraja. Sampel tanah yang diambil dari lokasi bandara Buntu Kunyi' Mengkendek diuji karakteristik tanahnya yang meliputipengujian kadarair, pengujian batas-batas konsistensi tanah dan pengujian berat jenis tanah, pemadatan, kemudian distabilisasi dengan menambahkan sirtu dengan variasi 10%, 20% dan 30% dan pengujian CBR.Hasil penelitian laboratorium untuk tanah berwarna merah di peroleh nilai kadar air rata-rata 13.209%, batas cair/ liquid limit 42.436%, batas plastis/ plastis limit yaitu 27.119%, indeks plastisitas 15.317%, berat jenis 2.58 gr/cm$^3$ dan nilai CBR sebesar 21.8272% pada penambahan sirtu sebanyak 10%, 25.9198% pada penambahan sirtu sebanyak 20% dan 27.284% pada penambahan sirtu sebanyak 30%. Sedangkan hasil penelitian laboratorium untuk tanah berwarna coklat di peroleh nilai kadar air rata-rata 11.465 %, batas cair/ liquid limit 36.018%, batas plastis/ plastis limit yaitu 23.729%, indeks plastisitas 12.289%, berat jenis 2.5 gr/cm$^3$ dan nilai CBR sebesar 21.8272% pada penambahan sirtu sebanyak 10%, 23.1914% pada penambahan sirtu sebanyak 20% dan 25.9198% pada penambahan sirtu sebanyak 30%.

Kata kunci : tanah lempung, sirtu, daya dukung tanah.

## 1. PENDAHULUAN

Tanah di satu lokasi mempunyai karakteristik yang berbeda dengan tanah dilokasi yang lain. Hal ini menjadikan kekuatan daya dukung tanah sebagai bagian dari sistem konstruksi karena tanah merupakan material dasar dalam konstruksi, hal ini disebabkan tanah merupakan tempat dimana struktur bangunan, pondasi, jalan raya, jembatan, bandara, bendungan, tanggul dan lain-lain didirikan, oleh sebab itu kondisi tanah yang akan dijadikan lahan konstruksi harus diperhatikan kualitas tanahnya. Karakteristik tanah sangat mempengaruhi besarnya daya dukung tanah terhadap beban di atasnya. Jika karakteristik tanah dengan kandungan mineral yang tidak kuat untuk mendukung beban di atasnya maka akan dapat mengakibatkan terjadinya kerusakan pada konstruksi yang ada di atas tanah tersebut.Kerusakan-kerusakan yang terjadi pada konstruksi misalnya pada jalan dan gedung terangkat atau turunnya suatu pondasi, retak-retak dinding bangunan, dan bergelombangnya permukaan jalan, disebabkan oleh permasalahan pada tanah yang ada dibawah struktur suatu bangunan. Permasalahan tanah ini tidak hanya terbatas pada penurunannya (*settlement*) saja tetapi mencakup secara menyeluruh, seperti adanya penyusutan dan pengembangan tanah. Oleh karena itu sifat teknis yang berkaitan dengan tanah dasar harus diperhatikan agar suatu struktur (jalan, gedung, dan lain-lain) yang dibangun diatasnya dapat stabil terhadap pengaruh tanah.

Jenis tanah yang perlu diperhatikan salah satunya adalah tanah lempung. Disebut demikian karena tanah jenis ini umumnya mempunyai fluktuasi kembang susut yang tinggi dan mengandung mineral yang mempunyai potensi mengembang (*swelling potential*) yang tinggi bila terkena air. Untuk tanah lempung, kandungan mineral yang ada di dalamnya adalah mineral *montmorillonite* yang mempunyai luas permukaan paling besar dan sangat mudah menyerap air dalam jumlah banyak bila dibandingkan dengan mineral lainnya, sehingga tanah mempunyai kepekatan terhadap pengaruh air dan sangat mudah mengembang. Berkaitan dengan hal diatas sangat diperlukan suatu cara untuk menstabilkan tanah yang memiliki sifat lempung tersebut agar bangunan yang berdiri diatasnya

lebih terjamin keamanannya dari kerusakan. Salah satu cara yang digunakan untuk stabilisasi tanah lempung adalah dengan menggunakan sirtu (pasir batu).

Berdasarkan latar belakang diatas, maka rumusan masaalah dalam penelitian ini adalah:
1. Bagaimana karakteristik, sifat fisik dan daya dukung tanah lempung yang akan distabilisasi dengan sirtu (pasir batu)?
2. Berapa Besar Peningkatan Daya dukung tanah lempung setelah distabilisasi dengan sirtu?

Tujuan penelitian ini diharapkan tanah lempung yang dicampur dengan sirtu (pasir batu) mampu meningkatkan daya dukung tanah dasar suatu konstruksi.

## Tanah

Tanah secara umum didefenisikan sebagai material butiran padat yang tidak tersementasi satu sama lain, dan terdiri dari bahan-bahan organik yang telah melapuk disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong di antara partikel-partikel padat tersebut.

### a. Tanah lempung

Tanah lempung adalah tanah yang memiliki pertikel-pertikel mineral tertentu yang menghasilkan sifat-sifat plastis pada tanah bila dicampur dengan air.

**Sifat-sifat Fisik Tanah lempung**

Sifat fisik dari tanah lempung antara lain:

**Kadar Air (*Moisture Content*)**

Jika kadar air (*moisture content*) dari suatu tanah tidak berubah, berarti tidak ada perubahan volume dan struktur yang ada di atas lempung tidak akan mengalami pergerakan yang diakibatkan oleh pengangkutan (*heaving*). Tetapi jika terjadi penambahan kadar air, maka terjadi pengembangan volume (*expansion*) dengan arah vertikal dan horizontal. Lempung akan mudah menyerap air sampai kadar air 35 % dan mengakibatkan kerusakan struktur akibat pemuaian tanah. Sebaliknya apabila tanah lempung tersebut mempunyai kadar air diatas 30 %, itu berarti bahwa pemuaian tanah telah terjadi dan pemuaian lebih lanjut akan kecil sekali.

**Berat Jenis Kering (*Dry Density*)**

Tanah dengan berat jenis kering lebih dari 110 pcf (1,762 gr/cm3) menunjukkan potensi pengembangan yang tinggi. Apabila dalam penggalian tanah dijumpai kesulitan yang menyangkut kondisi tanah yang keras seperti batu, hal itu merupakan indikasi bahwa tanah tersebut mempunyai sifat tanah lempung.

**Kelelahan Pengembangan (*Fatique of Swelling*)**

Gejala kelelahan pemuaian (*fatique of swelling*) telah diselidiki dengan cara penelitian siklus/pengulangan pembasahan dan pengeringan yang berulang.

### b. Sirtu (Pasir Batu)

Pengertian Sirtu

Sirtu adalah jenis material berbutir yang komposisinya terdiri dari tanah, pasir dan batu.

### c. Karakteristik Tanah Dasar

**Kadar Air**

Secara umum tanah terdiri dari tiga unsur yaitu butiran tanah atau partikel padat (*solid*), air (*water*) dan udara (air atau gas). Kandungan air dan udara yang terdapat didalam tanah menempati rongga (*void*) yang terdapat diantara butiran, yang disebut pori tanah. Bila volume pori di dalam tanah dipengaruhi oleh air, maka dinyatakan dalam kondisi jenuh. Sebaliknya bila di dalam pori tanah tidak berisi air sama sekali, maka tanah dalam kondisi kering.

**Batas-batas Konsistensi Tanah**

Konsistensi tanah didefenisikan sebagai suatu kondisi fisis dari suatu tanah berbutir halus pada kadar air tertentu. Konsistensi dari tanah lempung sangat dipengaruhi oleh kadar air. Konsistensi ditetapkan secara langsung di laboratorium berdasarkan angka Atterberg. Angka Atterberg adalah persentase berat lengas tanah yang diukur pada saat tanah mengalami perubahan konsistensi.

Nilai indeks plastisitas dan macam tanah dapat dilihat pada tabel 1. berikut.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 1. Nilai Indeks Plastisitas dan Macam Tanah

| PI | Sifat | Macam Tanah | Kohesi |
|---|---|---|---|
| 0 | Non plastis | Pasir | Non-kohesi |
| $< 7$ | Plastisitas rendah | Lanau | Kohesi sebagian |
| $7 - 17$ | Plastisitas sedang | Lempung berlanau | Kohesi |
| PI | Sifat | Macam Tanah | Kohesi |
| $> 17$ | Plastisitas tinggi | Lempung ekspansif | Kohesi |

(Sumber : Hardiyatmo H.C, 2020, Mekanika Tanah I)

Cara untuk menggambarkan batas-batas konsistensi tanah berbutir halus dengan mempertimbangkan kandungan kadar airnya. Batas-batas tersebut yaitu:

**1. Batas Cair (*Liquid Limit*)**

Batas cair (LL) didefenisikan sebagai kadar air tanah pada
batas antara keadaan cair dan keadaan plastis, yaitu batas atas dari daerah plastis. Persentase kadar air dibutuhkan untuk menutup celah sepanjang 12,7 mm pada dasar cawan, sesudah 25 kali pukulan didefenisikansebagai batas cair tanah tersebut.

**2. Batas Plastis (*Plastic Limit* )**

Batas plastis (PL) didefenisikan sebagai kadar air pada
kedudukan antara daerah plastis dan semi padat, yaitu persentase kadar air di mana tanah dengan diameter silinder 3,2 mm mulai retak-retak ketika digulung

**3. Batas Susut (*Shrinkage Limit* )**

Batas susust (SL), didefenisikan sebagai kadar air pada kedudukan antara daerah semi padat dan padat, yaitu persentase kadar air dimana pengurangan kadar air selanjutnya tidak mengakibatkan perubahan volume tanah. Percobaan batas susut dilaksanakan dalam laboraturium dengan cawan porselen diameter 44,4 mm dengan tinggi 12,7 mm. Bagian cawan dilapisi dengan pelumas dan diisi dengan tanah jenuh sempurna. Kemudian dikeringkan dalam oven, volume ditentukan dengan mencelupkannya dalam air raksa.

**4. Berat Jenis Tanah ( *Specific Gravity* )**

Berat jenis adalah perbandingan antara massa (berat) kering butiran tanah dan massa (berat) air pada volume yang sama dengan volume butiran tersebut. Nilai berat jenis tanah ini dapat dipakai untuk mengetahui berat relatif tanah terhadap berat air. Batasan berat jenis untuk beberapa jenis tanah dapat dilihat pada tabel 2 berikut

Tabel 2.Batasan Berat Jenis untuk Beberapa Jenis Tanah

| Jenis Tanah | Batas |
|---|---|
| Pasir | 2.65 – 2.68 |
| Kerikil | |
| Lanau | 2.62 – 2.68 |
| Lempung | 2.58 – 2.65 |
| Lempung Anorganik | 2.68 – 2.75 |
| Humus | 1.37 |
| Gambut | 1.25 – 1.80 |

Sumber : (Hardiyatmo H.C, 2002, Mekanika Tanah I)

**5. Pengujian Pemadatan Tanah**

Pemadatan (*compaction*) adalah proses naiknya kerapatan tanah dengan memperkecil jarak antar partikel sehingga terjadi reduksi volume udara dan tidak terjadi perubahan volume air yang cukup berarti pada tanah (Craig R. F.,1991). Pemadatan ini dimaksudkan untuk memperoleh nilai kepadatan (*density*) yang lebih besar, meningkatkan kekuatan geser, menurunkan angka permeabilitas, mempercepat konsolidasi.

Stabilisasi tanah adalah suatu cara yang digunakan untuk mengubah atau memperbaiki sifat tanah dasar sehingga diharapkan tanah dasar tersebut mutunya dapat lebih baik dan dapat meningkatkan kemampuan daya dukung tanah dasar terhadap konstruksi yang akan dibangun diatasnya. CBR atau *California Bearing Ratio* merupakan suatu perbandingan antara beban percobaan (*Test Load*) dengan beban standar (*Standard Load*)dan dinyatakan dalam persentase.

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 3. Klasifikasi Nilai CBR

| CBR (%) | Keterangan |
|---|---|
| 0 – 3 | Sangat Buruk |
| 3 – 7 | Buruk |
| 7 – 20 | Sedang |
| 20 – 50 | Baik |
| >50 | Sangat Baik |

## 2. METODOLOGI PENELITIAN

### Lokasi Pengambilan Sampel

1. Tanah
   Sampel tanah lempung yang digunakan berasal dari daerah Ge'tengan Kecamatan Mengkendek Kabupaten Tana Toraja (lokasi bandara Buntu Kunyi' Tana Toraja).
2. Sirtu
   Sirtu yang digunakan sebagai bahan stabilisasi tanah lempung dalam penelitian ini diambil di sekitar aliran sungai Sa' dan tepatnya di Eran Batu Toraja Utara.
3. Parameter yang diuji meliputi pengujian kadar air, batas-batas Atterberg, berat jenis tanah, pemadatan, dan CBR (*California Bearing Ratio*) dengan penambahan sirtu.

## 3. HASIL PENGUJIAN DAN ANALISA DATA

**Hasil Pengujian dan Analisa Karakteristik Tanah Dasar**

Tabel 4. Hasil Analisa Pengujian Kadar Air Tanah Berwarna merah

| Kedalaman Contoh (cm) | Lapisan Tanah | Berat Tinbox | Berat Tinbox + T. Basah | Berat Tinbox + T. Kering | Berat Air | Berat Contoh Kering | Kadar Air (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1** | **2** | **3** | **4** | **5** | **6 =(4-5)** | **7 =(5-3)** | **8 =(6/7*100)** |
| ± 0 – 10 | Atas | 16.5 | 25.7 | 25 | 0.7 | 8.5 | 8.235 |
| | Tengah | 19 | 28 | 27 | 1.0 | 8.0 | 12.5 |
| | Bawah | 19.5 | 28 | 26.9 | 1.1 | 7.4 | 14.865 |
| | Rata-rata | | | | | | 11.867 |
| ± 10 – 20 | Atas | 16.5 | 25.9 | 25 | 0.9 | 8.5 | 10.588 |
| | Tengah | 19 | 29.6 | 28.3 | 1.3 | 9.3 | 13.978 |
| | Bawah | 19.5 | 29.9 | 28.6 | 1.3 | 9.1 | 14.286 |
| | Rata-rata | | | | | | 12.950 |
| ± 20 – 30 | Atas | 16.5 | 26.5 | 25.4 | 1.1 | 8.9 | 12.359 |
| | Tengah | 19 | 29.6 | 28.2 | 1.4 | 9.2 | 15.217 |
| | Bawah | 19.5 | 29.9 | 28.4 | 1.5 | 8.9 | 16.854 |
| | Rata-rata | | | | | | 14.810 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 5. Hasil Analisa Pengujian Kadar Air Tanah Berwarna Coklat

| Kedalaman Contoh (cm) | Lapisan Tanah | Berat Tinbox | Berat Tinbox + T. Basah | Berat Tinbox + T. Kering | Berat Air | Berat Contoh Kering | Kadar Air (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1** | **2** | **3** | **4** | **5** | **6 =(4-5)** | **7 =(5-3)** | **8 =(6/7*100)** |
| ± 0 – 10 | Atas | 14 | 23.8 | 23 | 0.8 | 9.0 | 8.889 |
| | Tengah | 13.5 | 26.6 | 25.6 | 1.0 | 12.1 | 8.264 |
| | Bawah | 14 | 26.5 | 25.2 | 1.3 | 11.2 | 11.607 |
| | Rata-rata | | | | | | 9.587 |
| ± 10 – 20 | Atas | 14 | 24.6 | 23.6 | 1.0 | 9.6 | 10.417 |
| | Tengah | 13.5 | 26.5 | 25.2 | 1.3 | 11.7 | 11.111 |
| | Bawah | 14 | 25 | 23.8 | 1.2 | 9.8 | 12.245 |
| | Rata-rata | | | | | | 11.258 |
| ± 20 – 30 | Atas | 14 | 24 | 22.9 | 1.1 | 8.9 | 12.359 |
| | Tengah | 13.5 | 24 | 22.8 | 1.2 | 9.3 | 12.903 |
| | Bawah | 14 | 24.5 | 23.1 | 1.4 | 9.1 | 15.385 |
| | Rata-rata | | | | | | 13.549 |

## Hasil Pengujian dan Analisa Batas-Batas Konsistensi Tanah

a. Batas Cair/ Liquid limit (LL) dengan Alat Cassagrande

Tabel 6. Hasil Analisa Pengujian Batas Cair tanah merah (Liquid Limit)

| PenTambahan Air | Banyaknya pukulan | Berat Cawan | Berat Cawan + T. Basah | Berat Cawan + T. Kering | Berat air | Berat Tanah Kering | Kadar Air (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1** | **2** | **3** | **4** | **5** | **6 =(4-5)** | **7 =(5-3)** | **8 =( *100)** |
| 35 | 40 | 19 | 35 | 30.8 | 4.2 | 11.8 | 35.593 |
| 40 | 26 | 19 | 36 | 30.9 | 5.1 | 11.9 | 42.857 |
| 45 | 18 | 19 | 38 | 31.8 | 6.2 | 12.8 | 48.438 |

Tabel 6. Hasil Analisa Pengujian Batas Cair tanah coklat (Liquid Limit)

| Penambahan Air | Banyaknya pukulan | Berat Cawan | Berat Cawan + T. Basah | Berat Cawan + T. Kering | Berat air | Berat Tanah Kering | Kadar Air (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1** | **2** | **3** | **4** | **5** | **6 =(4-5)** | **7 =(5-3)** | **8 =( *100)** |
| 25 | 25 | 19 | 30 | 27.3 | 2.7 | 8.3 | 32.530 |
| 30 | 15 | 19 | 31 | 27.6 | 3.4 | 8.6 | 39.535 |
| 35 | 10 | 19 | 34 | 29.5 | 4.5 | 10.5 | 42.857 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

b.Batas Plastis/ Plastis limit (PL)

Tabel 7. Hasil Analisa Pengujian Batas Plastis(Plastis Limit)

| Penambahan Air (ml) | Berat Cawan | Berat Cawan + T. Basah | Berat Cawan + T. Kering | Berat air (4-5) | Berat Tanah Kering (5-3) | Kadar Air (%) ( *100) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **1** | **2** | **3** | **4** | **5 =(3-4)** | **6 =(4-2)** | **7 =( *100)** |
| 8 | 16.5 | 24 | 22.4 | 1.6 | 5.9 | 27.119 |

Tabel 8. Nilai Indeks Plastisitas Tanah Berwarna Merah

| No | Jenis Pengujian | Hasil Pengujian | Indek Plastisitas |
|---|---|---|---|
| 1. | Liquid Limit (LL) | 42.436 | PI = LL – PL |
| 2. | Plastic Limit (PL) | 27.119% | PI =15.317% |

## Hasil Pengujian dan Analisa Berat Jenis

Berat jenis (*Specific gravity*) adalah perbandingan antara berat kering butiran tanah dan berat air pada volume yang sama dengan volume butiran tersebut.

Tabel 9. Hasil Analisa Pengujian Berat Jenis Tanah

| Kedalaman Contoh | Nomor Contoh |
|---|---|
| Nomor Piknometer | $P_M$ |
| Berat Piknometer ($W_1$) gr | 39.5 |
| Berat Piknometer + Tanah kering ($W_2$) gr | 54.2 |
| Berat Tanah kering ($W_T = W_2 - W_1$) gr | 14.7 |
| Suhu $^oC$ | 27 |
| Piknometer + Air + Tanah ($W_3$) gr | 146.5 |
| Piknometer + Air Pada $^oC$ ($W_4$) *gr* | 137.5 |
| Berat Jenis $\frac{(W_2 - W_1)}{(W_4 - W_1) - (W_3 - W_1)}$ gr/cm$^3$ | 2.58 |

## Hasil Pengujian dan Analisa Pemadatan Tanah Asli

Tabel 10. Hasil Analisa Pengujian Berat Isi Tanah

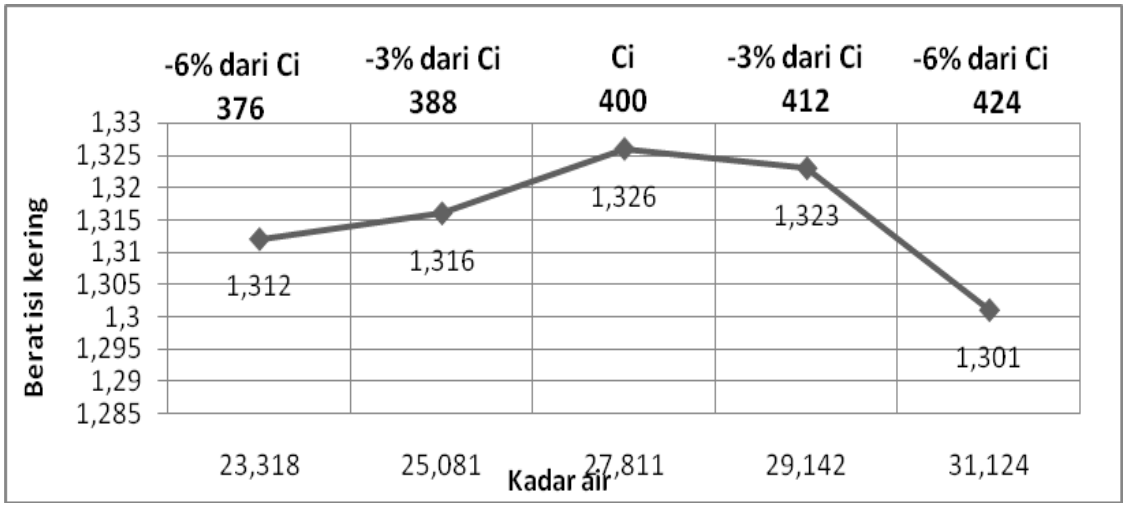
| Penambahan Air | Berat Cetakan | Berat T. Basah + Cetakan | Berat T. Basah | Isi Cetakan | Berat Isi Basah (gr/cc) | Berat Isi Kering (gr/cc) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **1** | **2** | **3** | **4** | **5** | **6** | **7** |
| 6%(424 cc) | 3790 | 5598 | 1808 | 1059.75 | 1.706 | 1.301 |
| 3%(412 cc) | 3790 | 5600 | 1810 | 1059.75 | 1.708 | 1.323 |
| Ci(400 cc) | 3790 | 5586 | 1796 | 1059.75 | 1.695 | 1.326 |
| -3%(388 cc) | 3790 | 5535 | 1745 | 1059.75 | 1.647 | 1.316 |
| -6%(376 cc) | 3790 | 5505 | 1715 | 1059.75 | 1.618 | 1.312 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 11. Hasil Analisa Pengujian Kadar Air

| Penambahan Air | Lapisan Tanah | Berat Tinbox | Berat Tinbox + T. Basah | Berat Tinbox + T. Kering | Berat Air | Berat Contoh Kering | Kadar Air (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1** | **2** | **3** | **4** | **5** | **6 =(4-5)** | **7 =(5-3)** | **8 = (□/□*100)** |
| 6% (424 cc) | Atas | 14.5 | 34.5 | 30.4 | 4.1 | 15.9 | 25.786 |
| | Tengah | 17 | 37 | 32.1 | 4.9 | 15.1 | 32.450 |
| | Bawah | 19.5 | 39.5 | 34.3 | 5.2 | 14.8 | 35.135 |
| | Rata-rata | | | | | | 31.124 |
| 3% (412 cc) | Atas | 17 | 37 | 33.1 | 3.9 | 16.1 | 24.223 |
| | Tengah | 18 | 38 | 33.4 | 4.6 | 15.4 | 29.870 |
| | Bawah | 19.5 | 39.5 | 34.5 | 5.0 | 15.0 | 33.333 |
| | Rata-rata | | | | | | 29.142 |
| Ci (400 cc) | Atas | 17 | 37 | 33.4 | 3.6 | 16.4 | 21.951 |
| | Tengah | 18 | 38 | 33.5 | 4.5 | 15.5 | 29.032 |
| | Bawah | 19.5 | 39.5 | 34.6 | 4.9 | 15.1 | 32.450 |
| | Rata-rata | | | | | | 27.811 |
| -3% (388 cc) | Atas | 17 | 37 | 33.5 | 3.5 | 16.5 | 21.212 |
| | Tengah | 18 | 38 | 34 | 4.0 | 16.0 | 25.0 |
| | Bawah | 19.5 | 39.5 | 35 | 4.5 | 15.5 | 29.032 |
| | Rata-rata | | | | | | 25.081 |
| -6% (376 cc) | Atas | 17 | 37 | 33.9 | 3.1 | 16.9 | 18.343 |
| | Tengah | 18 | 38 | 34.1 | 3.9 | 16.1 | 24.224 |
| | Bawah | 19.5 | 39.5 | 35.2 | 4.3 | 15.7 | 27.389 |
| | Rata-rata | | | | | | 23.318 |

Gambar 1. Grafik Pemadatan Tanah Asli




## 4. KESIMPULAN

Hasil penelitian yang dilakukan di Laboratorium dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut :

a. Berdasarkan hasil pengujian pada tanah yang diambil langsung dilokasi penelitian diperoleh kadar air rata-rata untuk tanah berwarna merah yaitu 13.209 % dan kadar air rata-rata untuk tanah berwarna coklat yaitu 11.465 % yang menunjukkan kondisi tanah lempung dalam kondisi kering.
b. Berdasarkan hasil pengujian batas-batas konsistensi tanah diperoleh batas cair/ liquid limit untuk tanah berwarna merah yaitu 42.436% dan batas plastis/ plastis limit yaitu 27.119% , sedangkan untuk tanah berwarna coklat diperoleh batas cair/ liquid limit yaitu 36.018% dan batas plastis/ plastis limit yaitu 23.729%. sehingga

ISBN: 978-602-60286-0-0

diperoleh indeks plastisitas untuk tanah berwarna merah sebesar 15.317% dan untuk tanah berwarna coklat sebesar 12.289%. Hal ini menunjukkan bahwa tanah tersebut termasuk dalam kategori tanah lempung berlanau dan memiliki sifat plastisitas sedang.

c. Berdasarkan hasil pengujian berat jenis tanah diperoleh berat jenis untuk tanah berwarna merah yaitu 2.58 gr/cm$^3$ dan untuk tanah berwarna coklat yaitu 2.5 gr/cm$^3$.
d. Hasil pengujian CBR laboratorium tanah asli untuk tanah berwarna merah diperoleh nilai CBR sebesar 16.3704% dan setelah distabilisasi diperoleh peningkatan nilai CBR tertinggi pada stabilisasi sirtu 30% dengan nilai CBR 27.284%, dan pengujian CBR laboratorium tanah asli untuk tanah berwarna coklat diperoleh nilai CBR sebesar 15.0062% dan setelah distabilisasi diperoleh peningkatan nilai CBR tertinggi pada stabilisasi sirtu 30% dengan nilai CBR 25.9198%.

## DAFTAR PUSTAKA

American Society for Testing and Material (1981). (ASTM C-121) (ASTM C-97)
Budi, Gogot Setyo (2011). Pengujian Tanah Di Laboratorium,
Hardiyatmo H.C. (2002). Mekanika Tanah I. Yogyakarta
Modul Mekanika Tanah I diakses dari*http://www.mercubuana.ac.id*)

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PENGARUH UKURAN BUTIR TANAH DAN KONDISI PEMADATAN TERHADAP NILAI CBR PADA PENGUJIAN DI LABORATORIUM

**Aniek Prihatiningsih[1], Gregorius Sandjaja Sentosa [2], dan Djunaidi Kosasih[3]**

*[1] Jurusan Teknik Sipil, Universitas Tarumanagara, Jl. Let.Jen S. Parman 1 Jakarta*
*Email: aniekp@ft.untar.ac.id*
*[2]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Tarumanagara, Jl. Let.Jen S. Parman 1 Jakarta*
*Email: gregoriuss@ft.untar.ac.id*
*[3]Departemen Teknik Sipil, Institut Teknologi Bandung, Jl. Takkesasar 10, Bamndung*
*Email: drkosasih@gmail.com*

## ABSTRAK

Penentuan nilai CBR laboratorium dilakukan setelah tanah dipadatkan dengan uji kompaksi di laboratorium. Hasil uji pemadatan dipengaruhi oleh jenis tanah (ukuran butir, plastisitas) dan enersi pengaruhi pemadatan. Kondisi pemadatan ini akan mempengaruhi nilai CBR. Serangkaian uji laboratorium telah dilakukan dengan memperhatikan jenis tanah (ukuran butir, plastisitas) dan enersi pemadatan. Terhadap benda uji tanah tersebut kemudian dilakukan uji CBR. Kecenderungan nilai CBR akibat pengaruh jenis tanah dan kondisi pemadatan akan disajikan dalam makalah ini. Kadar air pemadatan yang lebih tinggi akan menurunkan nilai CBR. Enersi pemadatan yang lebih besar akan menghasilkan nilai CBR yang lebih tinggi. Berat isi kering kurang dapat menunjukkan relasi dengan nilai CBR.

Kata kunci: Pemadatan tanah, berat isi kering maksimum, kadar air optimum, CBR, ukuran butir, plastisitas.

## 1. PENDAHULUAN

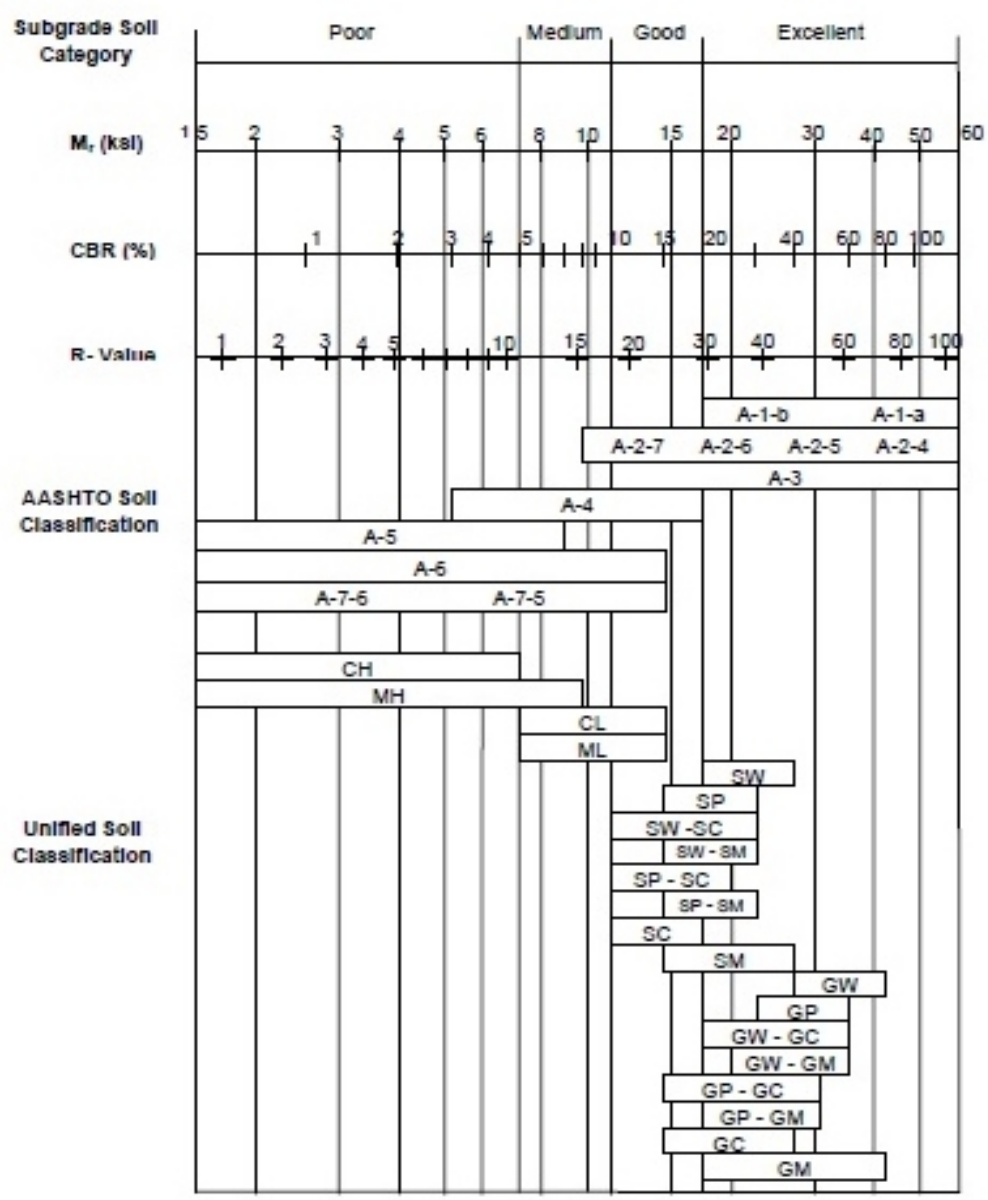
Upaya memperlihatkan pengaruh kondisi pemadatan dan membuat korelasi nilai CBR (*California Bearing Ratio*) dengan berbagai parameter tanah telah dilakukan cukup banyak. Ramasubbarao (2013) menyimpulkan setidak-tidaknya ada 6 (enam) kelompok peneliti dan institusi yang telah mencoba membuat model korelasi CBR dengan beberapa parameter tanah lainnya, yaitu antara lain korelasi dengan batas cair (LL), batas plastis (PL), indeks plastis (PI = $I_p$), ukuran butir, kohesi tak-teralir ($c_u$ = *undrained cohesion*), daya dukung batas ($q_{ult}$ = *ultimate bearing capacity*), kondisi pemadatan yang mencakup kadar air optimum ($w_{opt}$) dan berat isi kering maksimum ($\gamma_{dmaks}$). Sementara Taha (diunduh Juli 2016) merangkum 11 referensi yang mengusulkan kira-kira 29 rumus korelasi CBR (baik CBR rendam dan bukan rendam) dengan berbagai parameter tanah. Institusi NCHRP (2001) telah membuat *chart* korelasi rentang nilai CBR yang cukup komprehensif dengan mengelompokkan tanah sesuai klasifikasi USCS (*Unified Soil Classification System*) dan AASHTO (*American Association of State and Highway Transportation Officials*).

Makalah ini juga ingin mencoba memperlihatkan pengaruh kondisi pemadatan ($w_{opt}$, $\gamma_{dmaks}$), kemungkinan korelasi nilai CBR dengan Indeks Plastis dan enersi pemadatan. Hasil penelitian dibandingkan juga dengan *Chart* NCHRP (2001). Untuk penelitian ini diambil contoh tanah dari dua lokasi berbeda yaitu di wilayah Tangerang dan Bandung. Jenis tanah yang diteliti masuk dalam klasifikasi MH (USCS) dan A-7-5 (AASHTO).

## 2. STUDI LITERATUR

NCHRP (2001) telah membuat *chart* seperti Gambar 1. di bawah ini. Terlihat dalam *chart* ini rentang nilai-nilai spesifik CBR untuk dua sistem klasifikasi tanah, yaitu: menurut klasifikasi AASHTO dan USCS. Pada *chart* tersebut dapat dilihat juga rentang nilai $M_R$ (*resilient modulus*) dan *R-Value*, tetapi dalam makalah ini hanya nilai CBR yang akan diperhatikan. Tabel 1. dan 2. memperlihatkan secara spesifik nilai CBR berdasarkan klasifikasi USCS dan AASHTO.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 1. *Chart* NCHRP (2001) Korelasi Nilai CBR, $M_R$, R-*value* dengan klasifikasi Tanah

## 3. BATASAN HASIL PENGUJIAN LABORATORIUM YANG DISAJIKAN DALAM MAKALAH

Penelitian yang sedang dilakukan sebenarnya adalah membuat perbandingan antara uji laboratorium pemadatan tanah (uji laboratorium kompaksi) dengan dua cara berbeda, yaitu: pertama, menggunakan metode pemadatan konvensional yang dilakukan secara manual, dan kedua, metode uji laboratorium pemadatan tanah dengan alat pemadatan otomatis. Seperti layaknya proses uji pemadatan tanah, maka kadar air yang dicampur ke dalam tanah dibuat berbeda-beda dengan pendekatan perkiraan atau coba-coba, untuk akhirnya akan mendapatkan kadar air optimum ($w_{opt}$) dan berat isi kering maksimum ($\gamma_{dmaks}$). Dalam penelitian ini selain mendapatkan kadar air dan berat isi kering tanah, maka pada setiap pencampuran air dan setelah tanah dipadatkan, contoh tanah langsung diuji pada alat CBR. Jumlah enersi yang diberikan terhadap contoh tanah dihitung pada kondisi pemadatan standar dan modifikasi. Nilai-nilai CBR yang diperoleh pada kondisi kadar air yang berbeda-beda ini, dan dengan memperhatikan klasifikasi tanah dan nilai indeks plastisnya ($I_p$), diperlihatkan kondisi kecenderungan nilai CBR-nya serta dianalisis pengaruh enersi pemadatan dan kemungkinan korelasi dengan beberapa parameter tanah lainnya, yaitu: indeks plastis ($I_P$), kadar air (w).

ISBN: 978-602-60286-0-0

Tabel 1. Korelasi Nilai CBR berdasarkan Klasifikasi USCS (NCHRP, 2001)

-

| *USCS Symbol* | *Typical CBR Range* |
|---|---|
| CH | 1 – 5 |
| MH | 2 – 8 |
| CL | 5 – 15 |
| ML | 8 - 16 |
| SW | 20 - 40 |
| SP | 15 - 30 |
| SW-SC | 10 – 25 |
| SW-SM | 15 – 30 |
| SP-SC | 10 – 25 |
| SP-SM | 15 – 30 |
| SC | 10 – 20 |
| SM | 20 – 40 |
| GW | 60 – 80 |
| GP | 35 - 60 |
| GW - GC | 20 – 60 |
| GW - GM | 35 – 70 |
| GP - GC | 20 – 50 |
| GP - GM | 25 – 60 |
| GC | 15 - 40 |
| GM | 30 - 80 |

Tabel 2. Korelasi Nilai CBR berdasarkan Klasifikasi AASHTO (NCHRP, 2001)

| *AASHTO Symbol* | *Typical CBR Range* |
|---|---|
| A-7-6 | 1 – 5 |
| A-7-5 | 2 – 8 |
| A6 | 5 – 15 |
| A5 | 8 – 16 |
| A4 | 10 – 20 |
| A3 | 15 – 35 |
| A-2-7 | 10 – 20 |
| A-2-6 | 10 – 25 |
| A-2-5 | 15 – 30 |
| A-2-4 | 20 – 40 |
| A-1-b | 35 – 60 |
| A-1-a | 60 - 80 |

Kinerja dan perbandingan pemadatan cara manual dan dengan alat otomatis masih berlangsung ketika makalah ini disusun, sehingga belum dapat disajikan. Makalah ini menyajikan hasil sementara pengujian manual yang telah selesai pengujiannya, terutama menyoroti nilai CBR dan hubungannya dengan enersi pemadatan serta beberapa parameter tanah lainnya, terutama $I_P$ dan kadar air.

Dalam penelitian ini contoh tanah diambil dari wilayah Tangerang dan Bandung. Sifat fisik contoh tanah dapat dilihat pada Tabel 3.

## Pengujian laboratorium

Pengujian dilakukan sebagai berikut:

1. Contoh tanah diambil dari lokasi kuari tempat tanah diambil untuk keperluan pembuatan tanah dasar (*subgrade*) jalan raya. Lokasi pengambilan dilakukan di dua lokasi berbeda yaitu di sekitar wilayah Tangerang dan Bandung. Tanah terlebih dahulu dikeringkan kering udara dan diukur kadar air awalnya. Parameter sifat fisik tanah dicari dahulu, $G_s$, batas-batas Atterberg, dan sebaran ukuran butir tanah (Tabel 3.). Jika diperhatikan dari uji fisik tanah yang diteliti, maka keduanya hampir memiliki kesamaan kecuali sedikit perbedaan pada nilai indeks plastis ($I_p$) dan kandungan butiran lempung. Nilai indeks plastis tanah Tangerang sedikit lebih tinggi daripada tanah Bandung dan kandungan butir lempung pada tanah Bandung sedikit lebih banyak daripada tanah Tangerang.
2. Tanah kemudian disiapkan untuk uji pemadatan (kompaksi) di laboratorium dengan enersi pemadatan standar dan pemadatan modifikasi sesuai standar AASHTO T 99, T 180. Dari pemadatan di laboratorium diperoleh kadar air optimum ($w_{opt}$) dan berat isi kering maksimum ($\gamma_{dmaks.}$). Kemudian dipilih juga kadar air pada pemadatan dengan 98% $\gamma_{dmaks}$, pada sisi kering dan basah dari titik optimum. Untuk pengujian ini pada setiap kadar air pemadatan, proses pengujian diulang dua kali (duplo 1 dan 2), demikian pula nilai CBR diambil pada setiap selesai pengujian pamadatan. Khusus untuk pemadatan pada kondisi 98% $\gamma_{dmaks}$. dan kadar air optimum, pengujian diulang satu kali saja (duplo 1). Uji CBR yang dilakukan pada kondisi tak-terendam (*unsoaked*). Semua nilai CBR yang diperoleh dari penetrasi 2.5mm (0.1") dan 5.0mm (0.2") dicatat dan tidak ada data yang dibuang dengan maksud untuk melihat kecenderungan perubahan nilai CBR dengan berbagai kondisi kadar air.
3. Nilai CBR diperoleh dengan pengujian sesuai standar uji AASHTO T 193 dan pengujian CBR dilakukan pada setiap pencampuran kadar air pemadatan, baik pemadatan standar dan modifikasi. Demikian pula nilai CBR dicari pada kadar air 98% $\gamma_{dmaks}$. (sisi kering dan basah) dan kadar air optimum. Untuk pemadatan ini dilakukan dengan metode B standar T 193 AASHTO, yaitu menggunakan *mold* besar (MB) berdiameter 152.40mm. Untuk pemadatan standar tanah dipukul 3 (tiga) lapis dengan *hammer* kecil (HK), 25N, dan jumlah pukulan tiap lapis 56 kali pukulan. Sedangkan pada pemadatan modifikasi tanah dipukul 5 (lima) lapis dengan *hammer* besar (HB),

ISBN: 978-602-60286-0-0

45.4N dengan jumlah pukulan 56 kali tiap lapis. Enersi pemadatan standar 529.78 kJ/m$^3$ dan enersi pemadatan modifikasi 1064.77 kJ/m$^3$.

Tabel 3. Parameter tanah hasil uji laboratorium

| **UJI LABORATORIUM** | **NILAI DARI LOKASI** | | **UNIT** |
|---|---|---|---|
| | **TANGERANG** | **BANDUNG** | |
| ***SPECIFIC GRAVITY*** | | | |
| $G_s$ | 2.73 | 2.75 | |
| ***ATTERBERG* (batas plastis, cair dan indeks plastis)** | | | |
| Batas Cair ($w_L$) | 80.18 | 69.13 | % |
| Batas Plastis ($w_P$) | 53.71 | 47.61 | % |
| Indek Plastisitas ($I_p$) | 26.47 | 21.52 | % |
| Kadar air awal, $w_n$ (%) | 48.95 | 25.95 | % |
| ***GRAIN SIZE* (ukuran butir)** | | | |
| kerikil (*gravel*) | 0.16 | 0.96 | % |
| Pasir (*sand*) | 3.10 | 10.02 | % |
| Lanau (*silt*) | 82.06 | 65.96 | % |
| lempung (*clay*) | 14.84 | 24.02 | % |
| Koefisien kelengkungan ($C_c$) | - | - | |
| Koefisien keseragaman ($C_u$) | - | - | |
| ***STANDARD COMPACTION* (Pemadatan standar) 56x HK MB 3L** | | | |
| Kadar air optimum ($w_{opt}$) | 35.9 | 37.5 | % |
| kepadatan kering maksimum ($\gamma_{dmaks}$) | 1.29 (12.65) | 1.26 (12.33) | gr/cm$^3$ (kN/m$^3$) |
| ***MODIFIED COMPACTION* (Pemadatan modifikasi) 56x HB MB 5L** | | | |
| Kadar air optimum ($w_{opt}$) | 29.6 | 31.9 | % |
| kepadatan kering maksimum ($\gamma_{dmaks}$) | 1.48 (14.47) | 1.41 (13.78) | gr/cm$^3$ (kN/m$^3$) |
| Klasifikasi Tanah (AASHTO) | A-7-5 | A-7-5 | |
| Klasifikasi Tanah (USCS) | MH | MH | |

Catatan:

56x = jumlah pukulan 56 kali per lapisan.

HK = hammer kecil (25 N = 2.5 kg)

HB = hammer besar (45.4 N = 4.54 kg)

MB = *mold* besar

5L, 3L = 5 dan 3 lapis

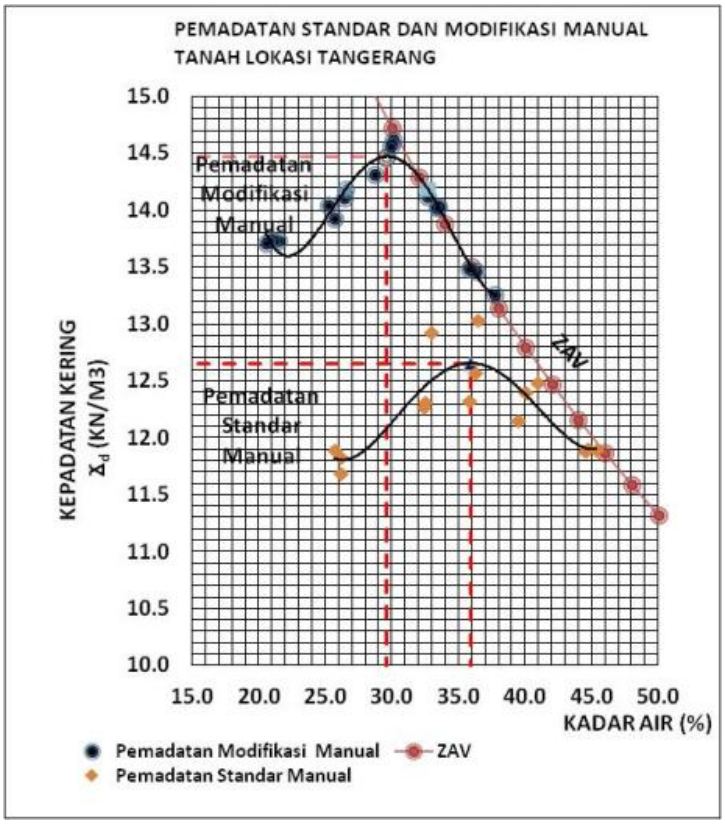
## Hasil Pengujian

Hasil pengujian pemadatan kedua contoh tanah dapat dilihat pada Gambar 2. Sedangkan hasil pengujian nilai CBR untuk semua titik pada kadar air yang berbeda-beda dapat dilihat pada Gambar 3. Gambar 4 memperlihatkan kemungkinan relasi antara CBR dengan berat isi kering pemadatan.

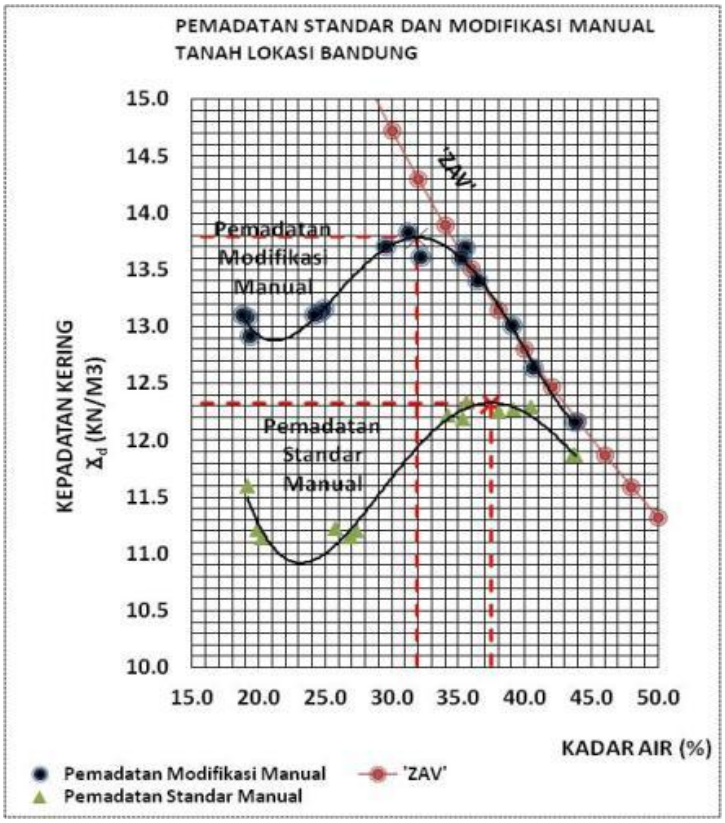
## Pembahasan

Dari kedua jenis tanah yang diuji beberapa hal dapat dianalisis sebagai berikut. Analisis berikut ini dilakukan secara kualitatif mengingat hanya ada dua jenis contoh tanah yang mirip, sehingga kurang dapat diandalkan jika membuat korelasi. Walaupun demikian makalah ini menyajikan juga kemungkinan persamaan korelasi.

ISBN: 978-602-60286-0-0



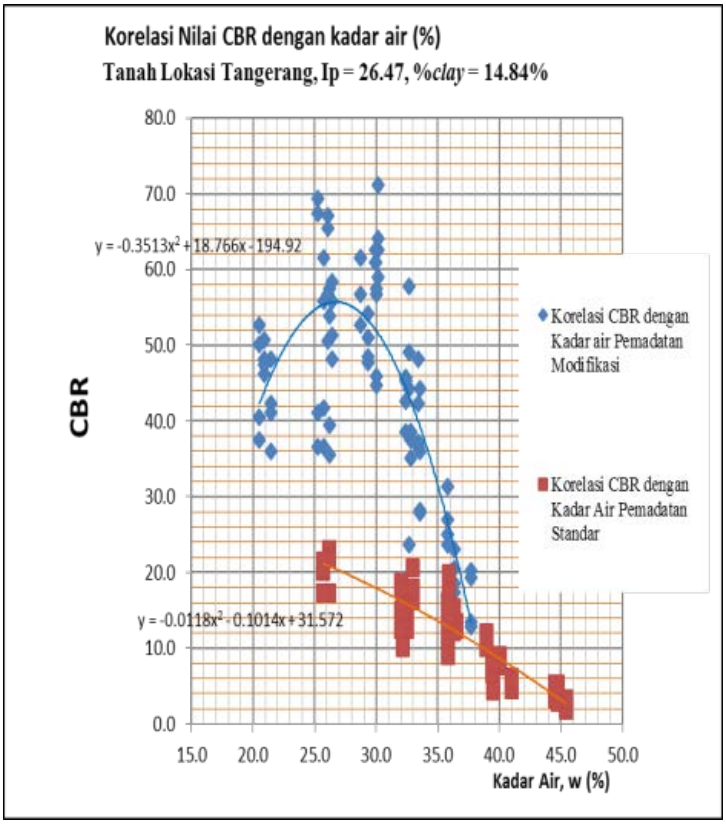

(a) Tanah Tangerang



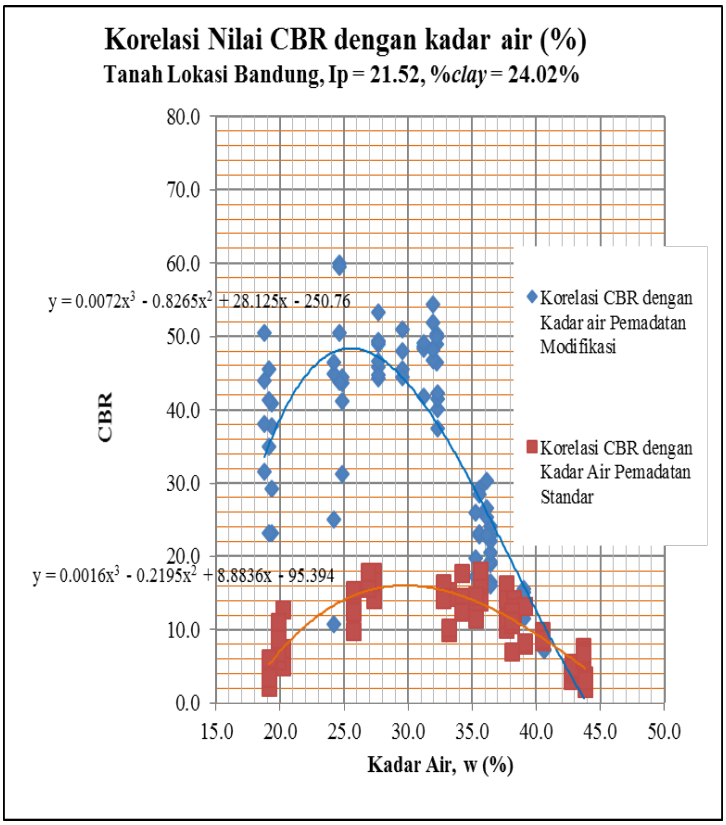

(b) Tanah Bandung

Gambar 2. Hasil uji pemadatan

ISBN: 978-602-60286-0-0



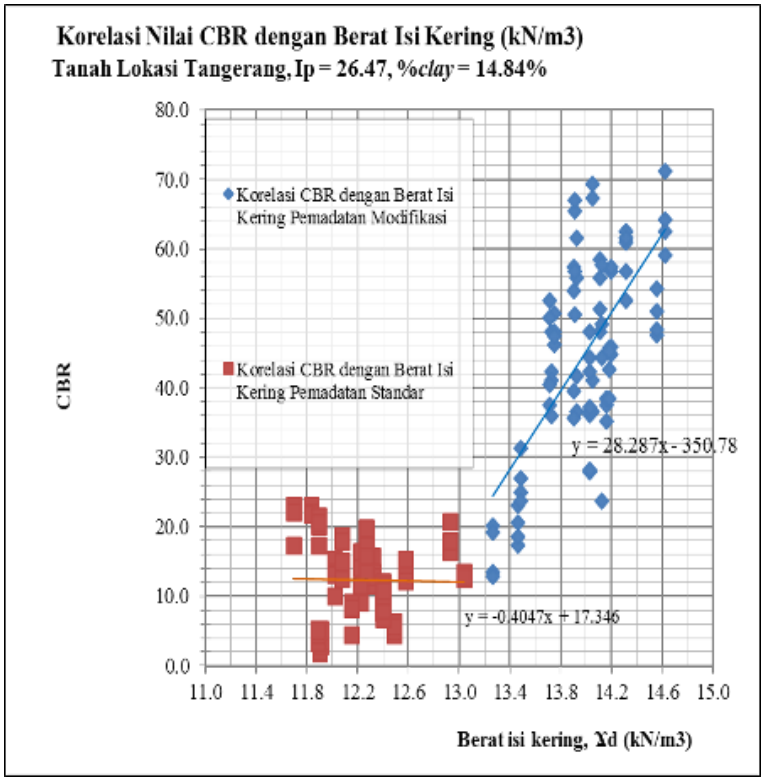

(a) Tanah Tangerang



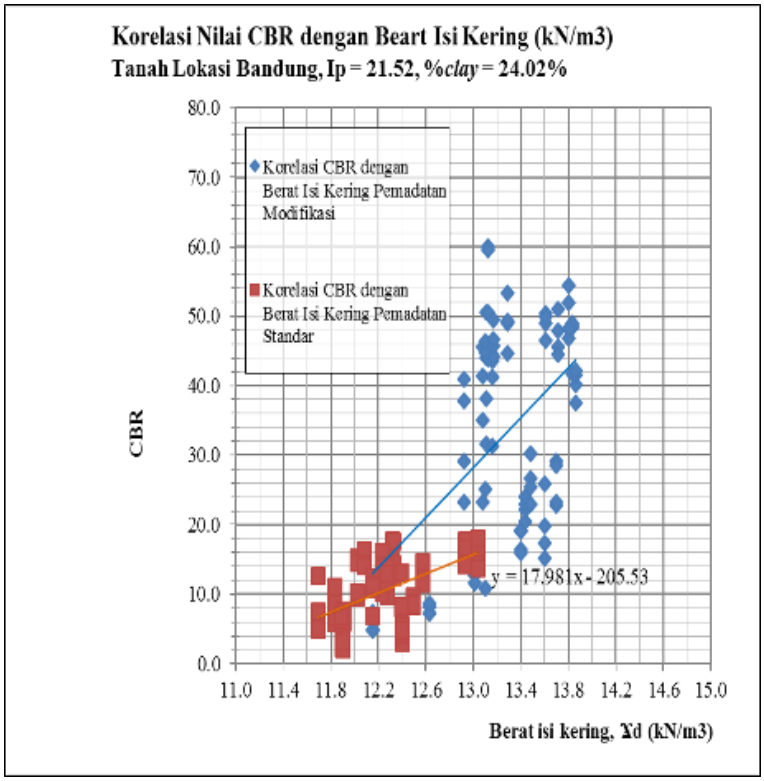

(b) Tanah Bandung

Gambar 3. Penyebaran nilai CBR tanah yang dipadatkan berdasarkan kondisi kadar air yang berbeda-beda

ISBN: 978-602-60286-0-0




(a) Tanah Tangerang




(b) Tanah Bandung

Gambar 4. Penyebaran nilai CBR dengan Berat Isi Kering Tanah yang dipadatkan

1. Nilai CBR menurun ketika kadar air meningkat. Pada kadar air 98% $\gamma_{dmaks}$ dan optimum nilai CBR untuk pemadatan standar tak-terendam (*unsoaked*) berada pada kisaran nilai 6 – 14, sedikit lebih tinggi daripada perkiraan nilai yang tercantum pada *Chart* NCHRP (2001). Sedangkan jika tanah dipadatkan dengan pemadatan

ISBN: 978-602-60286-0-0

modifikasi maka nilai CBR berada pada kisaran 40 – 55, bahkan beberapa nilai nampak > 6. Nilai ini relatif sangat tinggi jika dibandingkan dengan prediksi nilai NCHRP.

2. Jika memperhatikan ukuran butir, tanah Bandung mengandung persentase *clay* (lempung) lebih banyak, tetapi nilai Indeks plastis lebih kecil daripada tanah Tangerang. Pada kondisi ini hasil pengujian memperlihatkan nilai CBR tanah Bandung cenderung lebih rendah daripada tanah Tangerang ketika dipadatkan dengan metode modifikasi. Di lain pihak pada pemadatan standar nilai CBR di sekitar titik optimum untuk kedua contoh tanah praktis hampir sama, yaitu berada pada kisaran 6 – 14.
3. Pemberian enersi pemadatan pada pemadatan modifikasi hampir dua kali lipat daripada enersi pada pemadatan standar. Jika dilihat dari pemberian enersi, maka nampak bahwa pada enersi tinggi, nilai CBR akan meningkat dengan cukup berarti, bahkan dapat mencapai >100% nilai CBR pada pemadatan standar. Tetapi ketika kadar air berada pada sisi basah di atas 98% $\gamma_{dmaks}$, pemberian enersi yang besar tidak meningkatkan nilai CBR dengan cukup berarti.
4. Pada Gambar 4. dibuat relasi CBR dengan berat isi kering, tetapi sebaran nilai CBR memperlihatkan sebaran yang cukup acak sehingga agak sulit menyimpulkan kondisinya. Hanya dapat dilihat bahwa jika berat isi kering meningkat maka ada gejala nilai CBR cenderung meningkat. Tetapi pada tanah Tangerang dengan indeks plastis lebih tinggi dan kandungan % *clay* lebih rendah maka tidak memperlihatkan nilai CBR meningkat.

## 4. KESIMPULAN

1. Peningkatan kadar air pemadatan akan menyebabkan nilai CBR menurun.
2. Ukuran butir lebih halus (lempung) cenderung akan menyebabkan nilai CBR lebih rendah
3. Dalam penelitian yang masih berlangsung ini nampak nilai Indeks Plastis yang lebih tinggi akan cenderung menghasilkan nilai CBR lebih tinggi.
4. Relasi nilai CBR dengan berat isi kering pemadatan tidak memperlihatkan relasi yang cukup berarti untuk disimpulkan.
5. Enersi pemadatan yang lebih besar akan meningkatkan nilai CBR cukup berarti pada sekitar kadar air optimum, tetapi jika enersi diberikan ketika kandungan air cukup tinggi, maka enersi yang lebih besar tidak meningkatkan nilai CBR dengan cukup berarti.

## UCAPAN TERIMA KASIH

Makalah ini merupakan bagian dari penelitian yang didanai oleh Direktorat Riset dan Pengabdian Masyarakat Direktorat Jenderal Penguatan Riset Pengembangan Kementrian Riset, Teknologi, dan Pendidikan Tinggi dan Lembaga Penelitian dan Publikasi Ilmiah (LPPI) Universitas Tarumanagara tahun 2016, 2015. Kami mengucapkan terima kasih atas dukungan institusi tersebut sehingga penelitian dan makalah ini dapat tersusun.

## DAFTAR PUSTAKA (DAN PENULISAN PUSTAKA)

AASHTO (2010), *Standard Spesification for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing*, Washington DC.

National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) (2001), *Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, Appendix CC-1: Correlation of CBR Values with Soil Index Properties*, Champaign-Illinois, USA

Ramasubbarao, G.V., Siva Sankar, G. (2013), ”Predicting Soked CBR Value of Fine Grained Soil Using Index and Compaction Characteristics”. Jordan Journal of Civil Engineering, Vol. 7, No. 3.

Taha, Samar A., Sherif M. El-Badawy, Alaa M. Ali (diunduh Juli 2016), ”Determination California Bearing Ratio Through Material Index Properties”, https://www.academia.edu/7104455/CBR-Index_soil_properties

ISBN: 978-602-60286-0-0

# KESTABILAN LERENG TERHADAP VARIASI PENEMPATAN DAN PANJANG PERKUATAN *SHEET PILE* PADA RUAS JALAN BANDA ACEH – CALANG

**Banta Chairullah[1], Halida Yunita[1], dan Sigit Haryadi[2]**

[1)] *Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Syiah Kuala*
*Jl. Tgk. Syeh Abdul Rauf No. 7, Darussalam Banda Aceh 23111,*
*email: bantachairullah@yahoo.com, halidayunita@yahoo.com*

[2)] *Alumni Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Syiah Kuala*
*Jl. Tgk. Syeh Abdul Rauf No. 7, Darussalam Banda Aceh 23111,*
*email: sigitmac@yahoo.com*

## ABSTRAK

Kelongsoran yang terjadi pada ruas jalan Banda Aceh – Calang pada tanggal 1 November 2014 mengakibatkan terputusnya transportasi darat pada Km 33+720, Km 37+000 dan 39+700 di kawasan Gunung Paro dan Gunung Kulu, Kecamatan Lhoong, Kabupaten Aceh Besar, Provinsi Aceh. Kelongsoran pada ruas jalan ini berdampak pada terhambatnya distribusi logistik dan keperluan lainnya dari arah Banda Aceh menuju Calang begitu juga sebaliknya. Berdasarkan permasalahan tersebut maka diperlukan solusi yang tepat dalam penanggulangan dan perencanaan lereng guna mencegah kejadian longsor terulang kembali. Penelitian ini dilakukan dengan menganilisis stabilitas lereng pada kondisi lereng alami dan kondisi yang telah diberikan perkuatan lereng berupa *sheet pile*. Analisis stabilitas lereng dilakukan dengan menggunakan metode elemen hingga. Lereng diberikan alternatif perkuatan *sheet pile* dengan letak/posisi dan panjang yang bervariasi. Penempatan *sheet pile* direncanakan diletakkan pada 3 posisi lereng yaitu di bagian atas, tengah, dan di bagian bawah lereng. Pada bagian atas lereng digunakan *sheet pile* dengan panjang 4 m, 6 m dan 8m. Di bagian tengah lereng digunakan *sheet pile* dengan panjang 2 m, 4 m dan 6 m. Sedangkan pada bagian bawah (kaki) lereng digunakan *sheet pile* dengan panjang 1 m, 3 m, dan 5 m. Variasi panjang *sheet pile* disesuaikan dengan kondisi lengkungan garis keruntuhan lereng alami sebelum perkuatan. Berdasarkan analisis stabilitas lereng untuk kondisi alami tanpa perkuatan (eksisting) diperoleh nilai faktor keamanaan (FK) pada Km 33+720, Km 37+000, dan Km 39+700 masing-masing 1,2; 1,06; dan 0,96. Hasil analisis terhadap stabilitas lereng yang telah diberi perkuatan menunjukkan bahwa posisi dan panjang *sheet pile* mempengaruhi faktor keamanan lereng. Pada posisi penempatan *sheet pile* di atas (kepala) lereng dan di tengah lereng menunjukkan FK > 1,5. Hasil analisis ini diharapkan dapat berguna untuk memberikan informasi mengenai pengaruh posisi penempatan *sheet pile* dan panjang atau kedalaman *sheet pile* terhadap pemasangan pada lereng, sehingga bisa dimanfaatkan oleh pihak terkait untuk penanganan longsor.

Kata kunci: stabilitas lereng, longsor, faktor keamanan (FK), *sheet pile*.

## 1. PENDAHULUAN

Indonesia mempunyai kondisi struktur geologi dan geomorfologi yang beraneka ragam. Kondisi struktur yang beraneka ragam tersebut misalnya daerah lereng. Lereng dapat terjadi secara alamiah atau dibentuk oleh manusia dengan tujuan tertentu. Jika permukaan membentuk suatu kemiringan maka komponen massa tanah di atas bidang gelincir cenderung akan bergerak ke arah bawah akibat gravitasi. Jika komponen gaya berat yang terjadi cukup besar, dapat mengakibatkan longsor pada lereng tersebut.

Sejalan dengan meningkatnya penggunaan lereng untuk berbagai kepentingan manusia maka diperlukan perkembangan konsep kestabilan lereng yang bertujuan mengatasi masalah keruntuhan lereng, untuk mencapai tujuan tersebut diperlukan pemahaman terhadap faktor–faktor yang berhubungan dengan keruntuhan lereng, analisis lereng, dan pemilihan metode perkuatan lereng yang efektif.

Ruas jalan Banda Aceh – Calang yang merupakan jalur transportasi utama di kawasan Pantai Barat Aceh, terletak di atas lereng Gunung Paro dan Gunung Kulu. Kelongsoran sering terjadi di ruas jalan ini karena kondisinya yang curam, seperti yang terjadi pada tanggal 1 November 2014. Kelongsoran ini mengikis hampir separuh badan jalan (Gambat 1) dan jalur transportasi Banda Aceh – Calang putus total. Bencana yang terjadi juga mengakibatkan terhambatnya

distribusi kebutuhan masyarakat baik dari Banda Aceh ke Calang atau sebaliknya. Permasalahan ini harus ditangani dan dicarikan solusinya, sehingga di masa mendatang transportasi pada ruas jalan tersebut tidak terganggu lagi.



Gambar 1. Kondisi Jalan Banda Aceh – Calang Km 37+000 setelah terjadinya longsor.

Tujuan dari penelitian ini adalah untuk menganalisis pengaruh dari penempatan dan panjang *sheet pile* terhadap angka keamanan atau kestabilan lereng. Metode yang digunakan untuk menghitung angka keamanan lereng adalah dengan menggunakan software Plaxis. Perlakuan terhadap lereng untuk perhitungan dilakukan dengan memvariasikan tiga titik posisi *sheet pile* dan variasi panjang *sheet pile* dari 1 m sampai dengan 8 m.

Seiring dengan perkembangan teknologi komputer saat ini, program Plaxis berguna dalam pemecahan masalah geoteknik, khususnya dalam analisis stabilitas lereng. Dalam kasus ini ditinjau kestabilan lereng pada ruas jalan Banda Aceh - Calang yaitu pada Km 33 sampai dengan Km 40 yang berada dalam kawasan Gunung Paro dan Gunung Kulu, Kecamatan Lhoong, Kabupaten Aceh Besar. Lereng pada ruas jalan tersebut berada pada kondisi yang curam dengan kondisi tanah lempung kelanauan, sehingga rawan terhadap kelongsoran terutama di musim hujan. Alternatif yang diambil untuk perkuatan lereng tersebut yaitu menggunakan perkuatan *sheet pile*. Pemanfaatan *sheet pile* ini merupakan salah satu cara dalam usaha untuk perkuatan lereng tanah sehingga dapat menghindari kelongsoran.

Kelebihan dari pemakaian *sheet pile* ini adalah pelaksanaan pemasangan yang mudah dan cepat , *sheet pile* merupakan struktur dinding vertikal tipis yang dapat menahan tanah serta dapat menahan masuknya air ke dalam lubang galian. Hasil perhitungan dan analisis stabilitas lereng pada kondisi lereng setelah diberi perkuatan menggunakan *sheet pile* menunjukkan bahwa nilai faktor keamanannya dapat meningkat signifikan.

## 2. TINJAUAN KEPUSTAKAAN

Permukaan tanah yang tidak horizontal, komponen gravitasi cenderung untuk menggerakkan tanah ke bawah (Hardiyatmo, 2007). Jika komponen gravitasi sedemikian besar sehingga berlawanan terhadap geseran yang dapat dikembangkan oleh tanah pada bidang longsornya terlampaui, maka akan terjadi longsoran. Analisis stabilitas tanah pada permukaan yang miring ini, biasanya disebut dengan analisis stabilitas lereng. Analisis ini sering dijumpai pada perancangan-perancangan bangunan seperti: jalan kereta api, jalan raya, bandara, urugan tanah saluran, dan lain-lain. Umumnya analisis stabilitas dilakukan untuk mengecek keamanan dari lereng alam dan lereng galian tanah.

Lereng dapat terjadi secara alamiah atau dibentuk oleh manusia dengan tujuan tertentu. Jika permukaan membentuk suatu kemiringan maka komponen massa tanah di atas bidang gelincir cenderung akan bergerak ke arah bawah akibat gravitasi. Jika komponen gaya berat yang terjadi cukup besar, dapat mengakibatkan longsor pada lereng tersebut. Kondisi ini dapat dicegah jika gaya dorong (*driving force*) tidak melampaui gaya perlawanan yang berasal dari kekuatan geser tanah sepanjang bidang longsor (Hardiyatmo, 2007).

Suryolelono (2003) menyatakan bahwa keruntuhan lereng dapat terjadi disebabkan oleh pengurangan kuat geser dan penambahan tegangan geser pada lapisan tanah pembentuk lereng. Peningkatan tegangan geser terjadi disebabkan adanya fenomena variasi gaya intergranuler yang diakibatkan oleh kadar air dalam tanah yang menimbulkan tekanan air pori dalam tekanan hidrostatis dalam tanah meningkat. Bertambahnya berat beban pada lereng yang disebabkan air hujan yang berinfiltrasi ke dalam tanah di bagian lereng yang terbuka menyebabkan kandungan air dalam tanah meningkat, sehingga berat volume tanah bertambah dan berat pada lereng semakin besar. Pengurangan kuat geser tanah pada lereng yang mengalami longsor disebabkan oleh faktor kondisi geologi yaitu jenis tanah, dan tekstur dari tanah pembentuk lereng. Bentuk butiran tanah berpengaruh terhadap friksi yang terjadi dalam tanah, pelapisan tanah,

ISBN: 978-602-60286-0-0

pengaruh gempa, geomorfologi (kemiringan daerah), iklim dan hujan dengan intensitas tinggi menimbulkan perubahan parameter tanah yang berkaitan dengan pengurangan kuat gesernya.

Tanah longsor adalah perpindahan material pembentuk lereng berupa batuan, bahan rombakan, tanah, atau material campuran tersebut, bergerak ke bawah atau keluar lereng. Proses terjadinya tanah longsor dapat diakibatkan oleh air yang meresap ke dalam tanah akan menambah bobot tanah, dan jika air tersebut menembus sampai tanah kedap air yang berperan sebagai bidang gelincir, maka tanah menjadi licin dan tanah pelapukan di atasnya akan bergerak mengikuti lereng dan keluar lereng (Hardiyatmo, 2013).

Octavian dan Turangan (2014) mengemukakan bahwa analisis kestabilan lereng ditujukan untuk mendapatkan angka faktor keamanan dari suatu bentuk lereng tertentu. Dengan diketahuinya faktor keamanan memudahkan pekerjaan pembentukan atau perkuatan lereng untuk memastikan apakah lereng yang telah dibentuk mempunyai resiko longsor atau cukup stabil.

Bowles (1993) meyebutkan bahwa pada umumnya nilai faktor keamanan Fk ≥ 1,25 digunakan untuk desain normal agar memberikan perkiraan faktor keamanan dalam analisis stabilitas lereng. Hasyim (2007) menunjukkan pengertian dari nilai faktor keamanan desain yang diperlihatkan pada Tabel 1.

Tabel 1. Nilai Faktor keamanan untuk desain

| No | Faktor Keamanan | Arti |
|---|---|---|
| 1 | Kurang dari 1,0 | Tidak aman |
| 2 | 1,0 – 1,2 | Keamanan yang diragukan |
| 3 | 1,3 – 1,4 | Aman untuk galian, timbunan, diragukan untuk dam |
| 4 | 1,5 – 1,75 | Aman untuk dam/perkuatan |

Sumber : Hasyim (2007)

Bowles (1993) merekomendasikan bahwa faktor keamanan berdasarkan studi-studi tentang keruntuhan lereng ditunjukkan pada Tabel 2.

Tabel 2. Faktor keamanan berdasarkan studi keruntuhan lereng

| No. | Faktor Keamanan | Kondisi |
|---|---|---|
| 1. | SF < 1,07 | Keruntuhan bisa terjadi |
| 2. | SF < 1,25 | Keruntuhan pernah terjadi |
| 3. | SF ≥ 1,25 | Keruntuhan jarang terjadi |

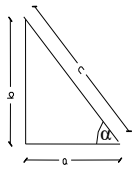
Sumber : Bowles (1993)

Menurut Das (1993), dinding turap (*sheet pile*) adalah dinding vertikal relatif tipis yang berbentuk pipih dan panjang biasanya terbuat dari material baja atau beton yang berfungsi untuk menahan tanah dan juga berfungsi untuk menahan masuknya air ke dalam lubang galian.

## 3. METODE PENELITIAN

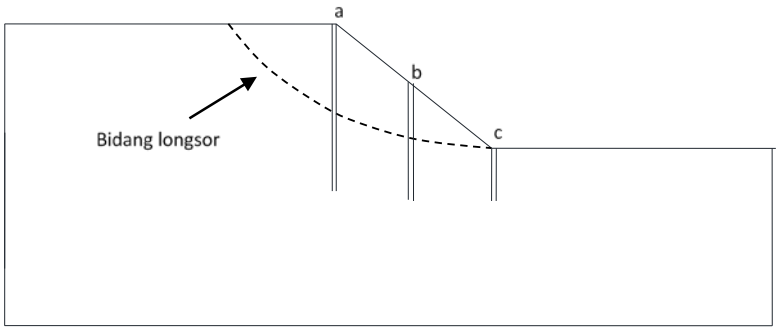
Lokasi penelitian berada pada ruas jalan Banda Aceh – Calang Km 33 sampai dengan Km 40, tepatnya pada tiga lokasi titik tinjauan yaitu Km 33+720, Km 37+000 dan 39+700 yaitu sepanjang kawasan Gunung Paro dan Kulu, Kabupaten Aceh Besar di Provinsi Aceh. Tabel 3 menyajikan lokasi dan geometri titik tinjauan lereng.

Tabel 3. Lokasi dan geometri titik tinjauan lereng Gunung Paro dan Gunung Kulu

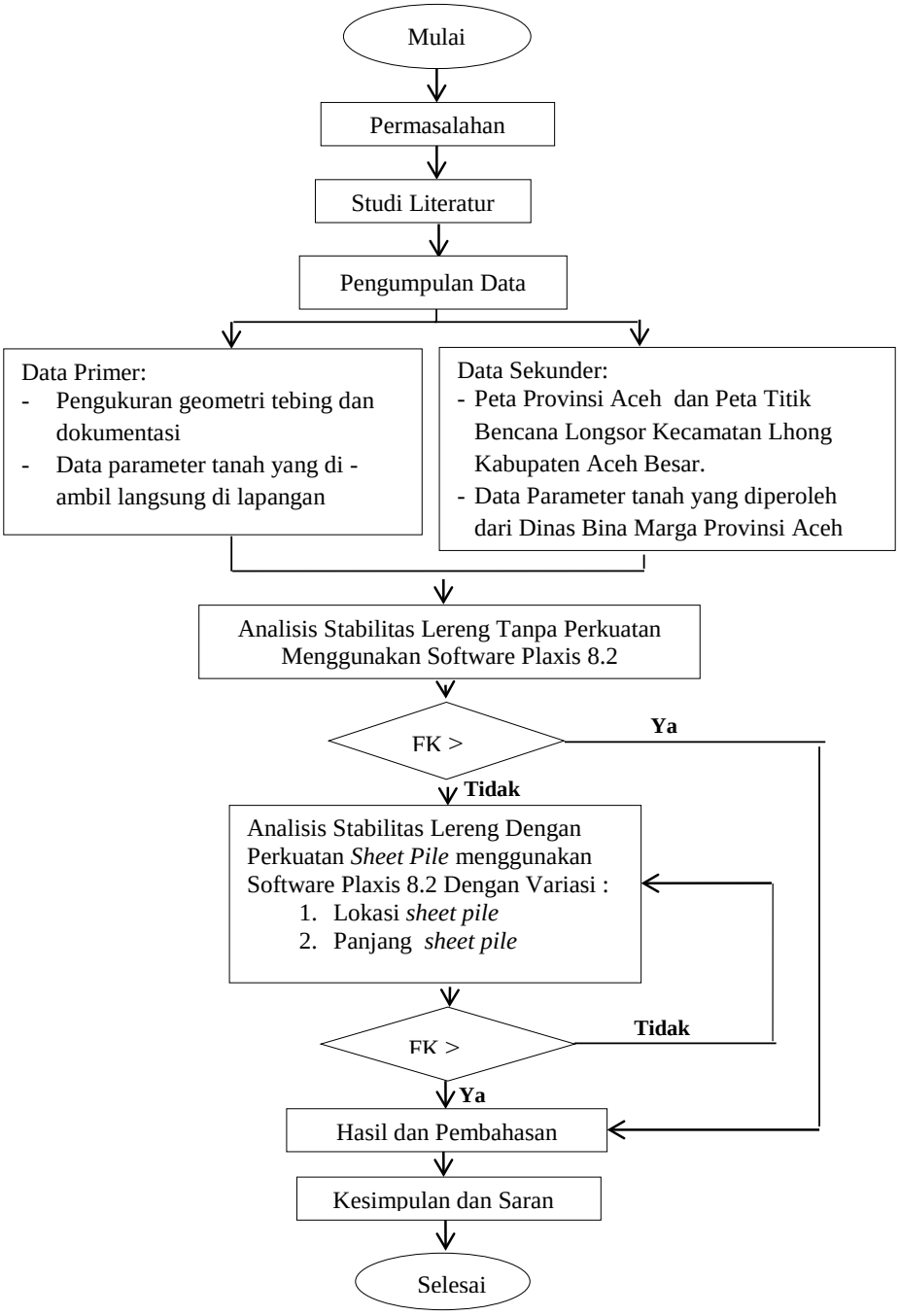
| **Titik** | **a (m)** | **b (m)** | **c (m)** | **α (°)** | |
|---|---|---|---|---|---|
| Km 33+720 | 4,30 | 3,10 | 5,30 | 36 |  |
| Km 37+000 | 2,90 | 2,13 | 3,59 | 36 | |
| Km 39+700 | 4,89 | 4,20 | 6,44 | 41 | |

Analisis stabilitas lereng dilakukan terhadap lereng sebelum diberi perkuatan dan lereng setelah diberi perkuatan. Perkuatan *sheet pile* dipasang dengan 3 variasi posisi yaitu di bagian atas (kepala) lereng, di bagian tengah, dan di kaki/bawah lereng, seperti terlihat pada Gambar 2. Panjang *sheet pile* juga divariasikan untuk setiap variasi posisi pemasangan *sheet pile* pada lereng.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 2. Posisi penempatan *sheet pile* : a. bagian atas (kepala) lereng, b. Bagian tengah lereng, dan c. bagian bawah (kaki) lereng.




Gambar 3. Bagan Alir Penelitian

ISBN: 978-602-60286-0-0

Panjang pemancangan *sheet pile* adalah 1 m sampai 8 m dengan variasi panjang dari dalam bidang longsor sampai memotong bidang longsor. Oleh karena itu panjang pemancangan pada tiga posisi tidak sama karena lengkungan bidang longsor juga bervarasi pada tiap titik.

Perhitungan faktor keamanan lereng dengan menggunakan Program Plaxis dengan input data lapisan tanah yang berasal dari data primer hasil pengujian sampel di laboratorium dan data sekunder yang diperoleh dari Dinas Bina Marga Provinsi Aceh. Model geometri sebagai input data didasarkan pada kondisi geometrik tiap lokasi titik Sta. Hasil output perhitungan Plaxis berupa faktor keamanan kemudian ditabulasi untuk semua model geometri. Selanjutnya dianalisis untuk melihat dan membandingkan pengaruh variasi variabel posisi penempatan dan panjang *sheet pile*.

Tahapan penelitian selengkapnya terdapat pada Gambar 3 (bagan alir penelitian).

## 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

Analisis stabilitas lereng dilakukan untuk lereng tanpa perkuatan (eksisting) dan lereng dengan perkuatan. Tabel 4 memperlihatkan hasil analisis yang dilakukan untuk lereng eksisting dan lereng dengan variasi posisi dan ukuran panjang perkuatan *sheet pile*.

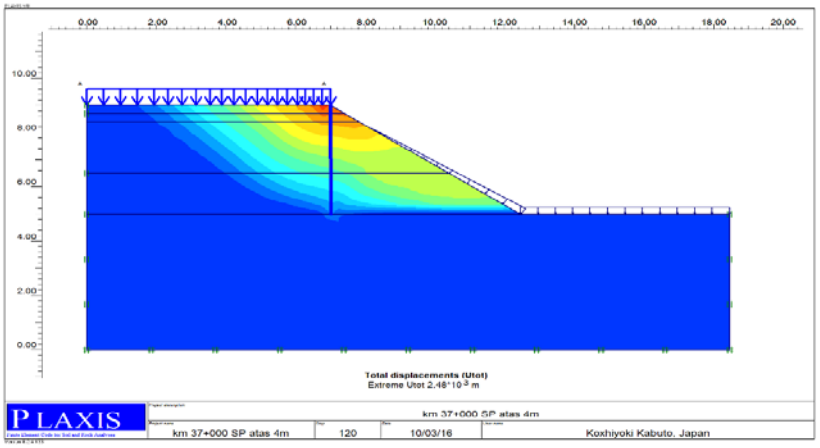
Tabel 4. Hasil analisis stabilitas lereng

| Titik Sta. | Sudut (α) | Faktor Keamanan | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Lereng Eksisting | Posisi *Sheet pile* Atas | | | Posisi *Sheet pile* Tengah | | | Posisi *Sheet pile* Bawah | | |
| | | | 4 m | 6 m | 8 m | 2 m | 4 m | 6 m | 1 m | 3 m | 5 m |
| 33+720 | 36° | 1,20 | 1,31 | 1,72 | 1,91 | 1,23 | 1,65 | 1,74 | 1,2 | 1,2 | 1,2 |
| 37+000 | 36° | 1,06 | 1,16 | 1,81 | 2,22 | 1,32 | 1,64 | 1,93 | 1,33 | 1,33 | 1,33 |
| 39+700 | 41° | 0,96 | 1,27 | 1,55 | 1,51 | 1,22 | 1,24 | 1,37 | 1,23 | 1,22 | 1,2 |

Analisis stabilitas lereng dengan menggunakan Program Plaxis pada kondisi eksisting di titik tinjauan Km 33+720, Km 37+000 dan Km 39+700 didapatkan lebar kelongsoran yang bervariasi antara 3 m sampai 6 m dengan lebar jalan 7 m. Kelongsoran yang terjadi hampir mengikis separuh badan jalan dan kedalaman longsor yang terjadi pada ruas jalan Gunung Paro dan Kulu dengan masing-masing titik tinjauan adalah sebesar 3 m sampai dengan 4 m (Gambar 1).

Berdasarkan Tabel 2 dijelaskan bahwa keruntuhan bisa terjadi bila FK ≤ 1,07, dan keruntuhan jarang terjadi bila FK ≥ 1,25 namun dalam penulisan ini masih dianggap belum cukup dan aman untuk perencanaan perkuatan lereng. Faktor keamanan yang ditetapkan sebagai batas aman untuk perkuatan lereng dalam penelitian ini adalah jika FK ≥ 1,5.

Hasil analisis stabilitas lereng pada Tabel 4 menunjukkan bahwa pemasangan/penambahan perkuatan *sheet pile* dapat menaikkan faktor keamanan dari lereng. Bertambahnya panjang pemancangan *sheet pile* pada umumnya menghasilkan faktor keamanan yang semakin tinggi, hal ini terlihat jelas pada Tabel 4. Namun tidak seluruhnya faktor keamanan dalam Tabel 4 menghasilkan nilai yang memenuhi syarat kestabilan lereng dengan perkuatan yaitu FK ≥ 1,5. Beberapa nilai faktor keamanan yang ditunjukkan dalam Tabel 4 tersebut yang belum aman terdapat pada *sheet pile* dengan panjang kurang dari 4 m. Hal ini dikarenakan pemasangan *sheet pile* yang panjangnya ≤ 4 m belum memotong bidang kelongsoran dengan cukup aman.




Gambar 4. Lengkungan Bidang Runtuh untuk Lereng dengan Perkuatan *Sheet Pile* di Bagian Atas sepanjang 6 m

ISBN: 978-602-60286-0-0

Hasil analisis stabilitas lereng yang ditunjukkan pada Tabel 4 menunjukkan dengan jelas bahwa penempatan *sheet pile* pada posisi bawah (kaki) ternyata tidak efektif untuk mencegah kelongsoran (masih tidak aman) dalam batasan angka keamanan ≤ 1,5. Dari seluruh nilai fakor keamanan yang dihasilkan ternyata posisi penempatan *sheet pile* yang aman (FK ≥ 1,5) adalah pada posisi atas (kepala lereng) untuk panjang pemancangan *sheet pile* ≥ 6 m. Gambar 4 menunjukkan lengkungan bidang runtuh untuk lereng dengan perkuatan *sheet pile* sepanjang 6 m.

## 5. KESIMPULAN DAN SARAN

Berikut beberapa hal yang dapat disimpulkan dari penelitian ini antara lain:

1. Nilai faktor keamanan yang dihasilkan sangat bervariasi, dan posisi *sheet pile* sangat mempengaruhi nilai faktor keamanan;
2. Secara umum diperoleh bahwa semakin panjang *sheet pile* akan menambah nilai faktor keamanan, akan tetapi pada penambahan panjang *sheet pile* tertentu belum cukup memenuhi syarat batas aman yang ditetapkan dalam penulisan ini;
3. Penempatan *sheet pile* pada setiap posisi lereng harus memotong bidang kelongsoran lereng, jika tidak *sheet pile* tidak berpengaruh untuk membuat lereng aman atau hanya akan menambah beban dari tanah tersebut yang akan membuat longsor yang mungkin terjadi lebih parah;
4. Penempatan *sheet pile* yang paling aman pada semua kondisi lereng yang dianalisis dalam penelitian ini adalah pada posisi atas (kepala lereng) untuk panjang pemancangan ≥ 6 m.
5. Penempatan *sheet pile* pada bagian bawah (kaki lereng) ternyata tidak membuat lereng menjadi aman dalam batasan faktor kemanan yang ditentukan.

## DAFTAR PUSTAKA

Bowles, J. E. (1993). *Sifat-sifat Fisis dan Geoteknis Tanah*. Penerbit Erlangga, Jakarta.

Das, B. M. (1993). *Mekanika Tanah*, Jilid 2. Penerbit Erlangga, Jakarta.

Hardiyatmo, H. C., 2007. *Mekanika Tanah II*. Gadjah Mada Press, Yogyakarta.

Hardiyatmo, H. C. (2013). *Geosintetik Untuk Rekayasa Jalan Ra*ya. Gadjah Mada Press, Yogyakarta.

Hasyim, A. (2007). "Slope Stability Analysis in Saturated Slope". Faculty of Civil Engineering Universiti Teknologi Malaysia, inside.mines.edu, Malaysia.

Octavian dan Turangan. (2014). http://ejournal.unsrat.ac.id/index.php/jss/article/download/4762/4285

Suryolelono, K.B. (2003). "Bencana Alam Tanah Longsor dalam Perspektif Ilmu Geoteknik". lib.ugm.ac.id, Yogyakarta

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PERILAKU CAMPURAN PASIR DAN TANAH RESIDUAL TROPIS YANG DIPADATKAN AKIBAT PEMBEBANAN AKSIAL TEKAN

**Christy Anandha Putri[1] dan Erza Rismantojo[2]**

*[1]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Trisakti, Jl. Kyai Tapa No.1, Jakarta*
*Email: christy_anandha@yahoo.com*
*[2]Program Studi Teknik Sipil, Institut Teknologi Bandung, Jl. Ganesha No.10, Bandung*
*Email: erza@si.itb.ac.id*

## ABSTRAK

Perilaku tanah pasir maupun lempung murni sangat berbeda dengan perilaku tanah campuran pasirdan lempung. Berdasarkan sistem klasifikasi USCS (*Unified Soil Classification System*) tanah berbutir kasar dan berbutir halus dikategorikan berdasarkan komposisi ukuran butir, bukan dari perilakunya. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui perubahan perilaku tanah butir kasar menjadi perilaku tanah berbutir halus dari benda uji yang dibuat dari campuran pasirdan lempung. Pada penelitian ini pengaruh kadar lempung dari material yang terdiri atas campuran pasir dan lempung terhadap perubahan perilaku dan karakteristiknya dipelajari dari pola tegangan-regangan, tegangan air pori, dan kekuatan geser yangdiperoleh dari hasil pengujian geser niralir pembebanan aksial tekan. Material yang digunakan di dalam penelitian ini berasal dari daerah Padalarang dan tanah merah residual tropis, sebagai sumber material lempung, dari daerah Lagadar, Jawa Barat. Penelitian ini menggunakan campuran pasir dan tanah merah dengan tujuh variasi presentase tanah merah yang berbeda yaitu 10%, 20%, 30%, 40%, 50%, 70% dan 100% dari berat total. Pembuatan benda uji dilakukan dengan cara dipadatkan menggunakan metode *Standard Proctor Compaction Test* (ASTM D 698) dengan acuan berat volume kering dan kadar air yang mewakili ketujuh variasi tersebut yaitu masing-masing sebesar 1,36 ton/$m^3$ dan 34 persen. Pengujian kekuatan dan perilaku akibat tegangan geser dilakukan dengan metoda triaxial consolidated-undrained (CU) (ASTM D 4767) dengan tegangan konsolidasi sebesar 0,6, 1,1, dan 1,6-kg/$cm^2$. Hasil dari pengujian triaxial CU menunjukkan adanya dua perilaku yang terbagi menjadi dua kelompok berbeda yaitu kelompok tanah campuran yang berperilaku seperti tanah berbutir kasar dan kelompok yang berperilaku seperti tanah berbutir halus. Berdasarkan hasil pengujian tersebut, indikator perubahan perilaku tanah butir kasar menjadi perilaku tanah butir halus terjadi pada presentase tanah residual 30 - 40% atau pada kandungan butir halus (material lolos saringan No.200) sebesar 25,6% hingga 35,9%.

Kata kunci: presentase tanah residual, material campuran pasir-tanah residual, kuat tekan dan kekuatan geser

## 1. PENDAHULUAN

Berdasarkan metode klasifikasi *Unified Soil Classification System* (USCS) tanah dikelompokkan berdasarkan ukuran butir yang secara garis besar dibagi menjadi tanah berbutir kasar dan tanah berbutir halus. Tanah berbutir kasar dan tanah berbutir halus memiliki sifat, perilaku, dan karakteristik yang berbeda. Berbagai penelitian tentang perilaku dan karakteristik tanah yang menjadi dasar ilmu geoteknik yang kita kenal sekarang ini, meneliti perilaku kedua jenis tanah tersebut secara terpisah. Di sisi lain, dalam praktek di lapangan kita jarang sekali menemukan adanya tanah yang terdiri dari pasir murni atau lempung murni. Yang banyak didapati justru adalah tanah campuran seperti lempung pasiran, lanau pasiran, pasir lanauan dan lain sebagainya.

Berdasarkan kenyataan tersebut banyak peneliti mempelajari pengaruh kadar kandungan lempung pada tanah campuran. Beberapa penelitian yang pernah dilakukan antara lain adalah penelitian pencampuran tanah granit residu dengan kadar lempung yang berbeda pada material tanah timbunan (Sagong et.al, 2005), pengujian tanah dengan campuran mineral lempung kaolin dalam kondisi *overconsolidated* (Olmez, 2008), pengujian pengaruh gradasi ukuran butir material terhadap kuat geser tanah (Pakbaz, 2011). Dari beberapa penelitian tersebut yang dijadikan acuan perubahan perilaku adalah parameter kekuatan geser yang dihasilkan oleh masing-masing material campuran.

Perubahan perilaku tidak dapat hanya ditentukan oleh parameter yang dihasilkan, namun juga ditunjukkan oleh indikasi perubahan perilaku masing-masing material campuran yang dapat dilihat melalui hasil selama pengujian.

Penelitian ini dilakukan untuk mengetahui pengarus presentase lempung pada tanah campuran yang tidak hanya menetukan perubahan perilaku dari parameter kekuatan geser, namun juga ditentukan dari perilaku tegangan regangan, kekuatan geser, serta critical state yang dihasilkan oleh masing-masing material campuran.

## 2. METODOLOGI

**Tahap 1: Pemilihan material asli**
Material tanah merah residual tropis berasal dari daerah Lagadar, Kecamatan Margaasih, Bandung, Jawa Barat sementara material pasir adalah pasir gunung yang diambil dari daerah Padalarang, Jawa Barat. Tanah merah diambil dari kedalaman sekitar 0,5 – 1,0 meter.

**Tahap 2: Pengujian material asli**
Pengujian di laboratorium dilakukan untuk menentukan Index Properties material tanah merah dan pasir seperti analisa ukuran butir, termasuk hidrometer untuk tanah merah, Specific Gravity (Gs), dan Batas-batas Atterberg untuk tanah merah. Kandungan mineral di dalam tanah merah diperiksa dengan cara difraksi sinar X-ray.

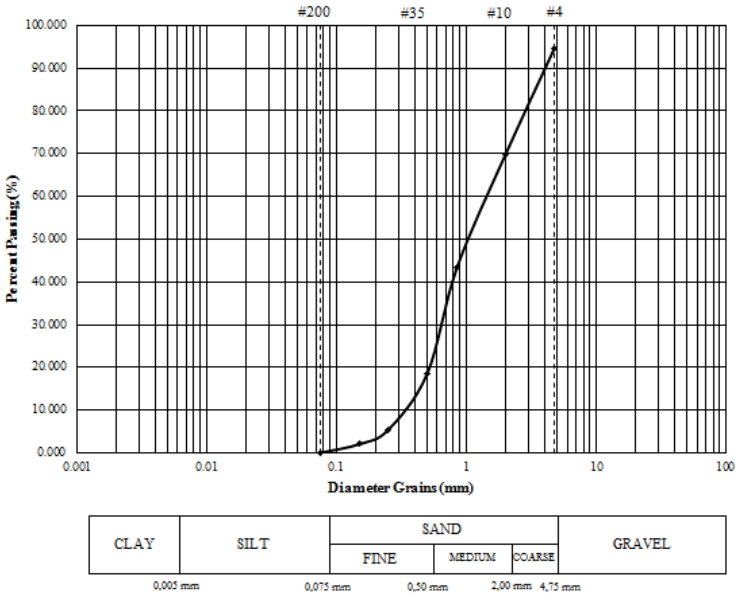
**Tahap 3: Pembuatan benda uji material campuran**
Membuat material campuran dengan tujuh komposisi tanah merah dengan pasir di mana kandungan tanah merah bervariasi dari 10, 20, 30, 40, 50, dan 70 persen dari berat kering campuran total ditambah satu tanah merah murni tanpa dicampur dengan pasir yang akan digunakan sebagai acuan. Masing-masing campuran diuji dengan *Standard Proctor Compaction* untuk menentukan kurva pemadatan termasuk berat isi kering maksimum dan kadar air optimum masing-masing tanah campuran. Variasi komposisi material untuk benda uji dapat dilihat pada Tabel 1. Dari hasil pengujian kompaksi ditentukan satu nilai kadar air dan berat isi yang mewakili semua campuran dan digunakan sebagai acuan pembentukan benda uji selanjutnya.

**Tahap 4: Pengujian benda uji tanah campuran**
Perilaku terhadap geser dari masing-masing material campuran dipelajari dengan cara pengujian triaxial *consolidated undrained* (CU) mengacu pada ASTM D4767. Benda uji dibentuk dengan cara dipadatkan di dalam cetakan metal silinder yang dapat dilepas menjadi dua bagian. Material campuran dimasukkan ke dalam cetakan dan dipadatkan dengan cara ditumbuk bertahap sebanyak tiga lapis. Masing-masing lapis ditumbuk pada kadar air yang dipilih pada Tahap 3 dan dipadatkan sampai diperoleh berat volume kering sesuai dengan hasil dari Tahap 3 sebelumnya. Pengujian CU dilakukan pada tiga tegangan konsolidasi isotropik yaitu 0,6 ; 1,1 ; dan 1,6 kg/cm$^2$.

## 3. KARAKTERISTIK MATERIAL ASLI

### Pasir

Pasir yang digunakan dibersihkan dengan cara dicuci pada saringan No. 200. Distribusi ukuran butir pasir dapat dilihat pada Gambar 1 dan diperoleh nilai $D_{10}$ = 0,3 mm, $D_{30}$ = 0,6 mm, dan $D_{60}$ = 1,5 mm dengan koefisien keseragaman *Cu* sebesar 2 dan koefisien kelengkungan *Cc* sebesar 0,8 dengan kandungan kerikil (tertahan saringan No. 4) sebesar 5,53% dan pasir sebesar 94,47%.



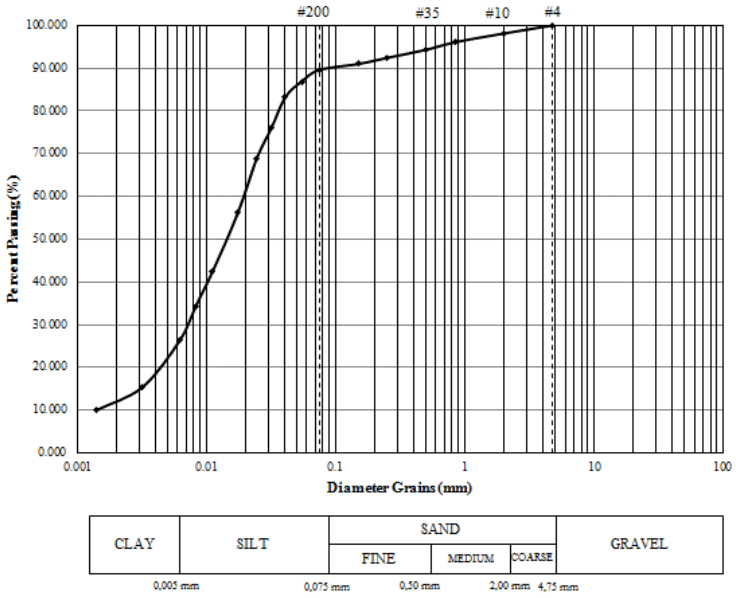

**Gambar 1. Kurva distribusi ukuran butir pasir**

ISBN: 978-602-60286-0-0

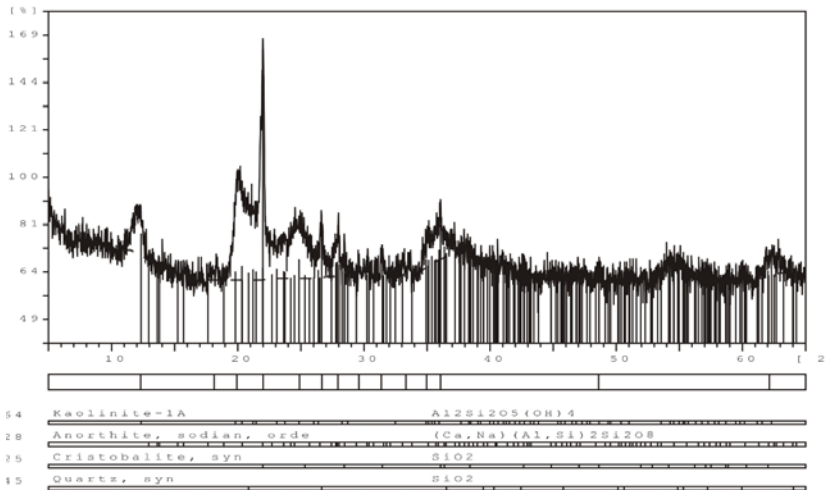
Berdasarkan klasifikasi USCS material pasir ini diklasifikasikan sebagai pasir bergradasi buruk (SP). Hasil pengujian lainnya menunjukkan nilai Gs pasir sebesar 2,65. Hanya material pasir yang lolos saringan No. 4 dan tertahan No. 200 saja yang digunakan di dalam penelitian ini.

## Tanah merah residual

Tanah merah residual mempunyai kadar air asli, $w_n$, sebesar 35,91% dengan nilai Gs = 2,6. Kurva distribusi ukuran butir untuk tanah residual dapat dilihat pada **Gambar 2**. Komposisi kandungan partikelnya terdiri atas pasir sebanyak 10,4% dan material lolos saringan No. 200 yang terdiri atas lanau 68,4% dan lempung 21,2%. Batas-batas Atterberg tanah merah ini adalah LL = 57,5%, PL = 34,7%, dan PI = 22,8%. Berdasarkan USCS tanah merah ini diklasifikasikan sebagai MH (*elastic silt*).




Gambar 2. Kurva distribusi ukuran butir tanah residual




Gambar 3. Hasil pengujian difraksi x-ray

Hasil pengujian difraksi x-ray dapat dilihat pada **Gambar 3**. Dari hasil tersebut menunjukkan mineral pembentuk yang dominan adalah kaolin sebesar 42,5%.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 4. PERSIAPAN BENDA UJI DAN PENGUJIAN

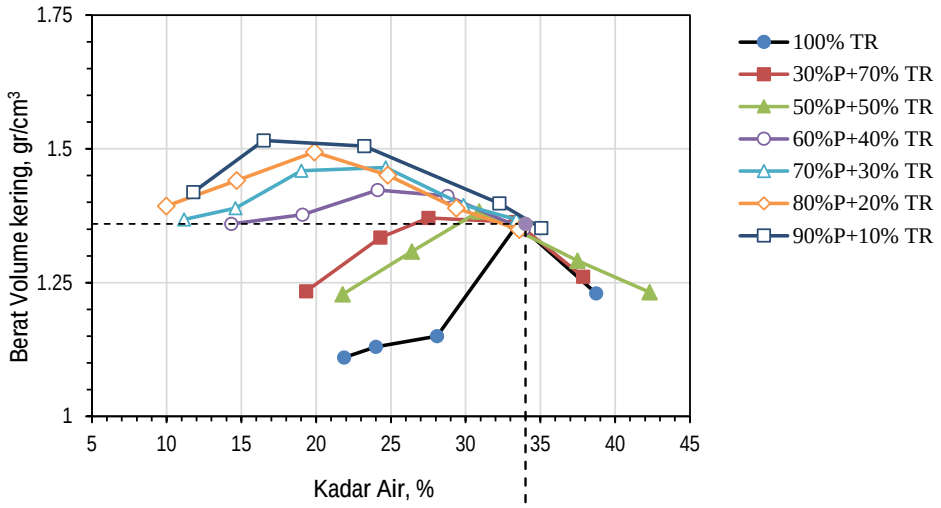
### Persiapan benda uji

Benda uji merupakan campuran antara material pasir dan tanah residual dengan tujuh komposisi berbeda seperti dapat dilihat pada Tabel 1. Masing-masing material yang digunakan adalah material lolos saringan No.4 yang kemudian dicampur dan dipadatkan pada kadar air yang sama dan hasil kepadatan yang sama.

Tabel 1. Komposisi kadar pasir dan tanah merah dalam pengujian

| Material | Persentase Material Campuran (% berat kering) | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tanah Residual (TR) | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 70 | 100 |
| Pasir (P) | 90 | 80 | 70 | 60 | 50 | 30 | 0 |

Untuk memperoleh nilai acuan tersebut maka, masing-masing material masing-masing material campuran dipadatkan menggunakan Standard Proctor mengacu pada ASTM D 698. Kurva pemadatan masing-masing material campuran dapat dilihat pada Gambar 4. Berdasarkan kurva tersebut dipilih kadar air dan kepadatan yang mewakili ketujuh campuran yaitu pada kadar air, w, sebesar 34% dan berat volume kering, $\gamma_{dry}$, sebesar 1,35 gr/cm$^3$. Masing-masing material campuran tersebut kemudian dibuat menjadi benda uji dengan cara dipadatkan pada kadar air dan berat volume yang telah ditentukan tersebut sehingga kedua faktor ini dapat dihilangkan sebagai faktor yang mempengaruhi faktor komposisi material di dalam penelitian ini.




Gambar 4. Kurva kompaksi variasi material campuran

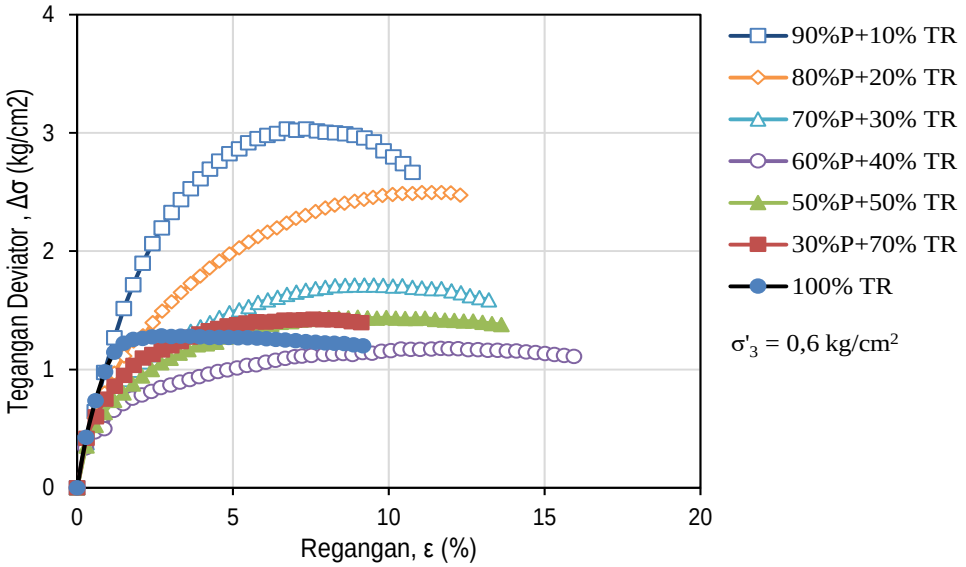
### Pengujian

Pengujian triaxial consolidated undrained (CU) mengacu pada ASTM D4767. Benda uji dijenuhkan dan dikonsolidasikan secara isotropik pada tegangan sel sebesar 0,6 kg/cm$^2$, 1,1 kg/cm$^2$, dan 1,6 kg/cm$^2$. Pengujian triaxial CU dilakukan untuk mengetahui perilaku tegangan-regangan dan parameter kekuatan geser tanah.

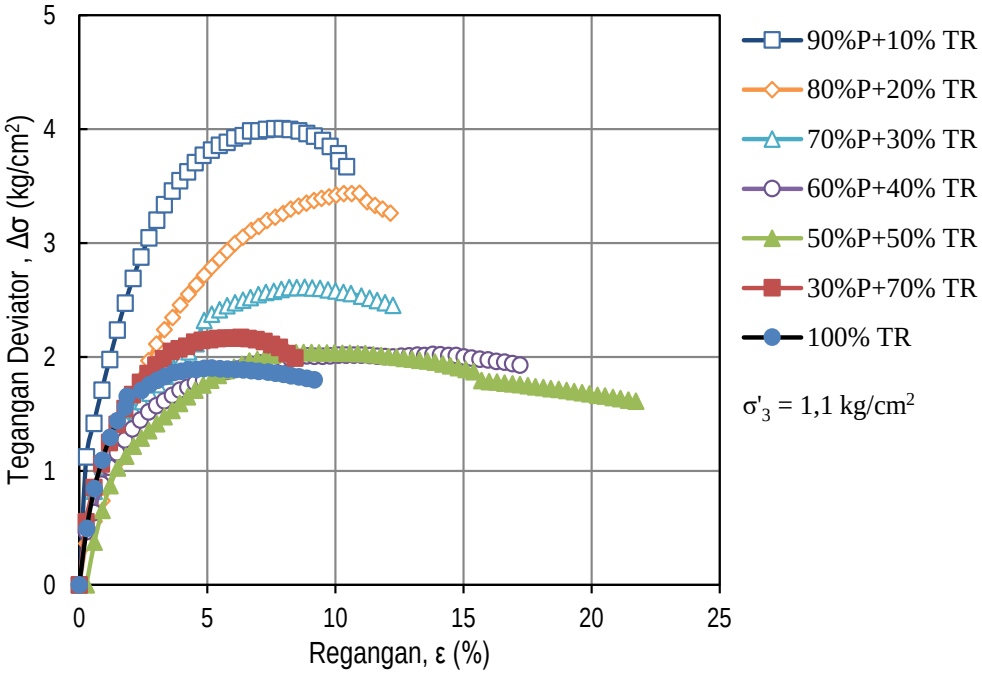
## 5. HASIL PENGUJIAN

Hasil pengujian triaxial CU memperlihatkan hubungan tegangan-regangan pada tiga tegangan konsolidasi yang berbeda. Hubungan tegangan-regangan masing-masing material campuran dapat dilihat pada Gambar 5 sampai dengan Gambar 7. Seiring dengan mengingkatnya presentase tanah residual maka, tegangan deviator yang dihasilkan terus mengalami penurunan. Jika dilihat dari bentuk kurva tegangan-regangan terdapat dua pola yang berbeda. Yang pertama adalah material dengan presentase tanah merah residual 10% hingga 30% memiliki nilai tegangan geser yang menurun secara signifikan setelah mencapai puncak (*strain softening*). Selain itu semakin besar kandungan pasirnya semakin besar juga tegangan deviator maksimum yang dapat dicapai. Kedua, material dengan presentase tanah merah residual 40% hingga 100% juga memperlihatkan perilaku strain softening yang semakin signifikan bersamaan dengan naiknya tegangan konsolidasi tetapi nilai tegangan devaiator maksimum yang dihasilkan relatif konstan memperlihatkan pengaruh yang tidak signifikan dan variasi kandungan pasirnya.

ISBN: 978-602-60286-0-0

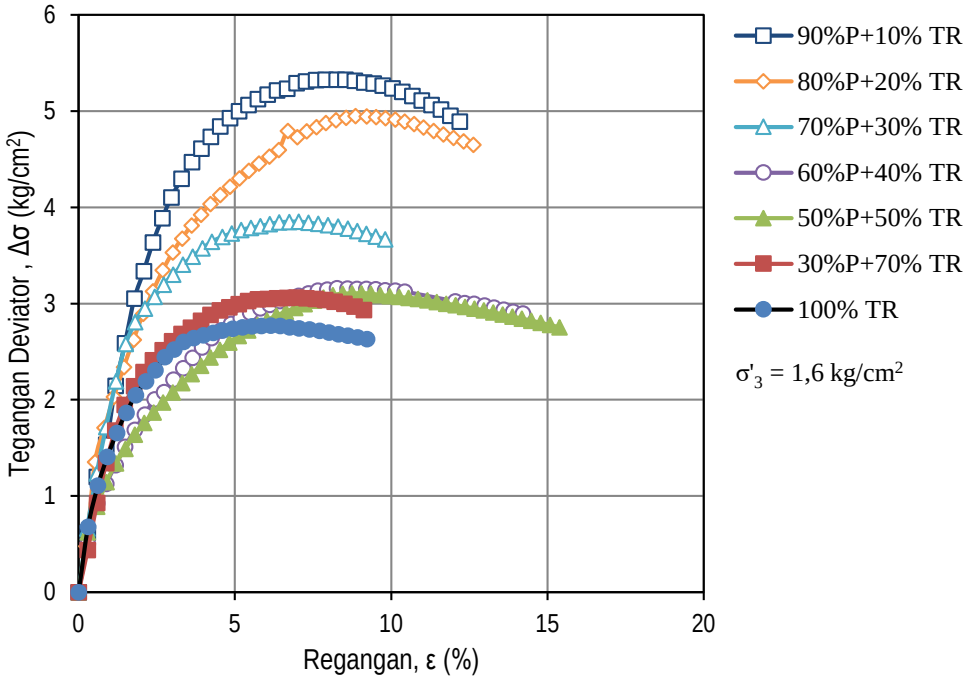



Gambar 5. Hubungan Tegangan – Regangan untuk $\sigma'_3$ = 0,6 kg/cm$^2$




Gambar 6. Hubungan Tegangan – Regangan untuk $\sigma'_3$ = 1,1 kg/cm$^2$

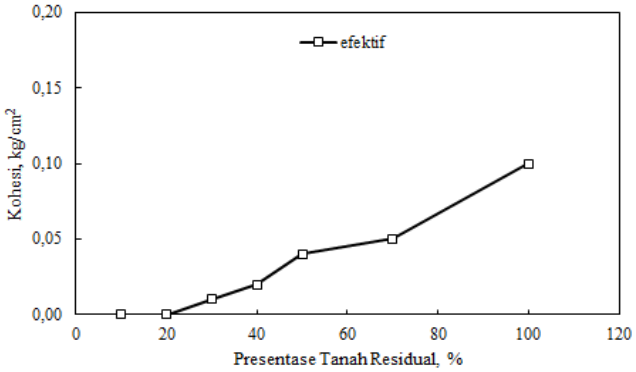
ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 7. Hubungan Tegangan – Regangan untuk $\sigma'_3$ = 1,6 kg/cm$^2$

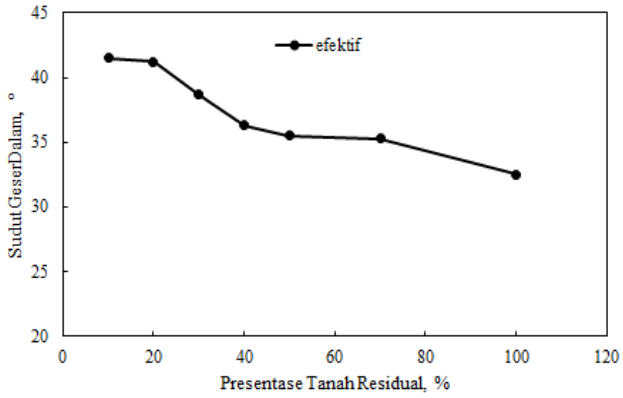
Material campuran dengan presentase tanah residual 10% - 30% perilakunya dipengaruhi oleh kandungan material pasirnya. Nilai tegangan geser yang tinggi diakibatkan oleh mekanisme interlocking atau mekanisme dimana butiran saling mengunci. Seiring dengan meningkatnya tegangan yang diberikan mengakibatkan butiran akan bergulir, sampai pada suatu kondisi dimana meknisme *interlocking* akan terlepas, sehingga nilai tegangan geser akan menurun secara signifikan. Sementara untuk material campuran dengan presentase tanah residual 40% hingga 70%, keberadaan pasir tidak terlalu mempengaruhi kjekuatan yang dihasilkan, sehingga tegangan deviator yang dihasilkan cenderung memiliki nilai yang sama seiring meningkatnya presentase tanah residual dalam material campuran.

Parameter kekutan geser dari masing-masing material campuran berupa c′ dan ϕ′ yang dapat dilihat pada Gambar 8 dan Gambar 9. Seiring dengan meningkatnya presentase tanah residual, maka kandungan lempung dalam material campuran akan meningkat. Gaya tarik-menarik antara elektrolit-elektrolit pada lempengan lempung menimbulkan kohesi (daya lekat). Hal inilah yang mengakibatkan nilai kohesi meningkat seiring dengan meningkatnya presentase tanah residual. Hal sebaliknya dierlihatkan oleh nilai sudut dalam, dimana meningkatnya presentase tanah residual mengurangi kemampuan saling mengunci antar butir. Sehingga, friksi antar butiran semakin jarang terjadi. Akibatnya, sudut geser dalam material campuran akan terus menurun.



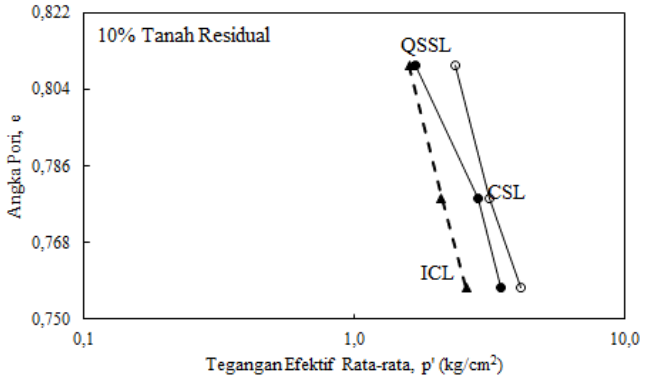

Gambar V.8 Hubungan Nilai Kohesi – PresentaseTanah Residual Kondisi Efektif

ISBN: 978-602-60286-0-0

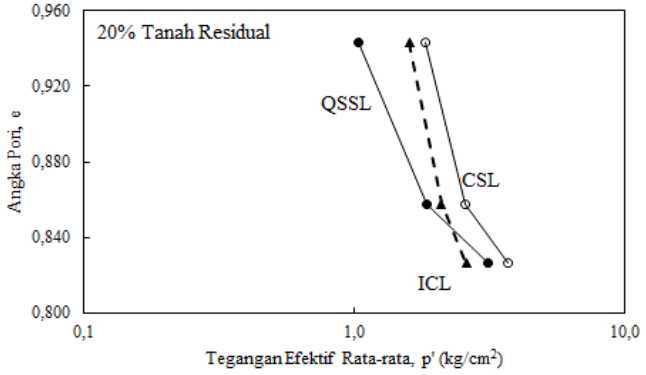



Gambar V.9 Hubungan Sudut Geser Dalam – Presentase Tanah Residual Kondisi Efektif

Perubahan perilaku juga dapat ditentukan dari kriteria *critical state*. Kriteria ini menggambarkan kondisi material uji sebelum dan sesudah pembebanan geser, kedua kondisi tersebut diwakili oleh ICL dan CSL. Sementara fase transformasi ditunjukkan oleh QSSL. Penentuan perilaku material campuran dengan menggunakan kriteria *critical state* digambarkan oleh hubungan ICL, CSL, dan QSSL yang dapat dilihat pada Gambar 10 sampai dengan Gambar 16.

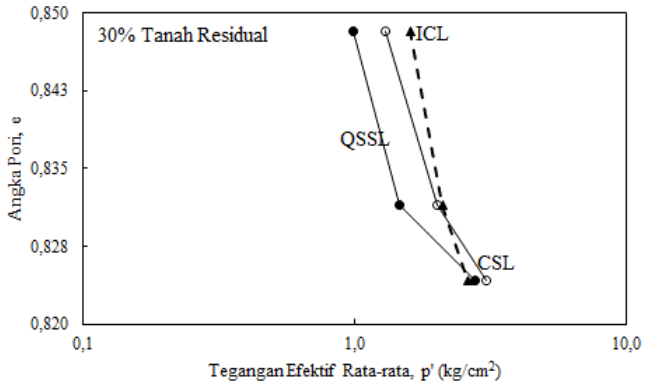



Gambar V.10 Hubungan *Critical State Line* (ICL), *Quasi - Steady State Line* (QSSL), dan *Isotropic Consolidation Line* (ICL) dari Triaxial CU untuk 10% Presentase Tanah Residual



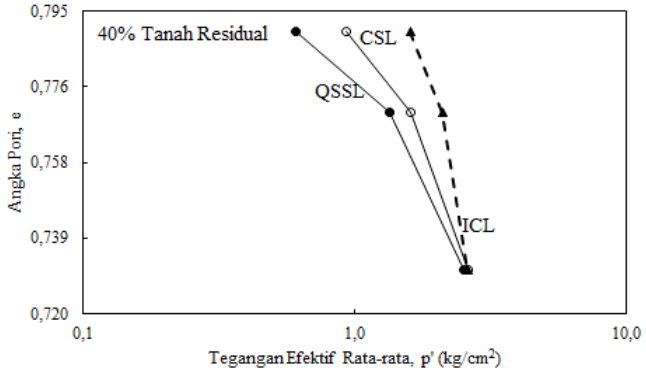

Gambar V.11 Hubungan *Critical State Line* (ICL), *Quasi - Steady State Line* (QSSL), dan *Isotropic Consolidation Line* (ICL) dari Triaxial CU untuk 20% Presentase Tanah Residual

ISBN: 978-602-60286-0-0

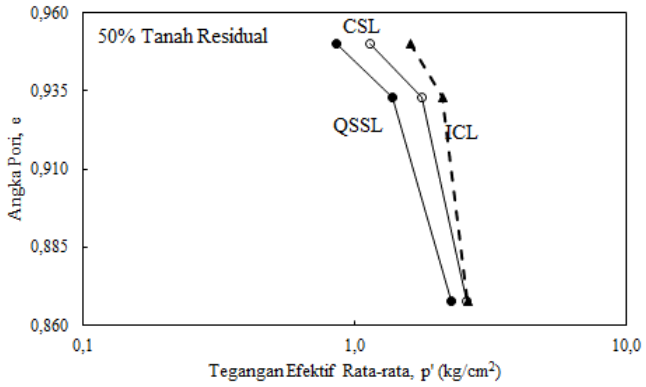



Gambar V.12 Hubungan *Critical State Line* (ICL), *Quasi - Steady State Line* (QSSL), dan *Isotropic Consolidation Line* (ICL) dari Triaxial CU untuk 30% Presentase Tanah Residual

Kondisi sebelum pembebanan geser atau kondisi awal diberikan dalam ICL. Kondisi awal untuk semua material campuran adalah sama, dimana p' merupakan nilai tegangan yang diberikan pada tahap konsolidasi. Sedangkan kondisi akhir dari pembebanan geser diberikan dalam CSL. *Critical state* dijadikan batasan akhir dalam pengujian, karena pada kondisi ini tegangan yang dihasilkan telah mencapai nilai yang konstan seiring dengan bertambahnya regangan. Perubahan perilaku akan terlihat pada respon yang dihasilkan selama pembebanan geser, sehingga nilai CSL akan berbeda-beda pada masing-masing material campuran. Jika p' CSL lebih tinggi dibandingkan dengan ICL, maka material tersebut menghasilkan Δu bernilai negatif. Perilaku ini menggambarkan perilaku dilatif selama pembebanan geser, yang ditunjukkan oleh material dengan presentase tanah residual 10% hingga 30% dengan indikasi perilaku material butir kasar.

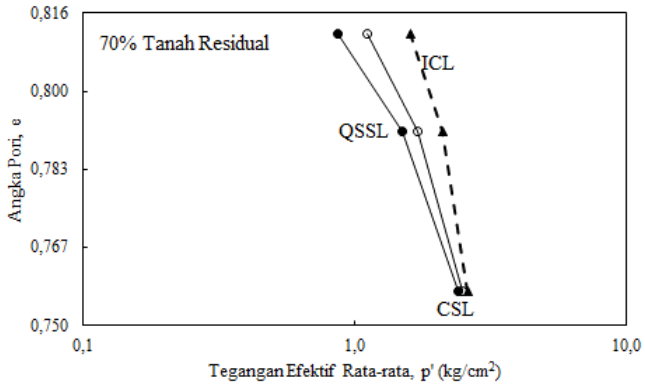



Gambar V.13 Hubungan *Critical State Line* (ICL), *Quasi - Steady State Line* (QSSL), dan *Isotropic Consolidation Line* (ICL) dari Triaxial CU untuk 40% Presentase Tanah Residual

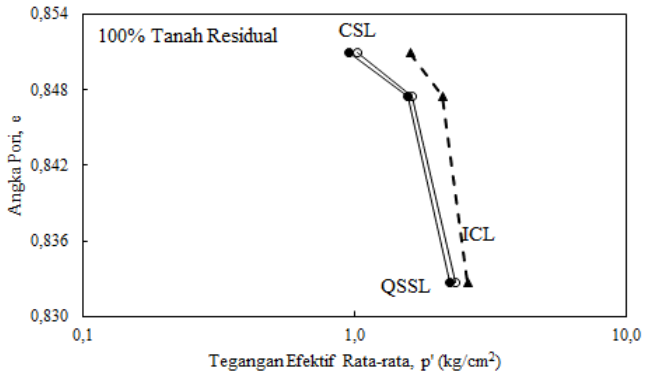



Gambar V.14 Hubungan *Critical State Line* (ICL), *Quasi - Steady State Line* (QSSL), dan *Isotropic Consolidation Line* (ICL) dari Triaxial CU untuk 50% Presentase Tanah Residual

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar V.15 Hubungan *Critical State Line* (ICL), *Quasi - Steady State Line* (QSSL), dan *Isotropic Consolidation Line* (ICL) dari Triaxial CU untuk 70% Presentase Tanah Residual




Gambar V.16 Hubungan *Critical State Line* (ICL), *Quasi - Steady State Line* (QSSL), dan *Isotropic Consolidation Line* (ICL) dari Triaxial CU untuk 100% Presentase Tanah Residual

Sedangkan jika nilai p′ dari CSL lebih rendah dibandingkan ICL, maka material tersebut menunjukkan perilaku kontraktif. Dimana, Δu bernilai positif yang diikuti dengan menurunnya kekuatan yang dihasilkan. Selain itu, material yang memiliki perilaku kontraktif akan menunjukkan QSSL, CSL, dan ICL dalam kedudukan yang sejajar. Perilaku ini ini ditunjukkan oleh material dengan presentase tanah residual 40% hingga 100% yang diindikasikan merupakan perilaku butir halus.

## 6. KESIMPULAN

a. Pola kurva tegangan-regangan yang terbentuk cenderung mengarah pada perilaku yang berbeda. Perilaku tegangan-regangan material dengan presentase tanah residual 10% hingga 30% didominasi oleh kandungan pasirnya di mana semakin besar kandungan pasirnya semakin besar juga tegangan deviator maksimumnya. Sedangkan material dengan presentase tanah residual 40% hingga 100% menghasilkan tegangan deviator maksimum yang relatif sama sehingga dapat disimpulkan bahwa pengaruh dari kandungan pasir tidak terlalu signifikan

b. Nilai kohesi efektif, c′, meningkat seiring dengan bertambahnya presentase tanah residual dalam material campuran.

c. Sudut geser dalam efektif, ϕ′, menurun seiring dengan meningkatnya presentase tanah residual. Penurunan yang signifikan terjadi pada presentase tanah residual 10% hingga 40%.

d. Kriteria perilaku material campuran dari analisis *critical state* diketahui melalui letak ICL terhadap CSL. Material dengan presentase tanah residual 10% dan 20% memiliki ICL yang berada pada zona dilatif yang mengindikasikan perilaku tanah butir kasar. Sementara, ICL dari material dengan presentase tanah residual 40% hingga 100% berada pada zona kontraktif yang menggambarkan perilaku tanah butir halus. Sedangkan material dengan presentase 30% tanah residual mengalami perilaku transisi, dimana ICL berada pada zona dilatif dan kontraktif pada tiga tegangan yang berbeda.

ISBN: 978-602-60286-0-0

e. Berdasarkan hasil penelitian ini maka pengaruh kandungan pasir pada perilaku material campuran tanah merah dan pasir terjadi pada presentase tanah merah kurang dari 30% - 40% atau pada saat kandungan material lolos saringan No. 200 kurang dari 25,6% hingga 35,9%.

**DAFTAR PUSTAKA**

ASTM D 698-91, (1999). *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort.* Annual Book of ASTM Standard Section 4. Vol.04.08. ASTM International, West Conshohocken, PA, pp.78-85.

ASTM D 4767-95, (1999). *Standard Test Methods for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils.* Annual Book of ASTM Standard Section 4. Vol.04.08. ASTM International, West Conshohocken, PA, pp.860-869.

Atkinson, J.H., Bransby, P.L., (1978). *The Mechanics of Soils An Introduction to Critical State Soil Mechanics*, McGraw-Hill, London, UK.

Boulanger, R.W., Idriss, I.M., (2004). "Evaluating the Potential for Liquefaction or Cyclic Failure of Silts and Clays". Report No.UCD/CGM-04/01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California at Davis.

Budhu, M., (2007). *Soil Mechanics and Foundations*, John Wiley and Sons, Inc, United States of America.

Chen, Y., (2010). "An Experimental Investigation of the Behavior of Compacted Clay/Sand Mixtures". Thesis, University of Delaware.

Kim, D., Sagong, M., Lee, Y., (2005). "Effects of Fine Aggregate Content on the Mechanical Properties of the Compacted Decomposed Granitic Soil", Construction and Building Materials 19, 189-196.

Olmez, M.S., (2008). "Shear Strength Behaviour of Soil Mixtures", M.S. Thesis, Middle East Technical University, Turkey.

Pakbaz, M.S., Moqaddam, A.S., (2012). "Effect of Sand Gradation on the Behavior of Sand-Clay Mixture". International Journal of Geomate, Sept., 2012, Vol.2013, No.1, pp. 325-331.

ISBN: 978-602-60286-0-0

# KARAKTERISTIK KUAT TEKAN TANAH FERRO LATERIT DENGAN PEMERAMAN SEBAGAI LAPISAN PONDASI JALAN

**Zubair Saing[1], Lawalenna Samang[2], Tri Harianto[3] dan Johannes Patanduk[4]**

*[1]Program Doktor Teknik Sipil, Universitas Hasanuddin, Makassar*
*Email: zubairsaing.ummu@gmail.com*
*[2] Jurusan Teknik Sipil, Universitas Hasanuddin, Makassar*
*Email: samang_l@yahoo.com*
*[3]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Hasanuddini, Makassar*
*Email: triharianto@ymail.com*
*[4]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Hasanuddin, Makassar*
*Email: patanduk.unhas@gmail.com*

## ABSTRAK

Penelitian ini bertujuan untuk menentukan dan mengevaluasi karakteristik kuat tekan bebas tanah ferro laterit dengan pemeraman tertentu untuk pemanfaatan sebagai lapisan pondasi jalan (*subgrade material*). Tanah ferro laterit diperoleh dari tiga lokasi pengambilan contoh berbeda di daerah Halmahera Timur, Maluku Utara, dengan metode konvensional pada permukaan. Sampel dibungkus dengan kantong plastik untuk menjaga kondisi kadar air aslinya dan diberi nama sesuai dengan lokasi, yaitu LH1 untuk lokasi sampel daerah Subaim, LH2 untuk lokasi sampel daerah Buli, dan LH3 untuk lokasi sampel daerah Maba. Selanjutnya sampel dipersiapkan dan diuji sifat fisik, dan uji pemadatan Proctor standard untuk menentukan berat volume tanah kering maksimum dan kadar air minimum, yang akan digunakan sebagai dasar untuk kondisi awal benda uji. Pengujian kuat tekan benda uji menggunakan *Unconfined Compression Test* (UCT) dengan pemeraman 3, 7, 14, dan 28 hari sebelum dilakukan pengujian. Hasil pengujian memperlihatkan bahwa berat volume tanah kering maksimum dan kuat tekan tanah ferro laterit meningkat seiring dengan peningkatan waktu peram. Berdasarkan hasil pengujian, potensi tanah ferro laterit Halmahera Timur dapat dikembangkan untuk digunakan sebagai lapisan pondasi jalan (*subgrade material*), namun perlu dilakukan penelitian lebih detail terhadap upaya peningkatan kemampuan tanah dengan stabilisasi untuk lebih meyakinkan sebelum diaplikasikan.

Kata kunci: Kuat tekan bebas, waktu pemeraman, tanah ferro laterit, *subgrade material*

## 1. PENDAHULUAN

Indonesia saat ini fokus pada pengembangan infrastruktur khususnya untuk mendukung peningkatan investasi pembangunan. Sejalan dengan hal tersebut, kebutuhan material untuk pembangunan infrastruktur dimaksud akan meningkat khususnya material konstruksi dan material jalan. Daerah-daerah tertentu memiliki keterbatasan sumberdaya material terutama material dengan kualisifikasi (*grade*) A dan B. Salah satu derah tersebut adalah Maluku Utara khsusnya Pulau Halmahera, yang selama ini membeli material dari daerah lain untuk digunakan sebagai material konstruksi dan jalan. Disisi lain, kandungan material lokal sangat potensial untuk dikembangkan sebagai material pengganti untuk pemanfaatan lapisan pondasi jalan maupun material konstruksi lainnya, salah satunya adalah tanah ferro laterit.

Tanah ini merupakan jenis tanah laterit yang memiliki kandungan logam besi yang sangat besar dengan kisaran antara 40%-70%, tergantung mineral pembentuk batuan asal dari tanah tersebut. Sebaran tanah ferro laterit di Pulau Halmahera Provinsi Maluku Utara dominan di bagian timur. Tanah ferro laterit Halmahera merupakan tanah yang terbentuk di daerah tropis atau sub tropis dengan tingkat pelapukan tinggi pada batuan basa sampai batuan ultrabasa yang didominasi oleh kandungan logam besi (Geologi Regional Halmahera, RTRW Halmahera Timur 2010-2015).

Tanah laterit (Portelinha, et. al., 2012) mengandung mineral-mineral lempung yang relative tinggi utamanya illite dan montmorilonite, sehingga potensi kerusakannya besar jika dilakukan pekerjaan konstruksi pada tanah seperti ini. Mineral lempung dan unsur logam yang tinggi, dapat dimanfaatkan untuk berbagai kebutuhan baik pada pekerjaan konstruksi, industri, maupun lainnya. Tanah laterite merupakan kelompok tanah dari hasil pelapukan yang tinggi, terbentuk dari hasil konsentrasi hidrasi oksida besi dan aluminium (Thagesen, 1996 dari Olugbenga et.al, 2011), Tanah jenis ini memiliki karakteristik keras, sulit ditembus, dan sangat sulit berubah jika dalam kondisi kering (Makasa, 2004 dalam Olugbenga et.al, 2011). Tanah laterit memiliki variasi yang luas dari warna merah, coklat sampai kuning, tanah residual berukuran butir halus dengan tekstur ringan memiliki bentuk butiran nodular dan

tersementasi dengan baik (Lambe dan Whitman, 1979). Bridges (1970) menyatakan bahwa penggunaan yang benar dari istilah laterit adalah formasi vesicular kompak batuan besi (*a massive vesicular or concretionary ironstone formation*). Fookes (1997) menamai laterit didasarkan pada pengerasan seperti "*freeic*" untuk tanah keras kaya besi yang tersementasi, "*alcrete*" atau bauksit untuk tanah keras kaya aluminium yang tersementasi, "*calcrete*" untuk tanah keras kaya calcium karbonat, dan "*silcrete*" untuk yang kaya silica. Definisi lainnya didasarkan pada perbandingan jumlah silica ($SiO_2$) terhadap oksida ($Fe_2O_3$+$Al_2O_3$), untuk tanah laterit perbandingan tersebut antara 1,33 dan 2,0, sedangkan di atas 2,0 bukan tanah laterit.

Penelitian terhadap tanah laterit telah banyak dilakukan khususnya pada negara-negara yang banyak terdapat tanah jenis ini seperti di Asia dan Afrika. Sree Danya, et. al (2010) menunjukkan bahwa semakin tinggi kandungan mineral lempung pada tanah laterit menyebabkan kekuatan tanah semakin menurun. Olugbenga et.al, (2011) menyimpulkan bahwa stabilisasi tanah laterit dengan kapur akan meningkatkan kekuatan tanah menjadi 2-3 kali lipat. Portelinha, et. al. (2012), mengemukakan bahwa penambahan sedikit kapur dan semen sangat efisien meningkatkan kemampuan tanah laterite dengan hanya menambahkan 3% semen dan 2% kapur. Aminaton, et. al. (2013), telah melakukan pengujian terhadap stabilisasi tanah laterit menggunakan larutan polimer (GKS), dan menyimpulkan bahwa kekuatan tanah meningkat sejalan dengan meningkatnya waktu peram dan peningkatan terjadi setelah waktu peram 7 hari. Amu, O.O., et al. (2011), telah melakukan penyelidikan terhadap tanah laterite dengan stabilisasi menggunakan batang tebu dan menyimpulkan bahwa abu serat tebu sangat efektif untuk stabilisasi dan memperkuat sifat-sifat geoteknik tanah laterit. Kiran, S.P., et. al. (2014), telah melakukan penyelidikan terhadap tanah laterite yang distabilisasi dengan abu batang tebu dan semen dan menyimpulkan bahwa abu serat tebu sangat efektif sebagai bahan stabilisasi pada kandungan 6% dan 5% kandungan semen untuk memperkuat sifat geoteknik tanah lateritit, dan dapat digunakan untuk konstruksi jalan sebagai *sub base*. Yinusa, A., et. al. (2014), melakukan penelitian terhadap stabilisasi tanah laterit menggunakan abu tongkol jangung (CCA), dan menyimpulkan bahwa density kering maksimum menurun pada kandungan abu jonggol jagung 1,5%, kadar air optimum meningkat pada kandungan bahan pengikat 0-7,5%. Nilai CBR meningkat pada kandungan CCA 1,5%, selanjutnya menurun dengan penambahan CCA. *Unconfined compression strength* juga meningkat pada kandungan CCA 1,5%, dan menurun pada penambahan CCA. Liu Yangshen, et.al. (2004), melakukan kajian terhadap perilaku bentonite yang digunakan untuk memperkuat tanah laterite dan menyimpulkan bahwa bentonite dapat meningkatkan unjuk kerja hidrolik dan mekanik tanah laterit. Lativi, et.al., (2014) telah melakukan stabilisasi tanah laterit menggunakan sodium silikat cair, dan hasil yang diperoleh menunjukkan bahwa penambahan sodium silikat lebih dari 9% menurunkan kuat tekan tanah. Wisley, M.F., et. al. (2014) telah melakukan pengujian karakteristik tanah laterite sebagai material lapisan yang dialiri gasoline, kenaikan konduktivitas hidrolik sejalan dengan kenaikan gradient hidrolik.

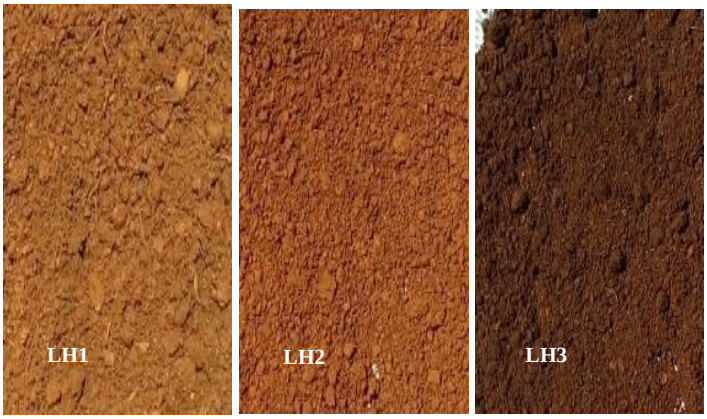
Semakin berkembangnya penelitian terhadap pemanfaatan tanah laterit, menunjukkan bahwa tanah ini sangat potensial untuk dimanfaatkan pada berbagai konstruksi. Namun demikian masih belum banyak penelitian terhadap tanah laterit dengan kandungan logam besi yang sangat tinggi (tanah ferro laterit). Tanah ferro laterit Halmahera Timur yang sangat potensial sebagai aset lokal (*local content*) tersebut telah diupayakan untuk dapat digunakan sebagai material pondasi jalan, sebagai tahapan awal telah dilakukan uji laboratorium terhadap karakteritik kekuatan tanah dengan pemeraman.

## 2. MATERIAL DAN METODE

Material yang digunakan dalam penelitian ini adalah tanah ferro laterit yang berasal dari Pulau Halmahera bagian timur, dengan tiga lokasi pengambilan sampel berbeda. Lokasi tersebut adalah daerah Subaim dengan koordinat 1º3'46,24" LU dan 128º8'28,56" BT, daerah Buli dengan koordinat 0o55'13,29" LU dan 128º21'5,15" BT, dan daerah Maba dengan koordinat 0º40'17,80 LU dan 128º16'51,20" BT. Pengambilan sampel tanah dengan penggalian secara konvensional menggunakan linggis dan sekop, selanjutnya contoh tanah ditempatkan dalam karung sampel dan dibungkus dengan plastik untuk menjaga kondisi kadar air asli, dan diberi label inisial sesuai dengan loksi sampel yaitu LH1 untuk sampel dari lokasi 1, LH2 untuk sampel dari lokasi 2, dan LH3 untuk sampel dari lokasi 3 (Gambar 1).

Penelitian ini merupakan penelitian eksperimental yang dilakukan di laboratorium untuk menguji karakteristik tanah laterit dengan stabilisasi pozzolan (kapur dan semen) sebagai material alternatif pengganti lapisan pondasi jalan. Beberapa tahapan yang akan dilakukan adalah sebagai berikut; pertama, melakukan kajian literatur dan survey pendahuluan untuk mengidentifikasi masalah dan identifikasi lokasi pengambilan sampel; kedua, melakukan uji pendahuluan terhadap sampel yang telah diambil untuk mengetahui karakteristik tanah laterit. Uji labratorium untuk mengatahui sifat-sifat fisik yang meliputi kadar air, batas-batas konsistensi, dan spesifik grafiti, sedangkan uji sifat mekanis meliputi uji pemadatan, uji kuat tekan, dan uji daya dukung.

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 1. Tipe tanah ferro laterit hasil sampling dari tiga lokasi: LH1 lokasi Subaim, LH2 lokasi Buli, dan LH3 lokasi Maba (Saing et. al, 2016)

Pengujian batas-batas konsistensi tanah dilakukan dengan uji *Atterberg Limit*, untuk pengujian pemadatan dilakukan dengan pemadatan Proctor standar, uji kuat tekan dilakukan dengan pengujian *Unconfined Compression Test*, dan daya dukung tanah dilakukan dengan pengujian CBR laboratorium. Standard pengujian sifat-sifat dasar tanah (fisik dan mekanik) yang digunakan seperti pada Tabel 1.

Tabel 1. Standard pengujian yang digunakan

| Jenis Pengujian | Nomor Standard | |
|---|---|---|
| | ASTM | SNI (Indonesian Standard) |
| Analisis ukuran butir | C-136-06 | SNI 03-1968-1990 |
| Batas cair (LL) | D-423-66 | SNI 03-1967-1990 |
| Batas plastis (PL) | D-424-74 | SNI 03-1966-1990 |
| Indeks plastis (IP) | D-4318-10 | SNI 03-1966-2008 |
| Spesific gravity (Gs) | D-162 | SNI 03-1964-1990 |
| Kadar air (Wc) | D-2216-98 | SNI 03-1965-1990 |
| Kuat tekan bebas (qu) | D-633-1994 | SNI 03-6887-2002 |
| Pemadatan | D-698 | SNI 03-1742-1989 |
| Daya dukung CBR lab | D-1833 | SNI 03-6796-2002 |

Tanah ferro laterit dan air ditimbang dengan komposisi rencana untuk menghasilkan campuran material benda uji sesuai dengan yang telah ditetapkan, pencampuran dilakukan secara teliti dan diperam selama 24 jam sampai mencapai kondisi setimbang sebelum dilakukan pengujian. Benda uji yang digunakan berbentuk silinder dengan ukuran dimensi H=2D, dalam kondisi kadar air optimum Proctor. Dimasukkan dalam cetakan yang telah diolesi minyak pelumas, selanjutnya dilakukan penumbukan tiap sepertiga bagian dengan jumlah tumbukan 25 kali. Benda uji kemudian diperam selama 7, 14, 21, dan 28 hari, selanjutnya diuji dan ditentukan kadar airnya. Data hasil pengujian diolah untuk menghasilkan hubungan antara kadar air, kepadatan, dan kekuatan tanah, selanjutnya dianalisis secara deskriptif kualitatif.

## 3. HASIL DAN PEMBAHASAN

Pengujian sifat-sifat dasar tanah yang meliputi; *specific gravity*, kadar air, berat volume tanah, batas-batas Atterberg, dan analisis ukuran butir. Pengujian dilakukan terhadap tanah laterit untuk tiga tipe dengan tiga lokasi berbeda menggunakan standard uji seperti Tabel 1. Hasil uji laboratorium seperti diperlihatkan pada Tabel 2.

Berdasarkan hasil uji pada Tabel 2, terlihat bahwa ukuran butir tanah didominasi oleh mineral lempung dengan kisaran 91,75% sampai 94,89% dan kadar air tanah antara 18,86% sampai 22,25%, sementara *spesific gravity* antara 2,62 sampai 2,66, dengan indeks plastis antara 18,06 sampai 26,77. Hasil ini, dengan menggunakan klasifikasi AASHTO dan USCS, maka tanah ferro laterit termasuk dalam kelas tanah lempung dengan plastisitas yang tinggi.

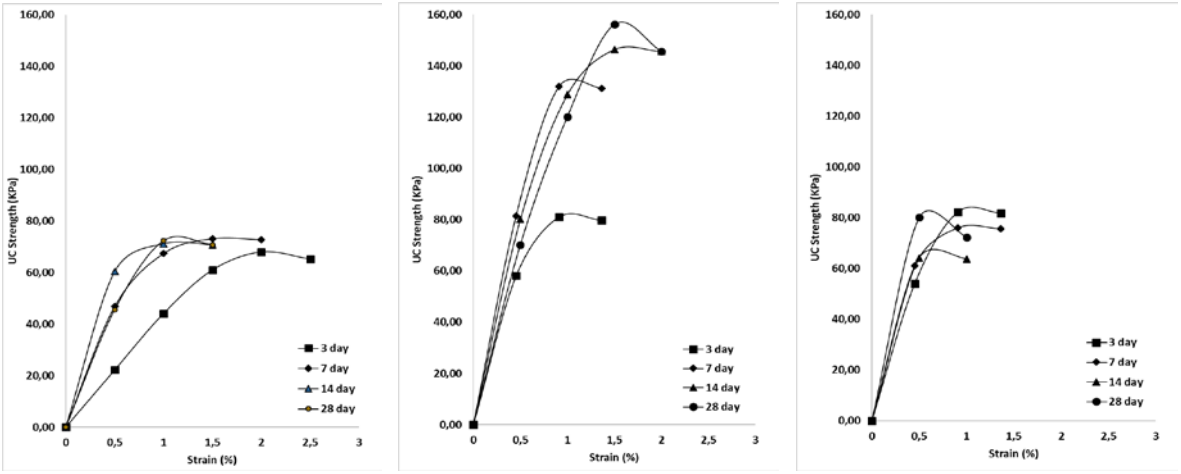
Uji karakteristik kuat tekan tanah ferro laterit menggunakan pengujiian *unconfined compression test* (UCT). Sebelum dilakukan pengujian benda uji diperam 3, 7, 14, dan 28 hari, seperti Gambar 3. Berat volume tanah kering

ISBN: 978-602-60286-0-0

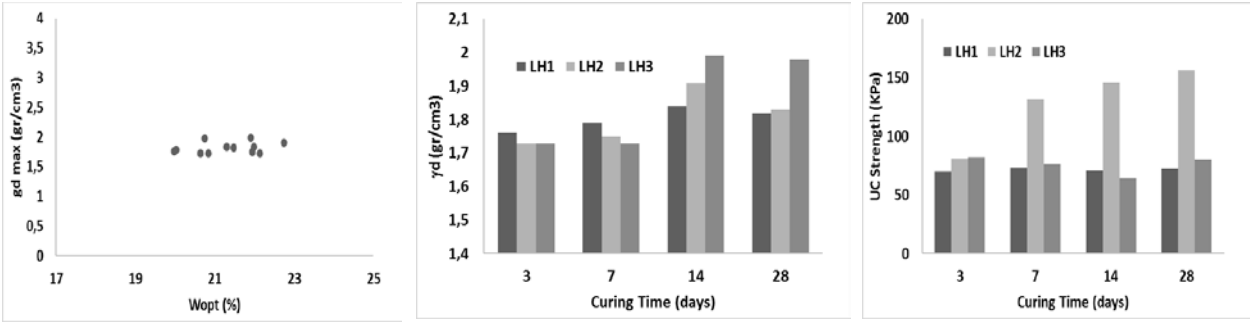
maksimum ($\gamma d_{maks}$) untuk LH1, LH2, dan LH3 menunjukkan peningkatan seiring dengan peningkatan waktu peram. Hal ini akibat ikatan butir tanah yang semakin stabil sampai waktu peram 28 hari. Peningkatan tersebut dari 1,73 ton/m$^3$ – 1,99 ton/m$^3$ dengan kadar air tanah optimum menurundari 22,14% - 19,98%. Kuat tekan juga meningkat seiring peningkatan waktu peram untuk semua tipe tanah ferro laterit, 69,98 kPa sampai 73,20 kPa untuk LH1, 81,05 kPa – 156,20 kPa untuk LH2, dan 76,08 kPa – 80,01 kPa untuk LH3. Hasil menunjukkan bahwa kuat tekan tanah LH2 lebih besar dari LH1 dan LH3, hal ini disebabkan oleh meningkatnya kepadatan maksimum tanah akibat kondisi mikropori tanah yang semakin kecil dan ikatan antara air dan tanah yang semakin kuat, seiring dengan meningkatnya waktu peram (Gambar 4).

Tabel 2. Sifat-sifat dasar tanah ferro laterit (Saing, et. al, 2016)

| Physical and Mechanical Properties | Ferro Laterite Soil | | |
|---|---|---|---|
| | LH1 | LH2 | LH3 |
| Kadar air (%) | 20,26 | 22,25 | 18,86 |
| Specific gravity | 2.73 | 2.62 | 2.66 |
| % Lolos #200 | 92.32 | 94.89 | 91.75 |
| Batas cair (%) | 65.98 | 68.73 | 67.77 |
| Batas plastis (%) | 47,92 | 41,96 | 48,86 |
| Indeks plastis (%) | 18,06 | 26,77 | 18,91 |
| Klasifikasi tanah menurut AASTHO | A-7-6 | A-7-6 | A-7-6 |
| Klasifikasi tanah menurut USCS | CH | CH | CH |
| Kadar air optimum (%) | 19,45 | 20,7 | 20.50 |
| Berat volume tanah kering maksimum (ton/m3) | 1.769 | 1.773 | 1.780 |
| CBR (%) – unsoaked | 11,24 | 21,02 | 12,33 |
| UCS (kPa) | 71,44 | 128,88 | 75,61 |




Gambar 3. Kurva tegangan – regangan hasil pengujian kuat tekan tanah ferro laterit (Saing et. al, 2016)




Gambar 4. Karakteristik kekuatan tanah ferro laterit dengan waktu peram 3,7,14, dan 28 hari (Saing et. al, 2016)

ISBN: 978-602-60286-0-0

Berdasarkan Gambar 4, terlihat bahwa pada kondisi kepadatan maksimum tanah yang meningkat seiring peningkatan waktu peram sampai 28 hari, mengakibatkan peningkatan kekuatan tanah sampai menjadi kaku. Penambahan beban saat tanah mengalami penekanan sampai batas keruntuhannya, memperlihatkan bentuk keruntuhan tanpa tegangan sisa (*residual strength*), pada kondisi ini tanah bersifat *stiff* dan *brittle*. Dominasi mineral lempung terutama montmorilonite pada tanah ferro laterit LH2 mengakibatkan kekuatannya lebih besar dari tanah LH1 dan LH3, hal ini sesuai dengan komposisi mineralogi lapisan dasar tanah atau unit struktur mineral montmorilonite. Struktur mineral ini merupakan suatu elemen dengan bentuk lapisan alumina oktahedral antara dua lapisan silika tetrahedra. Struktur alumina oktahedra tersusun dari satu atom alumina dan enam hydroxyl dalam bentuk silika tetrahedral oktahedral dengan satu atom silikon dan empat atom oxigen dalam bentuk tetrahedral (Mitchell, 1993). Hasil uji karakteristik kekuatan tanah ferro laterit ini sejalan dengan Sree Danya, et. al (2010), Amu, O.O., et al. (2011), Olugbenga et.al, (2011), Aminaton, et. al. (2013). Meskipun demikian, hasil ini merupakan tahapan awal dalam upaya pemanfaatan tanah ferro laterit sebagai lapisan pondasi jalan, masih perlu dilakukan pengujian karakteristik lebih detail dengan melakukan stabilisasi tanah secara efektif dan ekonomis dan perlu dilakukan uji model lapisan pondasi jalan menggunakan tanah ferro laterit khususnya ferro laterit LH2.

## 4. KESIMPULAN

Pengujian karakteristik kekuatan tanah untuk pemanfaatan sebagai lapisan pondasi jalan terhadap tiga jenis tanah ferro laterit yang diperoleh dari tiga lokasi berbeda telah dilakukan. Tujuan utama untuk menentukan dan mengevaluasi karakteristik kuat tekan bebas tanah ferro laterit dengan pemeraman tertentu untuk pemanfaatan sebagai lapisan pondasi jalan (*subgrade material*). Berdasarkan hasil uji sifat fisik, tanah ferro laterite termasuk dalam kelas A-7-6 menurut sistem klasifikasi AASTHO dan termasuk dalam kelas CH menurut sistem klasifikasi USCS. Berat volume tanah kering maksimum ($\gamma d_{maks}$) untuk LH1, LH2, dan LH3 meningkat (15% dari kondisi awal) seiring dengan peningkatan waktu peram. Hal ini akibat ikatan butir tanah yang semakin stabil sampai waktu peram 28 hari. Sementara kadar air tanah optimum menurun 9,75% dari kondisi awal. Kuat tekan juga meningkat seiring peningkatan waktu peram untuk semua tipe tanah ferro laterit. Hasil menunjukkan bahwa kuat tekan tanah LH2 lebih besar dari LH1 dan LH3. Hasil ini merupakan tahapan awal dalam upaya pemanfaatan tanah ferro laterit sebagai lapisan pondasi jalan, masih perlu dilakukan pengujian karakteristik lebih detail dengan melakukan stabilisasi tanah secara efektif dan ekonomis serta perlu dilakukan uji model lapisan pondasi jalan menggunakan tanah ferro laterit khususnya ferro laterit LH2.

## DAFTAR PUSTAKA


Aminaton Marto, Nima Lativi, Houman Souhaei (2013). “Stabilization of Laterite Soil using GKS Soil Stabilizer”, EJGE Journal, Volume 18, Bund. C, pp 521-532.Madhav, M.R. and Miura, N. (1994). Introduction. In: Miura, N., Madahav, M.R. and Koga, K. (Editors), Lowlands, Development and Management. A.A. Balkema, Netherlands and U.S.A.: 31-37.

Amu, O.O., Ogunniyi, S.A. and Oladeji, O.O., 2011, “Geotechnical properties of lateritic soil stabilized with sugarcane straw Ash”, American Journal Of Scientific And Industrial Research © 2011, Science Huβ, http://www.scihub.org/AJSIR ISSN: 2153-649X doi:10.5251/ajsir.2011.2.2.323.331, pp 323-331.

B. Thagesen, 1996, *Tropical rocks and soils, In: Highway and traffic engineering in developing countries*, B. Thagesen, ed. Chapman and Hall, London.

B. Makasa, 2004, “Utilisation and improvement of lateritic gravels in road bases”, International Institute for Aerospace survey and Earth Sciences, Delft.

Bridges E.M., 1970, *World soils Cambridge*, University Press, London, 25.

G. Fookes, 1997, “Tropical residual soils, a geological society engineering group working party revised report”, The Geological Society, London

Hamzah Yusuf, Muh.Saleh Pallu , Lawalenna Samang and M.Wihardi Tjaronge, 2012, “Characteristical Analysis of Unconfined Compressive Strength and CBR Laboratory on Dredging Sediment Stabilized With Portland Cement”, International Journal of Civil & Environmental Engineering IJCEE-IJENS Vol:12 No:04, pp 25-31.

Kiran.S.P, A.N Ramakrishna, Shrinivas.H.R, 2014, “Stabilization of Lateritic Soil by using Sugarcane Straw Ash and Cement”, Journal of Civil Engineering Technology and Research Volume 2, Number 1 (2014), pp.615-620

Liu Yangshen, BAI Qingzhong, NIE Yongfeng, 2004, “Properties of Bentonite enhanced Loess and Laterite”, Cinese Journal Chemical Engineering, 12-1, pp 37-41.

Nima Latifi, Amin Eisazadeh, Aminaton Marto, 2014, S”trength behavior and microstructural characteristics of tropical laterite soil treated with sodium silicate-based liquid stabilizer”, Environ Earth Sci 72:91–98 DOI 10.1007/s12665-013-2939-1, Springer-Verlag Berlin Heidelberg.


ISBN: 978-602-60286-0-0

Olugbenga O Amu, Oluwole F.B., dan Iyiola A.K., 2011, "The Suitability and Lime Stabilization Requirement of Some Lateritic Soil Samples as Pavemen", Int. J. Pure Appl. Sci. Technol., 2(1), pp. 29-46

F.H.M. Portelinha, D.C. Lima, M.P.F. Fontes, C.A.B. Carvalho, 2012, "Modification of a Lateritic Soil with Lime and Cement: An Economical Alternative for Flexible Pavement Layers, Soils and Rocks", São Paulo, 35(1): 51-63, January-April, 2012, pp 51-63.

Pemda Kabupaten Halmahera Timur, 2009, "Rencana Tata Ruang dan Wilayah Halmahera Timur 2010-2015".

Saing Z, Samang L, Harianto, Patanduk, 2016, "Microstructural and Mechanical Characteristic of Potential Ferro Laterite Soil as Sub-base Material", Internationational Journal of Innovative Research in Advance Engineering (IJIRAE) www.ijirae.com ISSN 2349-2763, Issue 2 Volume 3, Pebruary 2016, pp 42-48.

Sree Danya, Ajitha, A.R, Evangeline, Y. Sheela., 2010, "Study on Amended Soil Liner Using Lateritic Soil", Indian Geotechnical Conference – 2010, GEO*trendz* December 16–18, 2010 IGS Mumbai Chapter & IIT Bombay, pp 381-284.

T. W. Lambe and V. R. Whitman, 1979, *Soil mechanics*, SI version, John Wiley and SonsInc., New York.

Wisley Moreira Farias, Geraldo Resende Boaventura, Éder de Souza Martins, Fabrício Bueno da Fonseca Cardoso, José Camapum de Carvalho and Edi Mendes Guimarães., 2014, "Chemical and Hydraulic Behavior of a Tropical Soil Compacted Submitted to the Flow of Gasoline Hydrocarbons", Environmental Risk Assessment of Soil Contamination, Intech, http://dx.doi.org/10.5772/57234, pp 638-655

Yinusa A. Jimoh , O. Ahmed Apampa, 2014, "An Evaluation of the Influence of Corn Cob Ash on the Strength Parameters of Lateritic Soils", Civil and Environmental Research www.iiste.org ISSN 2224-5790 (Paper) ISSN 2225-0514 (Online) Vol.6, No.5, 2014.

ISBN: 978-602-60286-0-0

# PEMODELAN PONDASI DANGKAL PADA TANAH LUNAK DENGAN PERKUATAN CERUCUK KAYU DAN BAN BEKAS

**Sumiyati Gunawan[1], Vienti Hadsari[2], Mulyono Alibasah[3]**

*[1]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Atma Jaya Yogyakarta JL. Babarsari 44 Yogyakarta*
*Email: sumiyatig@yahoo.co.id*
*[2] Jurusan Teknik Sipil, Universitas Atma Jaya Yogyakarta JL. Babarsari 44 Yogyakarta*
*Email: vientihadsari@yahoo.com*
*[3]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Atma Jaya Yogyakarta JL. Babarsari 44 Yogyakarta*
*Email: alibasahm@gmail.com*

## ABSTRAK

Pada umumnya, permasalahan yang timbul pada konstruksi di atas tanah lempung lunak adalah defleksi, uplift yang banyak terjadi pada lapisan lempung (clay), lanau (silt), akibat perbedaan tekanan air dan juga sering terjadinya penurunan permukaan (settlement). Pemakaian cerucuk sebagai usaha untuk meningkatkan daya dukung tanah secara sederhana yang memiliki beberapa keunggulan antara lain biaya yang relatif murah, bahan mudah didapat, pelaksanaannya sederhana, mudah dikontrol serta waktu pelaksanaan yang singkat. Penelitian dilakukan dengan menggunakan model uji di laboratorium. Dengan dipasang perkuatan menggunakan ban bekas, urugan pasir dan model pelat pondasi ukuran 15x15x1cm3. Pada penelitan ini menggunakan 6 model variasi perkuatan pondasi, yaitu : Lempung lunak tanpa perkuatan, Lempung lunak dengan perkuatan pasir dan ban bekas yang diletakkan pada -10cm dan -20cm dari dasar pondasi, lempung lunak dengan perkuatan cerucuk ϕ1cm dan variasinya. Lempung Lunak tanpa mengalami penurunan yang cukup besar yaitu 15,05mm dengan beban yang hanya bisa ditahan adalah sebesar 96,971kg. Penambahan perkuatan pasir dan ban bekas pada kedalamam 10cm mengalami penurunan sebesar 15,3mm dengan beban maksimum 126,971kg. Penambahan perkuatan pasir dan ban bekas pada kedalamam 20cm penurunan sebesar 15,13mm dengan beban maksimum 136,971kg. Penambahan perkuatan menggunakan cerucuk kayu saja, hasil yang didapatkan sama dengan perkuatan menggunakan ban bekas dan urugan pasir pada kedalaman 10cm, penurunan mencapai 15,67mm dengan beban maksimum 126,971kg. Penambahan perkuatan dengan ban bekas pada kedalamam 10cm dan cerucuk kayu, penurunan mencapai 15,04mm dengan beban maksimum 186,971kg. Penambahan perkuatan dengan ban bekas pada kedalamam 20cm dan cerucuk kayu, penurunan mencapai 15,32mm dengan beban maksimum 196,971kg.

Kata kunci : tanah lunak, cerucuk kayu, ban bekas

## 1. PENDAHULUAN

### Latar Belakang

Tanah merupakan dasar pijakan terakhir untuk menerima pembebanan yang ada diatasnya dalam hal ini berkaitan dengan konstruksi bangunan sipil seperti gedung, jalan, jembatan dan lain-lain. Tanah memiliki peran yang sangat besar ini terhadap kestabilan suatu bangunan di atasnya,maka harus diketahui sifat dan karakteristik dari tanah itu sendiri sebelum para pelaku pembangunan akan melakukan kegiatannya sehingga hasil pekerjaannya nanti dapat dimanfaatkan secara optimum oleh penggunanya. Pada kenyataannya sekarang dalam proyek pembangunan sederhana seperti rumah tinggal, ruko, gedung sekolah, dan lain-lain orang sering melalaikan hasil penyelidikan tanah sehingga bangunan yang dibangun kemudian seringkali mendapat masalah dalam hal penurunan tanah yang otomatis berpengaruh pada penurunan bangunan tersebut.

Perhitungan daya dukung terhadap pondasi plat telah banyak dipelajari, namun untuk perbaikan / perkuatan tanah lunak pada pondjasi plat hanya sedikit yang mempelajarinya. Pada hal perbaikan / perkuatan pada tanah lunak untuk pondasi plat merupakan salah satu faktor penentu kokohnya suatu bangunan. Pada umumnya, permasalahan yang timbul pada konstruksi di atas tanah lempung lunak adalah defleksi, *uplift* yang banyak terjadi pada lapisan lempung *(clay)*, lanau *(silt*), akibat perbedaan tekanan air dan juga sering terjadinya penurunan permukaan (*settlement*). Pemakaian cerucuk sebagai usaha untuk meningkatkan daya dukung tanah secara sederhana yang memiliki beberapa keunggulan antara lain biaya yang relatif murah, bahan mudah didapat, pelaksanaannya sederhana, mudah dikontrol

serta waktu pelaksanaan yang singkat. Pada penelitian ini diharapkan dapat mengetahui perbandingan antara pondasi dengann tanpa perkuatan dan dengan ditambah perkuatan dengan penurunan 10% dari lebar pondasi.

### Tujuan dan Manfaat Penelitian

Penelitian ini bertujuan menghasilkan teknologi aplikatif dari bahan lokal dan limbah buangan untuk problem tanah *Collapsible* dan penanggulangan bencana alam yang bertujuan untuk memperbaiki kekuatan dukung tanah dasar pondasi

Tujuan praktis penelitian ini adalah :

1. Meningkatkan tegangan vertikal yang dapat didukung tanah dan mengurangi penurunan tanah akibat pembebanan dengan menambahkan perkuatan menggunakan cerucuk kayu, Ban bekas dan urugan pasir.
2. Mengetahui penambahan daya dukung vertikal dan penurunan pada tanah lempung lunak akibat pembebanan.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

Damoerin, (2011), menguji pengaruh cerucuk dalam skala laboratorium dengan media tanah komposit. Tujuan penelitian ini adalah untuk mengetahui perkuatan tanah dengan cerucuk pada tanah komposit. Penelitian ini menitikberatkan pada pengaruh panjang dan diameter cerucuk terhadap tegangan deviator (*deviator stress*) terhadap regangan (*strain*). Hasil penelitian disimpulkan, penambahan cerucuk memberikan pengaruh pada peningkatan nilai kohesi (*c*') dan penurunan nilai sudut geser (*Ø*). Penggunaan cerucuk panjang menghasilkan nilai kohesi terbesar pada tanah komposit.

Yudiawati dan Marzuki (2011), Pengujian dilakukan dilapangan dengan pondasi bujur sangkar dengan B = 1 m dengan diameter cerucuk 5 cm, dengan pemberian cerucuk di sekitar area pondasi meningkatkan daya dukung pondasi dan mengurangi penurunan yang terjadi.

Muhzori (2011), Melakukan penelitian studi daya dukung tiang cerucuk pada model skala kecil difokuskan pada daya dukung pondasi telapak bercerucuk dengan ukuran 20x20cm$^2$. Penelitian ini menggunakan *Vane shear test* untuk mengukur kohesi tanah akibat pemasangan cerucuk. Hasil penelitian menunjukkan bahwa jarak tiang cerucuk yang lebih dekat/pendek serta jumlah cerucuk yang semakin banyak akan menyebabkan terjadinya peningkatan daya dukung pondasi telapak yang cukup besar.

Putra, dkk (2009), melakukan penelitian laboratorium dengan menggunakan cerucuk bamboo diameter 0,3cm dan panjang 7,5cm – 15cm. Penelitian ini didasarkan pada panjang dan diameter cerucuk serta pengaruh model pemasangan cerucuk, yaitu secara horisontal dan vertikal dan dimasukkan dalam alat kuat tekan bebas. Berdasarkan hasil penelitian, kekuatan cerucuk vertikal lebih baik dari horizontal, makin panjang dan rapat cerucuk maka kekuatan makin tinggi, serta kadar air makin rendah.

Direktorat Jendral Bina Marga (1999), menerbitkan pedoman teknis mengenai syarat cerucuk yang digunakan untuk mendukung pondasi jalan, seperti pada table 2.1

Table 2.1 Persyaratan Cerucuk Kayu

| Uraian | Persyaratan |
|---|---|
| Diameter | Minimum 8 cm, maksimum 15 cm |
| Panjang | Minimum 3,5 cm, maksimum 6 in |
| Kelurusan | Cukup lurus, tidak belok dan bercabang |
| Kekuatan | Minimum kelas kuat II PKKI 1973 |
| Tegangan | Minimum kelas kuat II untuk mutu A PKKI 1973 |

## 3. LANDASAN TEORI

### Pondasi Plat / Pondasi Dangkal

Definisi pondasi dangkal menurut Terzaghi adalah: apabila kedalaman pondasi lebih kecil dari lebar pondasi, maka pondasi tersebut dikatakan sama dengan pondasi dangkal. Anggapan bahwa penyebaran tegangan pada stuktur pondasi ke tanah dibawahnya yang berupa lapisan penyangga ≤ lebar pondasi. Pada umumnya pondasi dangkal berupa pondasi telapak, yaitu pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah pondasi.

Stabilitas pondasi dangkal dapat ditentukan dengan banyak cara dan stabilitas ini ditentukan oleh beberapa faktor, yaitu:

ISBN: 978-602-60286-0-0

**Kapasitas daya dukung tanah (*Bearing capacity*)**
Kapasitas daya dukung tanah ditentukan berdasarkan:

- Jenis pondasi dangkal, yang meliputi : Bentuk pondasi dangkal , dimensi dan kedalaman pondasi.
- Sifat-sifat tanah : yaitu sifat-sifat tanah dimana pondasi dangkal diletakkan dan terutama erat kaitannya dengan karakteristik srtuktur tanah yang meliputi: γ (Berat volume tanah), C (Cohesi tanah), Ø (Sudut geser dalam)

**Penurunan tanah**
Dalam bidang teknik sipil ada 2 hal yang harus diperhatikan mengenai masalah penurunan, yaitu besarnya penurunan dan waktu terjadinya penurunan.

Besarnya penurunan total yang terjadi adalah pada tanah lunak dapat dihitung menggunakan rumus :

**St = Si + Scp +Scs**

dimana: St : Penurunan total ; Si : Penurunan segera
Scp: Penurunan konsolidasi primer ; Scs : Penurunan konsolidasi sekunder
Penurunan segera (*immediate settlement),* yaitu deformasi tanah sehubungan dengan sifat elastis tanah tanpa perubahan kadar air ( tanpa konsolidasi ).

Phase pertama biasanya langsung terjadi begitu beban diberikan, dan biasanya berkisar antara 0-7 hari, yang mana biasanya terjadi pada tanan lanau, pasir, dan tanah liat dengan derajat kejenuhan ( Sr %) kurang dari 90 %.

Untuk beban terbagi rata dengan luasan flexibel pada lapisan dengan tebal terbatas, besarnya penurunan seketika dapat dihitung dengan rumus:

$$S_i = \frac{q_n B}{E} (1-\mu^2) I_p$$

Dimana, Si : Penurunan seketika
q : Besarnya tegangan kotak.
B : Lebar fondasi
E : Modulus elastis
μ : Angka poison digunakan 0,45 (menurut tabel Bowles, 1968)
*Ip* : Koefisien pengaruh untuk penurunan akibat beban terbagi rata pada luasan fleksibel berbentuk empat persegi panjang.
dengan nilai *Ip* (faktor pengaruh) tergantung dari lokasi titik yang ditinjau dimana penurunan akak dihitung, bentuk dan kekuatan pondasi. Untuk fondasi fleksibel, Terzaghi (1943) menyarankan nilai *Ip* untuk menghitung penurunan pada sudut luasan 4 persegi panjang sebagai berikut :

$$Ip = \frac{1}{\pi} x \left[ \left(\frac{L}{B}\right) ln \left[ \frac{1+\sqrt{(\frac{L}{B})^2+1}}{(\frac{L}{B})} \right] + \ln \left[ \frac{L}{B} + \sqrt{(\frac{L}{B})^2+1} \right] \right]$$

Dengan L dan B adalah panjang dan lebar fondasi. Nilai *Ip* dapat dilihat dari grafik yang dibuat oleh Terzaghi (1943).

Tabel 3.1. Perkiraan Angka Poison (μ) (Bowles, 1968)

| **Macam Tanah** | **μ** |
|---|---|
| Lempung jenuh | 0,4-0,5 |
| Lempung tak jenuh | 0,1-0,3 |
| Lempung berpasir | 0,2-0,3 |
| Lanau | 0,3-0,35 |
| Pasir padat | 0,2-0,4 |
| Pasir kasar (angka pori ,e = 0,4-0,7) | 0,15 |
| Pasir halus (angka pori ,e = 0,4-0,7) | 0,25 |
| Batu (agak tergantung dari macamnya) | 0,1-0,4 |
| Loess | 0,1-0,3 |

(Sumber : Hary Christady, Mekanika Tanah 2)

Besarnya penurunan juga dapat dihitung menggunakan teori elastisitas dimana rumusnya sebagai berikut :

$$P_i = P\ x\ B\ x \frac{1-\mu^2}{E}\ x\ I_p$$

ISBN: 978-602-60286-0-0

Dimana, $P_i$ : Penurunan elastis
$P$ : Tekanan bersih yang dibebankan
B : Lebar fondasi
E : Modulus elastis
μ : Angka poison digunakan 0,25
*Ip* : Koefisien pengaruh untuk penurunan akibat beban terbagi rata pada luasan fleksibel berbentuk empat persegi panjang.

### Distribusi Tegangan Berdasarkan Terzaghi

Tegangan yang terjadi di dalam tanah dapat disebabkan oleh beban yang bekerja di permukaan atau oleh beban akibat berat tanah itu sendiri. Sebuah pondasi yang memikul beban, pada telapaknya mengalami beban merata. Tegangan yang berasal dari beban di permukaan bila kedalamannya bertambah. Sebaliknya, tegangan yang berasal dari berat sendiri tanah akan bertambah bila kedalamannya bertambah. Ada beberapa teori yang menjelaskan tentang menghitung penyebaran tekanan dalam tanah dimana salah satunya adalah cara pendekatan yang dikemukakan oleh Karl Terzaghi.

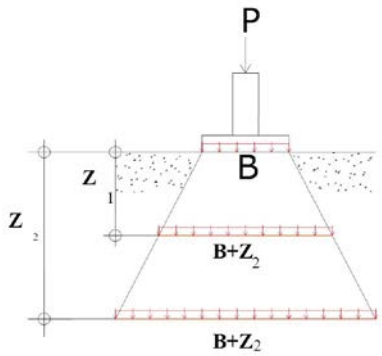
Tekanan yang terjadi dianggap diteruskan kebawah dengan tetap terbagi merata, makin kebawah makin luas dan disebarkan dengan perbandingan kemiringan 2:1.Caranya dengan membuat garis penyebaran beban 2V : 1H . Dalam cara ini, dianggap beban pondasi P yang didukung oleh pyramid yang mempunyai kemiringan sisi 2V : 1H (Gambar 4A) dengan cara ini, nilai tambahan tegangan vertical untuk pondasi telapak berbentuk persegi dinyatakan oleh persamaan:

$$\sigma z = \frac{Q}{(L+z)(B+z)}$$

atau

$$\sigma z = \frac{qLB}{(L+z)(B+z)}$$

Dengan, σz = Tambahan tegangan vertical (kN/m$^2$)
Q = *qLB* = Beban total pada dasar pondasi (kN)
*q* = Beban terbagi rata pada dasar pondasi (kN/m$^2$)
*L* = Lebar pondasi (m)
*B* = Panjang pondasi (m)
*Z* = Kedalaman yang ditinjau (m)




Gambar 3.1. Penyebaran Tekanan Tanah dengan Cara Pendekatan.

## 4. METODOLOGI PENELITIAN

### Persiapan Sample

Sampel tanah lunak yang berasal dari daerah Demak Jawa Tengah yang diambil pada kedalaman -2,0m yang kemudian akan diuji parameternya di laboratorium Mekanika Tanah Fakultas Teknik UAJY.

Parameter yang diuji meliputi pengujian kadar air, berat jenis, berat volume, gradasi, *hydrometer analysis*, batas-batas Atterberg, geser langsung dan konsolidasi.

Setelah parameter tanah diuji dan hasilnya menunjukan bahwa sampel tanah yang diambil sesuai dengan yang diinginkan, selanjutnya tanah dimasukkan kedalam bak uji untuk dilakukan pengujian.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## Lokasi Pengujian

Sampel diambil di daerah Demak Jawa Tengah, karena tanah ini memiliki karakteristik tanah yang cukup berlempung dan lunak. Tanah diambil pada kedalaman -2,0m dari permukaan tanah. Pengujian pembebanan dilakukan di Laboratorium Mekanika Tanah Fakultas Teknik Universitas Atma Jaya Yogyakarta.

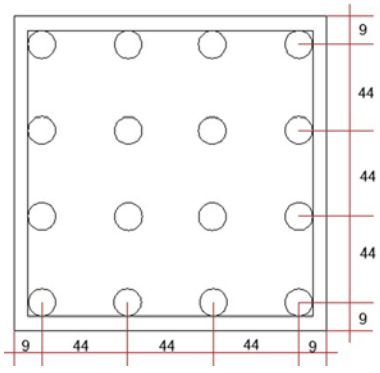
## Alat dan Bahan

Adapun alat dan bahan yyang diperlukan dalam penelitian ini antara lain :

1. Bak pengujian dengan ukuran 100 cm x 100 cm x 80 cm lengkap dengan rangka penahan box beban. Tong terbuat dari rangka besi profil siku dan diberi multiplex setebal 3 cm yang diberi perkuatan plat baja sebagai penutup sisinya
2. Tanah lunak (lempung) yang diambil dari Demak Jawa Tengah dan Pasir lolos saringan nomor 4 tertahan nomor 40 sebagai *drain.*
3. Beban-beban dari tanah yang dibungkus dengan karung dengan berat 10 kg per karung.
4. Box Beban dengan ukuran 80 x 80 x 45 $cm^3$ yang terbuat dari multiplex setebal 3cm.
5. Dial dengan ketelitian 0.01 mm
6. Pipa dengan diameter 2.5 cm
7. Penggaris
8. Stopwatch
9. Alat tulis
10. Kertas folio
11. Perangkat computer dan mesin hitung
12. Peralatan dokumentasi
13. Peralatan laboratorium :
    a. Uji kadar air (ASTM D 2216-71.),
    b. Berat jenis (ASTM D 854-72),
    c. Berat volume (ASTM ASTM D 1883-73),
    d. *Hydrometer analysis* (ASTM D 4227-72).
    e. Batas-batas Atterberg (ASTM D 423-66).
    f. Gradasi/Analisis saringan (ASTM D 423-66).

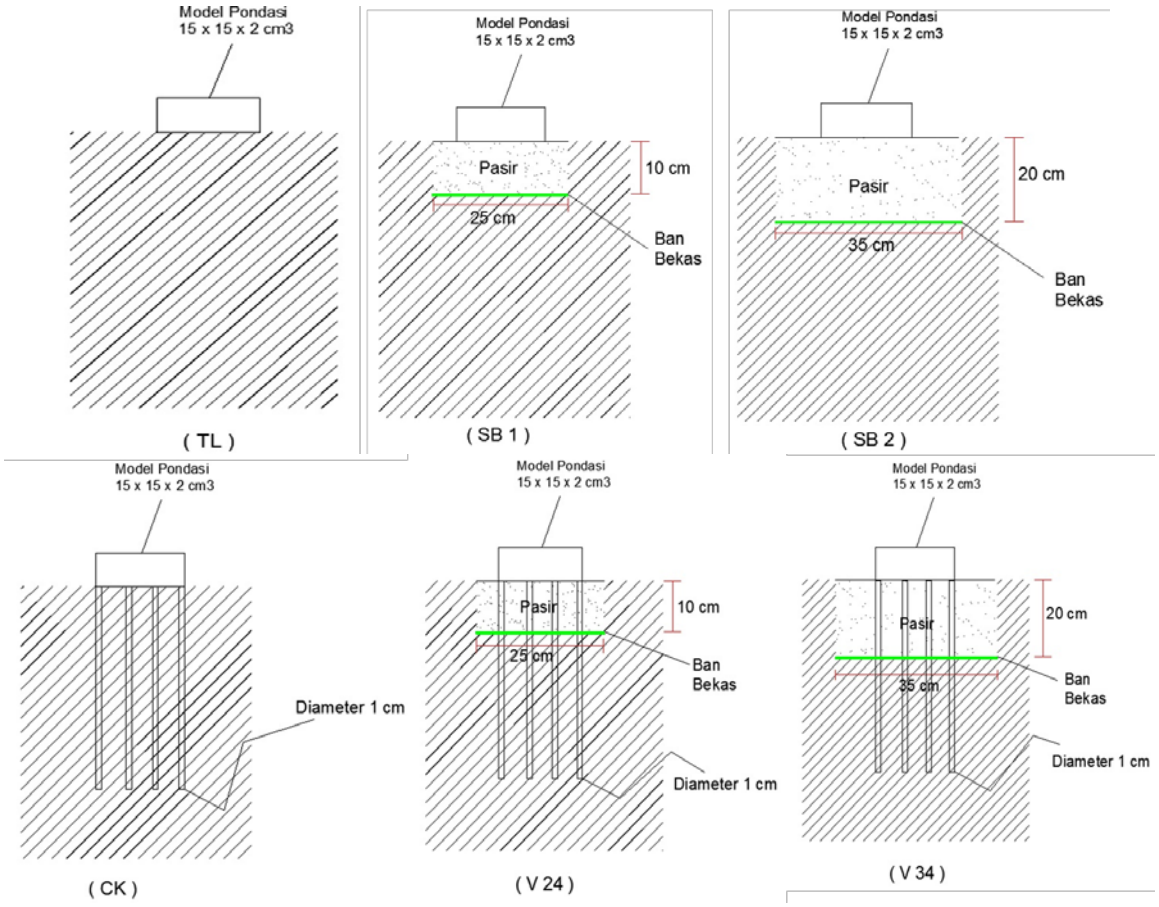
## Model Uji

Pelaksanaan penelitian dilakukan dengan menggunakan box uji dengan ukuran 1 x 1 x 0,8 m3, box uji tersebut akan diisi tanah setebal 70cm. Dalam percobaan kali ini ada yang tanpa menggunakan perkuatan sebagai pembanding, dan percobaan lainya dipasang perkuatan dengan menggunakan ban bekas, urugan pasir dengan kedalaman 10cm dan 20cm lalu dipasang cerucuk kayu dengan diameter yaitu 1cm. Kemudian untuk suatu model pelat pondasi yang digunakan ukuran pondasi 15 x 15 x 2cm3. Pada penilitan kali ini menggunakan 6 model variasi perkuatan pondasi.




Gambar 4.1 Denah Pemasangan Cerucuk

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 4.2. Variasi Pemasangan Perkuatan

Pada penelitian ini, di buat 6 variasi perkuatan pada sample tanah lunak sebagai berikut :

1. Tanpa Perkuatan (TL)
2. Perkuatan pasir dan ban bekas pada -10 cm dari dasar plat (SB1)
3. Perkuatan pasir dan ban bekas pada -20 cm dari dasar plat (SB2)
4. Perkuatan cerucuk ∅1 cm (CK)
5. Variasi 2 & 4 (V24)
6. Variasi 3 & 4 (V34)

## Prosedur Pelaksanaan Pengujian

Sebelum dilakukan penelitian pembebanan, sampel tanah akan diuji untuk mengidentifikasi parameter tanah. Penelitian meliputi pengujian kadar air, berat jenis, berat isi, gradasi, hydrometer analysis, batas-batas Atterberg, geser langsung dan konsolidasi. Hal ini dilakukan untuk mengetahui apakah sampel yanah yang diambil dari lapangan telah memenuhi syarat-syarat sebagai tanah lunak atau tidak. Setelah itu persiapan pembebanan dapat dilakukan.

## Pembacaan Dial dan Pembebanan

Pembebanan dilakukan bertahap dengan kenaikan beban 10kg, penambahan beban dilakukan setiap 60 menit, apabila penurunan kurang dari 0,25mm/jam atau setiap 120 menit bila lebih (ASTM D1143-81). Berat penyangga dan kotak penampung beban serta plat pondasi dianggap sebagai beban awal.

Pembacaan penurunan (dial gauge) setiap 20 menit, pemberian beban dan pembacaan dial ini diteruskan sampai penurunan pondasi plat ≥ 20% dari lebar pondasi, oleh Terzhaqi dan peck disaran beban runtuhpada penurunan 10% lebar pondasi, atau dalam penelitian ini 15mm.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 5. HASIL PENGUJIAN DAN ANALISA DATA

### Data Teknis Tanah

Sampel tanah yang diambil di daerah Demak Jawa Tengah kemudian diuji parameternya di Laboratorium Mekanika Tanah Fakultas Teknik UAJY. Hasil pengujian parameter tanah asli adalah sebagai berikut:

| | |
|---|---|
| Berat jenis (G) | = 2,3452 |
| Berat volume basah (γb) | = 1,71 gr/cm3 |
| Berat volume kering (γk) | = 1,34 gr/cm3 |
| Liquid limit (LL) | = 75 % |
| Plastis limit (PL) | = 36,64 % |
| Plastis indeks (PI) | = 38,36 % |
| Kohesi | = 0,12 kg/cm2 |
| Sudut geser dalam | = 12,54 |
| Kandungan butir ( | butir ≤ 0,005 mm) = 60,15% |

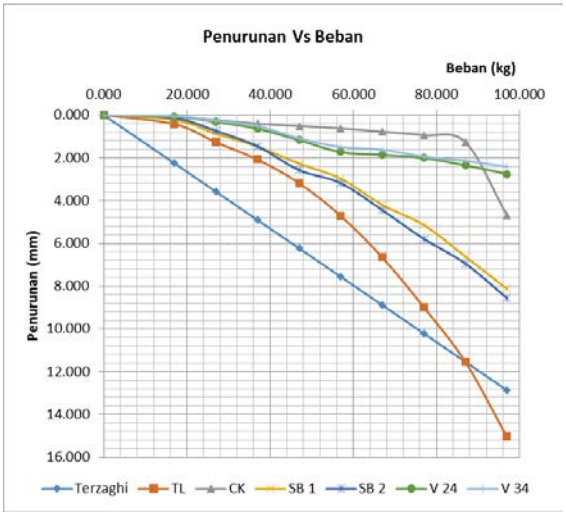
### Analisa Hasil Penelitian

Dari hasil penurunan akibat Beban dan Penurunan diperoleh hasil sebagai berikut :

Tabel 5.1. Perbandingan penurunan dan beban

| Beban | Penurunan ( mm ) | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ( kg ) | Terzaghi | TL | CK | SB 1 | SB 2 | V 24 | V 34 |
| 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 16.971 | 2.252 | 0.420 | 0.090 | 0.220 | 0.140 | 0.070 | 0.050 |
| 26.971 | 3.579 | 1.270 | 0.230 | 0.870 | 0.740 | 0.320 | 0.260 |
| 36.971 | 4.906 | 2.080 | 0.400 | 1.470 | 1.460 | 0.640 | 0.510 |
| 46.971 | 6.233 | 3.180 | 0.510 | 2.270 | 2.570 | 1.170 | 1.090 |
| 56.971 | 7.560 | 4.710 | 0.620 | 2.970 | 3.180 | 1.730 | 1.490 |
| 66.971 | 8.887 | 6.660 | 0.780 | 4.200 | 4.440 | 1.860 | 1.620 |
| 76.971 | 10.214 | 8.990 | 0.940 | 5.140 | 5.790 | 2.010 | 1.940 |
| 86.971 | 11.541 | 11.550 | 1.270 | 6.620 | 6.950 | 2.350 | 2.140 |
| 96.971 | 12.868 | 15.050 | 4.690 | 8.130 | 8.560 | 2.750 | 2.410 |

Dari hasil perbandingan di atas, terlihat bahwa penurunan pada variasi 3 dan 4 (V34) adalah yang paling kecil, kemudian berturut turut mulai dari yang piling kecil adalah V24, SB2, SB1, TL dan terakhir Terzhaqi , seperti bisa diliha pada gragik di bawah ini :




Gambar 5.7 Grafik Penurunan Vs Beban

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 6. KESIMPULAN DAN SARAN

### Kesimpulan

Berdasarkan hasil penelitian dan pembahasan yang telah dilakukan, dapat disimpulkan bahwa :

1. Tanah Lunak tanpa perkuatan (TL) mengalami penurunan yang cukup besar yaitu 15,05mm dengan beban maksimum sebesar 96,971kg.
2. Tanah Lunak dengan perkuatan urugan pasir dan ban bekas kedalaman -10 cm (SB1) mengalami penurunan mencapai 15,3mm dengan beban maksimum 126,971kg.
3. Tanah Lunak dengan perkuatan urugan pasir dan ban bekas kedalaman -20 cm (SB2) mengalami penurunan mencapai 15,13mm dengan beban 136,971kg.
4. Tanah Lunak dengan perkuatan urugan pasir dan Cerucuk (CK) mengalami penurunan mencapai 15,67mm dengan beban maksimum 126,971kg.
5. Tanah Lunak dengan perkuatan urugan pasir dan Variasi 2 dan 4 (V24) mengalami penurunan mencapai15,04mm dengan beban maksimum 186,971kg.
6. Tanah Lunak dengan perkuatan urugan pasir dan Variasi 3 dan 4 (V34) mengalami penurunan mencapai 15,32mm dengan beban maksimum 196,971kg.

### Saran

1. Untuk penelitian selanjutnya sebaiknya mengambil sample tanah pada saat musim hujan agar dapat mengambil sample tanah asli.
2. Skala yang akurat pada bahan perkuatan perlu dilakukan agar mendekati aslinya di lapangan baik pada ban bekas maupun pengikat ban bekas untuk merangkainya menjadi satu, agar pada saat pengujian tidak lepas satu persatu.
3. Untuk pemakaian cerucuk selanjutnya diharapkan dapat dibahas mengenai keawetan dari kayu yang digunakan agar dapat diperhitungkan dan dibandingkan kayu mana yang lebih kuat dan awet yang baik digunakan.

## DAFTAR PUSTAKA


Anonim, (1961). *Peraturan Konstruksi Kayu Indonesia NI-5 PKKI-1961*. Yayasan Penyelidikan Masalah Bangunan, Bandung.

ASTM: *Designation D1143-81: Piles under static axial compressive load*

Das, Braja M. (1995). *Mekanika Tanah (Prinsip Prinsip Rekayasa Geoteknik)*. Jilid I, terjemahan Noor Endah dan Indrasurya B, Mochtar, Jakarta : Erlangga

Damoerin, Rahayu, Nurhayati (2011). “Pengaruh Panjang Cerucuk Terhadap Kekuatan Geser Tanah Komposit dengan Uji Triaxial Terkonsolidasi Tak Terdrainasi”. Jakarta: Prosiding HATTI dan ISGE.

Direktorat Jendral Bina Marga (1999). *Tata Cara Pelaksanaan Pondasi Cerucuk Kayu di Atas Tanah Lembek dan Tanah Gambut*. Pedoman Teknik. Jakarta. PT. Medisa.

Hardiyatmo, H.C. (2002). *Teknik Pondasi 2*. Edisi kedua. Beta Offset, Yogyakarta.

Marzuki, dan Yudiawati (2011). “Pondasi Dangkal di Atas Tanah Lunak dengan Perkuatan Cerucuk Berdasarkan Hasil Percobaan Lapangan”. Prosiding HATTI dan ISGE. Jakarta : HATTI dan ISGE.

Muhrozi. (2001). “Fenomena Cerucuk Sebagai Peningkatan Daya Dukung dan Mereduksi Beban Bangunan di Atas Tanah Lembek”. Http://www.box.com/s diakses 31 Oktober 2012.

Putra, Hakam, dan Yusri (2009). “Peningkatan Kekuatan Geser Tanah dengan Menggunakan Cerucuk”. http://websipil.com/url diakses 31 Oktober 2012.

Terzhaqi, K. and Peck, R.B. (1948). *Soil Mechanic in Engineering Practice*. John Wiley and Sons, New York.


ISBN: 978-602-60286-0-0

# PENGUJIAN MUTU MATERIAL TIMBUNAN BIASA DAERAH GUNUNG SARIAK SEBAGAI TANAH DASAR JALAN

**Rina Yuliet[1], Abdul Hakam[2], dan Febi Adriani[3]**

*[1]Jurusan Teknik Sipil, Universitas Andalas Padang*
*Email: rina@ft.unand.ac.id*
*[2] Jurusan Teknik Sipil, Universitas Andalas Padang*
*Email: ahakam@ft.unand.ac.id*
*[3]Ex Mahasiswa Jurusan Teknik Sipil, Universitas Andalas Padang*

## ABSTRAK

Timbunan biasa atau urugan adalah material yang digunakan untuk mencapai elevasi akhir dari tanah dasar (*subgrade*) jalan. Timbunan biasa juga digunakan untuk pengganti material *existing subgrade* yang tidak memenuhi syarat. Bahan timbunan biasa harus memenuhi persyaratan yang sudah ditentukan, jika tidak memenuhi persyaratan maka perlu dilakukan stabilisasi. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui mutu material timbunan di daerah Gunung Sariak Kecamatan Kuranji Kota Padang yang biasa digunakan sebagai bahan timbunan untuk *subgrade* jalan.. Metoda yang digunakan untuk mengetahui mutu material timbunan adalah berdasarkan standard AASHTO dan USCS. Pengujian mutu material timbunan dilakukan pada contoh tanah terganggu yang diambil pada tiga lokasi yang berbeda. Penelitian ini juga melihat pengaruh penambahan pasir pantai dan pasir sungai terhadap nilai CBR dan pengembangan (*swelling*) tanah dengan variasi pasir pantai dan pasir sungai adalah 10%, 20%, 30% dan 40% dari berat tanah pada kondisi kering udara. Berdasarkan hasil analisa saringan dan uji batas-batas konsistensi maka tanah di daerah Gunung Sariak diklasifikasikan sebagai lanau plastisitas tinggi (MH) menurut USCS atau A-7-5 menurut AASHTO, dimana tanah jenis ini memenuhi persyaratan sebagai material timbunan biasa untuk *subgrade* jalan. Dari hasil uji batas-batas konsistensi maka tanah di daerah tersebut termasuk tanah dengan potensi mengembang sedang. Berdasarkan nilai CBR maka material timbunan daerah Gunung Sariak dapat direkomendasikan sebagai material timbunan biasa untuk *subgrade* jalan. Penambahan pasir sungai jauh lebih baik bila dibandingkan dengan penambahan pasir pantai, dimana penambahan pasir sungai dapat meningkatkan nilai CBR tanah. Sedangkan penambahan pasir pantai dapat menurunkan nilai CBR tanah. Penambahan pasir sungai dapat menurunkan nilai pengembangan yang jauh lebih kecil bila dibandingkan dengan penambahan pasir pantai.

Kata kunci: timbunan biasa, tanah dasar (*subgrade*), Indeks Plastisitas (PI), potensi mengembang

## 1. PENDAHULUAN

Daerah Gunung Sariak Kecamatan Kuranji Kota Padang merupakan daerah *quary* tempat pengambilan material timbunan untuk *subgrade* jalan dan konstruksi sipil lainnya. Tanah di daerah ini sering disebut sebagai tanah *clay* atau tanah merah. (Prihatiningsih dkk, 2014) melakukan pengujian di daerah tersebut dan menyebut tanah ini sebagai tanah lanau berlempung (*clayey silt*) dengan warna coklat kemerahan. Menurut USCS dan AASHTO maka tanah di daerah Gunung Sariak termasuk tanah dengan penilaian sebagai bahan tanah dasar (*subgrade*) biasa sampai jelek. Berdasarkan hal tersebut dirasa perlu untuk mengetahui mutu material timbunan biasa di daerah Gunung Sariak tersebut dengan beberapa pengujian.

## 2. TINJAUAN PUSTAKA

### Material Timbunan

Matarial timbunan (urugan) dapat dibagi menjadi dua sesuai dengan maksud penggunaannya, yaitu timbunan biasa`dan timbunan pilihan. Timbunan biasa adalah timbunan atau urugan yang digunakan untuk mencapai elevasi akhir tanah dasar (*subgrade*) yang disyaratkan dalam gambar perencanaan tanpa maksud khusus lainnya. Timbunan biasa juga digunakan untuk pengganti material *existing subgrade* yang tidak memenuhi syarat. Bahan timbunan biasa harus memenuhi persyaratan dimana timbunan yang dipilih tidak termasuk tanah yang plastisitasnya tinggi yang diklasifikasikan sebagai A-7-6 menurut AASHTO M 145, atau sebagai CH menurut USCS. Tanah timbunan harus memiliki nilai CBR tak kurang dari 6% bila diuji dengan AASHTO T 193. Tanah yang pengembangannya tinggi yang memiliki nilai aktivitas > 1.25 bila diuji dengan AASHTO T 258, tidak boleh digunakan sebagai bahan

timbunan biasa. Timbunan pilihan adalah timbunan atau urugan yang digunakan untuk mencapai elevasi akhir subgrade yang diisyaratkan dalam gambar perencanaan dengan maksud khusus lainnya, misalnya untuk mengurangi tebal lapisan pondasi bawah, untuk memperkecil gaya lateral tekanan tanah di belakang dinding penahan tanah. Bahan timbunan pilihan harus memenuhi persyaratan yaitu terdiri dari bahan tanah berpasir (*sandy clay*), memiliki CBR paling sedikit 10% bila di uji sesuai dengan AASHTO T 193.

## Tanah Dasar (Subgrade)

Tanah dasar merupakan tanah dimana perkerasan dibangun, sebagaimana halnya dengan bangunan sipil lainnya. Pada kasus yang sederhana, tanah dasar dapat terdiri atas tanah asli tanpa perlakuan, sedangkan pada kasus lain yang lebih umum, tanah dasar terdiri atas tanah asli pada galian atau bagian atas timbunan yang dipadatkan.

Sebagai prasarana transportasi darat, perkerasan harus mempunyai permukaan yang selalu rata dan kesat, agar pengguna merasa aman dan nyaman. Dengan dituntutnya perkerasan yang selalu mempunyai permukaan yang rata, maka persyaratan utama yang harus dipenuhi tanah dasar adalah tidak mudah mengalami perubahan bentuk. Tanah dasar yang mengalami perubahan bentuk, baik akibat beban lalu lintas maupun cuaca, akan mengakibatkan perkerasan mengalami kerusakan (gelombang, alur, penurunan) yang kemungkinan diikuti dengan terjadinya retak.

Perubahan bentuk tanah dasar dapat diakibatkan oleh kekuatan atau daya dukung yang rendah (tanah mudah runtuh), pengembangan, penyusutan dan densifikasi tanah dasar serta konsolidasi tanah di bawah tanah dasar. Faktor-faktor tersebut tergantung pada jenis tanah, berat isi kering dan kadar air. Tabel 1 menunjukan tujuan penyelidikan tanah dalam rekayasa pemilihan bahan timbunan untuk jalan.

Tabel 1. Tujuan penyelidikan tanah serta pengujian tambahan yang diperlukan untuk jenis rekayasa pemilihan bahan timbunan

| *Aspek rekayasa yang terkait* | *Tujuan penyelidikan* | *Pengujian tambahan yang diperlukan* |
|---|---|---|
| • Kecocokan bahan galian<br>• Lokasi sumber bahan | • Mengetahui jenis-jenis tanah<br>• Mengetahui mutu tanah sebagai bahan timbunan<br>• Mengetahui indikasi berat isi setelah dipadatkan<br>• Mengetahui jenis alat yang diperlukan untuk pekerjaan tanah | • Pemadatan untuk mendapatkan informasi lebih pasti tentang kepadatan serta pemuaian (bulking) dan penyusutan tanah |

## Identifikasi Tanah Lempung Ekspansif

Identifikasi tanah ekspansif secara tidak langsung dengan menggunakan nilai indeks plastisitas (PI) dan nilai Indeks susut (SI) seperti diperlihatkan pada Tabel 2.

Tabel 2. Korelasi indeks plastisitas, Indeks susut dengan tingkat pengembangan

| *PI (%)* | *SI (%)* | *Tingkat pengembangan* |
|---|---|---|
| <12 | <15 | Rendah |
| 12 – 23 | 13 – 50 | Sedang |
| 23 – 32 | 30 – 40 | Tinggi |
| >32 | >40 | Sangat tinggi |

Sumber : Departemen Pekerjaan Umum, 2005

## Pengujian CBR Laboratorium

CBR (*California Bearing Ratio*) merupakan parameter kekuatan relative yang paling sering digunakan dalam desain perkerasan. Metode pengujian CBR pada dasarnya dilakukan dengan mengukur beban yang diperlukan oleh batang penekan berukuran standard untuk menembus tanah pada kecepatan tertentu. CBR dinyatakan dengan hubungan sebagai berikut :

$$\text{CBR}(\%) = \frac{\text{Beban setelah koreksi}}{\text{Beban s tan dar}} \times 100 \quad (1)$$

ISBN: 978-602-60286-0-0

Nilai CBR biasanya perbandingan beban pada penetrasi 2.54 mm (0.1 in). Apabila perbandingan beban pada penetrasi 5.08 mm (0,20 in) ternyata lebih besar daripada perbandingan pada penetrasi 2.54 mm (0.10 in), maka pengujian perlu diulang. Apabila pengulangan adalah sama maka CBR merupakan perbandingan pada 5.08 mm (0.20 in).

Berdasarkan kondisi tanah di lapangan, maka pengujian CBR dilakukan pada kondisi tanah tidak terendam (*unsoaked*) dan tanah terendam (*soaked*). Pengujian CBR *soaked* dalam pelaksanaannya lebih sulit karena membutuhkan waktu dan biaya yang relatif lebih besar dibandingkan CBR *unsoaked* sedangkan hasil pengujian CBR *unsoaked* sejauh ini selalu menghasilkan daya dukung tanah lebih besar dibandingkan CBR *soaked*. Namun demikian CBR *soaked* adalah kondisi yang sering dialami di lapangan, sehingga di dalam perencanaan perkerasan, nilai CBR *soaked* yang dipergunakan sebagai dasar perhitungan. Nilai pengembangan (*swelling*) dihitung berdasarkan persentase tinggi benda uji sesudah perendaman terhadap tinggi benda uji sebelum proses perendaman seperti pada persamaan berikut :

$$\text{Pengembangan}\,(\%) = \frac{\text{Perubahan tinggi contoh (mm)}}{\text{Tinggi tan ah mula} - \text{mula(mm)}} \times 100 \qquad (2)$$

## 3. METODE PENELITIAN

Berikut adalah gambar daerah lokasi penelitian yang berada di Gunung Sariak Kecamatan Kuranji Kota Padang, dimana daerah tersebut merupakan daerah perbukitan. yang biasa digunakan untuk pengambilan bahan timbunan.




Gambar 1. Lokasi penelitian




Gambar 2. Pengambilan contoh tanah terganggu di daerah Gunung Sariak

Gambar 2 menunjukan proses pengambilan contoh tanah di lokasi penelitian daerah Gunung Sariak Kecamatan Kuranji Kota Padang. Contoh tanah diambil dengan menggunakan alat sederhana seperti cangkul. Kemudian sampel tanah dimasukan kedalam karung dan dibawa ke Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil Universitas Andalas. Untuk pengujian sifat fisik tanah, pengambilan contoh tanah dilakukan di 3 lokasi yang berbeda seperti

ISBN: 978-602-60286-0-0

yang terlihat pada Gambar 1. Sedangkan untuk uji mekanis contoh tanah hanya diambil pada satu lokasi saja yaitu pada titik 3 (Gambar 1).

Jenis pengujian tanah dan metoda yang digunakan pada penelitian ini dapat dilihat pada Tabel 3 berikut ini :

Tabel 3. Metode penelitian

| *Pengujian tanah* | *Metode yang digunakan* |
|---|---|
| Analisa ukuran butir | AASHTO 89-90 |
| Berat jenis tanah | AASHTO T 85 |
| Pengujian konsistensi dan indeks : | |
| • Uji batas`cair | AASHTO T 89 |
| • Uji batas plastis | AASHTO T 90 |
| Pengujian pemadatan ringan | AASHTO T 90 |
| Pengujian CBR di laboratorium | AASHTO T 193 |

## 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

### Hasil Uji Sifat Fisik dan Mekanis Tanah Asli

Tabel 4 menunjukan hasil uji sifat fisik dan mekanis tanah asli (tanpa campuran pasir pantai dan pasir sungai).

Tabel 4. Rekapitulasi hasil uji sifat fisik dan mekanis tanah daerah Gunung Sariak

| *No* | *Jenis Pengujian* | *Hasil* |
|---|---|---|
| 1 | Berat jenis tanah | 2.66 |
| 2 | Batas Cair (LL) | 71.99 % |
| 3 | Batas Plastis (PL) | 51.99 % |
| 4 | Indeks Plastisitas (PI) | 20 % |
| 5 | % Lolos Saringan # 200 | 73.77 % |
| 6 | Kadar air optimum | 42 % |
| 7 | Berat volume kering maximum | 1.19 gr/cm$^3$ |
| 8 | CBR soaked (0.1”) | 7,35 % |
| | CBR soaked (0.2”) | 7,25 % |
| 9 | CBR unsoaked (0.1”) | 8.16 % |
| | CBR unsoaked (0.2”) | 7.68 % |

Dari hasil analisa saringan dan uji batas-batas konsistensi terhadap tanah di daerah Gunung Sariak maka tanah tersebut dapat diklasifikasikan sebagai lanau plastisitas tinggi (MH) menurut USCS atau A-7-5 menurut AASHTO. Jika dilihat dari persyaratan timbunan biasa seperti yang dijelaskan sebelumnya, maka tanah di daerah Gunung Sariak dapat digunakan sebagai material timbunan biasa untuk *subgrade* jalan.

Hasil uji batas-batas konsistensi dapat digunakan untuk mengetahui sifat mengembang dari tanah di daerah Gunung Sariak. Dimana untuk nilai Indeks Plastisitas (PI) yang besarnya 20 %, berdasarkan Tabel 2 maka tanah di daerah tersebut termasuk tanah dengan potensi mengembang sedang. Berdasarkan hal tersebut maka penilaian material timbunan di daeah Gunung sariak perlu dipertimbangkan terhadap potensi pengembangan.

### Hasil Uji Batas-batas Konsistensi dengan Penambahan Pasir Pantai dan Pasir Sungai

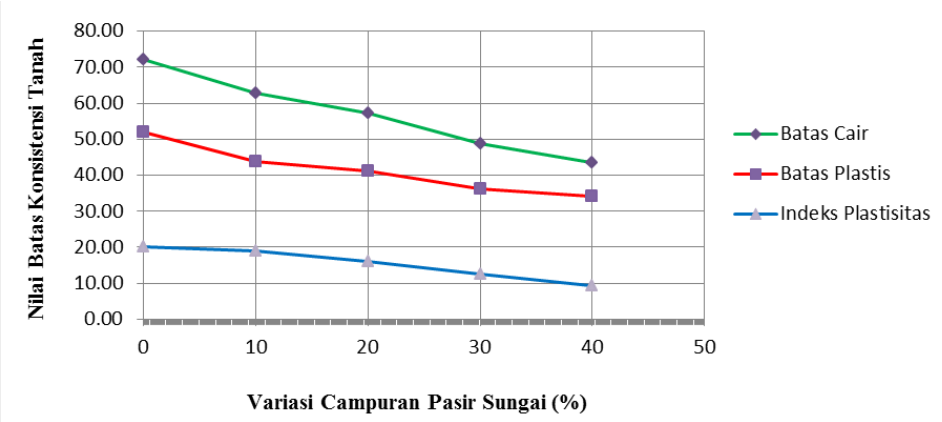
Untuk mengurangi potensi mengembang maka dilakukan stabilisasi tanah dengan penambahan pasir sungai dan pasir pantai. Hasil uji batas-batas konsistensi dengan penambahan pasir sungai dan pasir pantai dapat dilihat pada Tabel 5 berikut ini :

ISBN: 978-602-60286-0-0

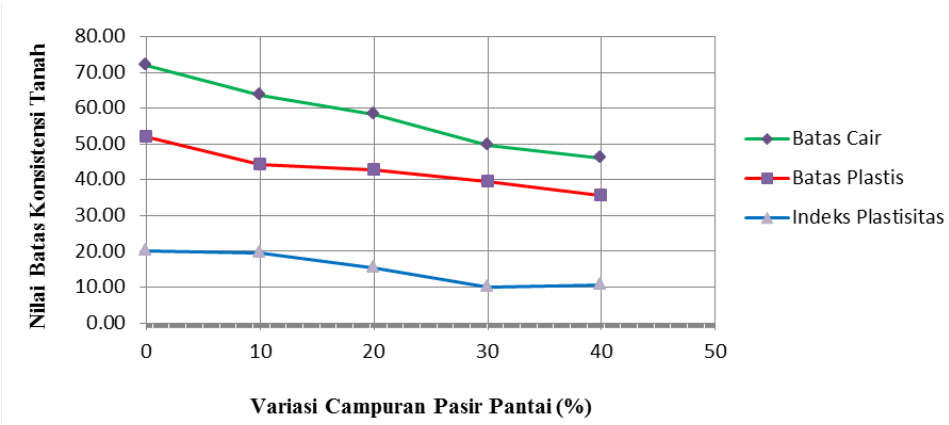
Tabel 5. Rekapitulasi hasil uji batas-batas konsistensi tanah asli dan tanah dengan penambahan pasir pantai dan pasir sungai daerah Gunung Sariak

| *No.* | *Variasi sampel* | *Uji batas-batas Atterbergh* | | |
|---|---|---|---|---|
| | | *Batas cair, LL (%)* | *Batas Plastis, PL (%)* | *Indeks Plastisitas, PI (%)* |
| 1 | Tanah asli | 71.99 | 51.99 | 20 |
| 2 | 90% Tanah asli + 10% Pasir sungai | 62.76 | 43.88 | 18.88 |
| | 80% Tanah asli + 20% Pasir sungai | 57.23 | 41.09 | 16.14 |
| | 70% Tanah asli + 30% Pasir sungai | 48.61 | 36.17 | 12.44 |
| | 60% Tanah asli + 40% Pasir sungai | 43.37 | 34.13 | 9.24 |
| 3 | 90% Tanah asli + 10% Pasir pantai | 63.73 | 44.33 | 19.40 |
| | 80% Tanah asli + 20% Pasir pantai | 58.23 | 42.74 | 15.49 |
| | 70% Tanah asli + 30% Pasir pantai | 49.47 | 39.36 | 10.11 |
| | 60% Tanah asli + 40% Pasir pantai | 46.02 | 35.55 | 10.47 |

Grafik hubungan antara variasi campuran pasir sungai dan pasir pantai vs nilai batas-batas konsistensi dapat dilihat pada Gambar 3 dan Gambar 4 berikut ini :




Gambar 3. Grafik hubungan variasi campuran pasir sungai vs nilai batas-batas konsistensi




Gambar 4. Grafik hubungan variasi campuran pasir pantai vs nilai batas-batas konsistensi

Dari Gambar 3 dan 4 terlihat bahwa berdasarkan nilai batas-batas konsistensi penambahan pasir sungai dan pasir pantai menyebabkan penurunan nilai indeks plastisitas tanah. Hal ini disebabkan karena perubahan komposisi fraksi yaitu bertambahnya fraksi kasar (tertahan saringan No. 200) dan berkuranganya fraksi halus (lolos saringan No. 200).

ISBN: 978-602-60286-0-0

## Hasil Uji CBR Laboratorium dengan Penambahan Pasir Pantai dan pasir sungai

Tabel 6 berikut ini merupakan hasil uji pemadatan pada campuran tanah asli dengan variasi pasir pantai. Pada penelitian ini sampel tanah asli dicampur dengan pasir pantai dengan variasi 10 % dan 20 %. Hal ini dilakukan karena pada kondisi asli nilai CBR tanah asli sudah memenuhi persyaratan sebagai material timbunan biasa yaitu sebesar 7.35% > dari 6% (syarat tiimbunan biasa).

Tabel 6. Hasil pengujian pemadatan tanah dengan variasi pasir pantai dan pasir sungai

| ***Hasil uji pemadatan*** | | ***Variasi campuran tanah dengan pasir*** | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | ***10%*** | ***20%*** | ***30%*** | ***40%*** |
| Pasir pantai | Kadar air optimum (OMC), % | 37.8 | 35 | 33 | 31 |
| | Kepadatan kering maksimum (gr/cm$^3$) | 1.09 | 1.16 | 1.2 | 1.24 |
| Pasir sungai | Kadar air optimum (OMC), % | 40 | 34.4 | 31.7 | 29.9 |
| | Kepadatan kering maksimum (gr/cm$^3$) | 1.12 | 1.15 | 1.19 | 1.24 |

Hasil uji pemadatan menunjukan bahwa penambahan persentase pasir pantai dan pasir sungai dapat meningkatkan nilai berat volume kering maksimum.

Tabel 7. Nilai CBR pasir pantai dan pasir sungai pada kondisi *Soaked* dan *Unsoaked*

| ***Variasi campuran (%)*** | | ***Unsoaked*** | | ***Soaked*** | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | ***0.1”*** | ***0.2”*** | ***0.1”*** | ***0.2”*** |
| Pasir pantai | 10 | 19.57 | 17.67 | 9.86 | 7.67 |
| | 20 | 17.44 | 16.56 | 8.17 | 7.99 |
| | 30 | 16.09 | 16.31 | 7.73 | 8.13 |
| | 40 | 11.48 | 14.05 | 4.64 | 5.92 |
| Pasir sungai | 10 | 8.26 | 8.54 | 7.84 | 7.54 |
| | 20 | 12.75 | 13.2 | 8.26 | 8.83 |
| | 30 | 12.92 | 13.31 | 8.84 | 9.22 |
| | 40 | 13.03 | 13.68 | 9.16 | 9.39 |

Hasil uji CBR seperti yang diperlihatkan pada Tabel 7 menunjukan adanya kecendrungan penurunan nilai CBR seiring dengan penambahan persentase pasir pantai baik pada kondisi unsoaked maupun pada kondisi soaked. Sedangkan untuk penambahan persentase pasir sungai nilai CBR meningkat baik pada kondisi unsoaked maupun pada kondisi soaked.

## Hasil Uji Pengembangan

Uji pengembangan (*swelling*) dilakukan pada kondisi CBR *rendaman (soaked)*. Pada akhir hari keempat, dilakukan pembacaan pada arloji dan perhitungan pengembangan. Dari hasil pengujian didapatkan nilai pengembangan tanah asli sebesar 2.24% .

Tabel 8. Hasil uji pengembangan

| ***Pengembangan*** | ***Variasi campuran tanah dengan pasir*** | | | |
|---|---|---|---|---|
| | ***10%*** | ***20%*** | ***30%*** | ***40%*** |
| Pasir pantai | 1.32 | 1.29 | 1.16 | 0.912 |
| Pasir sungai | 0.328 | 0.312 | 0.304 | 0.296 |

Dari Tabel 8 menunjukan bahwa makin besar persentase penambahan pasir pantai dan pasir sungai mengakibatkan berkurangnya nilai pengembangan dari tanah. Hal ini disebabkan karena berkurangnya nilai indeks plastisitas tanah dan jumlah fraksi campuran tanah lempung. Penambahan pasir sungai dapat menurunkan nilai pengembangan yang jauh lebih kecil bila dibandingkan dengan penambahan pasir pantai.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 5. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil analisa saringan dan uji batas-batas konsistensi maka tanah di daerah Gunung Sariak diklasifikasikan sebagai lanau plastisitas tinggi (MH) menurut USCS atau A-7-5 menurut AASHTO, dimana tanah jenis ini memenuhi persyaratan sebagai material timbunan biasa untuk *subgrade* jalan. Dari hasil uji batas-batas konsistensi maka tanah di daerah tersebut termasuk tanah dengan potensi mengembang sedang. Berdasarkan nilai CBR maka material timbunan daerah Gunung Sariak dapat direkomendasikan sebagai material timbunan biasa untuk *subgrade* jalan. Penambahan pasir sungai jauh lebih baik bila dibandingkan dengan penambahan pasir pantai, dimana penambahan pasir sungai dapat meningkatkan nilai CBR tanah. Sedangkan penambahan pasir pantai dapat menurunkan nilai CBR tanah. Penambahan pasir sungai dapat menurunkan nilai pengembangan yang jauh lebih kecil bila dibandingkan dengan penambahan pasir pantai.

## DAFTAR PUSTAKA

Departemen Pekerjaan Umum Direktorat Jenderal Bina Marga. (2006). *Pedoman penyelidikan dan pengujian tanah dasar untuk pekerjaan jalan*. Pedoman konstruksi bangunan, Pekerjaan tanah dasar Buku 3.

Departemen Pekerjaan Umum. (2005). *Penanganan tanah ekspansif untuk konstruksi jalan*. Pedoman konstruksi bangunan.

Hardiyatmo, H. C. (2006). *Mekanika Tanah 1*, Gadjah Mada University Press.

Prihatiningsih, A. , Sentosa, G.S. dan Kosasih, D. (2014). "Pengendalian pembuatan contoh tanah yang dipadatkan di laboratorium untuk mendapatkan kadar air dan berat isi kering sesuai yang ditargetkan". Prosiding Konferensi Nasional Teknik Sipil 8, Bandung, 16 - 18 Oktober 2014, G – 57

Yuliet, R. (2001). "Studi Perilaku Mengembang dengan Metoda ASTM D4546-90 (A,B,C) dan Kekuatan Geser pada Lempung Montmorillonite Karangnunggal".Thesis.

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# ANALISIS TEKANAN AIR PORI MENGGUNAKAN METODE ELEMEN HINGGA DENGAN PEMODELAN MOHR-COULOMB PADA PLAXIS

**Undayani Cita Sari[1], Sri Prabandiyani Retno Wardani[2], Suharyanto[3] dan Windu Partono[4]**

*[1]Departemen Teknik Sipil, Universitas Diponegoro, Jl. Prof. Soedarto, SH, Semarang*
*Email: undayanicita@yahoo.com*
*[2] Departemen Teknik Sipil, Universitas Diponegoro, Jl. Prof. Soedarto, SH, Semarang*
*Email: wardani_spr@yahoo.com / wardani@live.undip.ac.id*
*[3]Departemen Teknik Sipil, Universitas Diponegoro, Jl. Prof. Soedarto, SH, Semarang*
*Email: suharyanto20@yahoo.co.id*
*[4]Departemen Teknik Sipil, Universitas Diponegoro, Jl. Prof. Soedarto, SH, Semarang*
*Email: windu_bapake_dila@yahoo.com*

## ABSTRAK

Tekanan air pori merupakan salah satu faktor yang dapat mengakibatkan terjadinya rembesan dan mengganggu kestabilan timbunan, terutama timbunan pada struktur bendungan. Hal ini dikarenakan tekanan air pori menyebabkan kekuatan geser dari tanah menurun, disebabkan adanya air di dalam tanah sehingga parameter stabilitas tanah (kepadatan tanah, kohesi, dan sudut geser) menurun. Oleh karena itu diperlukan adanya instrumen pengamatan tekanan air pori dengan menggunakan instrumen piezometer, sehingga dapat dipantau besar dari tekanan pori tersebut untuk mengantisipasi terjadinya ketidakstabilan pada struktur bendungan. Saat ini dalam menganalisis struktur bendungan dapat lebih praktis menggunakan pemodelan pemrograman, salah satunya adalah PLAXIS dimana menerapkan prinsip metode elemen hingga. Namun, hasil yang diperoleh belum tentu sesuai dengan kondisi sebenarnya. Tulisan ini menyajikan hasil penelitian dari Bendungan Sermo dengan menggunakan PLAXIS dan memvalidasi hasil perhitungan dengan hasil pengamatan di lapangan. Perhitungan tekanan air pori dengan bantuan program PLAXIS ini menggunakan pemodelan Mohr-Coulomb. Parameter material pemodelan diperoleh dengan metode *back analysis* agar didapatkan hasil yang sesuai dengan kondisi sebenarnya dilapangan. Tinjauan penelitian terletak pada bagian hilir bendungan pada saat kondisi operasional bendungan. Hasil penelitian menunjukkan bahwa tekanan pori pemodelan PLAXIS lebih besar dari pada pengamatan sebenarnya di lapangan dengan menggunakan instrumen piezometer.

Kata kunci: Pemodelan PLAXIS, piezometer, tekanan air pori

## 1. PENDAHULUAN

Ketidakstabilan pada struktur bendungan dapat menyebabkan kegagalan pada bendungan. Berdasarkan *International Comission on Large Dams* dalam Chi et al. (2015) dari total seluruh bendungan yang mengalami keruntuhan, 70% diantaranya adalah bendungan urugan. Menurut Azdan dan Samekto (2008), kegagalan bendungan ini dapat disebabkan oleh berbagai faktor, antara lain adalah erosi yang dapat diakibatkan rembesan, retakan, longsoran, *overtopping*, gempa, dan lain sebagainya. *Washington Departement of Ecology* (2005) menyampaikan bahwa peristiwa rembesan menempati peringkat kedua penyebab kegagalan bendungan setelah kegagalan akibat air melimpah (*overtopping*). Sehingga, perlu diperhatikan kestabilan terhadap rembesan sebagian salah satu syarat stabilitas bendungan. Peristiwa rembesan air disebabkan adanya ruang kosong diantara butiran air yang memungkinkan air mengalir didalamnya (Craig, 2004).

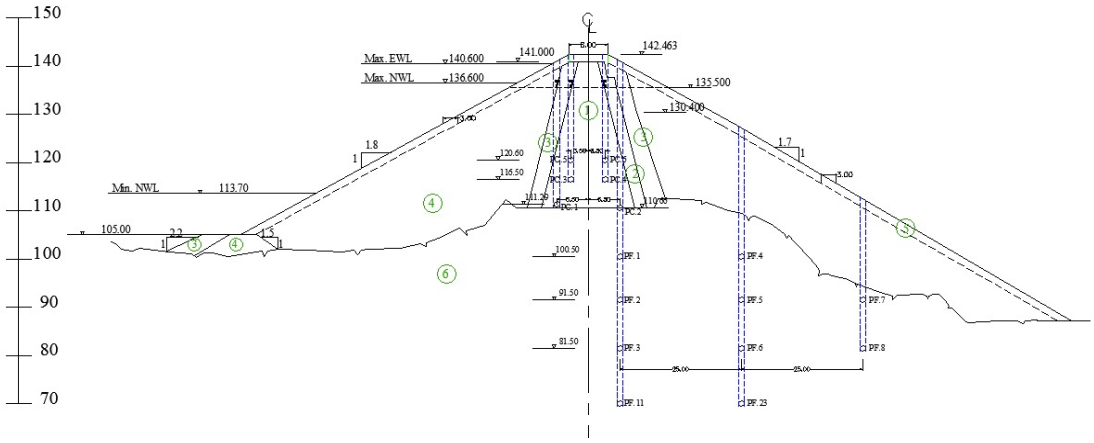
Kemampuan tanah dalam meloloskan air berbeda-beda, tergantung pada permeabilitas jenis tanah. Pada ruang-ruang kosong yang terdapat di antara butiran tanah, terdapat tekanan pori yang muncul karena adanya aliran air di antara butiran tanah tersebut. Tekanan air pori sebagai penyebab terjadinya rembesan dapat mengakibatkan terjadinya kebocoran bendungan dan dapat membahayakan stabilitas bendungan. Peningkatan kandungan air di dalam tubuh bendungan dapat menurunkan kepadatan dan kekuatan geser (kohesi dan sudut geser) antar partikel tanah sehingga stabilitas menurun. Smaalen (1980) dalam Indrawahyuni et al. (2009), menyampaikan bahwa tekanan air pori memiliki nilai besar sebagai tenaga pendorong terjadinya kelongsoran. Konsentrasi air dalam lapisan tanah dapat melunakkan lapisan tanah yang akhimya mereduksi nilai kohesi dan sudut geser dalam sehingga kekuatan gesernya berkurang. Aliran air juga dapat menyebabkan erosi, sehingga keseimbangan lereng menjadi terganggu, karena kurangnya kepadatan dalam struktur tanah timbunan lereng.

US Army Corps of Engineers (2003) menyatakan bahwa tekanan air pori harus diketahui untuk menganalisis stabilitas bendungan saat selesai konstruksi dan selama pengoperasian. Peningkatan tekanan air pori terjadi karena perubahan ketinggian air pada hulu bendungan yang mempengaruhi besar rembesan pada bendungan. Selain itu, tekanan air pori yang terdapat di dalam batuan berpotensi menimbulkan retakan. Hal ini tentu berbahaya karena dapat mengganggu stabilitas dari bendungan tersebut, terutama apabila berada pada pondasi bendungan. Sosrodarsono (1977) menyebutkan bahwa pondasi bendungan harus mempunyai kemampuan daya dukung dan kuat geser yang aman untuk menahan semua jenis beban dan mempertahankan diri terhadap gaya-gaya yang ditimbulkan oleh aliran filtasi.

Salah satu cara praktis yang saat ini sering digunakan untuk menganalisis tingkat kestabilan bendungan adalah dengan mengembangkan model struktur dengan bantuan perangkat lunak PLAXIS. Model analisis yang digunakan dengan menggunakan perangkat lunak ini adalah metode elemen hingga. Permasalahan yang sering muncul pada saat melakukan analisis sabilitas bendungan dengan PLAXIS adalah ketidaksesuaian antara hasil analis model dengan kondisi nyata di lapangan. Oleh sebab itu maka verifikasi hasil perhitungan tekanan air pori dengan pendekatan model PLAXIS dan kondisi nyata di lapangan sangat diperlukan. Tulisan ini bertujuan menyampaikan hasil penelitian untuk melihat pengaruh pemodelan PLAXIS terhadap hasil sebenarnya di lapangan dengan membandingkan nilai tekanan pori hasil analisis PLAXIS dengan pengamatan di lapangan menggunakan instrumen piezometer. Dari hasil penelitian ini maka dapat diketahui bagaimana perbandingan nilai tekanan air pori hasil analisis PLAXIS dengan pengamatan sebenarnya di lapangan. Model PLAXIS yang diterapkan pada penelitian ini adalah model Mohr-Coulomb dengan parameter material ditentukan dengan metode *back analysis*. Penelitian ini mengambil lokasi studi pada Bendungan Sermo, yang terletak di Desa Hargowilis, Kecamatan Kokap, Kabupaten Kulon Progo, Daerah Istimewa Yogyakarta. Bendungan Sermo ini merupakan bendungan tipe urugan batu dengan inti kedap air dari lempung. Sebagai batasan masalah pada penelitian ini maka tinjauan tekanan pori diambil pada nilai tekanan pori di zona *bedrock* dari Bendungan dimana dekat dengan lokasi penempatan V-Notch.

## 2. BENDUNGAN SERMO

Bendungan adalah bangunan berupa urugan tanah, urugan batu, beton, dan/ atau pasangan batu yang dibangun selain untuk menahan dan menampung air, juga untuk menahan dan menampung limbah tambang (*tailing*) atau menampung lumpur sehingga terbentuk waduk (PP No. 37 Th. 2010). Salah satu tipe bendungan adalah bendungan zonal, yang terdiri zona lolos air (*shell*), zona kedap air (*core*), dan zona *filter* (Sosrodarsono, 1977). Bendungan Sermo termasuk dalam tipe bendungan zonal. Pada zona bedrock dari Bendungan Sermo, yang merupakan pondasi dari bendungan, terdiri dari breksi andesit dengan beberapa interkalasi lava andesit. Formasi ini termasuk dalam Formasi Andesit Tua sebagai bagian dari salah satu formasi batuan yang berada di daerah Kulon Progo, dimana Bendungan Sermo berada, yang berumur Oligo-Miosen. Penelitian ini meninjau bagian melintang dari Bendungan Sermo tepatnya pada sta 12. Penampang melintang dan penempatan piezometer pada Bendungan Sermo yang ditinjau pada penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 1 (Departemen Pekerjaan Umum, 1994). Gambar 2 (a) menunjukkan posisi Bendungan Sermo pada bagian hulu, sedangkan Gambar 2 (b) menunjukkan bagian atas dari tubuh Bendungan Sermo.




Gambar 1 Penempatan Piezometer pada Penampang Melintang Bendungan Sermo
(Departemen Pekerjaan Umum, 1994)

Keterangan:
1 = Zona inti kedap air (*core*), berupa urugan lempung.

ISBN: 978-602-60286-0-0

2 = Zona *filter*, berupa pasir sedang berkerikil halus.
3 = Zona transisi, berupa batuan breksi vulkanik diameter butir maks. 60 cm.
4 = Zona urugan batuan (*shell*), berupa batuan breksi vulkanik diameter maks. 100 cm.
5 = Zona rip-rap, berupa batuan breksi vulkanik berat maksimum setiap butir 450 kg.
6 = *Bedrock*, berupa batuan breksi andesit dengan beberapa interkalasi lava andesit.
PC = Piezometer *Core*.
PF = Piezometer *Foundation*.



Gambar 2 (a) Hulu Bendungan Sermo



Gambar 2 (b) Bagian Atas Bendungan Sermo

## 3. PENGAMATAN TEKANAN AIR PORI PADA PIEZOMETER

Piezometer digunakan untuk mengetahui tekanan air pori yang bekerja pada bendungan (US Army Corps of Engineers, 1995). Bendungan Sermo menggunakan jenis piezometer elektrik. Cara kerja peralatan ini adalah dengan mengukur tekanan cairan pada peralatan piezometer dengan cara mengukur ketinggian permukaan cairan pada kolom cairan pada saat cairan di dalamnya naik setinggi H (melawan arah gravitasi), atau dengan menggunakan perangkat yang mengukur tekanan dari tanah pada titik tertentu. Nilai dari ketinggian kolom (H) ini kemudian dihitung dengan Persamaan 1 (Departemen Pekerjaan Umum, 2015), untuk mendapatkan tinggi piezometer dalam satuan meter yang dibaca oleh pengamat di lapangan secara otomatis pada komputer (nilai reading). Persamaan 1 menunjukkan formula untuk mengkonversikan tinggi cairan di dalam kolom piezometer dari satuan miliAmpere ke $mH_2O$.

$$reading = \frac{H - 4.0609}{0.0159362} x 0.1022 \quad (1)$$

dengan
reading = Tinggi tekanan air pori piezometer ($mH_20$),
H = Tinggi cairan pada kolom piezometer (miliAmpere)
Catatan : Setiap titik piezometer memiliki persamaan konversi yang berbeda-beda

Nilai *reading* ini kemudian digunakan untuk menentukan ketinggian atau elevasi dari tekanan piezometer tersebut, yang ditunjukkan pada Persamaan 2 (Departemen Pekerjaan Umum, 2015).

$$Hp' = reading + Hp \quad (2)$$

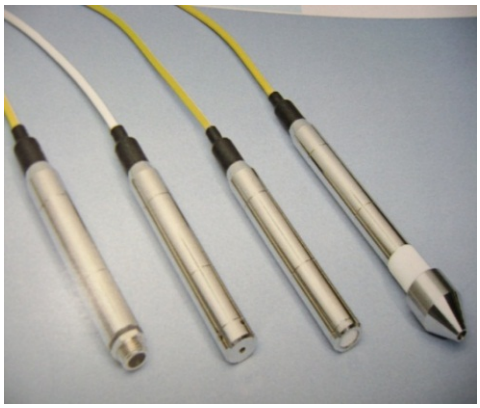
dengan
Hp’ = Elevasi piezometer
Elevasi atau ketinggian tekanan air pori piezometer pada bendungan (m)
*reading* = Tinggi tekanan air pori piezometer (m)
Hp = *Installed elevation*
Elevasi pemasangan piezometer yang ditinjau (m)

Contoh posisi penempatan piezometer yang dipasang di lapangan dapat dilihat pada Gambar 3 (a), yang penempatannya terletak pada Gambar 2 (b). Piezometer elektrik yang dipasang pada Bendungan Sermo, dapat di lihat pada Gambar 3 (b). Sedangkan Gambar 3 (c) menunjukkan multiplexer, yaitu alat tranformasi pembacaan data piezometer dengan menggunakan software multilogger (dari pembacaan miliAmpere ke $mH_20$).

ISBN: 978-602-60286-0-0



Gambar 3 (a) Piezometer pada Bendungan
(Departemen Pekerjaan Umum, 2015)



Gambar 3 (b) Piezometer Elektrik
(Departemen Pekerjaan Umum, 2015)



Gambar 3 (c) Alat Multilogger
(Departemen Pekerjaan Umum, 2015)

## 4. PEMODELAN BENDUNGAN SERMO

Metode elemen hingga adalah suatu cara penyelesaian numeris untuk meyelesaikan analisis sebuah struktur dengan cara diskretisasi (*meshing*) (Brinkgreve, 2007). Pada keadaan ini struktur bendungan dibagi menjadi elemen-elemen kecil yang dihubungkan dengan titik – titik nodal. Persamaan keseimbangan akibat gaya-gaya yang bekerja pada struktur yang dianalisis, kemudian dibuat dalam bentuk perpindahan pada tiap-tiap nodal elemen. Salah satu perangkat lunak yang dapat digunakan untuk membantu menerapkan prinsip dari metode eleman hingga pada bendungan adalah program PLAXIS.

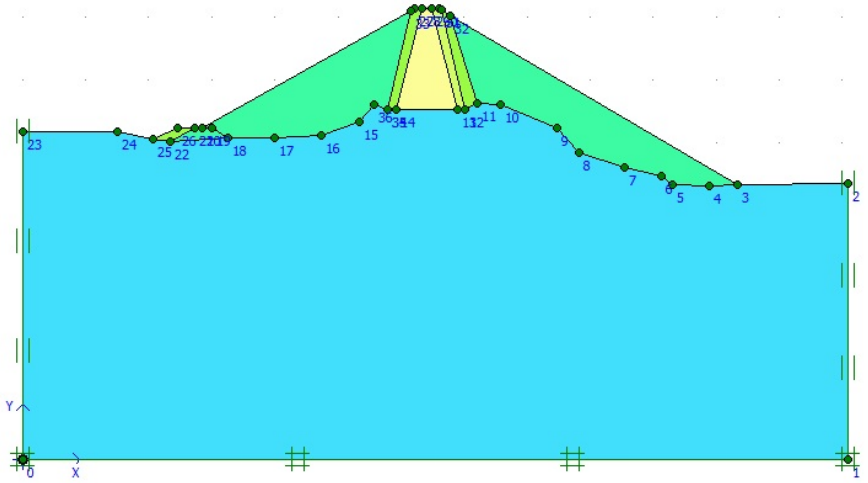
Semakin halus diskretisasi yang dilakukan, maka makin banyak pula elemen-elemen yang terbentuk, sehingga hasil yang diperoleh akan semakin akurat. Hasil penelitian Galahi (2010) menyimpulkan bahwa dalam menganalisis PLAXIS 2D dengan menggunakan meshing kasar didapatkan error sebesar 3.0%, sedangkan bila menggunakan meshing yang lebih halus, maka didapat *error* sebesar 0.2%. Oleh karena itu, penghalusan (*meshing*) pada struktur sangat diperlukan. Dilain pihak, perhitungan menggunakan *meshing* yang lebih halus membutuhkan waktu analisis yang lebih lama. Pada penelitian ini menggunakan jenis *meshing* halus yang diharapkan dapat memberikan hasil yang lebih akurat karena memiliki jumlah elemen yang semakin banyak. Pemodelan penampang melintang Bendungan Sermo pada PLAXIS yang dianalisis pada penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 4.

### Parameter material pemodelan

Pada penelitian ini menggunakan pemodelan Mohr-Coulomb. Pemodelan ini membutuhkan parameter material yang sesuai dengan desain setiap zona yang ada pada bendungan. Parameter material yang dibutuhkan yaitu berat volume, kohesi, sudut geser, koefisien permeabilitas, modulus Young dan angka Poisson. Parameter material pada Bendungan Sermo ini ditentukan berdasarkan data-data yang diperoleh dari penyelidikan tanah Caturbina Guna Persada (2005) untuk mendapatkan berat volume, kohesi, dan sudut geser. Sedangkan untuk parameter koefisien

ISBN: 978-602-60286-0-0

permeabilitas menggunakan data pengujian pelaksanaan lapangan berdasarkan Departemen Pekerjaan Umum (1996). Pada data parameter *bedrock* menggunakan data desain Departemen Pekerjaan Umum (1985).



Gambar 4. Pemodelan Penampang Melintang Bendungan Sermo

Nilai parameter modulus Young dan angka Poisson pada zona *core* ditentukan menggunakan metode *back analysis* dengan kalibrasi menggunakan *settlement gauge*, sedangkan untuk nilai koefisien permeabilitas *bedrock* dikalibrasikan dengan debit rembesan V-Notch. Hal ini dikarenakan ternyata simulasi menunjukkan bahwa pada penelitian ini, permeabilitas *bedrock* memberikan pengaruh terhadap perhitungan debit rembesan. Sehingga diperoleh nilai parameter material yang ditampilkan pada Tabel 1.

Tabel 1. Nilai Parameter Material PLAXIS Bendungan Sermo

| No | Parameter | Unit | *Core* | *Filter* | Transisi | *Shell* | *Bedrock***** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | $\gamma_{saturated}$* | kN/m$^3$ | 18.74 | 21.00 | 21.70 | 21.00 | 21.82 |
| | $\gamma_{unsaturated}$* | kN/m$^3$ | 15.41 | 18.50 | 21.60 | 20.00 | 20.12 |
| 2 | Kohesi (*c*)* | kN/m$^2$ | 8.3 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 680 |
| 3 | Sudut geser dalam (ø)* | ° | 32 | 35 | 35 | 43 | 55 |
| 4 | Koef. permeabilitas (*k*)** | m/hari | 2.32 x 10$^{-4}$ | 134.10 | 14.292 | 12154.69 | 8.53 |
| 5 | ModulusYoung (*E*)*** | kN/m$^2$ | 5500 | 6000 | 8000 | 200000 | 210000 |
| 6 | Angka Poisson (*v*)*** | - | 0.45 | 0.30 | 0.30 | 0.35 | 0.45 |

Berdasarkan hasil analisis tahun 2016, dengan :

* Penyelidikan lapangan Caturbina Guna Persada, 2005

** *Core* : Penyelidikan lapangan Caturbina Guna Persada, 2005
*Filter*, *Transisi*, *Shell* : Data Gradasi butir pelaksanaan lapangan, Departemen Pekerjaan Umum 1996
*Bedrock* : Kalibrasi debit rembesan pada V-Notch

*** Kalibrasi penurunan pada *settlement gauge*

**** Data desain Departemen Pekerjaan Umum, 1985

## Penentuan tinggi muka air

Penelitian dilakukan dengan melakukan simulasi pemodelan PLAXIS, pada ketinggian muka air 126.33 meter, 133.47 meter, 136.60 meter, dan 136.71 meter. Pemilihan ketinggian muka air ini disesuaikan dengan pencatatan piezometer dimana mempengaruhi ketersediaan data pencatatan tekanan air porinya. Nilai tekanan air pori kemudian di-plot-kan pada penampang melintang bendungan, sehingga dapat diperoleh nilai maksimum tekanan air pori pada bagian hilir bendungan beserta koordinatnya.

Pada hasil analisis pemodelan dengan PLAXIS, didapat nilai tekanan air pori pada setiap *stress point*. Pemilihan *stress point* yang ditinjau adalah berdasarkan koordinat yang paling mendekati pada koordinat pencatatan tekanan air pori piezometer pada hilir bendungan. Sehingga dapat dibandingkan nilai tekanan air pori analisis menggunakan PLAXIS dan piezometer pada kondisi tinggi muka air yang dianalisis tersebut.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## 5. HASIL PENELITIAN DAN PEMBAHASAN

Berdasarkan ketinggian muka air yang digunakan pada penelitian ini, maka didapat hasil tekanan air pori pencatatan piezometer dan koordinatnya sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 2. Tabel 2 ini menampilkan tekanan air pori pencatatan piezometer pada sta 12 Bendungan Sermo. Berdasarkan Tabel 2 dapat dilihat bahwa pada tinggi muka air 126.33 meter tidak ada tekanan air pori yang berada di zona *shell* (dilihat dari koordinat y nya dan disesuaikan dengan Gambar 1). Begitu pula dengan tinggi muka air 133.47 meter; 136.60 meter, dan 136.71 meter. Oleh karena itu pada penelitian ini untuk sta 12 ditinjau pada bagian hilir di zona *bedrock*. Pemilihan piezometer yang digunakan adalah pada piezometer pondasi yang terletak pada bagian paling hilir sehingga dekat dengan penempatan V-Notch, yaitu PF-7 dan PF-8. Berdasarkan hasil penelitian pada Bendungan Duhok, Noori dan Ismaeel (2011) menyampaikan bahwa semakin bertambah tinggi muka air maka tekanan air porinya juga akan meningkat. Hal ini bertentangan dengan data pencatatan piezometer pada PF-7. Sehingga pada penelitian ini diambil data tekanan air pori pada PF-8.

Hasil komparasi tekanan air pori antara PLAXIS dengan pengamatan piezometer sta 12 pada kondisi operasional yang ditinjau pada PF-8 dapat dilihat pada Tabel 3. Sedangkan untuk perbandingan nilai *groundwtar head*-nya dapat dilihat pada Tabel 4. Sehingga, dapat dibuat grafiknya yang ditunjukkan pada Gambar 5 dan Gambar 6.

Tabel 2. Hasil Tekanan Air Pori Pencatatan Piezometer dan Koordinatnya pada sta 12 (Departemen Pekerjaan Umum, 2015)

| | Kondisi TMA 126.33 Meter | | | Kondisi TMA 133.47 Meter | | | Kondisi TMA 136.60 Meter | | | Kondisi TMA 136.71 Meter | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Koord x | Koord y | Tekanan Air Pori (kPa) | Koord x | Koord y | Tekanan Air Pori (kPa) | Koord x | Koord y | Tekanan Air Pori (kPa) | Koord x | Koord y | Tekanan Air Pori (kPa) |
| PF-1 | 134.75 | 118.220 | 177.200 | 134.75 | 121.997 | 214.973 | 134.75 | 123.966 | 234.661 | 134.75 | 123.613 | 231.134 |
| PF-2 | 134.75 | 116.710 | 252.100 | 134.75 | 120.379 | 288.787 | 134.75 | 122.213 | 307.128 | 134.75 | 118.456 | 269.559 |
| PF-3 | 134.75 | 91.325 | 98.250 | 134.75 | 92.704 | 112.043 | 134.75 | 93.871 | 123.715 | 134.75 | 92.308 | 108.077 |
| PF-4 | 159.75 | 99.686 | -8.140 | 159.75 | 99.943 | -5.573 | 159.75 | 99.789 | -7.112 | 159.75 | 101.929 | 14.294 |
| PF-5 | 159.75 | 92.559 | 10.590 | 159.75 | 93.046 | 15.462 | 159.75 | 93.559 | 20.592 | 159.75 | 93.331 | 18.306 |
| PF-6 | 159.75 | 78.486 | -50.140 | 159.75 | 78.768 | -47.322 | 159.75 | 79.063 | -44.372 | 159.75 | 102.230 | 187.301 |
| PF-7 | 184.75 | 89.737 | -17.630 | 184.75 | 89.731 | -17.694 | 184.75 | 89.705 | -17.950 | 184.75 | 90.898 | -6.016 |
| PF-8 | 184.75 | 84.842 | 33.420 | 184.75 | 85.682 | 41.820 | 184.75 | 86.048 | 45.475 | 184.75 | 86.460 | 49.603 |
| PF-11 | 134.75 | 88.027 | 165.270 | 134.75 | 89.214 | 177.135 | 134.75 | 89.624 | 181.240 | 134.75 | 89.986 | 184.860 |
| PF-23 | 159.75 | 90.092 | 185.920 | 159.75 | 90.426 | 189.256 | 159.75 | 90.676 | 191.757 | 159.75 | 84.865 | 133.651 |
| PC-1 | 121.75 | 125.329 | 140.389 | 121.75 | 131.691 | 204.006 | 121.75 | 134.448 | 231.582 | 121.75 | 128.221 | 169.306 |
| PC-2 | 134.75 | 114.258 | 35.984 | 134.75 | 116.618 | 59.584 | 134.75 | 118.029 | 73.693 | 134.75 | 115.846 | 51.863 |
| PC-3 | 124.75 | 130.558 | 140.581 | 124.75 | 133.457 | 169.568 | 124.75 | 132.405 | 159.051 | 124.75 | 141.363 | 248.629 |
| PC-4 | 131.75 | 119.701 | 32.008 | 131.75 | 120.214 | 37.138 | 131.75 | 120.541 | 40.409 | 131.75 | 131.338 | 148.382 |
| PC-5 | 124.75 | 132.330 | 117.302 | 124.75 | 135.857 | 152.573 | 124.75 | 134.446 | 138.465 | 124.75 | 110.957 | -96.432 |
| PC-6 | 131.75 | 146.490 | 258.902 | 131.75 | 140.667 | 200.671 | 131.75 | 132.458 | 118.584 | 131.75 | 117.843 | -27.574 |

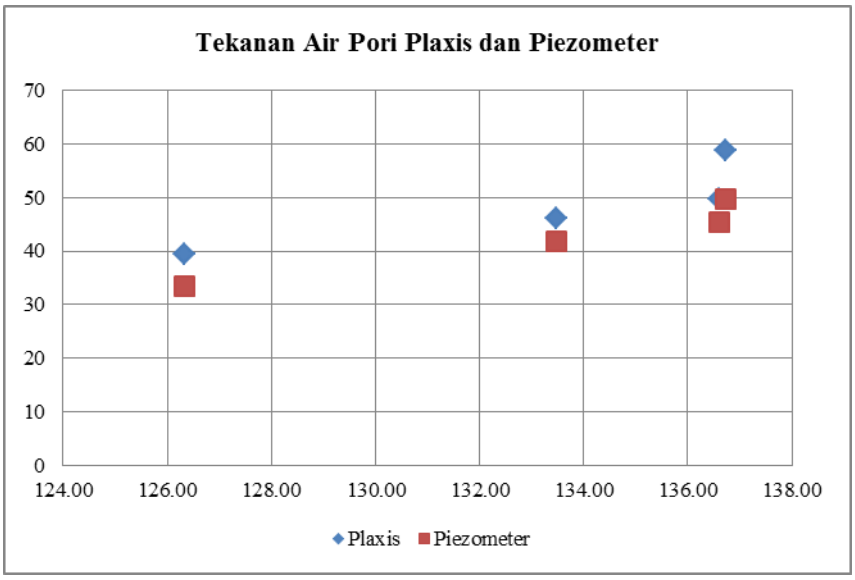
Tabel 3. Hasil Analisis Tekanan Pori PLAXIS dan Piezometer sta 12 Bendungan Sermo

| No | Operasional | | Tekanan Air Pori (kPa) | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Tanggal | TMA (m) | PLAXIS | Piezometer | Deviasi (%) |
| 1 | 16-Okt-02 | 126.33 | 39.468 | 33.420 | 18.097 |
| 2 | 07-Jun-02 | 133.47 | 46.098 | 41.820 | 10.230 |
| 3 | 29-Apr-01 | 136.60 | 49.693 | 45.475 | 9.275 |
| 4 | 12-Feb-14 | 136.73 | 58.903 | 49.603 | 18.750 |

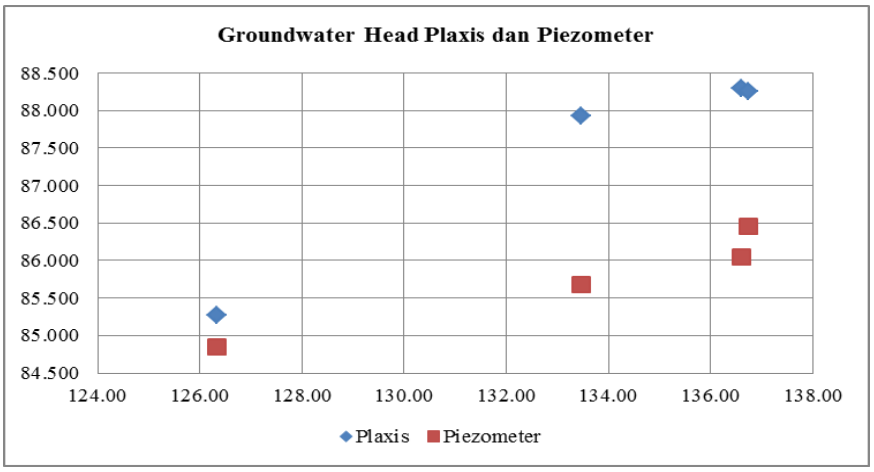
Tabel 4. Hasil Analisis *Groundwater Head* PLAXIS dan Piezometer sta 12 Bendungan Sermo

| No | Operasional | | *Groundwater Head* (m) | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Tanggal | TMA (m) | PLAXIS | Piezometer | Deviasi (%) |
| 1 | 16-Okt-02 | 126.33 | 85.268 | 84.842 | 0.502 |
| 2 | 07-Jun-02 | 133.47 | 87.933 | 85.682 | 2.627 |
| 3 | 29-Apr-01 | 136.60 | 88.300 | 86.048 | 2.617 |
| 4 | 12-Feb-14 | 136.73 | 88.25 | 86.46 | 2.070 |

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 5. Perbandingan Tekanan Air Pori PLAXIS dan Piezometer




Gambar 6. Perbandingan *Groundwater Head* PLAXIS dan Piezometer

Hasil analisis tekanan air pori dan *groundwater head* secara numerikal dengan PLAXIS lebih besar dari pada hasil pengamatan pada lapangan dengan menggunakan piezometer, dengan deviasi yang cukup besar pada hasil komparasi tekanan air porinya. Deviasi yang besar ini dapat terjadi karena adanya waktu delay dimana air mengalir dari hulu ke hilir bendungan, yang berpengaruh pada ketepatan pengukuran instrumen. Nilai hasil analisis numerikal yang lebih besar dari pada pengamatannya sesuai dengan penelitian Akhtarpour, et al. (2015) pada Bendungan Masjed-E-Soleyman, bahwa hasil tekanan air pori yang dianalisis secara numerikal (dengan pemodelan PLAXIS) memiliki nilai yang lebih besar dari pada hasil pada pengamatan sebenarnya dengan menggunakan piezometer. Pada penelitian Akhtarpour, et al. (2015) tersebut, deviasi yang terjadi cukup besar mencapai 88% yang diukur pada saat pengisian pertama bendungan dimana nilai tekanan air pori numerikal adalah 956 kPa, sedangkan tekanan air pori pengamatan piezometer adalah sebesar 509 kPa.

Selain itu, penelitian yang dilakukan oleh Joseph (2013) yang mengkomparasikan hasil tekanan pori pemodelan PLAXIS 2D dan 3D dengan dua instrumen piezometer di lapangan, yaitu P5 dan P6, pada timbunan lempung dengan menggunakan model *soft soil* pada material lempungnya. Hasil menunjukkan bahwa terdapat nilai tekanan pori P5 melebihi nilai dari analisis 2D dan 3D, sedangkan untuk analisis pada P6 menunjukkan bahwa nilai hasil tekanan air porinya kurang dari hasil analisis baik dengan 2D maupun 3D. Begitu pula dengan hasil penelitian Keyvanipour et al. (2013) pada Bendungan Sirjan dengan menggunakan PLAXIS dimana model yang digunakan adalah Mohr-Coulomb, bahwa nilai tekanan pori yang diamati pada dua piezometer ada yang lebih besar dan ada yang lebih rendah dari pada hasil analisis dengan PLAXIS, meskipun hasil secara numerikal secara umum lebih

ISBN: 978-602-60286-0-0

besar dari pada pengamatan lapangan. Begitu pula dengan Morton et al. (2008) dengan hasil bahwa nilai tekanan pori piezometer ada yang lebih besar dan ada yang lebih kecil terhadap hasil analisis. Sedangkan, Fatahi et al. (2013) dengan menggunakan dua jenis pemodelan mendapatkan hasil bahwa tekanan pori piezometer lebih besar dari pada hasil tekanan pori dengan model *soft soil*, tetapi jika menggunakan model *soft soil creep* maka hasil yang diperoleh adalah sebaliknya.

Pada penelitian ini menggunakan metode Mohr-Coulomb, dimana menurut Keyvanipour et al. (2013) pada penelitiannya dengan membandingkan hasil pemodelan Mohr-Coulomb dan pemodelan Hardening menyatakan bahwa pemodelan dengan Mohr-Coulomb ini dapat diterima dan digunakan untuk mengetahui perilaku konstruksi. Sehingga, meskipun hasil penelitian tersebut berbeda-beda tergantung metode yang digunakan, tetapi memiliki kesamaan dalam pola yang ditunjukkan. Pada penelitian ini dapat dilihat bahwa semakin tinggi tinggi muka air yang digunakan dalam penelitian maka semakin tinggi pula tekanan air pori dan *groundwater head* yang terjadi. Sebagaimana pada penelitian Pandian et al. (2016) yang menggunakan program FEFLOW yang menerapkan prinsip metode elemen hingga, dimana nilai *groundwater head* pengukuran dengan simulasi memberikan deviasi yang besar tetapi memiliki pola yang sama.

## 6. KESIMPULAN

Penelitian ini dilakukan pada salah satu penampang melintang Bendungan Sermo, yaitu sta 12 dengan penentuan tinggi muka air berdasarkan ketersediaan data pencatatan piezometer. Komparasi pada pemrograman PLAXIS yang menerapkan prinsip metode elemen hingga dilakukan menggunakan pemodelan Mohr-Coulomb, dengan cara mengamati setiap *stress point* yang memiliki koordinat sama dengan piezometer yang ditinjau, yang terletak pada bagian hilir dekat dengan V-Notch (zona *bedrock*). Hasil penelitian menunjukkan bahwa nilai tekanan air pori PLAXIS lebih besar dari pada hasil pengamatan instrumen piezometer di lapangan pada bagian hilir bendungan tersebut.

## DAFTAR PUSTAKA


Akhtarpour, A., Soroush, A., Salari, M. (2015). “Pore Water Pressure Development and Dissipation in Core of Masjed-E-Soleyman Rockfill Dam. Hydropower’15”, Stavanger, Norway, 15-16 Juni 2015,.

Azdan, M.D., dan Samekto, C. (2008). “Kritisnya Kondisi Bendungan di Indonesia”. Seminar Nasional Bendungan Besar, Surabaya, 2 – 3 Juli 2008.

Brinkgreve, R.B.J. (2007). *Manual Acuan PLAXIS 2D Versi 8*. Delft University of Technology & PLAXIS b.v, Belanda.

Caturbina Guna Persada. (2005). *Pekerjaan Studi Faktor Lingkungan dan Stabilitas Lereng Bendungan Sermo Tahun 2005*. Yogyakarta.

Chi, S., Ni, S., Liu, Z. (2015). “Back Analysis of the Permeability Coefficient of a High Core Rockfill Dam Based on a RBF Neural Network Optimized Using the PSO Algorithm”. Hindawi Publishing Corporation, 1 – 15.

Craig, R.F. (2004). *Soil Mechanics (7th ed.)*. Taylor & Francis Group, London, New York.

Departemen Pekerjaan Umum. (1985). “Pekerjaan Disain Detail Proyek Bendungan Sermo”. Direktorat Jenderal Pengairan, Direktorat Irigasi II, Proyek Irigasi Kali Progo, Yogyakarta.

Departemen Pekerjaan Umum. (1994). “Laporan Ringkas Desain Waduk Sermo”. Direktorat Jenderal Pengairan, Proyek Pembangunan Waduk Sermo, Yogyakarta.

Departemen Pekerjaan Umum. (1996). “Laporan Kajian Pelaksanaan Pembangunan Waduk Sermo D.I. Yogyakarta”. Direktorat Jenderal Pengairan, Unit Keamanan Bendungan, Yogyakarta.

Departemen Pekerjaan Umum. (2015). “Bendungan Sermo”. Satuan Kerja Balai Besar Wilayah Sungai Serayu Opak, Yogyakarta.

Fatahi, B., Le, T.M., Le, M.Q., Khabbaz, H. (2013). “Soil Creep Effects on Ground Lateral Deformation and Pore Water Pressure Under Embankments”. Geomechanics and Geoengineering: An Internal Journal, Vol. 8, No. 2, 107 - 124.

Galahi, V. (2010). “Groundwater Flow, Fully Coupled Flow Deformation and Undrained Analyses in PLAXIS 2D and 3D”. Internal Report Research Department.

Indrawahyuni, H., Munawir, A., Damayanti, I. (2009). “Pengaruh Variasi Kepadatan Pada Permodelan Fisik Menggunakan Tanah Pasir Berlempung Terhadap Stabilitas Lereng”. Jurnal Rekayasa Sipil, Vol. 3, No.3, 192-208.

Joseph, Y.K.W. (2013). “Comparison of Drainage Line Elements in PLAXIS 2D and 3D applied in Consolidating Marine Clay Deposits”. Soft Soil Engineering International Conference, Sarawak, Malaysia, 2013, 1- 8.


ISBN: 978-602-60286-0-0

Keyvanipour, M., Moharrampour, M., Ranjbar, M.K. (2013). *An Evaluation and Comparison of Sirjan's Embankment Behavior with Instrumentation Data and Software PLAXIS*. Industrial Science, Vol.1, Issue.1, Okt.2013, 1 – 7.

Morton, K.L., Muresan, M.C., Debswana, F.R. (2008). *Importance of Pore Pressure Monitoring in High Walls*. The Southern African Institute of Mining and Metallurgy, 225 – 238.

Noori, B.M.A dan Ismaeel, K.S. (2011). *Evaluation of Seepage and Stability of Duhok Dam*. Al-Rafidain Engineering, Vol. 19, No. 1, 42 – 58.

Pandian, R.S., Nair, I.S., Lakshmanan, E. (2016). *Finite Element Modelling of a Heavily Exploited Coastal Aquifer for Assessing The Response of Groundwater Level to The Changes in Pumping and Rainfall Variation Due to Climate Change*. Hydrology Research, 42 – 60.

Pemerintah Republik Indonesia. (2010). "PP No. 37 Tahun 2010 tentang Bendungan".

Sosrodarsono, S. (1977). *Bendungan Type Urugan*. Pradnya Paramita, Jakarta.

US Army Corps of Engineers. (1995). *EM 1110-2-1908. Instrumentation of Embankment Dam and Levees*. Washington.

US Army Corps of Engineers. (2003). *EM 1110-2-1902. Slope Stability*. Wahington.

Washington Departement of Ecology. (2005). *Dam Safety Guidelines*. Washington.

ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# A REVIEW OF RESILIENT MODULUS CHARACTERISTICS OF STABILIZED SUBGRADE SOILS

**Dian Hastari Agustina**[1]

[1] *Lecturer at Civil Engineering Department, University Riau Kepulauan Batam*
*Email : dian_rajendra@yahoo.com*

## ABSTRACT

Resilient modulus is very important for characterizing the stress-strain behavior of subgrade due to traffic loading in structural pavement design. The traffic associated mechanisms of failure in the pavement is fatigue cracking of the bound layers and development of the differential, vertical permanent deformation. Subgrade generally depends on bearing capacity, which determined by resilient modulus. In a few decades stabilized method has been increasing usage in roadway design. Previous researches report that stabilized subgrade soil can reduce the permanent deformation that occur by vertical stress on the subgrade. This review is rooted in the previous studies on the use of some of the subgrade stabilized method to improve the subgrade due to soil parameter, which affect to the resilient modulus and soil strength.

Key words: modulus resilient, deformation, stabilized method

## 1. INTRODUCTION

The purpose of pavement is to provide a smooth surface over which vehicles may pass under all climatic conditions. The performance of the pavement is affected by the characteristics of the subgrade. Subgrade which support the pavement system can provide by natural soil, either cut or fill and embankment soil (Yoder, 1975; O'Reilly and Brown, 1991; Hardiyatmo, 2009). For the design and evaluation of pavement structures on base and subgrade soils requires a significant data such as traffic loading characteristic base, sub base and subgrade material properties, environmental conditions and construction procedures (Titi et al. 2006 ; Arshad & Rahman, 2006).

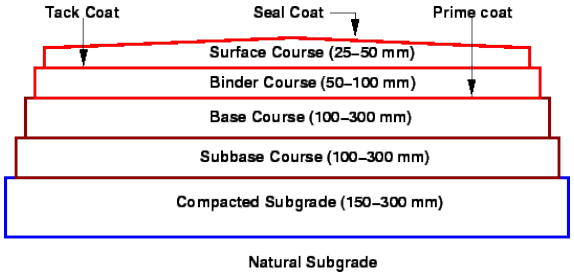



Fig 1. Typical cross section of flexible pavement (Mathew, 2009)

Subgrades are generally weak materials and may not be able to bear the stresses induced by wheel loads. Therefore, pavement are needed to decrease the stress to a tolerable level in the subgrade, pavement should not fail during their design life. Material replacement or stabilization methods are usually used to increase the subgrade strength in order to provide a suitable platform for construction traffic (Gofar and Kassim, 2007). This paper present a review a few of stabilized method to improve the subgrade performance.

## 2. RESILIENT MODULUS OF SUBGRADE

The resilient modulus for measure the subgrade stiffness. The resilient modulus is defined as the ratio of the maximum cyclic stress to recoverable resilient (elastic) strain in repeated loading. The amount of strain developed when a material undergoes a loading depends upon the level of stress applied. Deformation leads to the critical design variable of strain. Strain is often described as the ratio of an object's deformation to its original dimension in the same direction. Strain can be calculated for any desired direction ( e.g., vertical, horizontal, longitudinal, etc.) (Buchanan, 2007). The deformation response of materials under repeated, traffic type loading is defined by resilient response, which characterizes the long-term performance of the pavement and the rutting phenomenon. Fig. 2 show a simple ilustration of resilient and permanent strain in granuar materilas during one cycle of load application (Lekarp et al., 2000; Davich et al., 2004).

ISBN: 978-602-60286-0-0

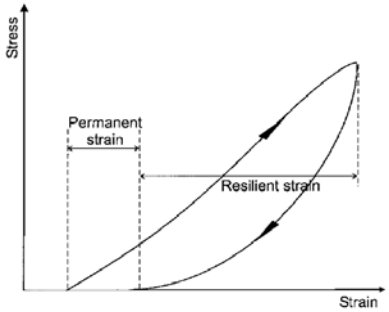



Fig 2. Strains in Granular Materials During One Cycle of Load Application (Lekarp, 2000)

Figure 3. show the straining of a specimen under repeated load test. At the initial stage of load applications, there is considerable permanent deformation as indicated by the plastic strain in the figure as the number of repetitions increase, the plastic strain due to each load repetition decreases. After 100 to 200 repetitions, the strain is practically all recoverable( Huang, 2004).

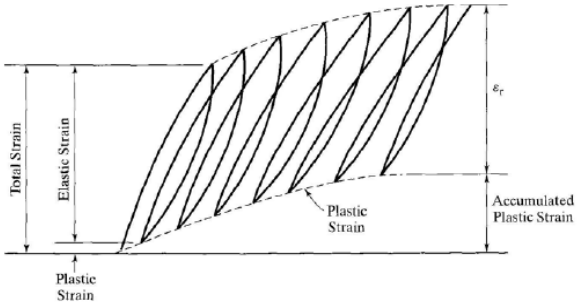



Fig 3. Strain under repeated load (Huang, 2004)

Subgrade soils under pavement are subjected to cyclic traffic loading. The stiffness and strength of such soil is characterized in a better way when the loading condition and the number of repetitions are properly assumed. (Rahman, 2013)**.** Factor affecting in the resilient modulus depend upon various factors like water content and dry density, stress level, compaction and thixotropy, suction, loading frequency (Yimer, 2014). Subgrade materials are typically by their resistance to deformation under load, which can be either a measure of their strength of stiffness. A basic subgrade stiffness or strength characterization is the resilient modulus ($M_R$). Generally, to assist pavement designers NCHRP 1-37 A, 2004 has recommended range and typical resilient modulus base on their classification (Table 1).

Table 1. Range and Typical $M_R$ Values for Unbond Granular and Subgrade Materials at Optimum Moisture Content and Density Conditions (NCHRP 1-37A, 2004)

| **AASHTO Soil Classification** | **USCS Soil Classification** | **$M_R$ Range** | | **Typical $M_R$ (MPa)** |
|---|---|---|---|---|
| | | **Low (MPa)** | **High (MPa)** | |
| A – 1 – a | GW / GP | 265.4 | 289.6 | 275.8 |
| A – 1 – b | GM / SM | 244.8 | 275.8 | 262 |
| A – 2 – 4 | GM / SM | 193.1 | 258.6 | 220.6 |
| A – 2 – 5 | GM / SM | 165.5 | 227.5 | 193.1 |
| A – 2 – 6 | GC / SC | 148.2 | 213.7 | 179.3 |
| A – 2 -7 | GC / SC | 148.2 | 193.1 | 165.5 |
| A – 3 | SP | 168.9 | 244.8 | 199.9 |
| A – 4 | ML | 148.2 | 199.9 | 137.9 |
| A – 5 | ML | 117.2 | 175.8 | 137.9 |
| A – 6 | CL | 93.1 | 165.5 | 117.2 |
| A – 7 – 5 | MH | 55.2 | 120.7 | 79.3 |
| A – 7 -6 | CH | 34.5 | 93.1 | 55.2 |

## 3. PREVIOUS STUDY ON ADDITIVES EFFECT TO RESILIENT MODULUS

Several studies have been done to evaluate the performance of stabilized soils subgrade in road construction. Soil stabilization is method to improving soil properties, for the road construction its determined by the resilient modulus ($M_R$) and unconfined compressive strength (UCS).

ISBN: 978-602-60286-0-0

Lime has been mainly used for stabilizing the road base and the subgrade. Lime contained calcium hydroxide (>90%), magnesium oxide and hydroxide (<5%), calcium carbonate (<3%) and silicon dioxide (<2%). Fly ash is non-crystalline pozzolanic and slightly cementitious material. It's an environmentally hazardous solid waste, produced mostly from the burning of coal in thermal power plants.

Rahman (2013) studied the effect of lime stabilized soils. The soils are classified as A-6 and A-7-6. The soils were stabilized by adding lime for 0%, 5% and 7%. To determine OMC and MDD using modified proctor effort in cylindrical mold of 2.8 innch and 10.16 inch of diameter. First soil was compacted at OMC and for the second and the third was compacted at OMC-2% and OMC+2%. For the untreated soil was test for resilient modulus after 12 hours (one night) and for soil with lime stabilized was test after cured for 7 days. A curing tank was set up in 40°C and the moisture content was maintained within 0.5%. This studied show that lime treatment can improve the long term performance of clayey subgrade soils. The resilient modulus test consist of different combination of deviator and confining stress applied in 15 stress sequence (according to AASHTO T307). The result of this research are the resilient modulus of A-6 soil showed high resilient modulus with high dose of lime and A-7-6 soil show reduction in resilient modulus value at 7% dose than at 5% of lime (see Table 2). Lime is an effective stabilizer to improve the $M_R$ properties of clayey subgrade soils .

Table 2. MR value of Lime Stabilizer

| Authors name | Soil type | Stabilizer | Curing days | Compacted Moisture (%) | Parameter Value | Value (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Rahman (2014) | A-6 | 0% | | OMC -2%, OMC, OMC+2% | $M_R$ | 634 – 999 |
| | | Lime (5%) | 7 | | | 3100 – 4930 |
| | | Lime (7%) | | | | 5520 – 7585 |
| | A-7-6 | 0% | | | | 517 – 730 |
| | | Lime (5%) | 7 | | | 3860 – 6000 |
| | | Lime (7%) | | | | 2070 - 3520 |

Khoury et al.,(2013) studied variation of resilient modulus, unconfined compressive strength and modulus of elasticity with postcompaction moisture content of soil stabilized. The Made Land soil stabilized with 10% CFA (Class C Fly Ash), and Alloway clay stabilized with 6% lime and 10% CFA. Four grup specimens were prepared. First, consisted of stabilized specimens compacted at Wopt, after compaction, specimens were sealed and cured at 98% humidity in a moist room for 28 days. Second, consisted of stabilized specimens compacted at $w_{opt}$ cured at 28 days and dried to different moisture content lower than $w_{opt}$ ($w_{opt}$ -1%, $w_{opt}$ -2%, $w_{opt}$ -4% and up to $w_{opt}$ -6%). Third, consisted of stabilized specimens compacted at w-opt, subjected to a wetting action, cured at 28 days to bring the specimens to approximately $w_{opt}$+2%, and $w_{opt}$ +4%. Fourth, consisted of raw specimens prepared at $w_{opt}$ and then either tested, wetted to higher moisture content, and then tested or dried to a lower moisture content and then tested. Specimens were prepared in cylindrical mould 1.3 x 2.8 inch to determine 95 – 100% MDD (according to AASHTO T99 test method). To determine the resilient modulus value using AASHTO T370-99 test method. The result showed the resilient modulus, moisture content ($M_R$ MC) relationship by drying exhibited higher values than corresponding $M_R$ MC curve for specimens subject to wetting (Table 3). Resilient modulus decrease as moisture increase. The $M_R$ (resilient modulus), E (modulus of elasticity) value of raw and stabilized increased due to drying and decreased due to wetting.

Table 3. MR and E value at $W_{opt}$, Dry side and Wet side of $W_{opt}$

| Authors name | Soil type | Stabilizer | Curing days | Parameter Value | Value (MPa) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | Compacted at $w_{opt}$ | Compacted at $w_{opt}$, dried to lower w (%) | Compacted at $w_{opt}$, wetted to higher w (%) |
| Khoury et al (2013) | CH | Raw specimen | | $M_R$ | 88.3– 95.1 | 121.2 - 165.7 | 121.2 - 165.7 |
| | | Lime (6%) | 28 | $M_R$ | 220.7-263.7 | 317.9 - 516.3 | 68.0 - 115.7 |
| | | CFA (10%) | | E | 120.9-124.7 | 160.8 - 247.6 | 20.5 – 49.7 |
| | CL | Raw Specimen | | E | 56.7 – 57.5 | 88.1 – 281.4 | 27.5 – 38.9 |
| | | CFA (10%) | 28 | E | 83.0 – 84.4 | 118.2 – 229.4 | 28.0 – 63.2 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

Kang et al., (2014) evaluated the effectiveness of self cementing class F FA (Fly Ash) and LKD (Lime Kind Dust) for soft clay stabilization. To understand the fundamental behavior of the stabilized soil. Evaluated the effect of FA percentage, confining pressure, curing time, number of load cycle and deviator stress on strength gain, resilient modulus and accumulated permanent strain. Results of these study show the addition of FA was found to increase the maximum dry unit weight of treated soil. The reason that the finer particles of FA were squeezed into the voids of soil particles during compaction. The optimum water content decreased as the amount of FA increased in the mixture. The decreased might be attribute to the progressive hydration process of the FA that consumed much of the water inside the voids. When 28 days of curing time the UCS test has the highest strength. The testing result indicated that the Mr of the mixtures changing with the variation of the confining pressure and deviator stress. An increasing in the confining pressure could result in an increase in the resilient modulus, but this increase is not significant. The increase was believed due to the strong confinement from the confining pressure and it could result in a closer cementation bonding of soil particles and increased in the deviator stress resulted in a decreased of the resilient modulus. The resilient modulus increased as the curing time increased (significant between 14-28 days). The soil are subjected to repeated traffic loads. Each application of traffic load causes stiffness degradation as the number of loading cycles increase.

Table 4. MR value for CFA and Lime Stabilizer

| Authors name | Soil type | Stabilizer | Curing days | Compacted Moisture (%) | Parameter Value | Value (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Kang et al (2015) | CL | CFA 10% | 1,7,14, 28 | OMC | MR | 116.5-231.3 Mpa |
| | | CFA 15% | | | | 128.1-213.4 Mpa |
| | | CFA 20% | | | | 122.6-260 Mpa |
| | | Lime 4% | | | | 109.6-176.9 Mpa |
| | | Lime 8% | | | | 154.1-210 Mpa |
| | CH | CFA 10% | | | | 179.5-243.3 Mpa |
| | | CFA 15% | | | | 285.9-309.1 Mpa |

Karim, N.A.A et al (2014) studied Portland cement as a stabilizer agent mixed with kaolin clay soil that classified as CH based on Unified Soil Classification System (USCS). Soils was compacted at OMC for 0, 7 and 13% cement stabilized soil. The sample soil after mixed with cement then cured for 7 days. The testing result indicated that the increase in the stiffness with the increase of cement content is probably results from the reaction of the stabilizer with clay material. Maximum Dry Density is reduced and Optimum Moisture content also increased as the cement content increase.

Table 5. UCS Value for Portland Cement Stabilizer

| Authors name | Soil type | Stabilizer | Curing days | Compacted Moisture (%) | Parameter Value | Value (kPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Karim et al. (2014) | Kaolin-Clay | Cement (0%) | - | OMC | UCS | 189 |
| | | Cement (7%) | | | | 1660 |
| | | Cement (13%) | | | | 2250 |

## 4. CONCLUSION

The results of this paper are :

1. Each stabilizers materials gives a different performance, its depend on the soil classification.
2. Resilient modulus ($M_R$) values were increased in addition for the lime, fly ash and cement.
3. The curing time is important to increase the resilient modulus althought the addition of stabilizer also effect to increase the $M_R$ value.
4. The resilient modulus decreases due to increasing moisture content and increase due to decreasing of water content.
5. The addition of stabilized could increase the dry unit weight that can improve the resilient modulus. Moisture content ($M_R$ MC) relationship by drying exhibited higher values than corresponding $M_R$ MC curve for specimens subject to wetting. Resilient modulus decrease as moisture increase.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## REFERENCES


AASHTO Guide for Design of Pavement Structures. (2003). American Association of State Highway and Trnsportation Officials, Washington, DC

Das, B.M. (2007) *Principles of Geotechnical Engineering*. Student edition.

Diagne, M., Tinjum, J. M., & Nokkaew, K. (2015). "The effects of recycled clay brick content on the engineering properties, weathering durability, and resilient modulus of recycled concrete aggregate". *Transportation Geotechnics*, *3*, 15-23. doi: http://dx.doi.org/10.1016/j.trgeo.2014.12.003

Fleming, P. R., Rogers, C., Frost, M. W., & Dawson, A. (1998). "Subgrade equilibrium water content and resilient modulus for UK clays".

Germaine, J.T & Germaine, A.V. (2009). *Geotechnical Laboratory Measurements for Engineers*. John Wiley & Sons, Inc. New Jersey.

Hardiyatmo, H.C. (2009). *Pemeliharaan Jalan Raya*. Gadjah Mada University Press, Yogyakarta

uang, Y.H. (1993). *Pavement Analysis and Design*, by Prentice-Hall, Inc., New Jersey, 1993.

Ji, R., Siddiki, N., Nantung, T., & Kim, D. (2014). "Evaluation of resilient Modulus of subgrade and base materials in Indiana and its implementation in MEPDG". The Scientific World Journal.

Kang, X., Kang, G.-C., Chang, K.-T., & Ge, L. (2014). "Chemically stabilized soft clays for road-base construction". Journal of Materials in Civil Engineering, 27(7), 04014199.

Khoury, N., Brooks, R., Boeni, S. Y., & Yada, D. (2012). "Variation of resilient modulus, strength, and modulus of elasticity of stabilized soils with postcompaction moisture contents". Journal of Materials in Civil Engineering, 25(2), 160-166.

Khoury, N., Brooks, R., Khoury, C., & Yada, D. (2011). "Modeling resilient modulus hysteretic behavior with moisture variation". International Journal of Geomechanics, 12(5), 519-527.

Kim, D., & Kim, J. R. (2007). "Resilient behavior of compacted subgrade soils under the repeated triaxial test". Construction and Building Materials, 21(7), 1470-1479.

Kim, D., & Siddiki, N. Z. (2006). *Simplification of resilient modulus testing for subgrades.*

Kweon, G.-C., & Kim, D.-S. (2000). "Deformational characteristics of subgrade soils in Korea". KSCE Journal of Civil Engineering, 4(2), 83-90.

Lav, M. A., & Lav, A. H. (2014). "Effects of stabilization on resilient characteristics of fly ash as pavement material". Construction and Building Materials, 54, 10-16.

Lekarp, F., Isacsson, U., & Dawson, A. (2000a). "State of the art. I: Resilient response of unbound aggregates". Journal of Transportation Engineering, 126(1), 66-75.

Lekarp, F., Isacsson, U., & Dawson, A. (2000b). "State of the art. II: Permanent strain response of unbound aggregates". Journal of Transportation Engineering, 126(1), 76-83.

Mazari, M., Navarro, E., Abdallah, I., & Nazarian, S. (2014). "Comparison of numerical and experimental responses of pavement systems using various resilient modulus models". Soils and Foundations, 54(1), 36-44.

Mitchell, J.K. (1993). *Fundamentals of Soil Behavior*. 2-edition. John Wiley & Sons, Inc. New York.

Ping, W. V., & Sheng, B. (2013). "Evaluation of Resilient Modulus and Modulus of Subgrade Reaction for Florida Pavement Subgrades". Paper presented at the Proceedings, 26th annual conference of the 26th ICTPA annual conference & NACGEA international symposium on geo-trans, Tampa, Florida

Putri, E. E., Rao, N. K., & Mannan, M. (2010). "Evaluation of the modulus of elasticity and resilient modulus for highway subgrades". Electron J Geotech Eng, 15, 1285-1293.

Putri, E. E., Rao, N. K., & Mannan, M. (2012a). "Evaluation of Modulus of Elasticity and Modulus of Subgrade Reaction of Soils Using CBR Test". Journal of Civil Engineering Research, 2(1), 34-40.

Rahman, M. T. (2014). "Evaluation of Moisture, Suction Effects and Durability Performance of Lime Stabilized Clayey Subgrade Soils (Doctoral dissertation).

Rodgers, M., Kielty, A., & Healy, M. (2014). Performance of granitic, shale, and limestone forest road aggregates subjected to repeated loading. *Journal of Transportation Engineering*, *140*(4), 04014002.

Solanki, P., Zaman, M., & Dean, J. (2010). Resilient modulus of clay subgrades stabilized with lime, class c fly ash, and cement kiln dust for pavement design. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*(2186), 101-110.

Titi, H. H., Elias, M. B., & Helwany, S. (2006). Determination of typical resilient modulus values for selected soils in Wisconsin: Wisconsin Highway Research Program, University of Wisconsin-Madison.

Yoder, E.J., Witczak, M.W. (1975). Principles of Pavement Design. J Wiley and Sons Inc, second edition.


ISBN: 978-602-60286-0-0

ISBN: 978-602-60286-0-0

# SIMULASI DAMPAK ALIRAN LUMPUR AKIBAT KEGAGALAN TANGGUL PADA SISI BARAT-SELATAN TANGGUL PENAHAN LUMPUR SIDOARJO

**Fransisca[1] dan Budijanto Widjaja[2]**

*[1]Program Studi Teknik Sipil, Universitas Katolik Parahyangan, Jl. Ciumbuleuit 94 Bandung*
*Email: caeciliafransisca@hotmail.com*
*[2] Program Studi Teknik Sipil, Universitas Katolik Parahyangan, Jl. Ciumbuleuit 94 Bandung*
*Email: geotek.gw@gmail.com*

## ABSTRAK

Dalam kurun waktu 10 tahun ini, area lumpur Sidoarjo di Kecamatan Porong, Kabupaten Sidoarjo, Jawa Timur telah dikonstruksi tanggul penahan untuk menampung semburan lumpur panas. Namun resiko kegagalan pada tanggul pun tidak dapat dipungkiri dapat terjadi atau yang disebut dengan analisis *dam-break*. Area yang sangat riskan terkena dampak adalah jalan raya Malang-Surabaya dan rel kereta api Malang-Surabaya yang sampai saat ini masih beroperasi. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk memprediksi arah pergerakan lumpur dan area yang terkena dampak apabila salah satu titik tanggul mengalami kegagalan yaitu pada area Barat dan Selatan tanggul lumpur. Untuk mencapai tujuan tersebut, dilakukan simulasi pergerakan lumpur dengan menggunakan program FLO-2D. Ada sembilan skenario yang dilakukan dalam simulasi, yaitu dengan tiga kadar air yang berbeda dengan variasi dan masing-masing dengan tiga volume aliran lumpur yang berbeda. Hasil akhir menunjukkan bahwa area yang terdampak dapat meluas hingga ke area pemukiman termasuk pengembangan peta kerentanan akibat kegagalan tanggul.

Kata kunci: aliran lumpur, tanggul, lumpur Sidoarjo, kadar air

## 1. PENDAHULUAN

Tanggal 29 Mei 2006 di Kecamatan Porong, Kabupaten Sidoarjo, tepatnya di areal persawahan Desa Siring telah terjadi semburan lumpur panas. Semburan lumpur panas ini menurut para pakar geologi merupakan salah satu fenomena *mud volcano*. Pergerakan aliran tanahnya termasuk dalam kategori *flows* tipe *earth flow* (*mudflow*). Akibat semburan lumpur panas ini, daerah pemukiman, perindustrian, dan pertanian tergenang oleh lumpur dalam volume yang sangat besar. Pemasangan tanggul sudah dilakukan agar daerah yang tergenang tidak bertambah luas. Tanggul penahan lumpur yang terbuat dari urugan tanah tanpa dicampur dengan material lain memiliki resiko kegagalan yang cukup besar.

Pada penelitian ini, titik tanggul yang dianalisis adalah titik P21 di mana daerah yang akan terkena dampak apabila titik tanggul ini mengalami kegagalan adalah jalan raya Surabaya-Malang dan rel kereta api Surabaya-Malang yang masih beroperasi hingga saat ini (Gambar 1). Besar area yang terdampak sangat bergantung pada debit lumpur yang keluar serta nilai viskositas dari lumpur tersebut. Oleh karena itu, makalah ini dibuat dengan tujuan memprediksi dampak aliran lumpur apabila terjadi kegagalan pada tanggul lumpur Sidoarjo pada sisi Barat-Selatan tepatnya titik tanggul P21, data sekunder tanah dan potongan tanggul didapat dari BPLS (BPLS,2016).

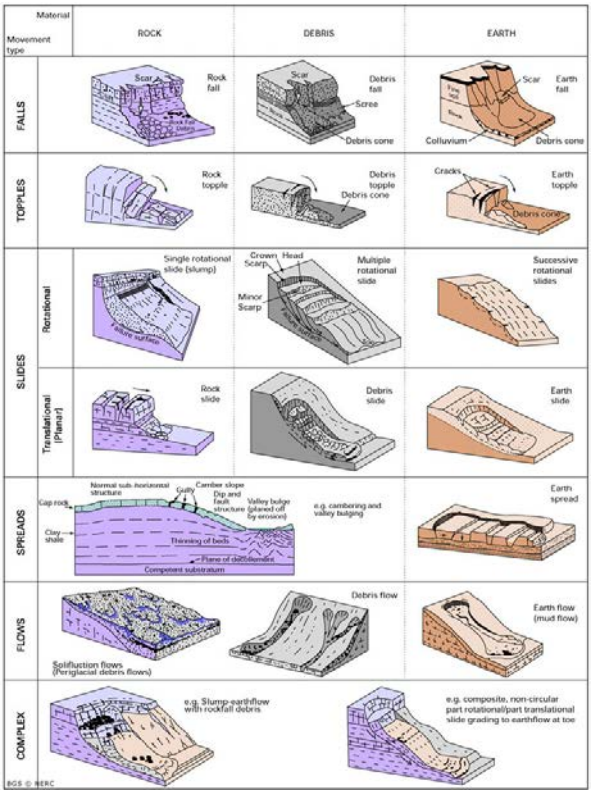



Gambar 1. Lokasi titik tanggul P21 (GEP, 2016)

## 2. METODE PENELITIAN

### Mudflow

*Mudflow* termasuk dalam kategori *earth flow* (Varnes, 1978) seperti yang dapat dilihat di Gambar 2, di mana material yang dibawa 80% berupa butir halus yang berukuran kurang dari 2 mm. *Mudflow* umumnya memiliki nilai kadar air yang tinggi. *Mudflow* terjadi seperti aliran yang bersifat jenuh dan plastis serta mengalir dalam kondisi kental. *Mudflow* termasuk dalam aliran non-Newtonian, di mana kecepatan *mudflow* tergantung dari berapa besar viskositas dan *yield stress* yang dimiliki oleh aliran tersebut.




Gambar 2. Jenis-jenis pergerakan tanah (Varnes, 1978)

### Reologi

Dikarenakan mudflow merupakan pergerakan tanah yang berada pada kondisi $LI \geq 1$ maka digunakan pendekatan reologi. Reologi adalah ilmu yang mempelajari tentang aliran zat cair dan deformasi zat padat. Reologi erat kaitannya dengan viskositas. Viskositas merupakan suatu tahanan suatu fluida untuk mengalir. Ada dua parameter reologi yang dimiliki *mudflow* sebagai salah satu jenis fluida Non-Newtonian, yaitu viskositas ($\eta$) dan *yield stress* ($\tau_y$). Dua parameter tersebut didapatkan dari uji laboratorium menggunakan uji *flow box* dan uji *fall cone penetrometer*.

*Yield stress* adalah parameter reologi yang menunjukkan tegangan geser ($\tau$) minimal dalam menentukan pergerakan dari sebuah material. Untuk kasus *mudflow*, apabila $\tau < \tau_y$ maka *mudflow* tidak akan mengalir, sedangkan apabila $\tau > \tau_y$, maka *mudflow* akan mengalir. Viskositas adalah daya hambat suatu fluida untuk mengalir dengan analogi yang sama sebagai suatu gesekan benda padat. Apabila nilai viskositasnya makin rendah maka aliran yang bergerak lebih cepat, namun apabila nilai viskositasnya tinggi berarti alirannya kental dan bergerak lebih lambat.

### Program FLO-2D

Program FLO-2D yang dikembangkan oleh O'Brien, dkk pada tahun 1993 adalah salah satu program sederhana pendistribusian volume menggunakan hidrograf satuan aliran. Program ini berbasis metode beda hingga (*finite difference method*). Program ini sudah sering digunakan untuk simulasi pergerakan *mudflow*, dan hasilnya konsisten dengan keadaan aktual (Agostino dan Tecca, 2006). Parameter yang dibutuhkan untuk input dalam program adalah

ISBN: 978-602-60286-0-0

nilai $G_s$, nilai $C_v$, nilai *yield stress*, nilai viskositas, parameter tahanan K dan nilai koefisien Manning. $G_s$ adalah perbandingan antara berat jenis tanah terhadap berat isi air. Nilai $G_s$ didapat dari uji hidrometer yang dilakukan di laboratorium. Besar nilai $C_v$ bervariasi, bergantung pada besar kadar air yang dimiliki suatu material. Nilai $C_v$ dapat diperoleh dengan menggunakan persamaan:

$$C_V = \frac{1}{1 + G_S \cdot w} \tag{1}$$

dengan $C_v$ adalah sedimen konsentrasi berdasarkan volume, $G_s$ adalah berat jenis tanah dan $w$ adalah kadar air.

Koefisien Manning (n) menunjukkan koefisien friksi tanah yang dilalui aliran *mudfow*. Besar parameter tahanan K dan nilai koefisien Manning didapat dari Tabel 1 dan Tabel 2.

Tabel 1. Nilai parameter tahanan K (FLO-2D User Manual, 2007)

| **Surface** | **Range of K** |
|---|---|
| Concrete / ashpalt | 24 – 108 |
| Bare sand | 30 – 120 |
| Graded Surface | 90 – 400 |
| Bare clay-loam soil, eroded | 100 – 500 |
| Sparse vegetation | 1000 – 4000 |
| Short prairie grass | 3000 – 10000 |
| Bluegrass sod | 7000 – 50000 |

Tabel 2. Nilai Koefisien Manning (FLO-2D User Manual, 2007)

| **Surface** | **n-value** |
|---|---|
| Dense turf | 0,17 – 0,80 |
| Bermuda and dense grass, dense vegetation | 0,17 – 0,48 |
| Shrubs and forest litter, pasture | 0,30 – 0,40 |
| Average grass cover | 0,20 – 0,40 |
| Poor grass cover on rough surface | 0,20 – 0,30 |
| Short prairie grass | 0,10 – 0,20 |
| Sparse vegetation | 0,05 – 0,13 |
| Sparse rangeland with debris | |
| 0% cover | 0,09 – 0,34 |
| 20% cover | 0,05 – 0,25 |
| Plowed or tilled fields | |
| Fallow – no residue | 0,008 – 0,012 |
| Conventional tillage | 0,06 – 0,22 |
| Chisel plow | 0,06 – 0,16 |
| Fall disking | 0,30 – 0,50 |
| No till – no residue | 0,04 – 0,10 |
| No till ( 20 – 40 % residue cover) | 0,07 – 0,17 |
| No till ( 60 – 100 % residue cover) | 0,17 – 0,47 |
| Open ground with debris | 0,10 – 0,20 |
| Shallow glow on asphalt or concrete | 0,10 – 0,15 |
| Fallow fields | 0,08 – 0,12 |
| Open ground no debris | 0,04 – 0,10 |
| Asphalt or concrete | 0,02 – 0,05 |

## 3. KARAKTERISTIK LUMPUR SIDOARJO

Sampel lumpur Sidoarjo yang diambil di lapangan, diuji di laboratorium geoteknik Unpar dan didapatkan karakteristik seperti yang dapat dilihat di Tabel 3.

Tabel 3. Karakteristik lumpur Sidosrjo

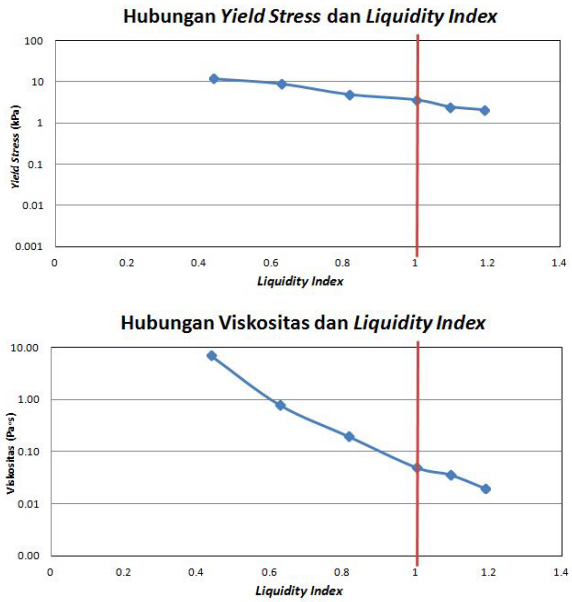
| **Sampel** | ***LL*** | ***PL*** | ***PI*** | ***$G_s$*** | ***w (%)*** |
|---|---|---|---|---|---|
| **Lumpur Sidoarjo** | 67,73 | 31,58 | 38,15 | 2,85 | 69,28 |

ISBN: 978-602-60286-0-0

Dari hasil uji tersebut, dilakukan simulasi dengan program. Terdapat 9 skenario yang akan disimulasikan. Seluruh 9 skenario tersebut memiliki tiga nilai kadar air yang berbeda. Dengan nilai kadar air yang berbeda, menunjukkan bahwa nilai $C_v$, $\tau_y$ dan $\eta$ juga berbeda. Tiga nilai kadar air tersebut masing-masing memiliki besar debit yang berbeda pula namun memiliki volume yang sama. Besar dari $\tau_y$ dan $\eta$ didapatkan dari uji *fall cone penetrometer* dan uji *flow box*. Skenario-skenario tersebut dapat dilihat pada Tabel 4.

Tabel 4. Skenario yang akan disimulasikan dalam program FLO-2D

| Skenario | | *w (%)* | *LI* | $C_v$ | $\tau_y$ *(kPa)* | $\eta$ *(Pa•s)* | *Q* ($m^3/s$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | A | 67,73 | 1,0 | 0,340 | 3,63 | 0,050 | 2 |
| | B | | | | | | 3 |
| | C | | | | | | 4 |
| 2 | A | 71,11 | 1,1 | 0,329 | 2,47 | 0,036 | 2 |
| | B | | | | | | 3 |
| | C | | | | | | 4 |
| 3 | A | 74,50 | 1,2 | 0,319 | 2,07 | 0,020 | 2 |
| | B | | | | | | 3 |
| | C | | | | | | 4 |




Gambar 3. Hubungan *yield stress* dan viskositas terhadap *liquidity index* (Fransisca, 2016)

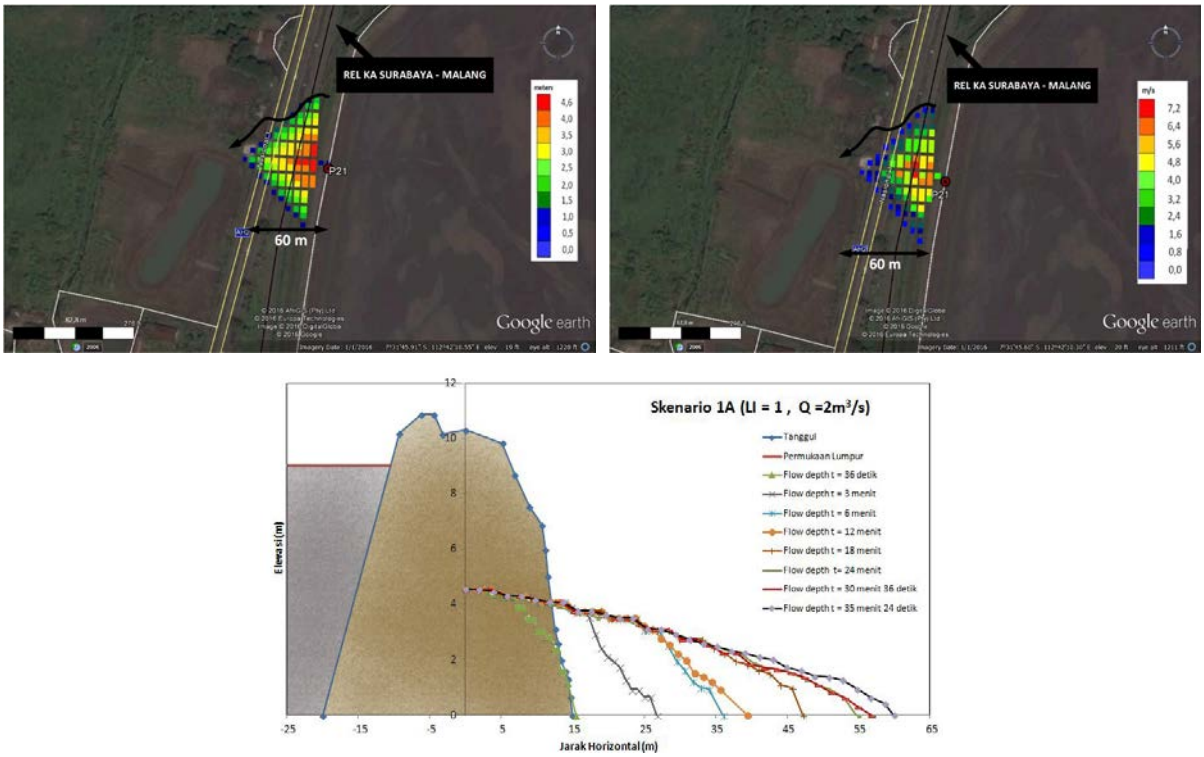
## 4. HASIL SIMULASI

Dari sembilan skenario yang disimulasikan akan diambil satu contoh yaitu skenario 1 dengan nilai LI = 1. Pada skenario 1 terdapat variasi debit yang berbeda. Skenario 1A (Gambar 4) dengan debit 2 m3/s memiliki panjang aliran 60 m dengan tebal aliran sebesar 1 m – 4,6 m yang berkecepatan 0,8 m/s – 4,8 m/s. Aliran tersebut mulai bergerak pada waktu 36 detik setelah terjadi dam-break dan berhenti mengalir pada waktu 35 menit 24 detik. Aliran lumpur terlihat melewati jalan rel dan jalan raya Porong.

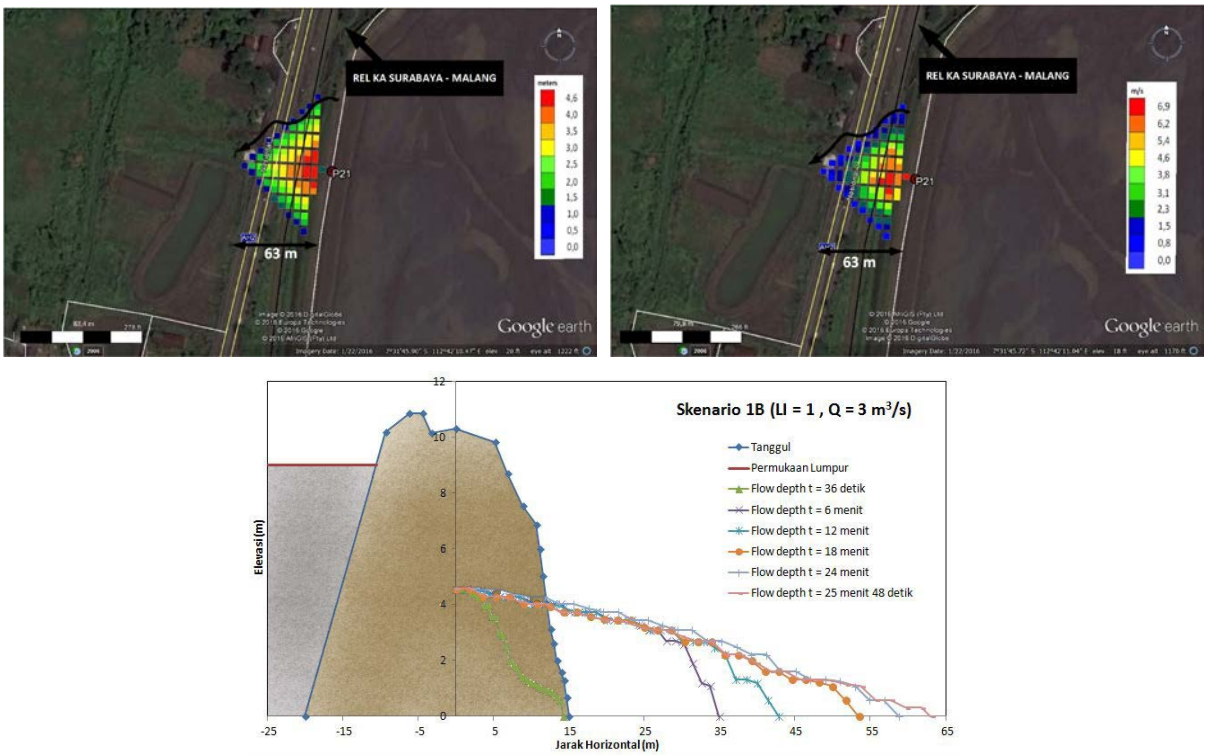
Sedangkan untuk skenario 1B (Gambar 5) dengan debit mudflow sebesar 3 m3/s panjang aliran yang dihasilkan sebesar 63 m. Tebal dari aliran mudflow tersebut adalah 2 m – 4,6 m dengan kecepatan mengalir sebesar 1,5 m/s – 6,2 m/s dan waktu pergerakannya berhenti pada waktu 25 menit 48 detik setelah terjadi dam-break.

Skenario 1C (Gambar 6) memiliki debit paling besar yaitu 4 m3/s. Oleh karena itu, panjang aliran apabila terjadi dam-break dengan besar debit 4 m3/s adalah sebesar 65 m. Tebal dari aliran ini sebesar 1,3 m – 5,2 m dengan besar kecepatan 2,5 m/s – 10,4 m/s. Aliran ini berhenti pada waktu 19 menit 12 detik.

ISBN: 978-602-60286-0-0

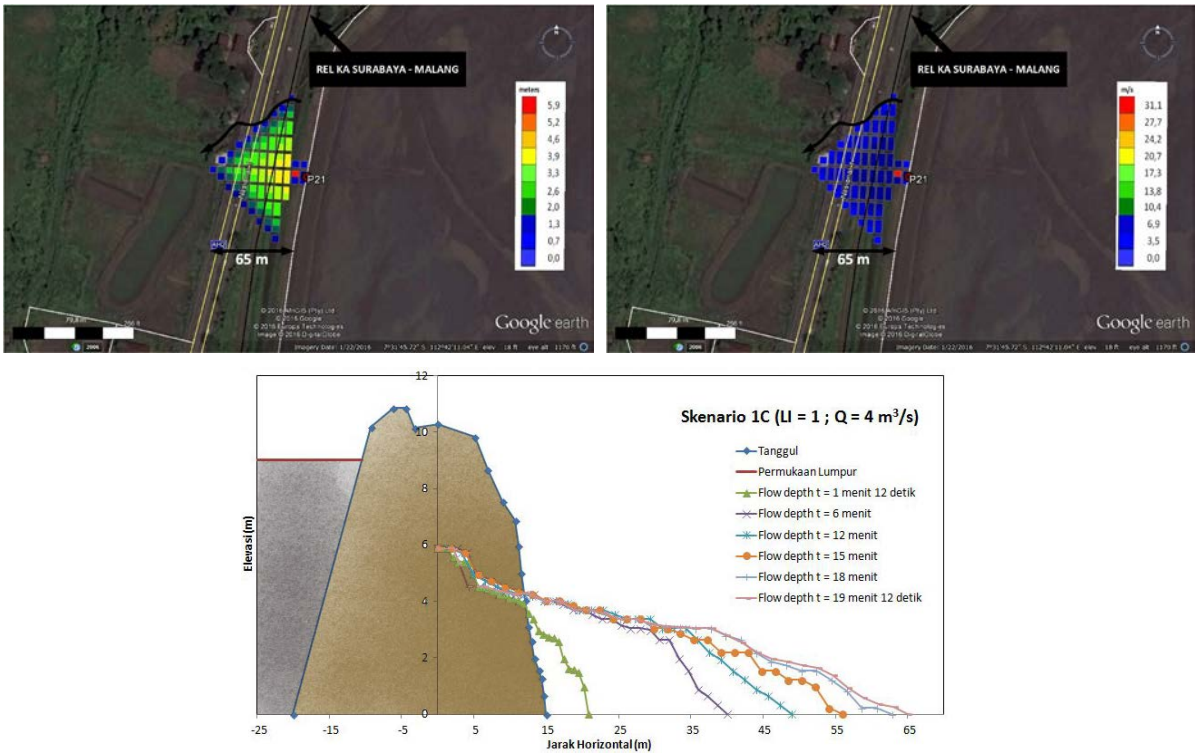



Gambar 4. Ilustrasi Skenario 1A saat nilai kadar air sebesar batas cair untuk debit 2 $m^3/s$. Hubungan flow depth dengan waktu (gambar kiri atas), hubungan kecepatan aliran dengan waktu (gambar kanan atas), dan potongan pada tanggul (gambar bawah)




Gambar 5. Ilustrasi Skenario 1B saat nilai kadar air sebesar batas cair untuk debit 3$m^3/s$. Hubungan flow depth dengan waktu (gambar kiri atas), hubungan kecepatan aliran dengan waktu (gambar kanan atas), dan potongan pada tanggul (gambar bawah)

ISBN: 978-602-60286-0-0




Gambar 6. Ilustrasi Skenario 1C saat nilai kadar air sebesar batas cair untuk debit 4 $m^3/s$. Hubungan flow depth dengan waktu (gambar kiri atas), hubungan kecepatan aliran dengan waktu (gambar kanan atas), dan potongan pada tanggul (gambar bawah)

Hasil dari simulasi skenario 2 dan 3 dapat dilihat pada Tabel 5. Karakteristik pada scenario 2 dan 3 memiliki kemiripan dengan skenarioo 1.

Tabel 5. Hasil simulasi pergerakan lumpur dengan FLO-2D

| Skenario | | Panjang Aliran (m) | Tebal Aliran (m) | Kecepatan (m/s) | Waktu Aliran Berhenti |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | A | 60 | 1 – 4,6 | 0,8 – 4,8 | 35’24” |
| | B | 63 | 2 – 4,6 | 1,5 – 6,2 | 25’48” |
| | C | 65 | 1,3 – 5,2 | 2,5 – 10,4 | 19’12” |
| 2 | A | 65 | 1,8 – 3,9 | 1,4 – 4,8 | 36’36” |
| | B | 70 | 1,8 – 3,9 | 1,5 – 8,7 | 23’24” |
| | C | 70 | 2,5 – 5 | 4,4 – 13,1 | 19’12” |
| 3 | A | 70 | 1,6 – 3,7 | 2,3 – 5,1 | 34’48” |
| | B | 74 | 1,7 – 3,7 | 1,7 – 9,9 | 24’36” |
| | C | 76 | 2,6 – 4,2 | 4,6 – 18,2 | 18’48” |

## 5. KESIMPULAN

Dari simulasi tersebut dapat disimpulkan bahwa semakin besar nilai *LI* dari suatu material maka nilai $\tau_y$ dan $\eta$ pun akan semakin kecil dikarenakan nilai kadar air yang semakin besar. Semakin kecil nilai viskositas yang dimiliki oleh lumpur Sidoarjo, maka panjang aliran semakin panjang yang menunjukkan bahwa area yang terdampak semakin besar. Ketebalan aliran pun akan semakin kecil seiring dengan mengecilnya besar nilai viskositas. Sebagai contoh, pada skenario 1A dan skenario 2A dengan besar debit yang sama namun besar nilai viskositas yang berbeda, dapat dilihat bahwa tebal aliran maksimum yang diakibatkan oleh skenario 1A lebih besar dibanding skenario 2A yaitu sebesar 4,6 m dan 3,9 m. Semakin besar debit yang dimiliki suatu aliran, waktu aliran berhenti lebih pendek. Contohnya pada skenario 1B dan 1C, dengan debit sebesar 3 $m^3/s$ dan 4 $m^3/s$, aliran berhenti pada waktu 25 menit 48 detik dan 19 menit 12 detik.

ISBN: 978-602-60286-0-0

## PENGHARGAAN

Terima kasih kepada pihak BPLS yang sudah membantu penulis di dalam penyediaan data yang dibutuhkan dalam penelitian ini.

## DAFTAR PUSTAKA

Agostino, V.D. and Tecca, P.R. (2006). “Some consideration of the application of the FLO-2D model for debris flow hazard assessment”. WIT Transactions on Ecology and the Environment, Vol. 90, 159-170.

David J., Varnes. (1978). “Slope Movement Types and Processes. Transportation Research Board”. Washington DC.

FLO-2D. (2007). “ FLO-2D User Manual. Version 2007.06”.

Fransisca. (2016). “Analisis Dam-Break Pada Tanggul Lumpur Sidoarjo Menggunakan Program FLO-2D”. Skripsi. Universitas Katolik Parahyangan, Bandung.

GEP. (2016). “Google Earth Pro (online)”.

ISBN: 978-602-60286-0-0