



Indonesia Engineer  
Society of Wind and  
Earthquake Resistant  
Structures  
**HASTAG**

# PROSIDING **HASTAG VI**

## SEMINAR NASIONAL, SHORT COURSE DAN EXPO MATERIAL BANGUNAN

Aplikasi Teknologi Konstruksi dan Material dalam Perencanaan dan  
Pelaksanaan Struktur Tahan Angin dan Gempa sesuai SNI 2015

Editor:  
Ade Faisal, Ph.D.



**Prosiding**

**HASTAG VI: Seminar Nasional, Short Course  
dan Expo Material Bangunan**

**Aplikasi Teknologi Konstruksi dan Material dalam Perencanaan dan  
Pelaksanaan Struktur Tahan Angin dan Gempa sesuai SNI 2015**

**Editor:**

Ade Faisal, Ph.D.

**USU Press**

*Art Design, Publishing & Printing*

Gedung F, Pusat Sistem Informasi (PSI) Kampus USU

Jl. Universitas No. 9

Medan 20155, Indonesia

Telp. 061-8213737; Fax 061-8213737

usupress.usu.ac.id

© USU Press 2015

Hak cipta dilindungi oleh undang-undang; dilarang memperbanyak menyalin, merekam sebagian atau seluruh bagian buku ini dalam bahasa atau bentuk apapun tanpa izin tertulis dari penerbit.

ISBN 979 458 838 5

*Perpustakaan Nasional Katalog Dalam Terbitan (KDT)*

Prosiding HASTAG VI: Seminar Nasional, Short Course dan Expo Material Bangunan / Editor: Ade Faisal – Medan: USU Press, 2015

iv, 146 p.: ilus.; 29 cm

ISBN: 979-458-838-5

1. Konstruksi dan Material
  2. Struktur Tahan Angin dan Gempa
- I. Judul

Dicetak di Medan, Indonesia

## KATA PENGANTAR

Himpunan Ahli Struktur Tahan Angin dan Gempa (HASTAG) Indonesia untuk yang ke enam kalinya mengadakan tiga kegiatan sekaligus, yaitu seminar nasional, *short course*, dan *expo*, dalam rangka ikut serta mencerdaskan masyarakat konstruksi di Indonesia. Kegiatan seperti ini sangat penting untuk dilaksanakan oleh asosiasi profesi insinyur sipil seperti HASTAG Indonesia, karena kegiatan ini selain bertujuan untuk mendistribusikan ilmu pengetahuan dan teknologi konstruksi kepada anggotanya, juga sebagai tempat bertukar pengalaman dan informasi teknologi dan material konstruksi. Pada perjalanannya HASTAG Indonesia telah mengundang banyak pihak yang ahli dan berpengalaman di bidang struktur tahan angin dan gempa, baik itu ahli dan praktisi di tingkat nasional maupun internasional. Pada tahun 2015 ini, kegiatan HASTAG VI: Seminar Nasional, *Short Course* dan Expo Material Bangunan dilaksanakan di Medan pada tanggal 26 – 27 November 2015 dengan tema Aplikasi Teknologi Konstruksi dan Material dalam Perencanaan dan Pelaksanaan Struktur Tahan Angin dan Gempa Sesuai SNI 2015. Untuk ini kami mengundang nara sumber nasional untuk menjelaskan peraturan baja terbaru SNI 1729:2015 di seminar nasional pada hari pertama, beserta aplikasinya di lapangan di *short course* pada hari kedua. Kami juga mengundang akademisi nasional untuk menjelaskan peraturan beton terbaru SNI 2847:2013 dan aplikasinya. Beberapa akademisi dan praktisi juga menyumbangkan makalah yang memuat informasi yang bermanfaat di bidang struktur baja maupun struktur beton. Untuk itu kami mengucapkan terima kasih dan penghargaan kepada para nara sumber dan pemakalah yang telah berpartisipasi dalam kegiatan ini. Kami juga mengucapkan terima kasih kepada seluruh sponsor dan pihak yang terlibat mensukseskan acara HASTAG VI ini. Harapan kami semoga buku prosiding ini dapat menjadi warisan HASTAG Indonesia untuk dunia konstruksi nasional.

HASTAG Indonesia  
Ketua Umum

Ir. Herri Suryadi Samosir, MSi

# DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR.....	iii
DAFTAR ISI .....	iv
PERATURAN BAJA TERKINI SNI 1729:2015 DAN <i>DIRECT ANALYSIS METHOD</i> <b>Wiryanto Dewobroto</b> .....	1
ANALISIS STABILITAS DAM (AISC 2010) DENGAN SAP 2000 <b>Wiryanto Dewobroto</b> .....	29
SIMPLE, FAST, AND UNCONDITIONALLY STABLE DIRECT NONLINEAR ANALYSIS USING NATHAN- $\alpha$ METHOD <b>Nathan Madutujuh</b> .....	73
GENERAL FORMULATION OF SPACE FRAME ELEMENT STIFFNESS MATRIX WITH PARABOLIC TAPERED SECTION USING FLEXIBILITY MATRIX AND GAUSS QUADRATURE NUMERICAL INTEGRATION <b>Nathan Madutujuh</b> .....	86
PENGARUH GETARAN GEMPA YANG MENGANDUNG EFEK <i>PULSE</i> DAN TANPA <i>PULSE</i> PADA STRUKTUR TIDAK SIMETRIS SEBIDANG <b>Ade Faisal, Denny Meisandy Hutauruk, Johannes Tarigan</b> .....	98
KAJIAN PARAMETER ENERGI DISIPASI PADA KETEBALAN PELAT PADA STRUKTUR DINDING GESER PELAT BAJA <b>Tondi Amirsyah Putera</b> .....	105
STUDI PARAMETRIK KINERJA DINDING PENGISI BATA MERAH PADA STRUKTUR BETON BERTULANG AKIBAT BEBAN GEMPA <b>Mizanuddin Sitompul, Ade Faisal</b> .....	112
PERILAKU SIMPANGAN STRUKTUR TIDAK SIMETRIS HORIZONTAL DENGAN VARIASI EKSENTRISITAS KEKAKUAN DAN FAKTOR MODIFIKASI RESPON AKIBAT GETARAN GEMPA <i>PULSE</i> DAN TANPA <i>PULSE</i> <b>Syaifullah, Ade Faisal, Hotma Panggabean</b> .....	119
APLIKASI METODE KOMPONEN PADA SAMBUNGAN BAJA <b>Torang Sitorus</b> .....	127
APLIKASI KOMPUTER PADA PERENCANAAN SAMBUNGAN KAYU <b>Antas Sinaga</b> .....	134
STUDI KELAYAKAN RANCANGAN LANSEKAP SUNGAI MATI CISANGKUY SEBAGAI RUANG TERBUKA HIJAU PUBLIK <b>Citra Utami</b> .....	141

## PERATURAN BAJA TERKINI SNI 1729:2015 DAN *DIRECT ANALYSIS METHOD*

**Wiryanto Dewobroto<sup>1</sup>**

<sup>1</sup>*Jurusan Teknik Sipil, Universitas Pelita Harapan, Tangerang*

**Abstrak:** Pada perencanaan rekayasa sipil, selain aspek sains dan teknologi, aspek pengalaman sangat berperan. Hanya saja pengalaman itu sifatnya subyektif, bisa berbeda satu dengan lainnya. Padahal hal itu menyangkut kepentingan publik. Oleh sebab itu dalam pelaksanaan perlu didukung *code* atau *standard* atau spesifikasi teknis tertulis yang mempunyai kekuatan hukum. Isinya antara lain petunjuk bagaimana menghasilkan standar mutu keamanan minimum bangunan yang dibuat. Untuk itu akan dibahas *code* atau standar terkini konstruksi baja Indonesia, yaitu SNI 1729 : 2015, yang merupakan adopsi penuh AISC (2010). Akan dibahas hal-hal baru dan yang berbeda dari *code* tersebut. Harapannya agar para insinyur dapat secara mudah memahami dan menguasainya sehingga dapat mengaplikasikan *code* tersebut secara benar, khususnya pada konstruksi baja.

**Kata kunci:** Struktur baja, AISC (2010), SNI 1729:2015, *direct analysis method*.

### MENGAPA PERLU *CODE* / *STANDARD* REKAYASA TERBARU

Salah satu definisi istilah "rekayasa" yang tepat adalah versi Wikipedia (<http://id.wikipedia.org>), yaitu:

*"Teknik atau rekayasa (engineering) adalah penerapan ilmu dan teknologi untuk menyelesaikan permasalahan manusia. Hal ini diselesaikan lewat pengetahuan, matematika dan pengalaman praktis yang diterapkan untuk mendesain objek atau proses yang berguna. Para praktisi teknik profesional disebut insinyur".*

Tepat untuk bidang teknik sipil karena adanya unsur "pengalaman praktis". Itu yang membedakan dari istilah "sains" yang terkesan lebih sempit. Adapun pengalaman sifatnya subyektif, bisa berbeda satu dengan yang lainnya. Ini penting karena bidang teknik sipil banyak terkait kepentingan publik, seperti pembangunan gedung, infrastruktur jalan dan jembatan. Oleh sebab itu pengambilan keputusannya tidak cukup sekedar mengandalkan *textbook*, tetapi perlu dukungan *code* / *standard* untukantisipasi tiadanya pengalaman, atau rujukan terhadap banyaknya pengalaman berbeda, yang membingungkan. Jadi insinyur perlu menguasai ilmu dasar (*textbook*) dan *code* / *standard* yang berlaku.

Pada konstruksi baja misalnya, materi *textbook* lebih menekankan pada bagaimana perilaku struktur, cara analisis dan tahapan desain yang memenuhi kriteria kekuatan, kekakuan, dan daktilitas. Adapun materi *code* atau *standard* lebih menekankan pada ketentuan minimum atau maksimum yang harus dipilih atau dicapai dalam kaitannya untuk menghasilkan konstruksi yang aman dan handal.

*Code* atau *standard* mempunyai kekuatan hukum, dapat membedakan suatu keruntuhan (kegagalan konstruksi) apakah itu musibah yang tidak dapat dihindarkan (*force majeure*) atau kelalaian insinyur. Ini penting karena pada dasarnya manusia hanya dapat memperkecil risiko. Untuk kepastian mutlak bahwa tidak akan ada musibah maka itu hanya kuasa Tuhan saja. Itu adalah petunjuk bahwa *code* atau *standard* bukanlah suatu yang sempurna secara mutlak, hanya diakui "benar" pada masanya.

Dengan berjalannya waktu, bertambah pula "pengalaman" sehingga *code* atau *standard* mengalami pe-nyesuaian. Jika ketentuan lama terbukti masih efektif, umumnya dipertahankan, demikian pula jika sebaliknya. Pengalaman yang dimaksud umumnya dalam bentuk publikasi ilmiah yang dapat direview atau diuji terlebih dahulu oleh para ahli terkait. Dengan demikian, *code* atau *standard* pada dasarnya adalah kesepakatan ahli terhadap materi tertulis yang dijadikan rujukan dan berkekuatan hukum.

Suatu kegagalan bangunan atau keruntuhan dianggap musibah jika hal itu belum dapat diprediksi dari sebelumnya, tetapi akan disebut kelalaian manusia jika keruntuhan yang dimaksud sebenarnya sudah dapat diperkirakan dari pengalaman sebelumnya, sehingga dapat disiapkan strategi

antisipasinya. Dalam hal ini, insinyurnya dianggap lalai karena mengabaikan petunjuk yang ada pada *code*.

### **KAITAN SNI 1729:2015, AISC 2010 DAN TEXTBOOK STRUKTUR BAJA**

Di luar negeri, *code* atau *standard* dibuat oleh asosiasi profesi, seperti AISC (*American Institute of Steel Construction*), AISI (*American Iron and Steel Institute*) dan semacamnya. Kondisi di Indonesia, *code* atau *standard* baja misalnya SNI 1729:2015, disusun Komite Teknis yang dibentuk atas inisiatif pemerintah (Puslitbang Pemukiman) yang anggotanya adalah *stakeholder* atau pemangku kepentingan terkait *code* yang dibuat. Umumnya dipilih mewakili unsur pemerintah, perguruan tinggi, atau praktisi konstruksi. Hasilnya akan dipublikasikan oleh Badan Standardisasi Nasional (BSN). Anggota Komite Teknis biasanya adalah para pakar ahli yang mewakili institusi terpadang di negeri ini. Meskipun demikian, umumnya mereka itu bekerjanya sekedar mengandalkan literatur luar negeri. Memang, bisa saja mereka mempunyai hasil penelitian mandiri, tetapi karena pada dasarnya hasil riset Indonesia masih lemah, dan literatur yang terbitpun tidak mencukupi untuk dijadikan rujukan komprehensif pembuatan *code* secara mandiri, maka cara kerja pembuatan *code* sebagaimana terjadi pada manca negara tentu tidak bisa diterapkan. Untunglah, hal itu mereka sadari dan mau berbesar hati mengakui. Hasilnya *code* atau *standard* baja Indonesia terbaru, SNI 1729:2015 adalah mengadopsi lengkap AISC (2010) dengan cara menerjemahkannya.

Bagi sebagian orang, kesannya adalah tidak nasionalis karena pakai produk luar negeri. Tapi menurut penulis, hal itu adalah sebaliknya. Ibarat pepatah “*mundur selangkah untuk maju seribu langkah*”. Bayangkan, jika Komite Teknis menentukan pilihan sendiri, sehingga seakan-akan terkesan mandiri (nasionalis), tidak tergantung negara lain, maka yang terjadi adalah jalan di tempat. Kondisi itu persis seperti pada pembuatan *code* baja terdahulu, yang tidak resmi mengakui sumber rujukan luar yang digunakan. Mengapa bisa demikian, karena *code* pada dasarnya sekedar petunjuk, hanya memuat apa yang boleh dan apa yang tidak, sekaligus usulan atau besaran tertentu yang harus dipilih. Adapun mengapa ini begini atau begitu, masih diperlukan literatur lain yang lebih komprehensif.

Dengan ditetapkannya AISC (2010) sebagai rujukan penuh. Itu juga berarti dapat mengadopsi semua literatur pendukung yang digunakannya. Adanya internet dan dunia yang terbuka, menyebabkan semua literatur tersebut dapat diakses, dan dipelajari sendiri tanpa harus menunggu tersedia literatur yang dibuat khusus oleh Komite Teknik penyusun *code*. Itu pula yang menjadi alasan mengapa buku "*Struktur Baja: Perilaku, Analisis & Desain - AISC 2010*" karangan penulis dapat dijadikan buku pendamping SNI 1729:2015, karena pada dasarnya buku tersebut dan SNI terbaru, membahas hal yang sama, yang bersumber pada *code* atau *standard* perencanaan baja Amerika (AISC 2010).



Gambar 1: Aplikasi struktur baja (konvensional) atau canai panas / *hot-rolled* (*internet*)

### **STRUKTUR BAJA HOT-ROLLED ATAU COLD-FORMED**

Sebelum membahas lebih lanjut tentang struktur baja, perlu diketahui terlebih dahulu bahwa struktur baja yang dipakai pada dasarnya dapat dibagi menjadi dua kelompok berbeda. Pertama adalah struktur baja konvensional, yang dijumpai pada konstruksi besar, seperti gedung tinggi, jembatan atau tower dan sebagainya. Kelompok ini memakai profil baja yang disebut baja *hot-rolled* atau canai panas.

Kelompok kedua adalah yang sering dikenal sebagai struktur baja ringan, yang umum digunakan pada konstruksi ringan, rumah atau rak penyimpanan, disebut juga baja *cold-formed* atau baja canai dingin.



Gambar 2. Aplikasi struktur baja ringan atau baja canai dingin atau baja *cold-formed* (internet).

Karakter keduanya berbeda, juga asosiasi profesi yang menerbitkan peraturan keduanya juga berbeda. Jika tidak dijelaskan khusus, maka yang dimaksud dengan struktur baja adalah kelompok pertama. Ini perlu diungkapkan karena struktur baja ringan sudah lama di Indonesia. Sejak 1973 perusahaan dari Australia (PT. BHP Steel Lysaght) telah memproduksi dan memasarkannya dan sampai sekarang tetap eksis bahkan berkembang semakin maju menggantikan struktur kayu yang harganya semakin mahal. Untuk melihat beda antara baja *hot-rolled* dan *cold-formed* dapat dilihat pada Tabel 1.

**Tabel 1: Perbedaan antara baja canai panas dan baja canai dingin**

Item	Baja <i>hot-rolled</i> (canai panas)	Baja <i>cold-formed</i> (canai dingin)
Asosiasi profesi di USA	<i>American Institute of Steel Construction (AISC)</i>	<i>American Iron and Steel Institute (AISI)</i>
Code di USA	<i>Specification for Structural Steel Building, ANSI/AISC 360-10 (2010)</i>	<i>AISI S100 - North American Specification for the Design of Coldformed Steel Structural Members (2007)</i>
Code di Australia	<i>AS4100-1998, Steel Structures, Standards Australia</i>	<i>AS/NZS 4600:2005: Cold-formed steel structures</i>
Code di Indonesia	SNI 1729:2015 Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural	SNI 7971:2013 - Struktur baja canai dingin
Alat sambung	Baut mutu tinggi dan sistem las	Skrup, rivet dan baut (las tidak dipakai)

Di Indonesia tenaga ahli konstruksi baja (*hot-rolled*) relatif banyak karena materinya dijadikan materi perkuliahan di perguruan tinggi. Adapun peraturan baja ringan SNI 7971:2013 adalah yang pertama kali diterbitkan di Indonesia, dan belum menjadi kurikulum wajib di perguruan tinggi.

### **KRONOLOGI SEJARAH CODE/STANDARD YANG BERPENGARUH**

Karena akan membahas tentang *code* atau *standard* perencanaan struktur, ada baiknya mengamati per-kembangan sejarahnya. *Code* atau *standar* yang dibahas dibatasi pada struktur baja dan struktur beton sebagai pembanding. Struktur beton perlu disertakan karena dianggap jenis struktur ini lebih maju dibanding perkembangan *code* atau *standard* struktur baja di Indonesia.

Pada pembahasan ini juga disertakan sejarah terbitnya *code* atau *standard* di luar negeri yang banyak dirujuk untuk perencanaan struktur di dalam negeri, dalam hal ini yang mengacu *code* Amerika dan Australia. Negara yang terakhir ini digunakan sebagai rujukan untuk struktur baja *cold-formed*. Kronologi disampaikan dalam bentuk tabel agar dapat dengan mudah dibandingkan (Tabel 2).

Setelah mempelajari kronologi sejarah *code design* dunia, tentu dipahami mengapa suatu peraturan terkesan lebih maju dari lainnya. Lihat *code* beton, yaitu PBI 1971 sudah memuat perencanaan batas (*ultimate*) selain elastis. Selanjutnya SNI Beton 1992 bahkan sepenuhnya memakai perencanaan batas.



Pada struktur baja, cara elastis (*Allowable Stress Method*) atau ASD-AISC masih resmi dipakai tahun 1989. Adapun perencanaan cara batas (*Load Resistant Factor Design*) LRFD-AISC edisi pertamanya baru muncul tahun 1991, atau sekitar 20 tahun setelah *code design* beton cara *ultimate*. *Code design* untuk jembatan kemudian juga beralih ke cara batas, yaitu LRFD-AASHTO (1994). Saat ini cara ASD masih banyak dipakai untuk konstruksi oil & gas di lepas pantai, meskipun sebenarnya Swedia untuk struktur serupa telah mulai memakai cara LRFD sejak 2001 atau 13 tahun yang lalu.

**Tabel 2: Kronologi sejarah terbitnya *code* struktur baja dan beton**

Tahun	Baja	Beton
1927	ASD Manuals 1 <sup>st</sup> Ed., 1 <sup>st</sup> Printing Dec. 1927	1927- Reinforced Concrete Building Design and Specifications
1963	ASD Manuals 6 <sup>th</sup> Ed., 3 <sup>rd</sup> Printing Dec. 1963	Building Code Req. for Reinf. Concrete and Comm. (ACI 318-63)
1970	ASD Manuals 7 <sup>th</sup> Ed., 1 <sup>st</sup> Printing 1970	
1971		Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 (N.I - 2) <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ cara elastis dan <i>ultimate</i>, unit satuan MKS/ CGS</li> <li>▪ sumber rujukan FIP - CEB - ACI</li> <li>▪ Penanggung jawab : Ir. Wiratman Wangsadinata</li> </ul> Building Code Req. for Structural Concrete & Com (ACI 318-71)
1980	ASD Manuals 8 <sup>th</sup> Ed., 1 <sup>st</sup> Printing 1980 <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ unit Imperial (kips-in), perencanaan elastis dan plastis</li> </ul>	
1983	Peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia (PPBBI - 1983) <ul style="list-style-type: none"> <li>• prinsip tegangan ijin dan perhitungan keadaan plastis</li> <li>• unit satuan MKS dan CGS</li> <li>• sumber rujukan : 19 buku pustaka, rujukan No.14 - AISC 8<sup>th</sup> Ed.(1980); rujukan No.16 - AIJ (1979) – Japan; rujukan No.17 Dutch Steel Code (1972). Isinya campur-campur.</li> <li>• Ir. Djuanda S. (Ketua) dan Ir. Hannis Burhan (Wakil Ketua)</li> </ul>	Building Code Requirements for Reinforced Concrete ACI 318M-83 (Metric Version) <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ unit satuan SI (metric)</li> </ul>
1986	Manual of Steel Construction LRFD 1 <sup>st</sup> Edition, AISC <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ unit Imperial (kips-in)</li> <li>▪ prinsip perencanaan kondisi batas (<i>ultimate</i>)</li> <li>▪ termasuk Specification of Seismic Provision . . . Buildings</li> </ul>	Supplement to: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83) and (ACI 318M-83) and Commentary
1989	Allowable Stress Design (ASD) 9 <sup>th</sup> Edition, AISC <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ unit Imperial (kips-in), tidak ada persyaratan tahan gempa</li> </ul>	Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318M-89) and Commentary, ACI 318M-89. Unit satuan SI (metric)
1992		SNI 03-2847-1992 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gd. Mengacu ACI 318-83 dan 318-89 (Iswandi 2013)
1994	AASHTO LRFD Bridge Design Specifications: SI Units 1994 Manual of Steel Construction LRFD 2 <sup>nd</sup> Edition, AISC	
1995		Building Code Req. for Structural Concrete & Com. (ACI 318-95)

1999	1999 LRFD Specification for Structural Steel Buildings	Building Code Req. for Structural Concrete & Com. (ACI 318-99)
2001	DNV-OS-C106, 2001. Structural Design of Offshore Deep Draught Floating Units, (LRFD Method). Det Norske Veritas, Norway Manual of Steel Construction LRFD 3 <sup>th</sup> Edition, AISC	
2002	SNI 03 - 1729 - 2002 Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung ▪ unit satuan SI (metric), cara kuat batas (beban terfaktor) ▪ tidak ada rujukan atau daftar pustaka, mirip AISC LRFD.	SNI 03-2847-2002 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung. ▪ mengacu ACI 318-99 dan 318-02, kecuali <i>unified approach</i> dan aturan gempa (Iswandi 2013) Building Code Req. for Structural Concrete & Com. (ACI 318-02)
2004	DNV-OS-C101, 2004. Design of Offshore Steel Structures, General (LRFD Method). Det Norske Veritas, Norway.	
2005	Specification for Structural Steel Building, ANSI/AISC 360-05 (Steel Construction Manual, 13 <sup>rd</sup> Ed.) ▪ unit SI (MPa-mm) dan Imperial (kips-in) ▪ Chapter B : Load Resistant Factor Design (LRFD) dan Allowable Strength Design (ASD) ▪ Chapter E – Design of Members for Compression (12 hal.) ▪ Chapter F – Design of Members for Flexure (20 hal.) ▪ code terpisah bangunan tahan gempa ANSI/AISC 341-05 ▪ diperkenalkan analisis stabilitas berbasis komputer di Appendix 7 – Direct Analysis Method (D.A.M)	Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318M-05)
	AASHTO LRFD Bridge Design Specifications - SI Units 3 <sup>rd</sup> Ed. 2005	
	DNV-OS-C105, 2005. Structural Design of TLPS, (LRFD Method). Det Norske Veritas, Norway.	
2007	AASHTO LRFD Bridge Design Specifications - SI Units 4 <sup>th</sup> Ed. 2007	
Tabel 2: Lanjutan.		
2008		Building Code Req. for Structural Concrete & Com (ACI 318M-08)
2010	Specification for Structural Steel Building, ANSI/AISC 360-10 (Steel Construction Manual, 14 <sup>th</sup> Ed.) ▪ unit SI (MPa-mm) dan Imperial (kips-in) ▪ Chapter B : Load Resistant Factor Design (LRFD) dan Allowable Strength Design (ASD) ▪ Chapter C : memakai Direct Analysis Method (DAM) ▪ code terpisah bangunan tahan gempa ANSI/AISC 341-10 ▪ cara lama (AISC 2005) dipindah ke Appendix 7 – Alternative Method of Design for Stability	
	AASHTO LRFD Bridge Design Specifications - Fifth Edition - 2010	

---

2011	Offshore Standard Det Norske Veritas (DNV-OS-C101) Design Of Offshore Steel Structures, General (LRFD Method) April 2011	Building Code Req. for Structural Concrete & Com (ACI 318M-11)
2012	AASHTO LRFD Bridge Design Specifications - Customary U.S Units - 2012 SNI 1726:2012 - Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung. Standar ini membatalkan dan menggantikan SNI 03-1726-2002. Acuan yang digunakan adalah NEHRP, IBC 2009 dan ASCE/SEI 7-10 (Amerika).	
2013	SNI 7971:2013 - Struktur baja canai dingin ▪ adopsi dari AS/NZS 4600:2005 (Australia) karena banyak pelaku usaha bidang ini pakai produk negeri tersebut.	SNI 2847:2013 Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung (Badan Standardisasi Nasional) ▪ revisi SNI 03-2847-1992, mengacu ACI 318M-11 (Amerika)
	SNI 1727-2013 - Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain. Standar ini merupakan adopsi dari SEI/ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Building and Others Structures.	
2015	SNI 1729:2015 Spesifikasi untuk bangunan gd. baja struktural ▪ revisi dari SNI 03-1729-2002 dan adopsi identik dengan metode terjemahan dari AISC 360-10.	
	AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Customary U.S. Units, 7 <sup>th</sup> Edition, with 2015 Interim Revisions	

---

Hanya memang pada AISC (2005) ada istilah yang sama, yaitu ASD meskipun kepanjangannya adalah berbeda, yaitu *Allowable Strength Design*. Kata tengahnya adalah *Strength* bukan *Stress* (AISC 1986).

Dari kronologi *code* yang beredar di Indonesia, untuk struktur baja, struktur beton dan struktur tahan gempa semuanya mengacu *code* Amerika, baik prosedur perencanaannya maupun ketentuan beban rencana yang harus digunakan (ACI, AISC dan ASCE). Untuk struktur baja ringan atau *cold-formed*, *code* yang dipilih adalah dari Australia karena banyak perusahaannya di Indonesia, baik dari segi modal usaha atau lisensi teknologi yang digunakan bersumber dari negeri tersebut.

### CODE DAN PENGARUHNYA

Selanjutnya yang akan dibahas adalah kelompok struktur baja *hot-rolled* atau baja canai panas. Dari Tabel 2 diketahui bahwa *code* yang berlaku di suatu negara selalu berubah atau tepatnya *up-date* terus untuk setiap beberapa tahun sekali. Motivasi yang menyebabkannya bisa berbeda-beda. Biasanya hal itu dimulai dari negara yang asosiasi profesinya cukup kuat, sekaligus dukungan riset yang kuat juga.

Motivasi utama adalah mendapatkan jaminan keamanan yang lebih baik, bagi keselamatan manusia maupun lingkungan yang terjaga. Motivasi untuk berubah akan semakin besar jika hal itu didukung oleh faktor ekonomi yang akan lebih baik. Meskipun demikian faktor ekonomi bukanlah yang utama, bisa pada kondisi tertentu akibat syarat baru yang lebih ketat (rumit) maka biayanya juga bertambah.

Contoh, pada era tahun 80-90 ada perubahan *code* struktur baja dari cara elastis atau ASD (*Allowable Stress Design*) ke cara batas atau LRFD (*Load Resistant Factor Design*). Itu dimaksudkan agar faktor keamanan strukturnya lebih andal (*reliable*) karena LRFD memperhitungkan probabilitas setiap kasus beban yang berbeda, sekaligus perilaku keruntuhan elemen yang berbeda pula. Tidak hanya dibatasi oleh tegangan leleh ( $F_y$ ) atau tegangan kritis ( $F_{cr}$ ) akibat stabilitas, tetapi juga perilaku inelastis yang mungkin terjadi, seperti terbentuknya penampang plastis ( $M_p$ ) pada penampang balok kompak atau kuat tarik material ( $F_u$ ) pada elemen tarik pada daerah sambungan. Dengan cara LRFD sifat daktilitas penampang atau bahkan struktur akan terprediksi dengan baik. Hal seperti ini tentu sangat baik jika digunakan untuk mengantisipasi terhadap beban gempa, dimana besarnya adalah

tidak pasti. Hanya dengan mengandalkan sifat daktilitas struktur maka keamanan struktur akan lebih terjamin.

Dengan digunakannya faktor probabilitas maka faktor keamanan cara LRFD berbeda antara tiap kasus beban. Variasi beban hidup lebih besar daripada beban mati, oleh sebab itu faktor bebannya juga lebih besar dari beban mati. Adapun cara ASD (AISC 1989) faktor keamanannya sama untuk setiap kondisi beban. Nilainya diperoleh berdasarkan kebiasaan, yang terbukti sukses digunakan bertahun-tahun sebelumnya. Itu pula sebabnya nilai ASD juga dipakai sebagai patokan kalibrasi cara LRFD. Keduanya pada kondisi dimana rasio beban hidup dibanding beban mati adalah 3 (tiga), dibuat sedemikian rupa sehingga faktor keamanannya menjadi sama (AISC 2010). Oleh sebab itu akan timbul perbedaan jika rasio beban hidup dan beban mati berbeda dari yang digunakan untuk nilai kalibrasi. Untuk struktur dengan rasio beban mati lebih besar dari beban hidup, maka pemakaian cara ASD (AISC 1989) akan lebih konservatif (boros) dibanding cara LRFD, demikian juga sebaliknya.

Cara LRFD unggul dalam memprediksi perilaku inelastis struktur, tetapi kalau keduanya dipakai pada kondisi beban yang relatif rendah (kondisi elastis) maka perbedaannya tidak signifikan. Secara umum dapat dikatakan, untuk kondisi beban yang relatif pasti (dapat diprediksi dengan baik) maka cara ASD (AISC 1989) sudah cukup (hasilnya dapat diandalkan). Sedangkan untuk kondisi beban yang tidak terduga, dimana perilaku tidak elastis (daktail) struktur terjadi maka diperlukan cara LRFD (AISC 2010).

Cara ASD (AISC 1989) adalah versi *code* terakhir tentang perencanaan cara elastis yang diterbitkan. Meskipun demikian saat ini, cara elastis seperti ini masih banyak dipakai pada perencanaan struktur di perusahaan *oil and gas*. Peraturan perencanaan baja di *off-shore (steel code design off-shore)* di Swedia sejak 2001 telah memakai LRFD.

Banyak yang memakai cara ASD karena relatif lebih sederhana dibanding cara LRFD. Alasan lain, biaya pekerjaan konstruksi bangunan *oil and gas* relatif kecil dibanding harga produk minyak yang dihasilkan. Jika terjadi kerusakan konstruksi tentu menimbulkan kerugian besar, sehingga tidak salah jika dipilih faktor keamanan konstruksi yang tinggi. Untuk memastikan bahwa struktur pasti aman, maka untuk setiap kombinasi beban diharapkan selalu dalam kondisi elastis (di bawah tegangan ijin). Untuk mengurangi risiko perlu ditetapkan berbagai kombinasi beban yang lebih (sangat) detail terhadap berbagai kondisi yang mungkin terjadi, dibandingkan kombinasi beban yang biasa untuk bangunan umum (ASCE 7-10). Adapun keandalan dari kombinasi beban yang digunakan pada cara ASD, ditentukan oleh pengalaman sukses sebelumnya. Karena alasan itu pula, jika dipaksakan dengan cara LRFD tentunya memerlukan pembelajaran bagi *engineer* yang terlibat. Karena LRFD lebih rumit dari ASD, tentu akan berisiko jika prosesnya tidak berjalan dengan mulus. Itulah maka dipilih ASD.

Strategi yang dipilih pada konstruksi *oil and gas* tentu tidak bisa dipakai untuk bangunan gedung pada umumnya. Maklum nilai konstruksinya relatif cukup besar terhadap fungsi, selain itu risiko terkena risiko gempa atau beban yang tidak terduga relatif besar. Jika itu diatasi dengan meningkatkan faktor keamanannya maka tentu konstruksinya akan menjadi mahal. Itulah mengapa kemudian diatasi dengan meningkatkan daktilitas, sehingga ketika terjadi gempa besar maka konstruksinya masih dapat diandalkan. Dengan konsep seperti itulah maka cara ASD tidak cocok, dan harus memakai cara LRFD yang mampu memperhitungkan kondisi inelastis elemen struktur.

Cara LRFD dapat diandalkan mengatasi kondisi beban tidak terduga, karena dapat ditentukan perilaku daktilitasnya. Meskipun demikian kemudahan cara ASD (AISC 1989) selalu dijadikan alasan bagi orang untuk menolak berpindah. Oleh sebab itu, pada AISC (2005) diperkenalkan cara LRFD yang dikemas seperti ASD, bahkan namanya pun dibuat mirip, yaitu *Allowable Strength Design* atau ASD. Sejak itu ada dua istilah yang sama dalam perencanaan struktur baja, yaitu ASD (AISC 1989) dan ASD (AISC 2005). Namanya sama, tetapi sebenarnya isinya berbeda. Jadi jangan terkecoh, meskipun yang tengah adalah sama-sama huruf "s", tetapi artinya lain yaitu "*stress*" versus "*strength*".

*Code* baja Amerika terbaru saat ini adalah AISC (2010) dan *code* itulah yang diadopsi lengkap menjadi SNI baja kita yang terbaru, yaitu SNI 1729:2015. Karena adopsi yang dimaksud adalah menerjemahkan secara lengkap, dan hanya sekedar menerjemahkan istilah ke dalam bahasa Indonesia yang sesuai kesepakatan dari Komite Teknis, maka isinya keduanya pada dasarnya adalah identik. Oleh sebab itu pula, baru pada sekarang ini diberikan dua opsi untuk perencanaan baja, yaitu cara ASD (*Allowable Strength Design*) dan LRFD (*Load Resistant Factor Design*). Dalam penggunaannya cukup dipilih satu cara dan harus dipakai secara konsisten dari awal sampai akhir perencanaan.

Dalam memulai penggunaan *code* yang baru, maka yang pertama-tama diharapkan adalah kalangan perguruan tinggi. Jangan harap jika hal tersebut akan dimulai para fabrikator. Maklum pemicunya bukan dari segi ekonomi, lebih irit atau yang semacamnya. Jika itu penyebabnya (faktor ekonomi) maka tentu tanpa banyak bicara, pastilah para fabrikator akan menjadi pionernya.

Oleh sebab itulah maka ketika SNI Baja yang baru selesai dipublikasikan maka menjadi tugas para akademisi untuk mengadopsinya dalam perkuliahan agar dapat dipelajari oleh para calon insinyur, sehingga ketika nantinya mereka lulus maka dapat mengaplikasikan *code* baru tersebut dengan baik.

**PERBEDAAN: ASD(1989) VS ASD(2005) DAN LRFD(2005)**

Meskipun yang dibahas ini adalah *code* baja di Amerika, tetapi relevan juga untuk kondisi Indonesia. Maklum sejak diterbitkannya SNI 03 - 1729 - 2002, ternyata isi materinya mirip dengan cara LRFD (AISC). Bahkan *code* terbaru yaitu SNI 1729:2015 adalah jelas-jelas mengadopsi penuh AISC (2010). Adapun *code* lama, PPBBI (1983) dapat disamakan dengan ASD (AISC 1989), yaitu perencanaan struktur baja berdasarkan beban kerja (elastis), dimana dalam hal itu penampang dibuat sedemikian rupa sehingga untuk berbagai kondisi pembebanan maka tegangan penampang tersebut diusahakan di bawah tegangan ijin yang ditetapkan.

Cara ASD memang tidak diragukan (sudah terbukti sukses sejak 1927), khususnya untuk perencanaan bangunan dengan kondisi beban yang terprediksi dengan baik. Tetapi untuk bangunan dengan beban tidak terduga, misal gempa besar, maka perilaku keruntuhan struktur menentukan faktor keselamatan yang ada. Perilaku yang dimaksud, tidak bisa dianalisis dengan cara elastis-linier.

ASD terakhir adalah AISC (1989), tetapi anehnya pada AISC (2005) diperkenalkan lagi istilah ASD, bahkan jadi alternatif pengganti LRFD. Padahal sebelumnya sudah dikatakan untuk perencanaan modern, perlu keandalan tinggi terhadap beban terduga. Ini tentu menimbulkan kebingungan. Untuk itu perlu dibahas, apa perbedaan dan kesamaan antara *Allowable Stress Design* (AISC 1989) dan *Allowable Strength Design* (AISC 2005).

Kesamaan dari keduanya adalah sama-sama memakai kondisi beban kerja (tanpa faktor beban) dan faktor aman pada strukturnya. Perbedaannya, ASD lama (AISC 1989) faktor aman diberikan pada tegangan. Jadi pada cara ini, perlu dipastikan bahwa pada setiap kondisi beban maka tegangan yang terjadi di elemen adalah di bawah tegangan ijin. Sedangkan ASD baru (AISC 2005), faktor aman diberikan pada kekuatan elemen struktur, yang besarnya akan berbeda dari pola keruntuhan yang terjadi. Untuk detailnya dapat dilihat pada Tabel 3.

**Tabel 3: Perbedaan antara ASD (1989) terhadap ASD (2010)**

Item	ASD (AISC 1989)	ASD (AISC 2010)
Load Combination	D	
	D + L	
	D + (Lr or S or R)	
	D + 0.75L + 0.75(Lr or S or R)	
	D + (0.6W or 0.7E)	
	D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75(Lr or S or R)	
	D + 0.75L + 0.75(0.7E) + 0.75S	
	0.6D + 0.6W 0.6D + 0.7E	
Axial Force	Tensile $f_t = P_d/A_g < F_t$ dimana $F_t = 0.66 F_y$ fracture $f_t = P_d/A_e < F_t$ dimana $F_t = 0.5 F_u$	$P_a \leq P_n/\Omega_t$ Req'd $P_n = P_a \Omega_t \leq P_n$ $P_a / (P_n / \Omega_t) \leq 1.00$ $\Omega_t = 1.67$ (yielding) & $\Omega_t = 2.0$ (rupture) $\Omega_c = 1.67$
Flexural members compact sections	$f_b = M_d/S_x < F_b$ dan $L_b < L_c$ $F_b = 0.66 F_y$	$M_a \leq M_n/\Omega_b$ Req'd $M_n = M_a \Omega_b \leq M_n$ , dimana $M_n = M_p$ $M_a / (M_n / \Omega_b) \leq 1.00$ $\Omega_b = 1.67$
Flexural members non-compact sections	$f_b = M_d/S_x < F_b$ dan $L_b < L_c$ $F_b = 0.6 F_y$	$M_a \leq M_n/\Omega_b$ Req'd $M_n = M_a \Omega_b \leq M_n$ , dimana $M_n < M_y$ $M_a / (M_n / \Omega_b) \leq 1.00$ $\Omega_b = 1.67$

Jadi meskipun istilahnya bisa sama, yaitu ASD, tetapi detail didalamnya berbeda. Itu pula sebabnya pada ASD baru (AISC 2015), semua detail hitungan kekuatan elemen mempunyai rumus sama seperti LRFD, sehingga dalam satu dokumen sama (AISC 2010) dapat dimuat dua cara (LRFD dan ASD).

**Tabel 4: Perbedaan antara LRFD dan ASD berdasarkan AISC (2010) – baja hot-rolled**

Item	LRFD (AISC 2010)	ASD (AISC 2010)
Load Combination	1.4D	D
	1.2D + 1.6L + 0.5(Lr or S or R)	D + L
	1.2D + 1.6(Lr or S or R) + (L or 0.5W)	D + (Lr or S or R)
	1.2D + 1.0W + L + 0.5(Lr or S or R)	D + 0.75L + 0.75(Lr or S or R)
	1.2D + 1.0E + L + 0.2S	D + (0.6W or 0.7E)
	0.9D + 1.0W	D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75(Lr or S or R)
	0.9D + 1.0E	D + 0.75L + 0.75(0.7E) + 0.75S
Axial Force	Tensile Req'd $P_u \leq P_n$ $\phi_t = 0.9$ (yielding) dan $\phi_t = 0.75$ (rupture)	Compression Req'd $P_u \leq P_n$ $\Omega_t = 1.67$ (yielding), $\Omega_t = 2.0$ (rupture)
	Bending Moment Req'd $M_u \leq M_n$ $\phi_b = 0.9$	Req'd $M_u \leq M_n$ $\Omega_b = 1.67$
Shear Force	Req'd $V_u \leq V_n$ $\phi_v = 0.9$	Req'd $V_u \leq V_n$ $\Omega_v = 1.67$
Reaction/Resistance	Req'd $R_u \leq R_n$ $\phi = 0.75$	Req'd $R_u \leq R_n$ $\Omega = 2.0$

Jadi dapat disimpulkan bahwa cara ASD baru (AISC 2005 atau setelahnya) adalah tidak sama dengan ASD lama (AISC 1989 dan sebelumnya). Pada dasarnya cara baru tersebut adalah cara LRFD juga. Itu tentunya juga sejalan dengan kronologi terbitnya *code-code* perencanaan struktur dunia dimana semua akan mengarah pada cara LRFD, baik untuk perencanaan gedung, jembatan atau struktur *offshore*.

Alasan itu pula yang menyebabkan, meskipun pada code baru ada 2 cara alternatif perencanaan, tetapi yang diuraikan buku Struktur Baja: Perilaku, Analisis & Desain – AISC 2010 (Dewobroto, 2015) hanyalah cara LRFD saja. Itu dipilih karena *code* Indonesia sebelumnya (SNI 03-1729-2002) sudah memakai cara LRFD, yang berarti sudah 12 tahun lamanya sejak sekarang. Itupun masih banyak yang bingung dan ragu serta selalu dibandingkan dengan cara ASD lama. Apalagi tahun 2005 dikenalkan lagi istilah ASD yang mirip. Kalau keduanya diulas lagi tentu akan membuat bingung.

Jadi dengan membahas satu cara saja, yaitu LRFD, tetapi bila dapat fokus dan menguasai secara benar, maka tentunya sudah sangat mencukupi. Maklum, tidak ada keuntungan yang diperoleh dengan dapat menguasai kedua-duanya. Bahkan jika dipilih ASD bisa-bisa nanti akan terkecoh dengan cara lama, karena meskipun istilahnya sama, yaitu ASD tetapi materinya sebenarnya sudah *out-of-date*. *Code* di Jepang masih pakai cara ASD, meskipun daerahnya berisiko tinggi gempa.

## STRUKTUR BAJA TAHAN GEMPA DAN PERATURANNYA

Secara tradisional dipahami bahwa baja selain berkekuatan tinggi, maka perilaku keruntuhannya adalah bersifat daktail. Kelihatannya tidak ada material konstruksi lain yang dapat menyamai. Oleh sebab itu, material baja diperlukan untuk setiap pekerjaan konstruksi. Karena sifat daktail itu pula, maka selama ini diyakini bahwa konstruksi baja akan secara alami mempunyai sifat tahan gempa,

bahkan tanpa perlu diberikan perlakuan khusus sekalipun. Hal ini tentu berbeda dibanding konstruksi beton bertulang yang memerlukan detail penulangan yang khusus.

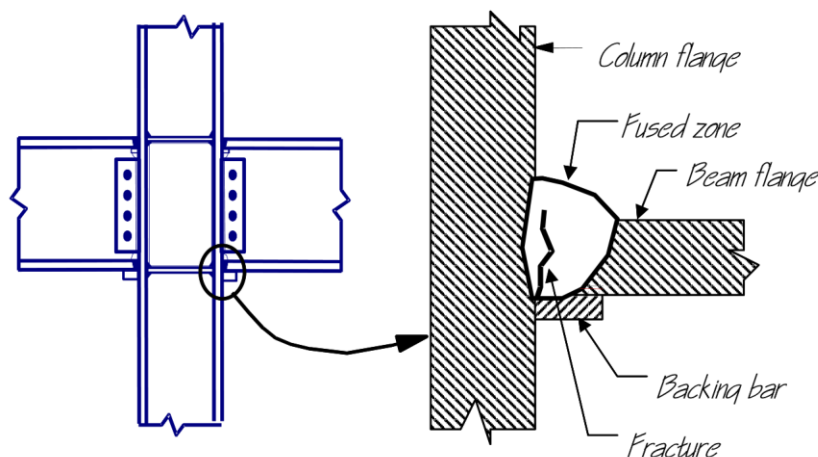
Kecuali hal di atas, material baja adalah buatan pabrik, yang mutunya dapat dijamin secara konsisten. Tetapi untuk itu ukuran yang dihasilkan terbatas, biasanya dibuat dalam bentuk elemen-elemen yang relatif kecil dan terpisah. Oleh sebab itu diperlukan proses perangkaian dengan sistem sambungan untuk menjadi konstruksi bangunan yang direncanakan.

Sistem sambungan yang dikenal handal saat ini adalah baut mutu tinggi dan las. Bahkan sistem yang terakhir itu, yaitu las, dianggap sebagai sistem sambungan yang paling baik karena dapat menyatukan material baja secara sempurna dan sekaligus relatif ekonomis. Oleh sebab itu untuk konstruksi baja ada petunjuk praktis bahwa jika tidak ada masalah transportasi dan *erection*, maka semua sambungan yang digunakan adalah sistem las dan itu dilakukan di bengkel fabrikasi. Adapun sistem baut mutu tinggi hanya digunakan untuk pemasangan (*erection*) di lapangan. Itulah yang terjadi pada konstruksi baja modern saat ini.

Kesimpulan di atas ternyata tidak bisa lagi dipercaya. Laporan FEMA-350 (2000) menunjukkan bahwa dampak gempa bumi Northridge (USA), tanggal 17 Januari 1994, mengubah semua keyakinan tadi. Setelah gempa itu terjadi, dijumpai banyak bangunan struktur baja yang dulunya dianggap tahan gempa ternyata mengalami kerusakan getas pada sambungan balok-kolom. Bangunan yang rusak mencakup, satu lantai sampai banyak tingkat, dari usia bangunan 30 tahun sampai konstruksi yang baru selesai dibangun sesaat sebelum gempa terjadi. Bangunan yang rusak juga tersebar pada suatu daerah geografi yang cukup luas, bahkan pada daerah yang dianggap hanya menerima gempa sedang.

Meskipun relatif sedikit jumlah bangunan yang terdapat pada daerah dengan gempa yang tinggi, tetapi kerusakan yang dialami cukup intensif. Penemuan terhadap kerusakan getas rangka bangunan yang tidak terantisipasi tersebut juga terjadi pada bangunan yang terlihat kerusakan arsitekturnya relatif kecil. Itu tentu menjadi kekhawatiran semua pihak, khususnya insinyur dan para kontraktor bangunan, jangan-jangan bangunan lain yang terlihat tidak rusak pada kenyataan yang sebenarnya adalah telah rusak. Penyelidikan selanjutnya membuktikan bahwa beberapa bangunan yang pernah mengalami gempa Landers (1992), Big Bear (1992) dan Loma Prieta (1989), mengalami kerusakan serupa.

Padahal jika dikaji secara umum, bangunan struktur baja yang mengalami kerusakan akibat gempa Northridge tersebut telah memenuhi kriteria dasar *code* tahan gempa yang ada. Hanya saja, kerusakan yang dimaksud belum menyebabkan bangunannya runtuh. Meskipun demikian, struktur bangunan tidak berperilaku sebagaimana yang diharapkan dan kerugian ekonomi terjadi akibat kerusakan sambungan, bahkan pada beberapa kasus terjadi akibat gempa yang relatif kecil dari gempa rencana. Kerugian termasuk juga biaya langsung akibat proses investigasi dan perbaikan sambungan, sekaligus biaya tidak langsung karena proses perbaikan yang diperlukan, juga kerugian jangka panjang akibat perubahan fungsi ruang pada daerah yang rusak. Adapun bentuk kerusakan yang banyak dijumpai pada bangunan baja akibat gempa Northridge yang dilaporkan oleh FEMA 350 (2000) adalah sebagaimana terlihat pada Gambar 3.



Gambar 3: Sambungan tipikal bangunan baja dan kerusakan akibat gempa Northridge (FEMA 2000)

Pada beberapa kasus, kerusakan fraktur juga berkembang menjadi retak pada sayap kolom di daerah belakang bagian yang dilas. Pada kasus tersebut, bagian sayap kolom terlihat masih menyatu dengan sayap balok, tetapi tertarik lepas dari bagian kolom utamanya. Pola retak ini dikenal sebagai kerusakan *divot* atau *nugget* (FEMA 2000).

Tidak itu saja, dijumpai juga kerusakan yang bersifat getas pada sambungan balok-kolom yang dilas di tempat. Kerusakannya bahkan terjadi pada bagian geser yang dianggap tidak menentukan sebelumnya, lihat Gambar 6. Jadi keruntuhan yang terjadi adalah di luar prediksi yang ada.

Bahkan dijumpai juga bahwa fraktur yang terjadi sepenuhnya mencakup pelat sayap kolom, sepanjang bidang horizontal dari sayap balok bagian bawah. Pada beberapa kasus kerusakan ternyata dapat merambat terus ke pelat badan kolom dan menyilang di zona panel. Juga dijumpai kolom mengalami kerusakan fraktur disepanjang penampang sayapnya.



(a). Kerusakan pada transisi pengelasan



(b). Kerusakan "divot" pada sayap kolom

Gambar 4: Kerusakan fraktur sambungan balok-kolom akibat gempa Northridge (FEMA 2000).



(a). Fraktur yang merambat sampai pelat di zona panel



(b). Fraktur pada pelat sayap kolom

Gambar 5: Kerusakan kolom akibat gempa Northridge (FEMA 2000)



Gambar 6: Kerusakan fraktur vertikal pada sambungan balok akibat gempa Northridge (FEMA 2000)



Terlepas dari terjadinya penurunan kekuatan secara lokal pada bagian yang mengalami kerusakan, banyak bangunan yang rusak ternyata tidak menampilkan tanda-tanda jelas dari kerusakan struktur, misalnya tidak ada *drift* permanen atau kerusakan elemen arsitektur. Itu membuat evaluasi pasca gempa terhadap kerusakan bangunan, yang dapat dipertanggung-jawabkan, menjadi sulit dilakukan. Untuk menentukan apakah sambungan struktur rusak atau tidak, maka diperlukan “pembobokan” terlebih dahulu *finishing* arsitektur, juga bila ada *fireproofing* yang dipasang. Selanjutnya dilakukan inspeksi yang detail dari sistem sambungannya. Evaluasinya mahal, bahkan ketika yang rusak tidak ditemukan. Kalaupun ketemu maka untuk perbaikan sambungannya juga mahal. Bisa saja ketika dite-mukan satu bagian portal bangunan yang rusak, maka akan lebih murah merobohkannya secara menyeluruh dan membangun baru, daripada mengevaluasi dan memperbaikinya (FEMA 2000).

Itu memicu AISC (*American Institute of Steel Construction*) membentuk satuan gugus tugas mendata masalah (AISC 1994a), dan melakukan penelitian di Universitas Texas di Austin (AISC 1994b). AWS (*American Welding Society*) juga membuat penelitian mengevaluasi pengaruhnya terhadap *code* las.

September 1994 dibentuk SAC Joint Venture, kerja sama antara beberapa asosiasi profesi AISC, AISI (*American Iron and Steel Institute*) dan NIST (*National Institute of Standards and Technology*) menyelenggarakan *workshop* internasional (SAC 1994) di Los Angeles. Tujuannya mengkoordinasi-kan usaha-usaha sistematis untuk penyelidikan dan penyelesaian masalah akibat kerusakan struktur baja. Akibatnya FEMA (*Federal Emergency Management Agency*) tertarik bergabung. Hal-hal seperti inilah yang menjadi cikal bakal terbentuknya *code*. Inisiatifnya dari asosiasi profesi (AISC, AISI, NIST dan AWS), selanjutnya pemerintah (FEMA) bergabung. Pertengahan tahun 1995 dikeluarkan FEMA-267, pedoman sementara untuk evaluasi, perbaikan, perubahan dan perencanaan struktur rangka momen dengan las untuk mengantisipasi kerusakan seperti yang terjadi pada gempa Northridge 1994. Sejak itu bertubi-tubi penelitian terkait struktur baja terhadap gempa diterbitkan, sampai puncaknya keluarlah peraturan gempa khusus struktur baja (AISC 1997).

Satu hal penting dari dampak gempa Northridge (1994), adalah bahwa untuk menghasilkan bangunan rangka momen baja yang daktail dan handal, maka diperlukan sejumlah perubahan terhadap kebiasaan praktis yang ada, mulai dari tahap desain, pemilihan bahan material, fabrikasi, *erection* dan proses pengawasan mutu yang dilakukan. Salah satu akibatnya untuk perencanaan struktur baja tahan gempa perlu perhatian khusus, bahkan perlu dokumen tersendiri. Itulah mengapa, sejak saat itu untuk perencanaan struktur baja tahan gempa perlu dibaca beberapa dokumen *code* sekaligus, yaitu:

1. ANSI/AISC 360-10: *Specification for Structural Steel Buildings* (612 halaman), diterjemahkan jadi SNI 1729:2015 - Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural (289 halaman). Ini adalah *code* dasar perencanaan, lebih menekankan perencanaan terhadap beban tetap (gravi-tasi), belum ada ketentuan khusus struktur baja tahan gempa. Buku penulis (Dewobroto 2015) didasarkan pada *code* ini, belum membahas secara detail tentang struktur baja tahan gempa. Lebih fokus pada perilaku tegangan dan pengaruh stabilitas struktur saat pembebanan.
2. ANSI/AISC 341-10: *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (402 halaman). Ini isinya standar atau konsensus terpisah untuk topik khusus, perencanaan dan pelaksanaan struktur baja dan komposit (baja & beton) sistem bangunan tahan gempa. Ini harus dipakai bersama dengan ANSI/AISC 360-10 & ASCE/SEI 7-10. *Code* disusun bersama dengan BSSC (*Building Sismic Safety Council*); FEMA (*Federal Emergency Management Agency*), NSF (*National Science Foundation*), dan SEAOC (*Structural Engineers Association of California*). Ini diterjemahkan jadi SNI 1729.2 –“Ketentuan Desain Tahan Gempa Untuk Struktur Gedung Baja” (161 halaman). Catatan : penulis baru menjumpai *draft* tertulisnya.
3. ANSI/AISC 358-10 dan ANSI/AISC 358s1-11: *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications* (178 halaman). Standar perencanaan dan pembuatan sistem sambungan khusus sesuai ANSI/AISI 341-10 untuk diaplikasikan pada Rangka baja Pemikul Momen Khusus (RPMK) atau *special moment frame* (SMF), juga Rangka baja Pemikul Momen Menengah (RPM) atau *intermediate moment frames* (IMF). Ini perlu karena keruntuhan fraktur dipengaruhi oleh bentuk detail dan cara pembuatannya. Persyaratan itu tentu saja cukup kompleks dalam analisis numeriknya, oleh sebab itu setiap detail sambungan yang

diusulkan oleh standar perlu dibuktikan terlebih dahulu kinerjanya melalui uji empiris di laboratorium, bukan sekedar dari hasil analisis teoritis saja.

4. ASCE/SEI 7-10: *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (291 halaman). Sebagian standar ini diterjemahkan jadi SNI 1727:2013 - *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*. Sedangkan bagian terkait dengan bangunan tahan gempa digunakan untuk menyusun SNI 1726:2012 - *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung*.

Keberadaan tiga dokumen utama (ANSI/AISC 340, 341 & 358) untuk perencanaan struktur baja tahan gempa adalah menarik. Bandingkan dengan *code* struktur beton yang semuanya cukup mengacu pada *code* tunggal, yaitu ACI 318 (2011), yaitu *Chapter 21 – Earthquake Resistant Structures* ( $\pm$  50 hal.). Bandingkan juga dengan isi ketentuan struktur baja tahan gempa (ANSI/AISC 341) yang sekitar 402 halaman. Sampai disini dapat dipahami mengapa ketentuan yang untuk struktur baja jauh lebih “berat” dari struktur beton. Hanya kebetulan saja, di Indonesia untuk bangunan publiknya maka struktur beton lebih dominan, dan itu yang menjadi fokus para insinyur kita. Untuk kedepan, maka penguasaan akan kompetensi perencanaan struktur baja tahan gempa diperlukan. Kurikulum di perguruan tinggi dalam hal ini tentu perlu mengantisipasinya.

Sistem struktur beton tahan gempa, umumnya hanya terdiri dari portal dan *shear wall* atau kombinasi keduanya. Untuk sistem struktur baja tahan gempa, selain sistem portal, ada juga *bracing*, eksentrik *bracing*, *plate shear wall* dan ada beberapa yang lain. Itu berarti untuk baja lebih banyak bentuk variasinya dibanding beton. Itulah mengapa *code*-nya untuk baja lebih tebal.

### **SNI BAJA TERBARU (SNI 1729:2015) DAN AISC 2010**

Tahun ini (2015) *code* struktur baja baru telah formal dipublikasikan, yaitu SNI 1729:2015. Itu berarti memerlukan waktu 13 tahun sejak *code* sebelumnya, SNI 03-1729–2002, digunakan. Hal penting lagi adalah bahwa *code* SNI baja terbaru ini pada dasarnya adalah adopsi penuh dengan cara menerjemahkan dengan *code* Amerika terkini, yaitu AISC (2010). Itu juga berarti buku penulis terbaru yang diterbitkan (Dewobroto, 2013) dapat digunakan karena *code* yang diadopsi sama seperti SNI baja yang terbaru. Perbedaan hanya pada istilah. Pada saat ditulis, SNI 1729:2015 belum resmi dipakai, sehingga untuk menghindari terjadinya salah paham, maka beberapa nama atau istilah asing masih mengacu pada *code* aslinya. Adanya *textbook* yang selaras dengan *code* yang diterbitkan, maka diharapkan masyarakat akan terbantu untuk mempelajari *code* tersebut secara mandiri.

Materi AISC (2010) jika dipelajari ternyata berubah mendasar. Jika sebelumnya (AISC 2005 dan *code* sebelumnya), strategi perencanaan dapat didasarkan pada analisis struktur yang dapat diselesaikan secara manual (kalkulator). Kalaupun memakai komputer hanya untuk otomatisasi atau kecepatan hitungan. Adapun cara baru, DAM (AISC 2010) harus tergantung ketersediaan komputer. Oleh sebab itu cara lama tetap diakui dan dimuat di Appendix 7 (AISC 2010) sebagai cara alternatif. Karena masih mungkin dipakai, maka dibedakan dengan memberi nama *Effective Length Method* (ELM).

Jadi ELM merujuk pada cara perencanaan struktur baja yang dimuat pada AISC (2005) dan versi-versi sebelumnya. Jadi metode utama yang diunggulkan saat ini adalah *Direct Analysis Method* (DAM). Suatu cara perencanaan baru, yang analisis stabilitasnya perlu analisis struktur berbasis komputer. Jadi kalau tidak ada komputer, maka cara baru tersebut akan tidak praktis, bahkan bisa dikatakan sulit digunakan. Tentang cara DAM sebenarnya sudah lama ada, yaitu di Appendix 7 *code* AISC (2005).

Dalam kenyataannya, untuk kasus-kasus umum, ke dua cara : DAM atau ELM memberikan hasil yang tidak berbeda satu dengan lainnya. Hanya pada kasus khusus, yaitu yang stabilitasnya menentukan, maka keunggulan cara DAM yang baru, akan terlihat signifikan dibanding cara ELM (yang lama).

### **ANALISIS RESPON STRUKTUR UMUM**

Istilah *Direct Analysis Method* (DAM) mulai muncul di *Chapter C – Design for Stability* (AISC 2010), yang mensyaratkan bahwa stabilitas adalah hal penting pada perencanaan struktur baja, dan harus ditinjau secara keseluruhan, baik sebagai struktur (global), atau sebagai elemen-elemen penyusunnya (lokal). Dalam memperhitungkan stabilitas, perlu dimasukkan juga faktor-faktor yang

mempengaruhi, yaitu: [1] Deformasi elemen akibat momen lentur, gaya aksial atau gaya geser, juga bentuk deformasi lain yang dapat mempengaruhi perilaku struktur; [2] Pengaruh orde-2, baik  $P-\Delta$  (global - struktur) atau  $P-\delta$  (lokal - elemen); [3] Ketidak-sempurnaan geometri (*geometry imperfection*); [4] Reduksi penampang akibat kondisi inelastis; dan [5] Ketidak-pastian kekuatan dan kekakuan perencanaan. Jika diperhatikan, faktor-faktor tersebut terkait dengan gaya-gaya internal batang dan deformasi struktur, yang untuk memprediksinya diperlukan analisis struktur yang khusus.

Istilah memprediksi gaya-gaya internal dan deformasi struktur perlu ditekankan, karena memang yang dapat diproses dengan analisis struktur adalah model dan bukan struktur yang sebenarnya. Ketepatan prediksi, persyaratan dan konfigurasi model yang perlu dibuat, tergantung dari jenis analisis struktur yang dipilih. Oleh sebab itu membahas analisis-analisis struktur apa saja yang secara rasional dapat diterima adalah sangat penting dan akan mempengaruhi tinjauan terhadap stabilitas struktur. Untuk itu, akan ditinjau berbagai jenis analisis struktur yang umum digunakan pada perencanaan struktur baja. Analisis struktur lebih difokuskan pada perilaku struktur secara keseluruhan (makro), dimana dianggap bahwa detail penampang dan sistem sambungannya (mikro) telah memenuhi persyaratan sehingga tidak mempengaruhi hasil analisis struktur tersebut secara keseluruhan.

### **ANALISIS ELASTIK-LINIER (*FIRST ORDER ELASTIC ANALYSIS*)**

Sebagian besar tujuan dari perencanaan struktur adalah dapat memproporsikan elemen-elemen dan sistem sambungan sedemikian rupa sehingga strukturnya tetap dalam kondisi aman dan berfungsi terhadap suatu kondisi pembebanan yang tertentu, baik untuk kondisi sehari-hari (beban tetap) atau kondisi tidak terduga (beban sementara). Jika kondisi pembebanannya adalah pasti dan tertentu maka tentunya tidak diperlukan analisis perilaku struktur dalam kondisi *ultimate* atau keruntuhannya. Maklum pada kondisi kerja, agar aman dan berfungsi dengan baik, maka tegangan penampang dan deformasinya harus diusahakan relatif kecil, dan umumnya masih dalam kondisi elastik-linier.

Jika perilaku struktur dapat diprediksi berdasarkan kondisi elastik-liniernya, maka detail analisisnya dapat dibuat sederhana secara signifikan. Kondisi elastik linier itu sendiri sebenarnya hanya bagian kecil dari perilaku struktur yang dibebani. Kondisi elastis adalah jika pembebanan dihilangkan maka deformasinya juga hilang, kembali pada posisi semula sebelum dibebani. Adapun linier adalah bentuk hubungan antara beban dan deformasi yang terjadi selama pembebanan yang berupa garis lurus. Perilaku elastik-linier umumnya terjadi pada kondisi deformasi yang relatif kecil, sehingga dianggap dapat dianalisis berdasarkan konfigurasi struktur awal, sebelum dibebani. Sehingga untuk analisisnya, kondisi geometri dianggap tidak mengalami perubahan. Itulah mengapa prinsip superposisi dapat diterapkan, sehingga deformasi setiap titik akibat beberapa beban, adalah sama dengan jumlah aljabar deformasi dari tiap-tiap beban secara individu, tanpa dipengaruhi urutan pembebanan. Itulah mengapa suatu kasus beban jika dianalisis elastik-linier dapat ditinjau secara sendiri-sendiri.

Untuk mendapatkan efek ekstrim dari pembebanan, yaitu memastikan bahwa struktur aman dari setiap kondisi beban rencananya, maka dilakukan kombinasi dari masing-masing kasus beban tersebut untuk mendapatkan kondisi maksimum dan minimum. Dalam tahap ini, dapat dimasukkan faktor beban untuk mensimulasi kondisi batas (*ultimate*) berdasarkan prinsip probabilitas. Ketepatan dan kebenaran strategi ini tentu hanya bisa dilihat dari kaca mata ilmu statistik yang umumnya dapat dikaitkan dengan data-data empiris yang ada.

Analisa struktur elastis-linier relatif sederhana dan mencukupi untuk perancangan struktur dengan pembebanan pasti atau tertentu. Oleh karena cukup sederhana, maka banyak dijadikan topik utama materi perkuliahan analisa struktur di tingkat perguruan tinggi atau yang sejenis.

Dasar teori penyelesaian statik program rekayasa struktur, pada prinsipnya adalah matrik kekakuan elastis-linier, dimana persamaan keseimbangan struktur dapat dituliskan sebagai berikut.

$$[K]\{\delta\} = \{F\} \dots \dots \dots (1)$$

dimana:

[K] adalah matrik kekakuan, atau representasi matematik dari perilaku struktur.

{ $\delta$ } adalah vektor perpindahan (translasi atau rotasi).

{F} adalah vektor gaya luar, dapat berbentuk beban titik nodal bebas atau reaksi tumpuan.

Pers. 1 menunjukkan bahwa deformasi ( $\delta$ ), berbanding lurus dengan gaya (F), adapun matrik [K] adalah penghubung dari F- $\delta$  tersebut. Definisi lain matrik [K] adalah besarnya gaya untuk satu unit

deformasi. Jika matrik  $[K]$  konstan untuk keseluruhan analisis, itu menunjukkan bahwa jenis analisa struktur yang digunakan adalah elastik linier.

### ANALISIS TEKUK ELASTIK (*ELASTIC BUCKLING ANALYSIS*)

Analisis tekuk elastik pada dasarnya adalah hasil pengembangan dari analisa elastik-linier. Hanya saja dalam analisis tekuk, pengaruh gaya aksial terhadap kekakuan lentur elemen diperhitungkan. Untuk memahami apa yang dimaksud, ada baiknya dibayangkan instrumen gitar. Tali senar dianalogikan sebagai elemen struktur yang ditinjau. Jika kondisi tali senar yang tidak dikencangkan (tidak ada gaya tarik) maka tali secara fisik terlihat kendor (tidak kaku) bahkan ketika dipetik, tidak ada perlawanan (senar mengikuti arah petikan). Tetapi jika sebaliknya, ketika tali senar telah dikencangkan, maka secara fisikpun kondisinya berbeda. Tali senar akan terlihat sangat kaku, dapat dipetik dan menimbulkan dentingan nada. Besarnya pengencangan (gaya tarik) mempengaruhi frekuensi nada (kekakuan). Semakin kaku maka frekuensi nadanya semakin tinggi, dan sebaliknya. Perilaku elemen struktur, yang seperti tali senar (langsing), tidak dapat ditangkap dengan analisis struktur elastis-linier yang biasa.

Analogi tali senar menunjukkan bahwa gaya aksial tarik (positip) akan meningkatkan kekakuan lentur elemen struktur. Demikian juga sebaliknya, gaya aksial tekan (negatif) dapat mengurangi kekakuan. Bahkan untuk elemen dengan kategori langsing, gaya aksial tekan yang besar dapat menghilangkan kekakuan struktur secara keseluruhan, kondisi ini disebut tekuk (*buckling*).

Kondisi kekakuan elemen struktur yang dipengaruhi gaya aksial dapat dituliskan dalam persamaan matrik sebagai berikut:

$$[Q] = \{[K_0] + P[K_1]\}[\Delta] \dots\dots\dots (2)$$

Dimana  $[Q]$  berisi gaya transversal penyebab lentur,  $[\Delta]$  berisi deformasi lentur yang berkesesuaian dan  $P$  adalah gaya aksial (tarik = positip). Matrik kekakuan elemen batang terdiri dari dua bagian,  $[K_0]$  matrik kekakuan standar terhadap lentur atau matrik  $[K]$  pada persamaan (1), dan  $[K_1]$  adalah matrik kekakuan geometri yang memasukkan pengaruh gaya aksial  $P$  terhadap kekakuan lentur elemennya.

Dari formulasi tersebut akhirnya dapat diketahui bahwa kondisi tekuk terjadi bila gaya aksial yang diberikan dapat mengurangi kekakuan lenturnya sampai bernilai nol (kehilangan kekakuan). Dengan menulis ulang Pers. 2 di atas menjadi format berikut:

$$[\Delta] = \{[K_0] + P[K_1]\}^{-1} [Q] \dots\dots\dots (3)$$

Jika  $P$  adalah gaya tekan (negatif) kekakuan bisa hilang, yaitu jika deformasi  $[\Delta]$  bertambah tanpa ada penambahan gaya transversal  $[Q]$ . Ini terjadi jika invers matrik menjadi tidak terhingga. Invers matrik diperoleh dari membagi matrik dengan nilai determinan-nya. Jadi invers matrik menjadi tak terhingga hanya jika determinan-nya bernilai nol (zero). Itu berarti beban kritis dapat diperoleh dengan mencari determinan matrik yang bernilai nol. Itulah esensi dari analisis tekuk elastis, yaitu mencari beban kritis pada sistem struktur yang menimbulkan gaya aksial tekan yang menyebabkan tekuk (*buckling*) pada salah satu atau bahkan keseluruhan elemen. Karena konfigurasi bebannya bisa berbeda-beda, maka umumnya yang dapat dicari dari analisis tekuk elastis adalah faktor pengali dari beban tersebut.

Pada analisis tekuk elastis, besarnya deformasi pada struktur sebelum tekuk tidak berpengaruh, atau tidak diperhitungkan. Dalam hal ini, kondisi geometri struktur dianggap sama seperti pada kondisi elastis linier, dimana deformasi yang terjadi dianggap relatif kecil, sehingga dapat diabaikan. Padahal tekuk adalah permasalahan stabilitas, yang sangat dipengaruhi oleh deformasi. Oleh karena itu analisis tekuk elastis hanya cocok untuk digunakan pada struktur yang langsing dan tidak bergoyang, dimana keruntuhan tekuk yang terjadi sifatnya tiba-tiba dan tidak didahului oleh terjadinya deformasi yang besar. Kondisi ini tentu saja tidak terjadi pada setiap jenis struktur, nilai yang dihasilkan dari analisis ini akan memberikan batas atas dari beban tekan yang dapat diberikan. Kondisi aktual bisa lebih kecil.

### ANALISIS ELASTIS ORDE KE-2 (*SECOND ORDER ELASTIC ANALYSIS*)

Analisa struktur dengan metode matrik kekakuan, jika suatu keseimbangan struktur dapat dituliskan dalam persamaan (1), maka itu menunjukkan bahwa perilaku struktur yang dievaluasi terbatas pada kondisi elastik-linier. Agar valid, salah satu persyaratan yang harus dipenuhi adalah deformasi struktur relatif kecil sedemikian sehingga geometri sebelum dan sesudah pembebanan

dianggap tidak berubah. Itulah mengapa salah satu syaratnya adalah evaluasi terhadap deformasi maksimum yang terjadi.

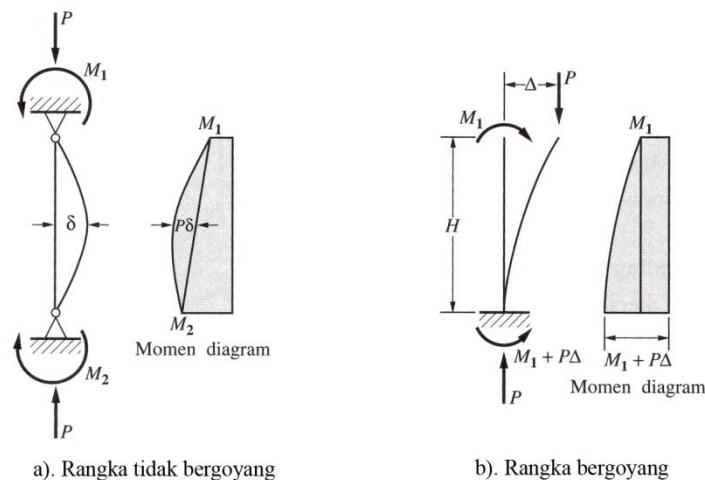
Jika deformasinya relatif besar sedemikian sehingga konfigurasi geometri berubah, maka hasil analisis menjadi tidak valid. Kasusnya menjadi non-linier geometri, jika demikian cara analisis elastis-linier yang biasa dipakai akan memberikan hasil yang tidak tepat. Untuk mengatasi, penyelesaiannya harus memasukkan pengaruh deformasi struktur. Analisisnya lebih kompleks dibanding analisis elastik-linier, untuk itu umumnya perlu iterasi dan tahapan beban. Oleh sebab itu analisa strukturnya disebut sebagai analisis struktur order ke-2. Istilah lain yang sepadan adalah analisis non-linier geometri.

Analisa elastik-linier dapat dihitung langsung, tanpa iterasi atau tahapan beban, sehingga dinamai juga sebagai analisis struktur orde ke-1, atau cukup disingkat sebagai “analisa struktur” saja.

Pada kebanyakan kasus, pengaruh deformasi yang diabaikan, tidak menimbulkan masalah. Tapi pada konfigurasi tertentu, khususnya elemen batang dengan gaya aksial yang relatif besar, maka adanya deformasi tersebut dapat menimbulkan momen sekunder yang tidak dapat diabaikan dibandingkan dari momen hasil analisis orde pertamanya. Permasalahan ini dikenal sebagai efek P-delta.

Dengan mempelajari penyelesaian pendekatan pada perancangan struktur baja (AISC 2005) dalam memperhitungkan efek P-delta, dapat diketahui ada dua sumber penyebab, yaitu yang terjadi pada : [1] rangka tidak bergoyang; dan [2] rangka bergoyang. Untuk itu akan ditinjau satu-persatu.

Rangka tidak bergoyang (*braced framed*), adalah struktur rangka dimana titik-titik nodal penghubung elemennya tidak mengalami perpindahan (translasi). Ini terjadi jika struktur rangka tersebut ditahan oleh sistem penahan lateral tersendiri (dinding geser atau *bracing*). Efek P-delta yang seperti ini disebut juga sebagai P- $\delta$ , dimana deformasinya ( $\delta$ ) terjadi pada bagian elemen itu sendiri, di antara titik-titik nodal. Adapun titik nodalnya sendiri tetap, tidak mengalami translasi (lihat Gambar 1a).



Gambar 7: Momen yang dipengaruhi efek P-delta

Rangka bergoyang (*framed sideways*) adalah rangka dimana titik-titik nodal penghubung mengalami translasi akibat pembebanannya, baik lateral maupun vertikal. Ini akan terjadi jika struktur atau pembebanannya tidak simetri, juga akibat tidak tersedianya sistem penahan lateral yang khusus. Efek P-delta yang terjadi adalah akibat adanya perpindahan pada titik nodal, dalam hal ini disebut sebagai P- $\Delta$  (lihat Gambar 1b). Analisis tekuk elastis sudah tidak cocok jika dipakai pada jenis struktur ini.

Untuk struktur rangka tidak bergoyang (*braced framed*), titik nodal penghubung tidak mengalami translasi, sehingga  $\delta$  hanya akan terjadi pada elemen batang, tanpa mempengaruhi sistem struktur secara keseluruhan. Itulah alasannya, mengapa efek P- $\delta$  bersifat lokal dan terjadi jika elemennya langsing atau terlalu lentur. Tekuk yang diakibatkan oleh efek P- $\delta$  dapat diprediksi secara baik dengan analisis tekuk elastis, yang relatif lebih sederhana dan tidak memerlukan iterasi. Keuntungan jika digunakan analisis elastik order ke-2 adalah dapat dilacak perilaku struktur sebelum

mengalami tekuk. Tentu saja ini hanya cocok untuk struktur langsing dimana kondisi tegangannya masih elastis murni.

Pada struktur rangka bergoyang (*framed sideways*), titik nodal penghubung mengalami perpindahan sebesar  $\Delta$  dari kondisi asli, karena titik nodal tersebut juga terhubung pada elemen-elemen struktur yang lainnya, maka efek P- $\Delta$  juga mempengaruhi sistem struktur secara keseluruhan, sifatnya global.

Kemampuan memprediksi efek P- $\Delta$  di tingkat struktur menyeluruh (global), tidak per elemen dapat dikerjakan DAM (AISC 2010). Sedangkan cara lama, yaitu ELM (AISC 2010) memperhitungkannya dengan cara pendekatan melalui faktor pembesaran momen B1 dan B2 di Chapter C - AISC (2005).

### PANJANG EFEKTIF KOLOM

Sejak pertama kalinya teori Euler dikemukakan (1744) sampai dipublikasikannya AISC (2010), atau sekitar 266 tahun, maka selama itu pula telah muncul berbagai teori tentang kolom, yang diuji dan akhirnya banyak pula yang berguguran. Jadi ketika konsep panjang efektif kolom selalu dipakai untuk melengkapi teori tentang kolom tersebut, itu menunjukkan bahwa konsep tersebut tentu suatu yang luar biasa. Sebagai suatu teori yang terbukti tangguh, tetapi herannya baru pada AISC (2010) diberi nama *Effectif Length Method* (ELM). Itupun terpaksa diberikan karena untuk membedakan dengan *Direct Analysis Method* (DAM) yang dijadikan unggulan baru setelah selama hampir tiga abad cara perencanaan struktur baja secara rasional dikenal oleh para insinyur.

Oleh sebab itu sebelum ELM ditinggalkan atau bahkan dilupakan, maka perlu dipelajari dahulu secara mendalam: apa keunggulan dan kekurangan metode tersebut, khususnya ketika tersedia teknologi komputer, sehingga dapat beralih ke DAM secara mantap dan tidak ada penyesalan agar kedepannya dapat diperoleh sesuatu yang lebih baik dari perencanaan struktur baja selama ini.

Fungsi utama konsep “panjang efektif kolom” adalah menghubungkan “kolom isolasi” yang menjadi dasar pembuatan kurva kapasitas kolom kepada sistem struktur secara keseluruhan. Karena pada dasarnya “kolom terisolasi” apakah memakai cara ELM atau cara DAM sebagaimana yang terdapat di AISC (2010) maka hasilnya adalah sama saja. Perbedaan baru timbul ketika itu dikaitkan dengan adanya elemen-elemen struktur rangka yang lain.

Untuk membahas mendalam aplikasi panjang efektif kolom pada struktur rangka, maka pengaruhnya dapat dikelompokkan jadi dua, yaitu sistem rangka tidak bergoyang dan rangka yang bergoyang. Jika diketahui kelompok apa sistem struktur rangkanya maka ketelitian hitungan langsung diketahui.

Untuk mendapatkan gambaran apa itu sistem rangka tidak bergoyang atau rangka yang bergoyang maka ada baiknya untuk melihat gambar sebelumnya. Gambar adalah sejuta kata, maka dapat langsung dipahami bahwa elemen rangka yang ujung-ujung nodalnya tidak berpindah (tetap ditempat) selama pembebanan adalah termasuk sistem rangka tidak bergoyang. Asumsi tersebut seperti yang disyaratkan untuk analisis elastis-linier, yaitu defleksinya relatif kecil sedemikian sehingga anggapan bahwa kondisi awal geometri struktur sebelum dan sesudah pembebanan dapat dianggap masih sama.

Jenis struktur yang termasuk adalah truss (rangka batang dengan gaya aksial tekan / tarik), tetapi juga portal dengan sistem penahan lateral khusus, seperti *bracing* atau *shear-wall*. Besarnya nilai K yang digunakan umumnya tercantum pada setiap *steel-code* yang ada, misalnya di AISC adalah:

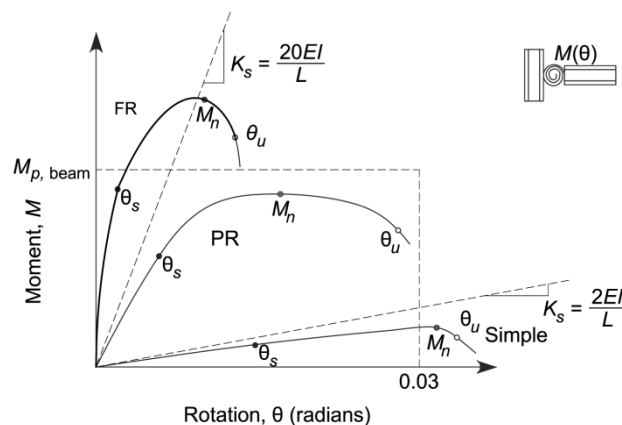
Buckled shape of column is shown by dashed line.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code						

Gambar 8: Petunjuk klasik untuk struktur baja tentang nilai K (AISC 2005)

Table C-C2.2 (AISC 2005) seperti pada Gambar 22, disebut juga sebagai petunjuk klasik perencanaan baja. Setiap insinyur yang menguasai struktur baja pasti akan mengenalnya. Maklum hampir selalu ada pada setiap *steel-code* di negara yang menerbitkannya. Untuk struktur tidak bergoyang (*no-sway*), maka nilai k dari kolom (a), (b) dan d) saja yang digunakan, sisanya adalah untuk yang bergoyang.

Jika dapat ditentukan kondisi kekangan tumpuan kolom, yaitu sendi-sendi, sendi-jepit atau jepit-jepit secara jelas dan benar tentunya, maka kapasitas kolom terhadap tekan yang dihitung dengan ELM maupun DAM akan memberikan hasil yang sama.

Perencanaan dengan cara DAM tidak perlu menghitung nilai K, karena telah ditentukan  $K = 1$ . Jika elemen-elemen kolom menerus menjadi satu kesatuan sistem struktur, maka komputer (ini syarat untuk memakai cara DAM) akan otomatis menghitung kekakuan struktur menyeluruh secara rasional dalam analisis dan desainnya. Oleh sebab itu, jika pada struktur real eksentrisitas atau yang sejenis maka kondisi tersebut wajib dimodelkan, dan pengaruhnya akan secara otomatis diperhitungkan. Perbedaan antara cara ELM dan DAM terjadi akibat interpretasi kondisi kekangan ujung yang ada.



Gambar 9: Perilaku sambungan baja (AISC 2010)

Kondisi kekangan ujung kolom diakibatkan sistem sambungan yang dipilih. AISC (2010) membagi kondisi kekangan (sambungan) berdasarkan perilaku momen-rotasi ( $M-\theta$ ), maklum pada dasarnya tidak ada sambungan bersifat jepit atau sendi sempurna (hanya ada dalam teori). Dari perilaku  $M-\theta$  dikenal tiga tipe sambungan: FR (*full restraint*); PR (*partial restraint*) dan *simple connection*. Tipe FR dan simple connection telah dikenal sehari-hari sebagai sambungan menerus dan sambungan pin (sendi). Adapun sambungan PR dihindari karena analisisnya kompleks, perlu dievaluasi menyeluruh dalam satu sistem kesatuan, terpengaruh. Sistem struktur yang mengandung sambungan PR tersebut tentu akan kesulitan menentukan nilai K secara akurat (cara ELM) karena hanya ditinjau secara setempat. Sedangkan cara DAM akan secara otomatis memasukkannya dalam analisis.

## DIRECT ANALYSIS METHOD - AISC (2010) UMUM

Perencanaan struktur baja yang umumnya langsing, memerlukan analisis stabilitas. Hasil dipengaruhi *imperfection* (nonlinier geometri) dan kondisi inelastis (nonlinier material). Karena nonlinier anali-sisnya dikerjakan secara *incremental* dan iterasi. Sekarang ini dengan dukungan teknologi komputer yang canggih tetapi terjangkau, cara analisis yang dimaksud bukan suatu kendala. Banyak tersedia berbagai jenis analisis berbasis komputer yang dipakai, mulai dari analisis *Elastic Buckling Load*, *Second-Order Elastic Analysis*, *First-Order Plastic Mechanism Load*, *First-Order Elastic-Plastic Analysis*, dan *Second-Order Elastic-Plastic*, yang disebut juga sebagai *Advance Analysis*. Umumnya jenis analisis seperti itu sudah tersedia sebagai opsi pada program analisa struktur modern.

Semakin canggih jenis analisisnya ternyata semakin banyak data yang dilibatkan, sehingga diperlukan pemahaman atau kompetensi tertentu agar hasilnya dapat dipakai secara efektif. Jika dipilih *Advance Analysis* maka hasilnya tentu mencukupi untuk analisis stabilitas. Tetapi jika dipakai untuk pekerjaan perencanaan struktur baja secara rutin (bukan riset), tentunya berlebihan dan tidak praktis. Maklum, pekerjaan perencanaan adalah termasuk bisnis, yang tentunya juga memegang prinsip : sedikit bekerja tetapi keuntungan adalah sebanyak-banyaknya. Pemikiran seperti itu tentu menjadi pertimbangan.

Atas dasar alasan tersebut, juga adanya keinginan mendapatkan kemajuan dalam analisis dan desain, maka AISC (2010) menetapkan *Direct Analysis Method* (DAM) sebagai cara baru perencanaan pada struktur baja yang telah memasukkan prinsip modern dalam analisis stabilitas. Memang untuk itu diperlukan analisis struktur berbasis komputer. Tetapi analisis yang dipilih bukan yang rumit seperti *Advanced Analysis*, cukup yang minimalis, yaitu *Second-Order Elastic Analysis*. Tetapi dengan sedikit manipulasi dan strategi perhitungan yang cocok, maka problem stabilitas, yang bersifat nonlinier geometri dan sekaligus nonlinier material, dapat juga diatasi.

Strategi penyelesaian DAM, tidak persis seperti jika digunakan perencanaan cara rasional, tetapi yang penting alat-alatnya telah di kalibrasi dengan data-data eksperimen (AISC 2010) sehingga hasilnya berkorelasi dengan masalah yang nyata. Itulah DAM, cara baru yang menggantikan cara lama ELM (*Effective Length Method*), suatu prinsip penyelesaian stabilitas standar sejak dipakainya rumus Euler dahulu. Cara lama (ELM) tidak dibuang tetapi dipindah di Appendix 7 (AISC 2010), dan dapat dipakai sebagai cara alternatif, khususnya jika tidak tersedia program komputer yang sesuai.

## PERANCANGAN STABILITAS

Perancangan stabilitas struktur adalah kombinasi analisis untuk menentukan kuat perlu penampang dan merancanginya agar mempunyai kekuatan yang mencukupi. Untuk itu, AISC (2010) mengajukan *Direct Analysis Method* (DAM), yang sebelumnya adalah cara alternatif pada *code* lama (AISC 2005).

DAM diperlukan untuk mengatasi keterbatasan analisa struktur elastik, yang tidak bisa mengakses stabilitas. Dengan DAM pengaruh pembebanan struktur dapat dicari dengan memperhitungkan pengaruh *imperfection* (nonlinier geometri) dan inelastis (nonlinier material) yang terjadi.

Cara perancangan struktur baja yang dipakai saat ini, *Effective Length Method*, didasarkan analisa struktur elastik-linier. Pemakaiannya terbatas pada struktur yang rasio pembesaran momen akibat perpindahan titik nodal,  $\Delta_{2nd\ order} / \Delta_{1st\ order} \leq 1.5$  (AISC 2005). Jika melebihi batasan tersebut berarti struktur relatif sangat langsing, yang mana pengaruh non-linier geometri akan menjadi signifikan. Sedangkan cara DAM tidak ada pembatasan, sehingga cocok digunakan untuk perancangan struktur baja modern, yang pada umumnya langsing akibat proses optimasi atau mengikuti estetika bangunan.

## PARAMETER PENENTU STABILITAS STRUKTUR BAJA

Jika mempelajari parameter desain batang tekan yang telah mem-perhitungkan kuat material ( $F_y$ ) dan stabilitas (*buckling*), maka dengan mudah diketahui bahwa kuat batang tekan ditentukan parameter  $E$ ,  $F_y$ ,  $KL/r$  dan  $A_g$ . Dua yang pertama merujuk material, sedangkan dua yang terakhir merujuk kondisi geometrinya. Ternyata setelah dipelajari lebih mendalam, parameter tersebut bukanlah faktor yang utama. Itu hanya akan cocok jika dikaitkan dengan rumus atau kurva kapasitas yang terdapat pada *code* yang memakai parameter tersebut (Galambos 1998, Salmon et.al 2009).



Parameter itu dipilih sebagai strategi jitu untuk penyederhanaan penyelesaian memprediksi kuat nominal batang tekan. Meskipun parameternya terlihat sederhana tetapi pada kasus-kasus tertentu terbukti memberikan korelasi memuaskan terhadap data hasil uji empiris. Strategi penyederhanaan itu diperlukan karena sewaktu penyusunan rumus, maupun penyelesaiannya, pemakaian komputer belum memasyarakat. Umumnya masih tergantung pada cara penyelesaian manual dengan kalkulator.

Adanya dukungan kemajuan di bidang teknologi komputer yang terjangkau masyarakat, maka cara penyederhanaan menjadi tidak relevan lagi. Agar efektif, perlu tinjauan langsung sumber permasalahan sehingga dapat dibuat metode baru lain yang sesuai dengan kemajuan teknologi yang ada.

Menurut AISC (2005) ada tiga aspek penting mempengaruhi stabilitas elemen, yaitu [1] non-linieritas geometri; [2] sebaran plastisitas; dan [3] kondisi batas elemen. Ketiga hal itu sangat berpengaruh pada deformasi struktur ketika dibebani. Itu tentunya akan berdampak pada gaya-gaya internal yang terjadi.

Non-linieritas geometri: Pada struktur yang langsing, deformasi akibat pembebanan tidak dapat diabaikan. Era modern, itu dapat diatasi dengan analisa struktur orde-2, dimana keseimbangan struktur akan memenuhi kondisi geometri setelah berdeformasi. Faktor yang dievaluasi adalah pengaruh *second-order-effect*, yaitu  $P-\delta$  dan  $P-\Delta$ . Pada penyelesaian tradisional, hal itu diatasi dengan faktor pembesaran momen  $B_1$  dan  $B_2$  (Chapter C - AISC 2005). Bila pengaruh non-linier geometri signifikan, maka kondisi cacat atau ketidak-sempurnaan geometri (*initial geometric imperfection*), berupa ketidak-lurusan batang (*member out-of-straightness*), atau ketidak-tepatan rangka (*frame out-of-plumbness*) akibat kesalahan fabrikasi / toleransi pelaksanaan, menjadi berpengaruh.

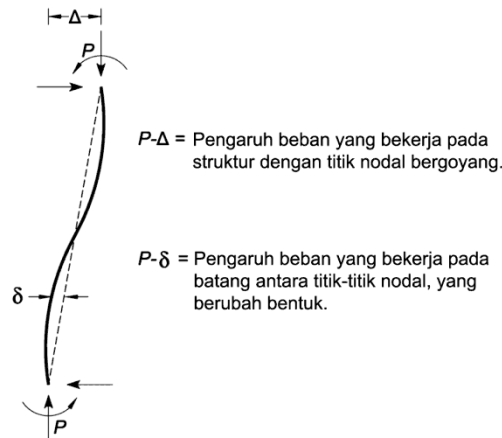
Sebaran plastisitas: Elemen struktur baja umumnya berbentuk profil yang dihasilkan dari proses *hot-rolled* maupun pengelasan. Keduanya meninggalkan tegangan sisa pada penampang akibat proses pendinginan dan adanya *restraint*. Kondisi itu mengurangi kekuatan elemen akibat stabilitas.

Kondisi batas elemen: akan menentukan kekuatan batas elemen struktur, seperti terjadinya kelelahan material, tekuk lokal, tekuk global berupa tekuk lentur, tekuk torsi maupun tekuk torsi-lentur yang tergantung kondisi penampang.

## PERSYARATAN ANALISIS STRUKTUR

*Direct Analysis Method* (DAM) dibuat untuk mengatasi keterbatasan *Effective Length Method* (ELM) yang merupakan strategi penyederhanaan analisis cara manual. Akurasi DAM dapat diandalkan karena memakai komputer, dan mempersyaratkan program analisis struktur yang dipakai, seperti:

- Dapat memperhitungkan deformasi komponen-komponen struktur dan sambungannya yang mempengaruhi deformasi struktur keseluruhan. Deformasi komponen yang dimaksud berupa deformasi akibat lentur, aksial dan geser. Persyaratan ini cukup mudah, hampir sebagian besar program komputer analisa struktur berbasis metoda matrik kekakuan, apalagi 'metoda elemen hingga' yang merupakan algoritma dasar analisa struktur berbasis komputer sudah memasukkan pengaruh deformasi pada elemen formulasinya (Dewobroto 2013).
- Pengaruh Orde ke-2 ( $P-\Delta$  &  $P-\delta$ ). Program komputer yang dapat menghitung gaya-gaya batang dengan analisa struktur orde ke-2 yang mempertimbangkan pengaruh  $P-\Delta$  dan  $P-\delta$  adalah sangat penting dan menentukan. Umumnya program komputer komersil bisa melakukan analisa struktur orde ke-2, meskipun kadangkala hasilnya bisa berbeda satu dengan lain-nya. Oleh karena itu diperlukan verifikasi terhadap kemampuan program komputer yang dipakai. Ketidak-sempurnaan terjadi ketika program ternyata hanya mampu memperhitungkan pengaruh  $P-\Delta$  saja, tetapi tidak  $P-\delta$ . Adapun yang dimaksud  $P-\Delta$  adalah pengaruh pembebanan akibat terjadinya perpindahan titik-titik nodal elemen, sedangkan  $P-\delta$  adalah pengaruh pembebanan akibat deformasi di elemen (di antara dua titik nodal), seperti terlihat pada Gambar 10.



Gambar 10: Pengaruh orde ke-2 (AISC 2010)

### PENGARUH CACAT BAWAAN (*INITIAL IMPERFECTION*)

Perhitungan stabilitas struktur modern didasarkan anggapan bahwa perhitungan gaya-gaya batang diperoleh dari analisa struktur elastik orde-2, yang memenuhi kondisi keseimbangan setelah pembebanan, yaitu setelah deformasi. Ketidak-sempurnaan atau cacat dari elemen struktur, seperti ketidak-lurusan batang akibat proses fabrikasi atau konsekuensi adanya toleransi pelaksanaan lapangan, akan menghasilkan apa yang disebut efek *destabilizing*.

Adanya cacat bawaan (*initial imperfection*) yang mengakibatkan efek *destabilizing* dalam *Direct Analysis Method* (DAM) dapat diselesaikan dengan dua cara, yaitu [1] cara pemodelan langsung cacat pada geometri model yang dianalisis, atau [2] memberikan beban *notional* (beban lateral ekuivalen) dari sebagian prosentasi beban gravitasi (vertikal) yang bekerja.

Cara pemodelan langsung dapat diberikan pada titik nodal batang yang digeser untuk sejumlah tertentu perpindahan, yang besarnya diambil dari toleransi maksimum yang diperbolehkan dalam perencanaan maupun pelaksanaan. Pola penggeseran titik nodal pada pemodelan langsung harus dibuat sedemikian rupa sehingga memberikan efek *destabilizing* terbesar. Pola yang dipilih dapat mengikuti pola lendutan hasil pembebanan atau pola tekuk yang mungkin terjadi.

Beban *notional* adalah beban lateral pada titik nodal, di semua level dari prosentasi beban vertikal yang bekerja di level tersebut, dan diberikan pada sistem struktur penahan beban gravitasi melalui rangka / kolom & dinding, sebagai simulasi pengaruh adanya cacat bawaan (*initial imperfection*).

Beban *notional* harus ditambahkan bersama-sama beban lateral lain, juga pada semua kombinasi, kecuali kasus tertentu yang memenuhi kriteria pada Section 2.2b(4) (AISC 2010). Besarnya beban *notional* (AISC 2010) adalah:

$$N_i = 0.002 Y_i \dots\dots\dots (C2-1)$$

dimana

$N_i$ , beban *notional* di level  $i$

$Y_i$ , beban gravitasi di level  $i$  hasil beban kombinasi LRFD

Nilai 0.002 pada ketentuan C2-1 mewakili nilai nominal rasio kemiringan tingkat (*story out of plumb-ness*) sebesar 1/500, mengacu *AISC Code of Standard Practice*. Jika struktur aktual ternyata punya kemiringan tingkat berbeda, lebih besar tentunya, maka nilai tersebut tentunya perlu ditinjau ulang.

Beban *notional* pada level tersebut nantinya akan didistribusikan seperti halnya beban gravitasi, tetapi pada arah lateral yang dapat menimbulkan efek *destabilizing* terbesar. Jadi perlu beberapa tinjauan.

Pada bangunan gedung, jika kombinasi beban belum memasukkan efek lateral, maka beban *notional* diberikan dalam dua arah alternatif ortogonal, masing-masing pada arah positif dan arah negatif, yang sama untuk setiap level. Sedangkan untuk kombinasi dengan beban lateral, maka beban *notional* diberikan pada arah sama dengan arah resultan kombinasi beban lateral pada level tersebut.



Untuk alasan itu pula, interaksi balok-kolom pada bidang tekuk dievaluasi terhadap kuat tekan,  $P_{nL}$ , yang dihitung berdasarkan kurva kolom dengan  $KL=L$  atau  $K=1$ .

**BEBAN NOTIONAL DAN PELEMAHAN INELASTIS**

Bebanan *notional* dapat juga dipakai untukantisipasi pelemahan kekakuan lentur,  $\tau_b$  akibat kondisi in-elastis adanya tegangan residu. Strategi ini cocok untuk menyederhanakan perhitungan DAM pada batang dengan gaya tekan besar  $\alpha P_r > 0.5P_y$ , dimana nilai  $\tau_b < 1.0$ . Jika strategi ini akan dipakai, maka  $\tau_b = 1.0$  dan diberikan beban *notional* tambahan sebesar:

$$N_i = 0.001Y_i \dots\dots\dots \text{Chapter C2.3.(3) (AISC 2010)}$$

Beban tersebut diberikan sekaligus bersama beban *notional* yang merepresentasikan cacat geometri bawaan (*initial imperfection*), karena sifatnya memperbesar maka beban *notional* akhir menjadi  $N_i=0.003Y_i$  sedangkan  $\tau_b = 1.0$  untuk semua kombinasi beban.

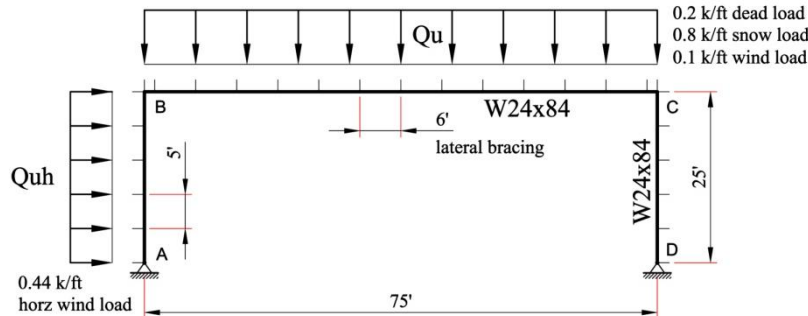
**KUAT NOMINAL PENAMPANG**

Jika digunakan analisa stabilitas struktur cara DAM, maka untuk perhitungan kuat struktur nominal-nya cukup memakai prosedur biasa seperti yang digunakan pada cara ELM, yaitu Chapter E ~ I untuk penampang nominal, atau Chapter J ~ K untuk sambungan pada AISC code (2005 maupun 2010), kecuali nilai faktor K pada kelangsingan batang ( $KL/r$ ) diambil konstan sebesar  $K=1$ .

**STUDI KASUS PERANCANGAN STRUKTUR BAJA - DAM (2010)**

Cara *Direct Analysis Method* akan menyederhanakan perancangan. Sebagai contohnya akan ditinjau kasus [1] portal Example 15.3.1 (Salmon et. al 2009); dan [2] kolom kantilever biasa.

Contoh 1: Bangunan bentuk portal baja bentang 75 ft, tinggi 25 ft memikul beban merata vertikal terdiri dari *dead load* 0.2 kip/ft, *snow load* 0.8 kip/ft dan *wind load* 0.1 kip/ft. Juga diberi beban merata horizontal akibat angin sebesar 0.44 kip/ft. *Lateral bracing* diberikan pada kolom tiap jarak 5 ft dan balok tiap jarak 6 ft. Mutu baja A992  $F_y = 50$  ksi  $E = 29000$  ksi.



Gambar 12: Contoh I: portal baja dari Salmon (2009)

Kombinasi beban yang digunakan adalah mengacu pada ASCE 7, Dari tiga kombinasi beban yang ditinjau dapat diketahui bahwa kombinasi beban pada Gambar 12 adalah yang menentukan, sehingga beban terfaktor adalah:

$$Q_u = 1.2D + 1.6S + 0.8 W$$

$$Q_u = 1.2(0.2)+1.6(0.8)+0.8(0.1) = 1.60 \text{ kip/ft } (\downarrow)$$

$$Q_{uh} = 0.8W = 0.8(0.44) = 0.352 \text{ kip/ft } (\rightarrow)$$

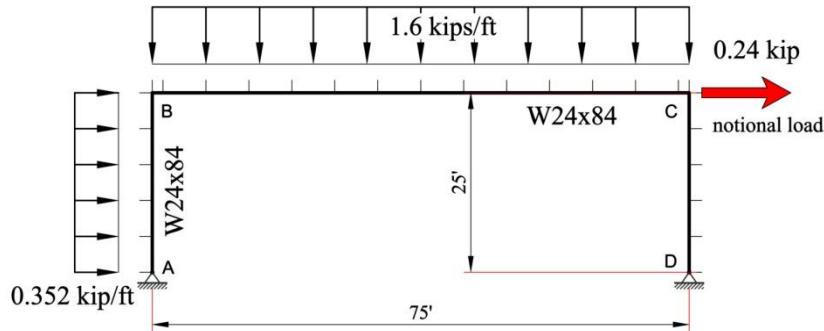
Notional load sesuai AISC (2010) Chapter C – C2.2b: data diambil dari beban gravitasi,  $Y_i = Q_u * L_{BC} = 1.6 * 75 = 120$  kips

$$N_i = 0.002 Y_i = 0.002 * 120 = 0.24 \text{ kip} \dots\dots\dots \text{Eq.C2-1 (AISC 2010)}$$

Penyesuaian kekakuan sesuai AISC (2010) Chapter C – C2.3 : dari perhitungan awal dapat diketahui bahwa  $P_r / P_y \leq 0.5$  sehingga

$$\tau_b = 1.0 \dots\dots\dots \text{Eq.C2-2a (AISC 2010)}$$

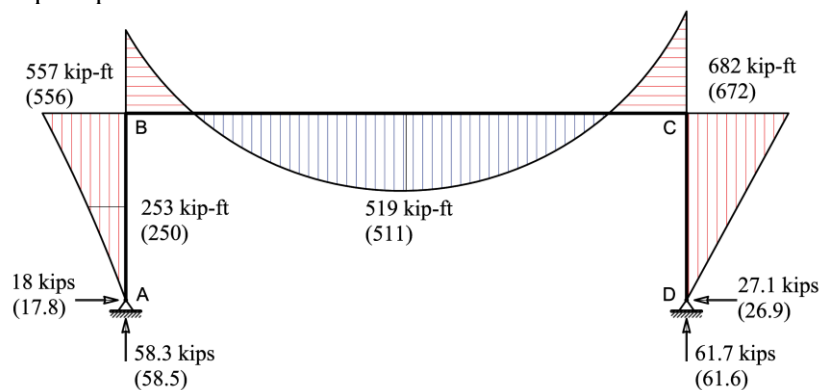
Faktor reduksi 0.8 diambil sama untuk semua kekakuan, lentur ( $EI^*=0.8EI$ ) atau aksial ( $EA^*=0.8EA$ ). Berdasarkan ketentuan-ketentuan tersebut, selanjutnya disusun model struktur dan beban-bebannya (Gambar 13), adapun faktor reduksi 0.8 diberikan pada data E untuk mempermudah.



Gambar 13: Model dan pembebanan untuk 2<sup>nd</sup> Order Analysis

Program komputer yang dipakai adalah SAP2000 v7.40, yang se-belumnya dianggap telah memenuhi kriteria persyaratan analisa struktur orde-2, walaupun program tersebut sebenarnya buatan jauh hari sebelum cara DAM dideklarasikan. Ini tentu juga bukti bahwa cara DAM tidak memerlukan algoritma pemrograman yang khusus, kecuali kemampuan program dengan 2<sup>nd</sup> order analysis. Agar dapat dibandingkan dengan referensi acuan (Salmon 2009) maka berat sendiri profil baja akan diabaikan, kemudian opsi P-Δ pada program SAP2000 harus diaktifkan.

Diagram momen lentur dan gaya-gaya reaksi di tumpuan akibat kombinasi beban yang diberikan adalah seperti pada Gambar 14.



Gambar 14: Bending moment diagram dan gaya reaksi tumpuan

Nilai dalam tanda kurung adalah momen (kip-ft) tanpa opsi P-Δ. Jadi efek P-delta tidak besar pengaruhnya pada struktur.

Karena semua elemen memakai profil W24 x 84 maka akan dipilih kolom CD untuk dievaluasi berdasarkan cara DAM dan selanjutnya dibandingkan cara lama, yaitu contoh dari Salmon (2009).

Tinjau kolom CD profil W24x84 mutu  $F_y = 50$  ksi;  $E = 29000$  ksi sehingga  $4.71\sqrt{E/F_y} = 113$

\*\* Kapasitas aksial \*\*

$$\phi_c = 0.9; A_g = 24.7 \text{ in.}^2; L = L_{DC} = 25 \text{ ft} = 300 \text{ in.}; r_{\min} = r_x = 9.79 \text{ in.}$$

$K = 1.0$  (ketentuan DAM)

$$\frac{KL}{r_{\min}} = \frac{1 \cdot 300}{9.79} = 30.6 \text{ dan } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_{\min}}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 29000}{(30.6)^2} = 306 \text{ ksi}$$

$$\frac{KL}{r_{\min}} = 30.6 < 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{F_y/F_e}\right] F_y = \left[0.658^{50/306}\right] 50 = 46.7 \text{ ksi}$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.9 \cdot 46.7 \cdot 24.7 = 1038 \text{ Kips}$$

\*\* Kapasitas lentur \*\*

F <sub>y</sub> = 36 ksi					Z <sub>x</sub>	Shape	F <sub>y</sub> = 50 ksi				
BF	L <sub>r</sub>	L <sub>p</sub>	φ <sub>b</sub> M <sub>r</sub>	φ <sub>b</sub> M <sub>p</sub>			φ <sub>b</sub> M <sub>p</sub>	φ <sub>b</sub> M <sub>r</sub>	L <sub>p</sub>	L <sub>r</sub>	BF
Kips	Ft	Ft	Kip-ft	Kip-ft	in. <sup>3</sup>		Kip-ft	Kip-ft	Ft	Ft	Kips
13.6	24.5	8.1	382	605	224	W24×84	840	588	6.9	18.6	21.5

Karena  $L_b(5\text{ ft}) < L_p(9.1\text{ ft})$ , untuk  $F_y = 50\text{ ksi}$  maka

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = 840\text{ Kip-ft}$$

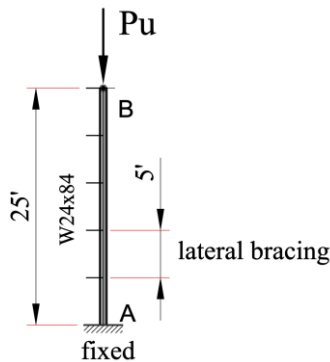
$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{61.7}{1038} = 0.06 < 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} \leq 1.0$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} = \frac{0.06}{2} + \frac{682}{840} = 0.842 \ll 1.0 \rightarrow \text{ok.}$$

Catatan: cara lama (*Effective Length Method*) dari Salmon (2009) halaman 813 diperoleh nilai

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} = \frac{0.078}{2} + \frac{687}{840} = 0.857 \text{ atau berbeda } \pm 1.75\%$$

**Contoh 2:** Pada kasus sebelumnya, beban aksial tidak dominan. Berikut akan ditinjau kolom dengan beban aksial saja. Jika cara ELM (pakai faktor K) maka kapasitasnya langsung dihitung tanpa adanya momen (yang memang tidak diberikan). Cara DAM yang mengandalkan *2<sup>nd</sup> order analysis* maka keberadaan momen sangat penting. Itu bisa terjadi karena keberadaan *initial imperfection*. Struktur yang ditinjau: kolom jepit yang atasnya bebas. *Lateral bracing* tiap jarak 5 ft sehingga tekuk di bidang saja yang ditinjau.



Mutu baja A992  
 $F_y = 50\text{ ksi}$   $E = 29000\text{ ksi}$ .  
 $\phi_c = 0.9$ ;  $A_g = 24.7\text{ in.}^2$ ;  
 $L = 25\text{ ft} = 300\text{ in.}$  ;  
 $r_{\min} = r_x = 9.79\text{ in.}$   
 $4.71\sqrt{E/F_y} = 113$

**\*\* Kapasitas aksial – Cara ELM (*Effective Length Method*) \*\***

Untuk ELM karena jepit-bebas maka  $K = 2$  sehingga

$$\frac{KL}{r_{\min}} = \frac{2 * 300}{9.79} = 61.3 \text{ dan } F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 * 29000}{(61.3)^2} = 76.2\text{ ksi}$$

$$\frac{KL}{r_{\min}} < 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113 \rightarrow F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[ 0.658 \frac{50}{76.2} \right] * 50 = 38\text{ ksi}$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.9 * 38 * 24.7 = 844.7\text{ Kips} \rightarrow P_u \leq \phi_c P_n = 844.7\text{ Kips}$$

**\*\* Kapasitas aksial & lentur - Cara DAM (*Direct Analysis Method*) \*\***

Perencanaan mengikuti *Chapter C - Design For Stability* (AISC 2010)

Anggap  $P_u = \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.9 * 38 * 24.7 = 844.7\text{ Kips}$

Notional load diambil dari beban gravitasi,

$$Y_i = P_u = 844.7\text{ kips}$$

$$N_i = 0.002 Y_i = 0.002 * 844.7 = 1.69\text{ kip} \dots\dots\dots \text{Eq.C2-1 (AISC 2010)}$$

Penyesuaian kekakuan sesuai AISC (2010) Chapter C – C2.3 :

Karena  $P_r / P_y > 0.5$  maka

$$\tau_b = 4 \frac{P_r}{P_y} \left( 1 - \frac{P_r}{P_y} \right) \dots\dots\dots (C2-2b)$$

$$P_y = 24.7 * 50 = 1235 \text{ Kips} \rightarrow P_r/P_y = 844.7/1235 = 0.684$$

$$\tau_b = (4 * 0.684)[1 - 0.684] = 0.86$$

Faktor reduksi untuk memperhitungkan distribusi inelastis pada penampang diberikan sebagai  $EI^* = 0.8 \tau_b EI$  dan  $EA^* = 0.8EA$ . Adapun pemodelan dan hasil analisis struktur orde-2 adalah (Gambar 15):



**a) Model struktur dan beban**

**b) BMD hasil analisa orde-2**

Gambar 15: Analisis stabilitas dengan SAP2000 v7.4

Segmen AB untuk analisis struktur orde-2 dibagi jadi dua bagian (*meshing*). Nilai dalam tanda kurung adalah momen bila opsi P- $\Delta$  di-non-aktifkan. Faktor reduksi untuk luasan  $A = 0.8$ , sedangkan faktor reduksi untuk lentur  $I = 0.8 * 0.86 = 0.688$ .

Evaluasi kuat penampang dengan cara DAM pada prinsipnya tidak mengalami perubahan dari cara ELM, kecuali nilai  $K = 1$ .

Besarnya kapasitas terhadap komponen beban aksial:

$$\phi_c = 0.9; A_g = 24.7 \text{ in.}^2; L = L_{DC} = 25 \text{ ft} = 300 \text{ in.}; r_{\min} = r_x = 9.79 \text{ in.}$$

$$K=1 \rightarrow \frac{KL}{r_{\min}} = \frac{1 * 300}{9.79} = 30.6 \text{ dan } F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 * 29000}{(30.6)^2} = 306 \text{ ksi}$$

$$KL/r_{\min} = 30.6 < 4.71 \sqrt{E/F_y} = 113 \rightarrow F_{cr} = [0.658^{F_y/F_e}] F_y = [0.658^{50/306}] \cdot 50 = 46.7 \text{ ksi}$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.9 * 46.7 * 24.7 = 1038 \text{ Kips}$$

\*\* Kapasitas lentur \*\*

F <sub>y</sub> = 36 ksi					Z <sub>x</sub>	Shape	F <sub>y</sub> = 50 ksi				
BF	L <sub>r</sub>	L <sub>p</sub>	$\phi_b M_r$	$\phi_b M_p$			$\phi_b M_p$	$\phi_b M_r$	L <sub>p</sub>	L <sub>r</sub>	BF
Kips	Ft	Ft	Kip-ft	Kip-ft	in. <sup>3</sup>	Kip-ft	Kip-ft	Ft	Ft	Kips	
13.6	24.5	8.1	382	605	224	W24x84	840	588	6.9	18.6	21.5

$$L_b (5 \text{ ft}) < L_p (6.9 \text{ ft}) \text{ dan } F_y = 50 \text{ ksi} \rightarrow \phi_b M_n = \phi_b M_p = 840 \text{ Kip-ft}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{844.7}{1038} = 0.814 \geq 0.2 \rightarrow \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} \leq 1.0$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} = 0.814 + \frac{8}{9} * \frac{108.5}{840} = 0.93$$

Catatan: cara ELM (*Effective Length Method*) tidak ada momennya maka ratio kuat kolom adalah

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{844.7}{844.7} = 1 \text{ atau selisih } \pm 7 \% \text{ (dari cara DAM diperoleh ratio } = 0.93),$$

Dari dua kasus di atas terlihat bahwa rancangan kolom cara DAM menghasilkan kapasitas yang lebih tinggi (hemat) dibanding rancangan kolom cara ELM. Tetapi hal ini tentunya bukan tujuan mengapa harus berpindah dari ELM dan DAM, yang mempunyai kemampuan lebih dalam hal memperhitungkan stabilitas struktur secara keseluruhan.

**TABEL PERBANDINGAN CARA DAM & ELM**

Telah dibahas detail prinsip kerja cara perencanaan struktur baja yang baru, yaitu DAM (*Direct Analysis Method*), sekaligus diulas juga keunggulannya dibanding cara lama, yaitu ELM (*Effective Length Method*). Untuk memahami kembali masing-masing akan disajikan tabel perbandingan dari kedua cara tersebut yang dibuat oleh AISC (2005 dan 2010) seperti pada Tabel 6.

**KESIMPULAN**

Telah dibahas latar belakang dibuatnya *code* perencanaan struktur. Juga pentingnya itu terkait dengan keamanan perencanaan yang dihasilkan. Bahkan dari *code* juga diketahui, apakah suatu keruntuhan struktur yang terjadi adalah musibah atau kesalahan insinyur.

Telah diulas dampak gempa Northridge (1994) terhadap perkembangan perencanaan struktur baja tahan gempa. Sejak saat itu, para insinyur tidak bisa sekedar mengandalkan sifat alami baja daktail, karena proses pengerjaan dengan las ternyata mempengaruhi perilaku keruntuhan yang terjadi. Begitu pentingnya itu bahkan diterbitkan *code* khusus untuk permasalahan gempa.

Karena yang menjadi orientasi *code* adalah keamanan, dapat dipahami mengapa *code* selaku berubah. Dengan mengamati *code* yang berlaku, dapat diketahui pula arah perkembangan rekayasa dan tekno-logi yang terkini. Itu tentunya penting bagi perkembangan dunia pendidikan rekayasa yang ada. Adanya perubahan *code* maka akan berefek langsung pada materi kuliah di dunia pendidikan teknik, khususnya mata kuliah yang berorientasi praktis seperti struktur baja dan semacamnya.

**Tabel 5: Perbandingan cara DAM dan ELM.**

Item yang dibahas	DAM – <i>direct analysis method</i>	ELM – <i>effective length method</i>
Keterbatasan pemakaian	tidak ada	$\Delta_{2nd\ order} / \Delta_{1st\ order} \leq 1.5$ atau $B_2 \leq 1.5$
Tipe analisis struktur yang diperlukan	Analisis Elastis Orde ke-2 (numerik dengan program komputer)	Analisis Elastis Orde ke-2 (numerik atau pendekatan via B1 & B2)
Geometri struktur untuk analisis	didasarkan pada kondisi geometri sebelum dibebani.	didasarkan pada kondisi geometri sebelum dibebani.
Beban lateral tambahan untuk analisa struktur atau yang minimal harus ada.	Jika $\Delta_{2nd\ order} / \Delta_{1st\ order} > 1.5$ maka beban notional ditambah sebesar 0.2% beban gravitasi (minimum).	Beban lateral diberikan sebesar 0.2% beban gravitasi (minimum).
Kekakuan elemen struktur untuk analisa struktur	nilai EA dan EI tereduksi simulasi kondisi inelastis (tegangan residu)	Nilai nominal dari EA dan EI tanpa reduksi atau utuh.
Perencanaan kolom	$K=1$ untuk semua elemen batang	$K=1$ untuk elemen batang pada rangka tidak bergoyang, sedangkan untuk rangka bergoyang harus dicari pakai chart bantu.
Referensi perencanaan	Appendix 7 (AISC 2005) Section C2 (AISC 2010)	Section C2 (AISC 2005) Appendix 7 (AISC 2010)

Telah dibahas materi *code* baja Amerika yang terbaru (AISC 2010), dimana materinya telah diadopsi lengkap menjadi *code* baja terbaru Indonesia, SNI 1729:2015. Dibanding yang lama, materi baru mengalami perubahan yang signifikan, khususnya tentang permasalahan stabilitas, yang dulu dapat diselesaikan secara manual, sedangkan yang baru harus mengandalkan komputer.

Sejak itu, dapat diketahui apa yang dimaksud dengan pengaruh *imperfection* (nonlinier geometri) dan juga kondisi inelastis (nonlinier material) terhadap stabilitas. Padahal kedua parameter nonlinier tadi tidak bisa diprediksi dengan mudah hanya berdasarkan analisa elastis-linier biasa, yang selama ini menjadi andalan insinyur. Selama ini menjadi tahu juga, bahwa pengaruh nonlinier pada stabilitas struktur tersebut diatasi dengan cara pendekatan, yang dikenal sebagai *Effective Length Method* (ELM). Meskipun pada kasus tertentu hasilnya memuaskan, tetapi karena berupa pendekatan pada kondisi tertentu yang lain akan lemah, atau bahkan menyimpang. Hal-hal seperti itu yang menyebabkan mengapa mempelajari DAM (AISC 2010) diperlukan.



Diharapkan dengan paparan yang diberikan pada makalah ini, maka pemahaman terhadap SNI baja terbaru (SNI 1729:2015) akan dimengerti dengan baik, dan Indonesia akan semakin maju.

#### **DAFTAR PUSTAKA**

- ACI.(2011). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11): an ACI Standard and Commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI 48331.
- AISC.(1994a). *Proceedings of the AISC Special Task Committee on the Northridge Earthquake Meeting*, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- AISC.(1994b). *Northridge Steel Update 1*, AISC, Chicago, Illinois.
- AISC.(1997). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, AISC, Chicago, Illinois.
- AISC.(2005). *An American National Standard ANSI/AISC 360-05 : Load Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, Illinois
- AISC.(2010). *An American National Standard ANSI/AISC 360-10 : Load Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, Illinois
- Dewobroto, W. (2015). *Struktur Baja – Perilaku, Analisis & Desain – AISC 2010*, Lumina Press,
- FEMA 267.(1995). *INTERIM GUIDELINES: Evaluation, Repair, Modification and Design of Steel Moment Frames - SAC Program to Reduce Earthquake Hazards in Steel Moment Resisting Frame Structures*, SAC Joint Venture, Sacramento, California.

## ANALISIS STABILITAS DAM (AISC 2010) DENGAN SAP 2000

*Wiryanto Dewobroto<sup>1</sup>*

<sup>1</sup>*Jurusan Teknik Sipil, Universitas Pelita Harapan, Tangerang*

**Abstrak:** Makalah hari pertama telah membahas lengkap tentang code baja dan latar-belakangnya. Juga metode baru perencanaan baja berbasis komputer, yaitu DAM (*Direct Analysis Method*). Pada metode baru tersebut diperkenalkan tentang pengaruh *imperfection* (nonlinier geometri) dan kondisi inelastis (nonlinier material). Selama ini pengaruh nonlinier tersebut diselesaikan dengan cara pendekatan. Pada kasus tertentu hasilnya memuaskan, tetapi karena namanya pen-dekatan maka pada kondisi lain akan kurang tepat, bahkan menyimpang jauh. Itu alasan yang menyebabkan DAM (AISC 2010) dipilih menggantikan cara lama, yaitu ELM (AISC 2005 dan sebelumnya). Apa dan bagaimana DAM, akan diberikan contoh aplikasinya pada makalah ini.

**Kata kunci:** *Direct Analysis Method*, SAP2000, simulasi numerik, 2<sup>nd</sup> order elastic analysis

### PENDAHULUAN

Ini melengkapi makalah "Peraturan Baja Terkini SNI 1729:2015 dan *Direct Analysis Method*" yang telah disampaikan pada sesi pertama Seminar HASTAG VI, 26 November 2015, bertempat di Tiara Convention Hall, Medan. Isinya berupa contoh numerik penyelesaian permasalahan yang terkait dengan *Metode Direct Analysis* (DAM), yaitu suatu cara baru analisis stabilitas untuk perencanaan struktur baja yang secara resmi direkomendasikan sebagai cara utama pada *code* AISC (2010). Versi peraturan itulah yang dikemudian hari direncanakan akan dijadikan rujukan atau sumber bagi SNI *code* terbaru untuk perancangan struktur baja di Indonesia.

Contoh numerik penyelesaian yang dimaksud bukanlah contoh perhitungan perencanaan biasa, tetapi lebih pada aplikasi praktis pemakaian analisa struktur berbasis komputer yang dijadikan syarat utama dalam penyelesaian dengan metode DAM tersebut. Problem dipilih yang relatif sederhana, agar dapat dipahami secara mudah tentang keunggulan penyelesaian yang diberikan.

Problem perancangan yang dibahas diusahakan relatif sederhana, yaitu sistem struktur dengan jumlah elemen yang minimal, sekedar permasalahan yang ingin diungkap dapat ditampilkan, dan mudah dipahami. Oleh sebab itu harapannya dari membaca dan mempelajari contoh-contoh pada makalah ini, dapat ditarik suatu makna : mengapa cara perencanaan struktur baja di Indonesia perlu segera berubah dari cara ELM (AISC 2005) ke cara yang lebih baru, DAM (AISC 2010). Itu semua tentunya tidak sekedar alasan ekonomi semata, tetapi karena memang cara baru tersebut mampu mengatasi permasalahan yang sebelumnya tidak bisa tuntas diatasi dengan cara lama yang ada.

Pada bagian akhir makalah, akan disajikan juga implementasi DAM dalam kasus real, yaitu untuk mengevaluasi perilaku keruntuhan struktur *scaffolding* dan memprediksi beban maksimumnya. Karena untuk itu juga dilakukan uji eksperimental laboratorium, di Bandung (Puskim 2011b), maka tentunya sekaligus dapat diperoleh perbandingan hasil antara [a] uji simulasi numerik dengan DAM dan [b] uji empiris pembebanan struktur sampai runtuh di laboratorium, untuk dipelajari bersama.

### ANALISIS STRUKTUR DAN KOMPUTER UMUM

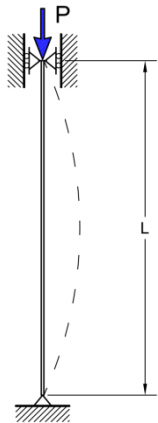
Program komputer yang akan digunakan adalah SAP2000, suatu program analisa struktur berbasis metode elemen hingga, yang dianggap paling banyak dikenal oleh para kalangan insinyur di Indonesia. Dengan modal tersedianya program tersebut, maka berbagai metode analisis struktur yang telah disampaikan pada Bagian I dari makalah ini akan coba diaplikasikan secara praktis.

### BEBAN TEKUK DENGAN *ELASTIC BUCKLING ANALYSIS*.

Problem tekuk adalah permasalahan utama dalam analisis stabilitas struktur baja. Meskipun sudah tersedia program komputer dengan kemampuan [i] Analisis Tekuk Elastik (*Elastic Buckling Analysis*); dan [ii] Analisis Elastis Orde ke-2 (*Second Order Elastic Analysis*), tetapi kadang para

insinyur tidak menyadari apa kelebihan dan keterbatasan ke dua opsi tersebut dalam perencanaan stabilitas baja.

Untuk itu akan ditinjau suatu kolom sederhana (tumpuan ujung sendi-sendi) dengan berbagai variasi kelangsingan dan akan dihitung kuat tekan kritis atau kuat tekan batas ( $P_u$ ) berdasarkan ke dua opsi program di atas dan dibandingkan dengan prediksi desain batang tekan berdasarkan AISC (2005).



Kolom baja pakai profil H 150×31 sesuai brosur PT. Krakatau Wajatama - Cilegon  
Dimensi : H = 150 mm ; B = 150 mm ;  $t_w = 7$  mm ;  $t_f = 10$  mm ;  $w = 31.1$  kg/m  
Properti penampang : A = 39.65 cm<sup>2</sup> ;  $I_{min} = I_y = 563$  cm<sup>4</sup> ;  $r_{min} = r_y = 3.77$  cm  
Mutu baja setara ASTM A36 maka  $E_s = 200,000$  MPa ;  $F_y = 250$  MPa dan  $\phi = 0.9$

No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
L(m)	1.000	1.800	2.600	3.400	4.200	5.022	5.875	6.750	7.625	8.500
KL/r	26.53	47.75	68.97	90.19	111.41	133.21	155.84	179.05	202.25	225.46
$\lambda$	0.30	0.54	0.78	1.01	1.25	1.50	1.75	2.01	2.28	2.54
$F_{cr}$ (MPa)	240.85	221.54	194.29	162.44	129.48	97.59	71.28	54.00	42.32	34.05
$\phi P_n$ (kN)	859.46	790.58	693.31	579.67	462.06	348.26	254.38	192.70	151.01	121.52
Kondisi	Tekuk-inelastis					batas	Tekuk-elastis			

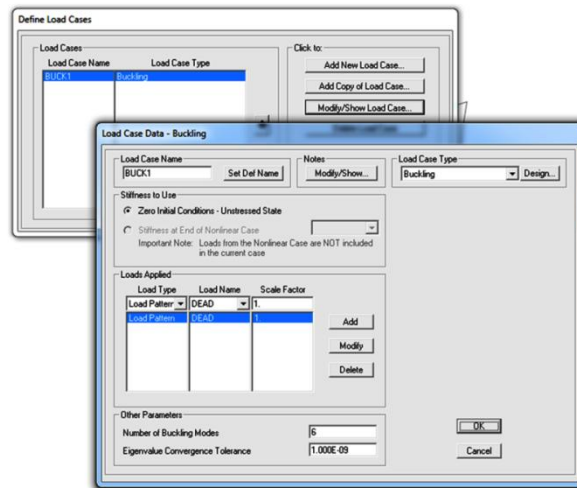
Note : kuat tekan  $\phi P_n$  didasarkan rumus E3-2 dan E3-3 (AISC 2010).

Dengan program MS-Excel berdasarkan data-data yang ada, dapat dibuat kuat tekan batas kekuatan kolom  $P_u = \phi P_n$  untuk beberapa kelangsingan kolom mensimulasi kondisi tekuk elastis & inelastisnya.

Jika kuat tekan kolom  $\phi P_n$  yang berdasarkan AISC (2010) dianggap kekuatan realnya, maklum sudah dikalibrasi dengan hasil empiris (lihat Gambar 15 dari makalah penulis di Bagian I), selanjutnya akan dibandingkan dengan kuat tekuk kritis hasil analisis numerik berbasis komputer dengan opsi *elastic-buckling* atau tekuk-elastis. Program yang digunakan adalah SAP2000 ver 15.0.

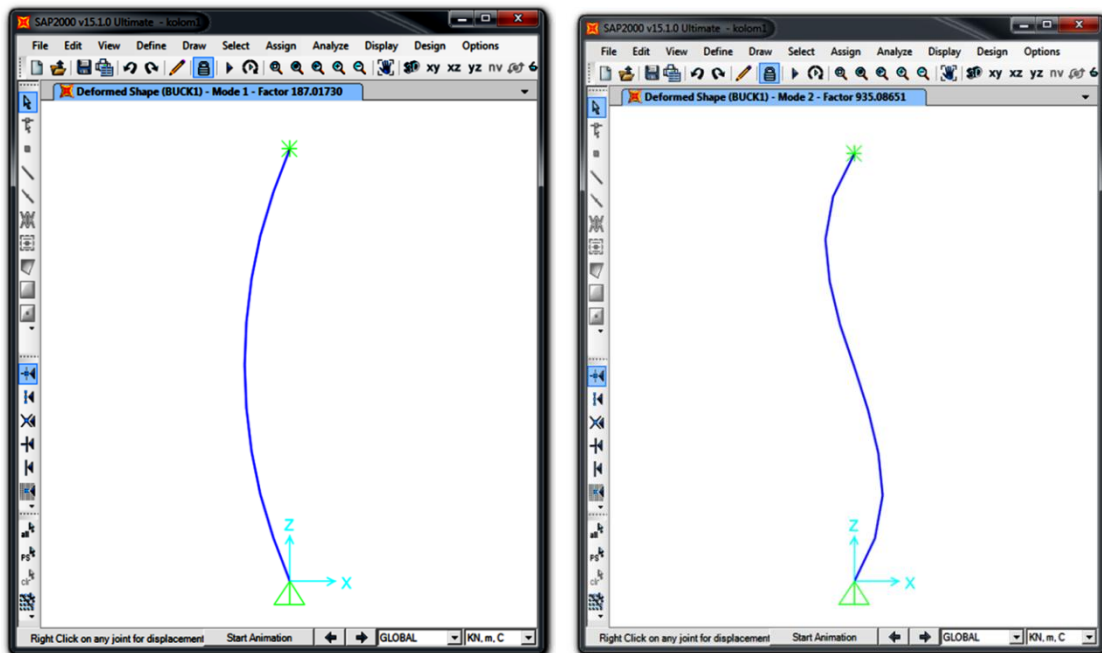
Untuk mengaktifkan, pertama-tama dibuat model 2D dengan input data  $L = 8.5$  m ;  $E = 200,000$  MPa ;  $I = I_y = 563$  cm<sup>4</sup> ;  $A = 39.65$  cm<sup>2</sup>. Tumpuan bawah sendi , d.o.f yang di-*restraint* adalah  $\delta_x = 1, \delta_y = 1, \delta_z = 1, \theta_x = 1, \theta_y = 1, \theta_z = 1$  (Note : kode 1 adalah kondisi *restraint* sedang 0 adalah bebas); Tumpuan kolom atas adalah sendi tapi d.o.f arah vertikal bebas :  $\delta_x = 1, \delta_y = 1, \delta_z = 0, \theta_x = 1, \theta_y = 1, \theta_z = 1$ .

Selanjutnya pada geometri kolom diberikan beban vertikal  $P_z = -1$  kN. Adapun P tekuk kritis adalah faktor pengali beban tersebut pada perhitungan eigen-value terkecil. Untuk mengaktifkan opsi *elastic-buckling* tentunya tergantung dari program dan versinya. Jika digunakan SAP2000 versi 15.0, maka hal dapat dilakukan via menu **Define - Load Case - Add New Load Case** (jika belum dibuat) atau jika sudah maka menunya adalah **Define - Load Case - Modify / Show Load Case**, lihat Gambar 1.



Gambar 1: Menu untuk mengaktifkan opsi Elastic Buckling pada SAP2000 v15.0

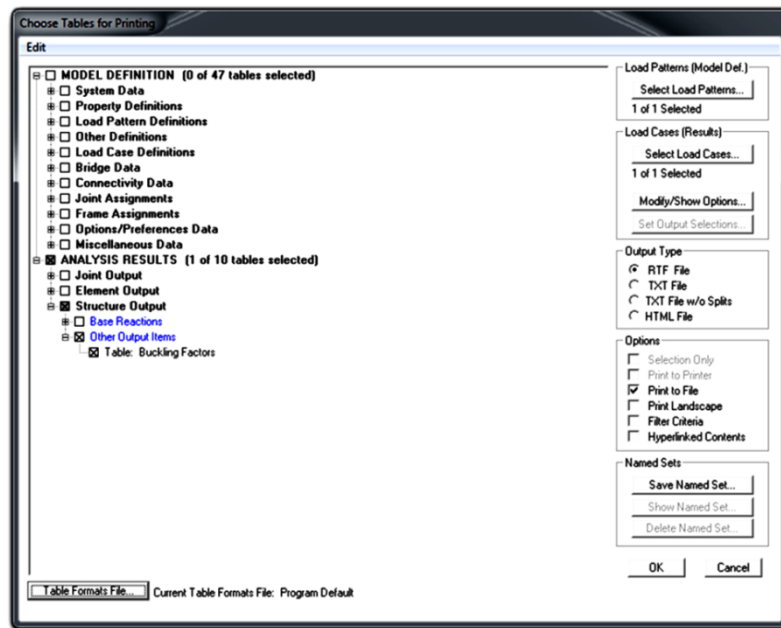
Karena input-data terbatas, hanya untuk frame 2D, maka d.o.f untuk analisis perlu dibatasi agar tidak terjadi kondisi *unstable*. Caranya : klik menu **Analyze - Set Analysis Option** dan **tombol Plane Frame**. Selanjutnya di RUN, jika Load Case yang lainnya dihapus, maka hasil analisis tekuk akan ditampilkan langsung sejumlah maksimum Number of Buckling Modes (lihat Gambar 1). Ingat untuk titik nodal 3D maka untuk 1 nodal ada 6 d.o.f bebas (3 translasi dan 3 rotasi), jadi nilai *default*-nya = 6. Meskipun demikian hasil akhirnya tergantung d.o.f yang aktif. Pada kasus ini maka total terdapat 2 mode.



Gambar 2: Mode tekuk kolom hasil analisis dengan SAP2000 v15

Nilai yang ditampilkan adalah besarnya Faktor pengali terhadap konfigurasi beban yang diberikan, yang menyebabkan terjadinya tekuk. Dalam kasus ini, karena besarnya beban = 1 kN, maka beban tekuk adalah faktor pengali terkecil yang menyebabkan tekuk, yaitu hasil Mode 1 sebesar **187.0173**.

Jika output yang ditampilkan pada Gambar 2 adalah hasil dari perintah Print Screen, maka untuk hasil yang lebih baik dapat memanfaatkan fitur File - Print Table sehingga akan ditampilkan menu berikut:



Gambar 3: Pengaturan keluaran program pada file.

Hasil dari analisis *elastic-buckling* dengan SAP2000 selanjutnya akan disimpan pada file \*.RTF, yang dapat dibuka dengan program MS Word sebagai berikut :

**Tabel 1. Buckling Factors**

Output Case	Step Type	Step Num	Scale Factor
BUCK1	Mode	1.000000	187.017301
BUCK1	Mode	2.000000	935.086505

Outputnya berupa **Buckling Faktor**, pada Mode 1 = 187.017 dan pada Mode 2 = 935.065. Nilai terkecil menentukan. Karena beban kolomnya 1 kN, maka P tekuk = Buckling Faktor = 187.017 kN.

Karena model kolom yang dievaluasi sangat sederhana, maka beban tekuk kritis akan dibandingkan dengan hasil rumus Euler berikut :

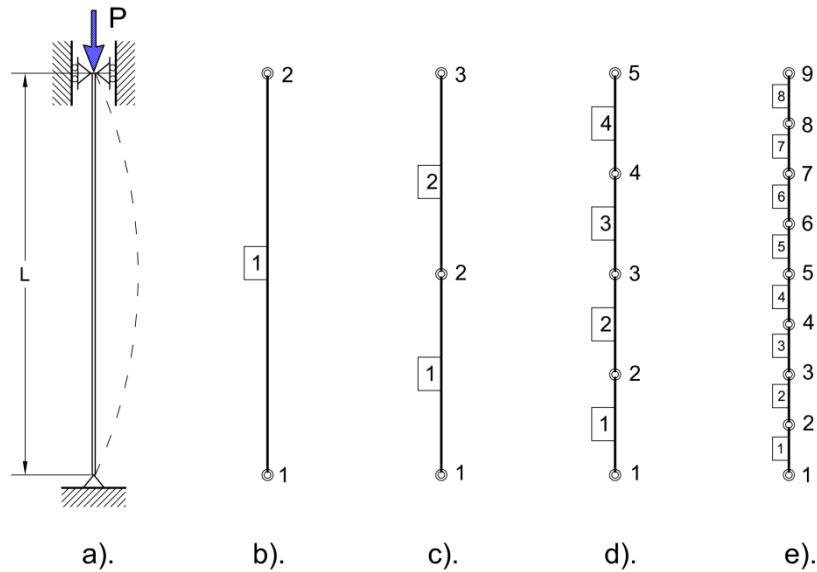
$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = \frac{\pi^2 \times 200,000 \times 563 \times 10^4}{8500^2} \times \frac{1}{1000} = 153.815 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{Beban kritis})$$

Pembahasan :

Perhitungan komputer dengan SAP2000 v15.0 menghasilkan P tekuk = 187.017 kN atau **121.6% P<sub>cr</sub>** yang didasarkan pada teori klasik Euler. Mengapa terjadi perbedaan ?

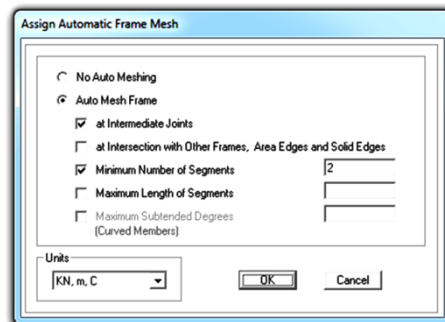
Jika melihat deformasi kolom di Mode 1(Gambar 2), yaitu estimasi tekuk, dengan bentuk lengkung yang relatif mulus, tentunya tidak terbayang bahwa **geometri yang diproses pada SAP2000, berbeda dari gambaran yang terlihat**. Akan dibayangkan bahwa bentuk lengkung yang mulus hanya terjadi jika disusun dari banyak segmen lurus. Ingat, segmen lurus di sini adalah **element 1D** untuk formulasi model struktur, dalam program SAP2000 disebut **element Frame**. Informasi tentang element tersebut dan formulasi matriknya dapat dipelajari di buku lain, misal Dewobroto (2013b).

Padahal model kolom pada analisis di atas hanya disusun dari 1 (satu) elemen tunggal dan juga yang tidak boleh dilupakan bahwa setiap solusi dengan program komputer pasti didasarkan pada penyelesaian dengan **metode numerik**, berbeda dengan penyelesain differensial-integral yang digunakan oleh Euler dalam menghasilkan formula tekuk klasik tersebut. Metode numerik adalah didasarkan pada metode pendekatan, sehingga agar eksak harus terdiri dari segmen-segmen kecil. Untuk membuktikan hal itu, maka akan ditinjau kolom yang sama (kolom dengan tumpuan sendi-sendi) tetapi dimodelkan dengan beberapa variasi segmen, sebagai berikut:



Gambar 4: Variasi jumlah segmen pada pemodelan kolom

Untuk membagi model kolom menjadi segmen-segmen yang lebih kecil, atau dalam istilah *finite element* disebut sebagai pembuatan **meshing**, ternyata pada program SAP2000 (v15 atau sebelumnya) telah disediakan opsi bantu. Opsi tersebut dapat diakses, setelah elemen yang akan dibagi dipilih terlebih dahulu, melalui menu **Assign - Frame - Automatic Frame Mesh** seperti pada Gambar 5 berikut.

Gambar 5: Opsi bantu untuk *meshing* program SAP2000 v15

Dengan memilih elemen yang akan dibagi dalam *mesh-mesh* yang lebih kecil (*meshing*) maka opsi yang digunakan adalah menetapkan Minimum Number of Segments. Pada Gambar 5 menunjukkan elemen akan dibagi menjadi dua, seperti pada Gambar 4c. Selanjutnya dengan mengubah-ubah jumlah segmen akan dilakukan perhitungan ulang beban tekuk dengan SAP2000 dan hasilnya sebagai berikut.

**Tabel 2: Pengaruh pembagian segmen pada pemodelan untuk ketelitian analisis tekuk.**

Rumus/model	Klasik	Elastic-buckling dengan SAP2000			
	Referensi	1 segmen	2 segmen	4 segmen	8 segmen
$P_{cr}$	<b>153.815</b>	187.017	154.973	153.894	153.820
% error	<b>100%</b>	121.6%	100.75%	100.05%	100.00%

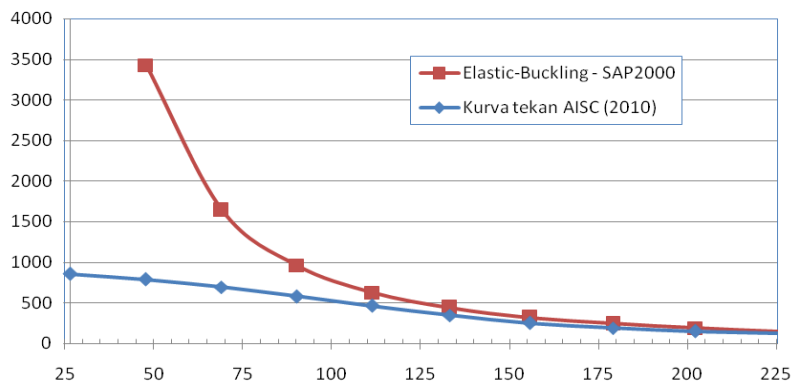
Komentar: meskipun telah menggunakan program SAP2000 versi terkini, ternyata untuk mendapatkan hasil yang tepat masih memerlukan campur tangan insinyur untuk melakukannya. Adanya tampilan grafik yang user-friendly, kadang-kadang bahkan dapat membuat operator program terlena.

Dengan membuat model kolom yang dibagi dalam 8 segmen, yang telah terbukti mempunyai ketelitian yang dapat dibandingkan dengan solusi eksak (rumus Euler) maka selanjutnya untuk berbagai kondisi kelangsingan kolom akan dihitung dengan analisis tekuk elastis memakai SAP2000 dan dibandingkan dengan kuat tekan batas berdasarkan AISC (2010) sebagai berikut:

**Tabel 3: Perbandingan hasil analisis tekuk-elastis dengan kuat tekan batas kolom sesuai AISC (2010).**

No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
L(m)	1.000	1.800	2.600	3.400	4.200	5.022	5.875	6.750	7.625	8.500
KL/r	26.53	47.75	68.97	90.19	111.41	133.21	155.84	179.05	202.25	225.46
$\lambda$	0.30	0.54	0.78	1.01	1.25	1.50	1.75	2.01	2.28	2.54
$\phi P_n$ (kN)	859.46	790.58	693.31	579.67	462.06	348.26	254.38	192.70	151.01	121.52
SAP2000	11113.54	3430.10	1644.01	961.38	630.02	440.66	321.99	243.92	191.15	153.82
% error	1293%	434%	237%	166%	136%	127%	127%	127%	127%	127%
Kondisi	Tekuk-inelastis					<b>batas</b>	Tekuk-elastis			

Jika diperhatikan, memang betul bahwa kuat tekan batas kolom  $P_u$  atau  $\phi P_n$  (AISC 2010) lebih kecil dari kuat tekan kritis teoritis hasil analisis tekuk-elastis dengan program SAP2000. Selisih perbedaan antara keduanya dapat dilihat secara mudah jika keduanya ditampilkan dalam bentuk grafik hubungan antara **kuat tekan batas** (vertikal) dan **kelangsingan kolom** (horizontal) sebagai berikut:



Gambar 6: Perbandingan kuat tekan rumus AISC vs analisa numerik (SAP2000)

Dari grafik pada Gambar 6 dapat dilihat secara visual perbandingan kuat tekan batas kolom berdasarkan rumus E3-2 dan E3-3 (AISC 2010) dan hasil analisis tekuk-elastis dengan SAP2000. Ternyata tidak pada semua kelangsingan kolom, hasil analisis tekuk elastis dengan SAP2000 memberikan hasil yang berkorelasi dengan prediksi AISC (2010), hanya pada  $KL/r \geq 133.21$  maka selisih perbedaan antara keduanya adalah konstan, yaitu hasil SAP2000 sekitar 127% lebih tinggi dari AISC. Sedangkan jika kurang maka selisih semakin bahkan sangat signifikan.

Besaran  $KL/r = 133.21$  diperoleh dari rumus  $KL/r = 4.71\sqrt{(E/F_y)}$ , yaitu batas antara tekuk inelastis dan tekuk elastis pada rumus E3-2 dan E3-3 (AISC 2010). Jadi sesuai namanya, yaitu analisis tekuk elastis, maka cara analisis tersebut hanya valid jika digunakan untuk memprediksi tekuk pada struktur yang langsing, yaitu jika elemen-elemen strukturnya mempunyai  $KL/r > 133.21$ .

### PERILAKU TEKUK DENGAN SECOND ORDER ELASTIC ANALYSIS

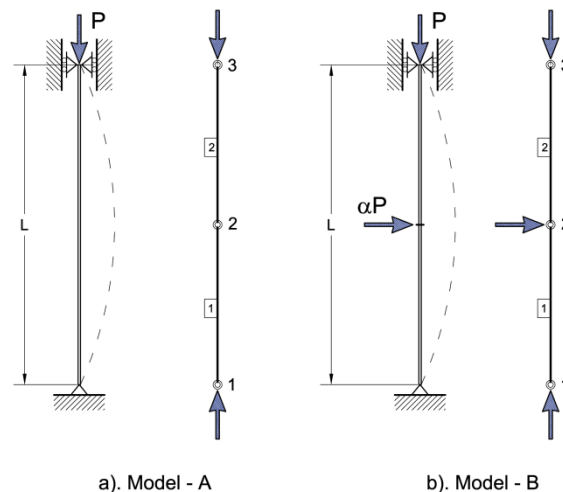
Sub-bab ini sebenarnya mengacu pada problem sama yang telah dibahas sebelumnya. Tetapi karena strategi yang digunakan sedikit berbeda (meskipun nanti hasilnya sama) maka perlu dibahas terpisah. Jika cara sebelumnya, yaitu *Elastic Buckling Analysis*, hasilnya berupa faktor pengali beban yang menyebabkan terjadinya tekuk kritis. Nilainya tunggal hasil proses *eigenvalue*. Jadi pada analisis tersebut tidak ada deformasi yang dihasilkan. Oleh sebab itu analisis tersebut hanya cocok untuk elemen struktur yang mengalami tekuk secara tiba-tiba (*bifurcation buckling*). Adapun *Second Order Elastic Analysis* adalah berbeda, bukan faktor pengali, tetapi sama seperti analisis struktur elastis-linier

yang biasa, yaitu menghitung gaya dan deformasi. Perbedaannya adalah kemampuannya memperhitungkan pengaruh terjadinya perubahan geometri akibat beban.

Pada dasarnya *Second Order Elastic Analysis* adalah analisis nonlinier geometri, yaitu analisis struktur yang dapat mengevaluasi pengaruh perubahan geometri akibat adanya deformasi struktur itu sendiri. Nonlinier karena besarnya deformasi tidak diketahui sebelumnya, perlu perhitungan terlebih dahulu. Itulah mengapa algoritma penyelesaiannya perlu proses *incremental* dan iterasi yang kompleks. Hal itulah yang menyebabkan analisis seperti itu pada era sebelum komputer, tidak berkembang baik.

Untuk mengatasi kompleksnya solusi nonlinier, dilakukan penyederhanaan. Salah satunya adalah membuat algoritma yang hanya cocok untuk struktur dengan gaya aksial besar tetapi deformasi kecil. Seperti opsi P- $\Delta$  yang ada pada SAP2000 sejak versi lama, yang dimaksudkan untuk menyelesaikan kasus pada bangunan tinggi. Seperti diketahui, pada bangunan tinggi pengaruh gaya aksial tingkat yang besar tidak bisa diabaikan. Jadi meskipun deformasinya relatif kecil, tetapi pengaruh P- $\Delta$  akan signifikan. Kondisi tersebut tentu berbeda dari kasus struktur kabel yang juga memerlukan program analisis nonlinier geometri. Program dengan opsi P- $\Delta$  untuk deformasi kecil, itu yang akan dibahas.

Karakter dari *Second Order Elastic Analysis* mirip *Elastic Buckling Analysis*, sehingga kolom baja yang ditinjau masih sama, yaitu profil H 150 $\times$ 150. Agar analisisnya valid maka panjang  $L = 8.5$  m saja, yaitu sebagai kolom langsing ( $KL/r \approx 225$ ). Karena deformasi pada analisis ini dapat dievaluasi, dan juga perilaku tekuk kolom sudah diketahui, yaitu deformasi besar di tengah bentang, maka pada tengah-tengah model ditambahkan titik nodal lagi. Adapun konfigurasi model yang ditinjau adalah:



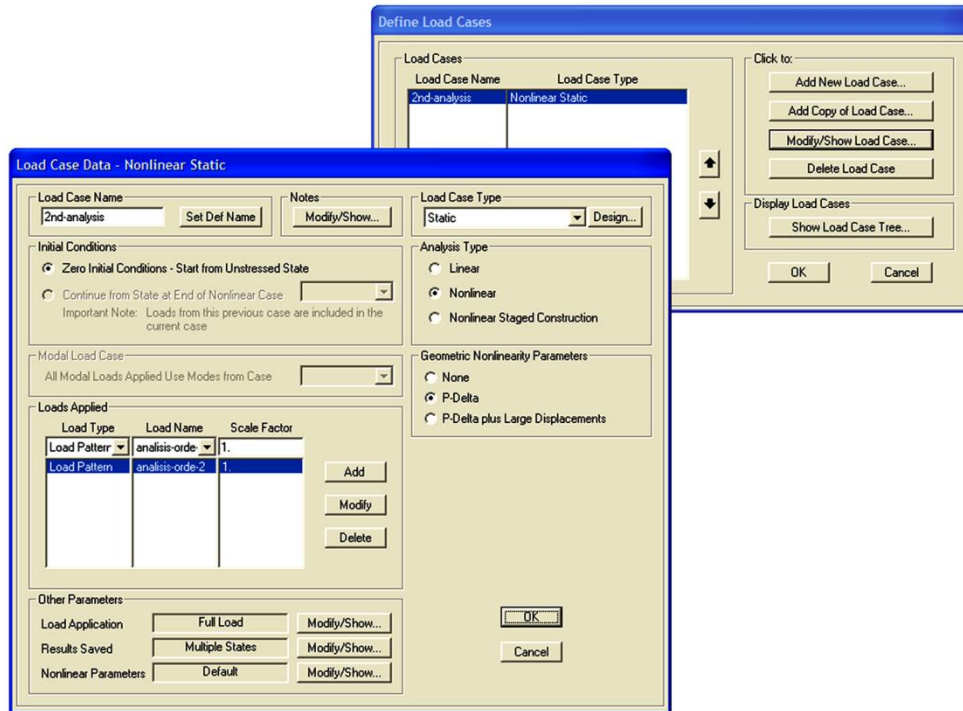
Gambar 7. Pemodelan untuk analisis orde ke-2 kolom sederhana

Untuk mendapatkan ketelitian lebih, maka tiap segmen pada model diberikan meshing otomatis, dalam hal ini tiap segmen dibagi menjadi 4. Berarti dengan tambahan titik nodal tengah, secara keseluruhan segmen kolom dibagi menjadi 8 dalam analisisnya, sehingga dapat dibandingkan dengan hasil sebelumnya. Selanjut pada konfigurasi kolom tersebut akan ditinjau dua strategi analisis, yaitu [1] Model-A : kolom dengan gaya aksial  $P$  saja; dan [2] Model-B : kolom dengan gaya aksial  $P$  dan gaya lateral  $H = \alpha P$  di tengah bentang. Besarnya  $\alpha = 0.002$  sesuai Chapter C rumus C2-1 (AISC 2010), yaitu terkait petunjuk besarnya gaya *notional* untuk analisis dengan cara DAM. Berarti pada Model A maka  $\alpha = 0.000$ . Beban (aksial atau lateral) akan diberikan dengan pentahapan, sampai maksimum.

Terkait dengan beban maksimum, maka dari hasil analisis tekuk elastis telah diketahui bahwa beban tekuk untuk  $KL/r \approx 225$  adalah sebesar 153.6 kN. Jadi pada pembebanan di Model-A dan Model-B akan diberikan pentahapan beban sampai kira-kira mencapai  $P = 160$  kN, sedangkan khusus di Model-B akan ditambahkan juga (sekaligus dengan  $P$ ) suatu beban lateral  $H = 0.002 \cdot 160 = 0.32$  kN.

Strategi analisis di SAP2000 pada dasarnya sama seperti untuk analisis elastis-linier. Hanya saja untuk itu opsi P- $\Delta$  perlu diaktifkan. Caranya melalui menu perintah *Define – Load Cases – Add New Load Case . . .*, yaitu jika sebelumnya belum dibuat, atau *Define – Load Cases – Modify / Show Load Case* sehingga akan ditampilkan berikut.



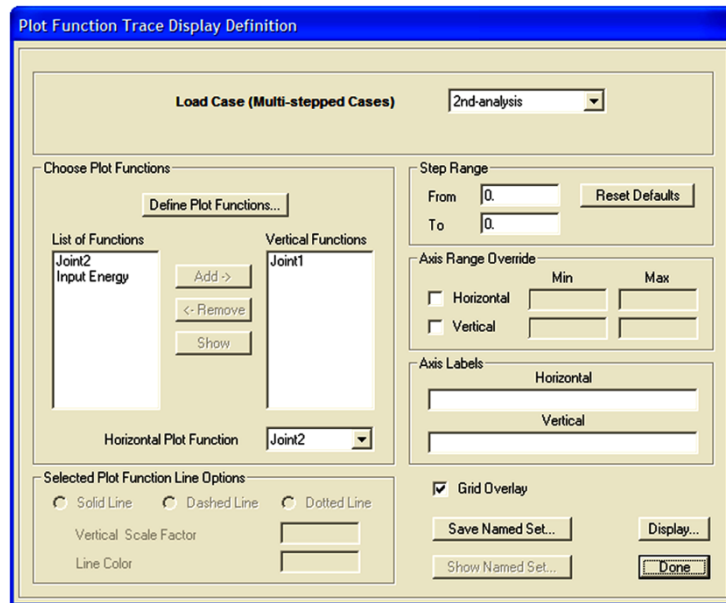


Gambar 8: Menu untuk mengaktifkan 2<sup>nd</sup> order elastic analysis (SAP2000 v15)

Catatan: jika menu di atas belum tampil, maka setelah klik Define Load Cases selanjutnya pada menu yang ditampilkan pada bagian Analysis Type: klik Nonlinier. Tampilan pada Gambar 8 adalah dihasilkan oleh program SAP2000 v15 yang memakai OS – Window 98, yang ternyata tampilannya berbeda jika di-install pada OS – Window 7, lihat Gambar 5 dan sebelumnya. Tetapi meskipun tampilannya berbeda tetapi hasil numeriknya tetap sama.

Jika tahapan di atas sudah dijalankan, maka selanjutnya data dapat diproses dengan meng-klik RUN. Analisis 2<sup>nd</sup> Order Elastic Analysis adalah termasuk analisis nonlinier pada umumnya, yang berbeda dibandingkan dengan analisis elastik-linier, yang biasa digunakan pada perencanaan. Jika pada analisis biasa, maka yang diharapkan adalah besarnya gaya dan deformasi akibat beban tersebut. Sedangkan pada analisis nonlinier, yang sebenarnya ingin dicari adalah **perilaku struktur pada setiap kondisi beban**. Jadi beban sebesar 160 kN (vertikal) ada Model-A dan Model-B dan 0.32 kN (horizontal) pada Model-B itu sebenarnya akan diproses oleh program secara bertahap. Katakanlah mulai dari 1%P lalu 2%P, lalu 3%P dan selanjutnya sampai tuntas. Untuk tiap tahapan, deformasi yang terjadi sebelumnya akan diperhitungkan untuk tahapan berikutnya, termasuk kondisi keseimbangan yang terjadi, yaitu melalui proses iterasi (ini menjadi problem metode numerik, yang untuk menjelaskannya perlu uraian panjang tersendiri). Itulah maksud dari proses *incremental* dan *iteration* pada analisis nonlinier.

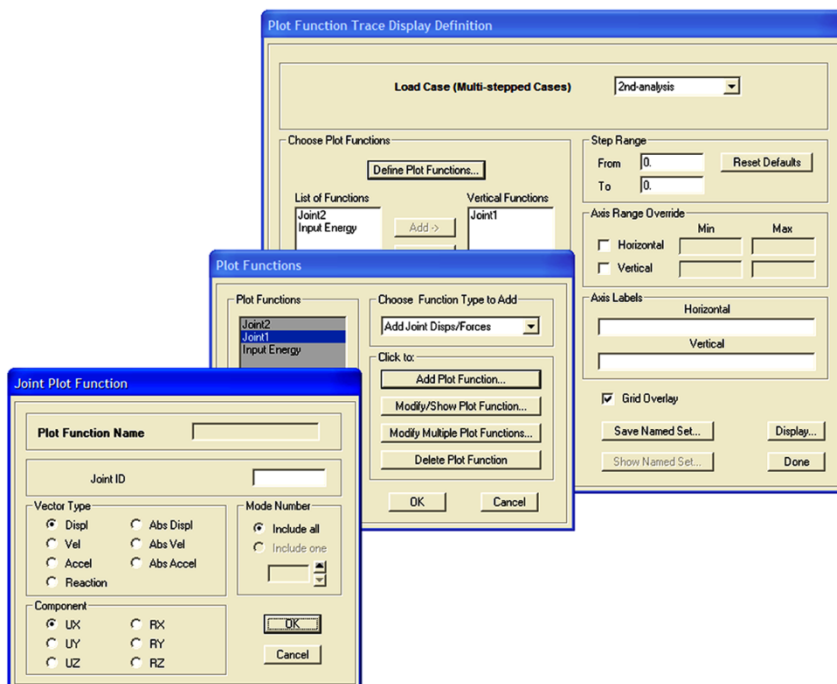
Meskipun program SAP2000 pada dasarnya tidaklah didedikasikan untuk analisis nonlinier, tetapi untuk memudahkan melihat perilaku struktur menyediakan opsi **Display – Show Plot Functions** atau alternatifnya klik **F12** maka akan ditampilkan **Plot Function Trace Display Definition** berikut.



Gambar 9: Plot perilaku struktur hasil analisis nonlinier (SAP2000 v15)

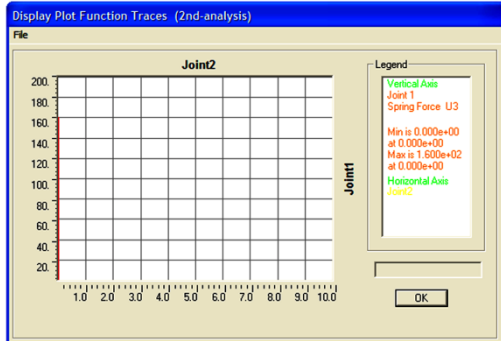
Selanjutnya perlu dibuat *Functions* yang akan dilacak, dalam hal ini adalah fungsi gaya dari reaksi tumpuan dan fungsi deformasi lateral titik di tengah kolom. Jika penomoran sesuai dengan model pada Gambar 7 maka reaksi tumpuan yang dimaksud adalah gaya arah sumbu z pada titik nodal 1. Cara mendefinisikan fungsi adalah dengan klik **Define Plot Function** dari tombol pada menu pada Gambar 9. Selanjutnya akan muncul menu **Plot Functions** sebagaimana terlihat di Gambar 10.

Pada menu *Plot Functions* tersebut perhatikan pilihan **Choose Function Type to Add**, yaitu tampil-kan opsi Add Joint Disp/Forces sehingga akan muncul menu baru, yaitu **Joint Plot Function**, lihat Gambar 10 juga. Tetapkan terlebih dahulu Joint ID, yaitu nomer titik nodal yang akan dilacak setiap perubahan beban yang ada (*incremental load*). Itulah mengapa pada pemodelan yang diberikan penomoran pada model perlu diperhatikan dengan benar. Jika salah nomor maka tentu hasilnya juga tidak ada artinya, menjadi tidak bermakna.

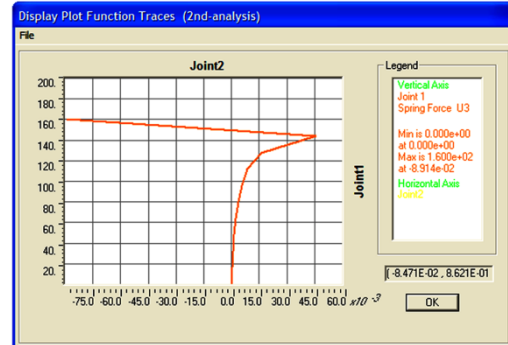


Gambar 10: Mengatur fungsi untuk plot perilaku struktur (SAP2000 v15)

Langkah yang sama dikerjakan untuk deformasi titik nodal yang dilacak. Jadi dalam hal ini ada dua titik nodal yang dilacak besarnya gaya dan deformasi. Selanjut kembali ke menu Plot Function Trace Display Definition, pastikan **Vertical Function** adalah **gaya**, dan **Horizontal Plot Function** adalah **deformasi** arah lateral di titik tengah kolom. Jika sudah pada menu yang sama klik tombol Display.



**a). Plot dari Model-A**

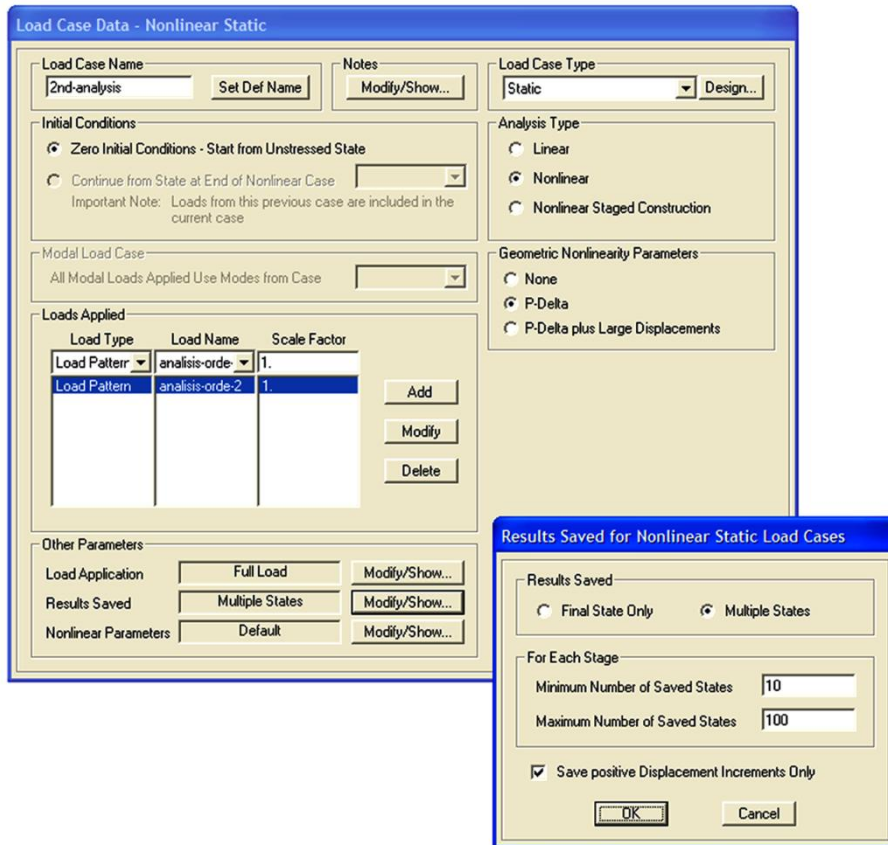


**B). Plot dari Model-B**

Gambar 11: Perilaku struktur kolom yang dibebani sampai beban tekuknya tercapai

Perhatikan Model-A dan Model-B semuanya sama, kecuali beban lateral sebesar  $\alpha P$  di tengah bentang kolom, yang besarnya hanya 0.002 atau 0.2% proporsional terhadap beban aksial yang diberikan. Besar beban lateral relatif sangat kecil nilainya, meskipun demikian **hasilnya sangat signifikan**. Pada Model-A, dari hasil analisis nonlinier **tidak dapat dilacak terjadinya deformasi** pada struktur, tetapi dari Model-B pada saat mendekati beban kritis atau tekuknya, maka terlihat terjadi deformasi lateral yang begitu besar. Ini seperti konsep tekuk yang dipahami selama ini, yaitu terjadi deformasi besar untuk tambahan beban yang kecil.

Pelacakan gaya-deformasi pada Gambar 11 didasarkan pada nilai default jumlah rekaman *incremental*, yaitu **Minimum Number of Saved States = 10** dan **Maximum Number of Saved States = 100**. Lihat menu **Result Saved for Nonlinier Static Load Case** pada Gambar 12 di bawah. Itu bisa muncul jika dipilih tombol Modify/Show... pada opsi **Other Parameter – Result Saved – Multiple States** pada menu **Load Case Data – Nonlinier Static** diaktifkan.



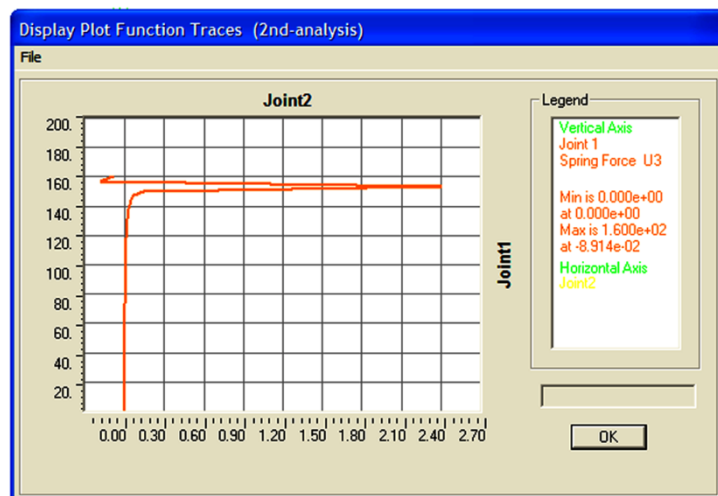
Gambar 12: Parameter penelitian analisis non-liner yang dilacak

Agar lebih teliti, nilai default di atas tersebut perlu diubah. Selanjutnya dipilih

- Minimum Number of Saved States = 20
- Maximum Number of Saved States = 100

Selanjutnya dengan cara yang sama seperti sebelumnya maka perilaku tekuk kolom yang dianalisis memakai Model-B, yaitu dengan adanya beban lateral tambahan dapat menangkap perilaku kolom ketika terjadi tekuk dengan lebih teliti sebagai terlihat pada Gambar 13.

Jika diinginkan data yang lebih jelas, maka dengan perintah File pada menu Display Plot Function Traces maka dapat dihasilkan data dalam bentuk file, sehingga dapat diproses memakai program lain. Sebagai contoh maka hasilnya akan disimpan pada file Perilaku\_kolom.txt sebagai berikut.

Gambar 13: Perilaku tekuk kolom langsing berdasarkan Model-B dengan 2<sup>nd</sup> Order Elastic Analysis

Isi file Perilaku\_kolom.txt berdasarkan perilaku kolom pada Gambar 13 di atas.  
SAP2000 v15.1.0 File: MODEL-B KN, m, C Units PAGE 1  
5/30/14 11:17:49

## NONLINEAR STATIC DATA

CASE 2nd-analysis  
FUNCTION Joint2: Joint 2 Displacement UX  
FUNCTION Joint1: Joint 1 Spring Force U3

STEP	FUNCTION	FUNCTION
	Joint2	Joint1
0.00000	0.00000	0.00000
1.00000	7.272E-05	3.20000
2.00000	1.470E-04	6.40000

(sengaja dihapus)

43.00000	0.02839	137.60000
44.00000	0.03568	140.80000
45.00000	0.04712	144.00000
46.00000	0.06739	147.20000
47.00000	0.14222	150.40000
<b>48.00000</b>	<b>2.39880</b>	<b>153.60000</b>
49.00000	-0.18125	156.80000
49.00000	-0.18125	156.80000
50.00000	-0.08914	160.00000

→ menjelang tekuk sebab ada deformasi lateral besar  
→ telah terjadi mechanism atau instabilitas

Pembahasan :

Gaya maksimum pada kondisi sebelum *mechanism* / instabilitas adalah **153.6 kN**, atau kira-kira sedikit dibawah  $P_{cr} = 153.82$  (tekuk elastis dari Euler). Karena nilai yang diperoleh dari 2<sup>nd</sup> Order Elastic Analysis sekitar **99.85% dari nilai tekuk elastis Euler** maka dianggap analisis tersebut mampu memprediksi stabilitas struktur sampai terjadinya tekuk.

Meskipun dapat dipergunakan untuk mengestimasi tekuk tetapi dalam pemodelan perlu ditambahkan gaya lateral khusus sebagai pemicu analisis, yaitu **beban lateral  $\alpha P$**  (lihat Gambar 7). Ini adalah beban khusus, bukan untuk mensimulasi beban gempa atau angin atau yang lain, sebagaimana umumnya digunakan untuk analisis stabilitas. Beban itu khusus untuk maksud analisis itu sendiri. Itu mengapa AISC sampai memberi istilah khusus tersendiri sebagai **Notional Load**. Chapter C2.2b (AISC 2010). Itu dimaksud sebagai pemodelan adanya *imperfection* dari kolom.

## PENGARUH INELASTIS PADA KETEPATAN HASIL *SECOND ORDER ELASTIC ANALYSIS*.

Pembahasan terkait *Elastic Buckling Analysis* atau analisis tekuk elastis sudah diketahui bahwa analisis jenis itu tidak sesuai digunakan untuk memprediksi tekuk inelastis kolom baja (Gambar 6). Perilaku tekuk inelastis kolom baja terjadi pada kelangsingan lebih kecil dari  $KL/r = 4.71\sqrt{(E/F_y)}$  atau jika digunakan baja setara A36 maka nilai  $KL/r = 133.21$ .

Untuk mengevaluasi apakah kelemahan itu juga dimiliki oleh analisis 2<sup>nd</sup> order elastic analysis yang sebelumnya telah sukses memprediksi tekuk elastis kolom pada  $KL/r = 225$ .

Kolom yang ditinjau tentunya masih sama dengan sebelumnya, yaitu kolom baja profil H 150×150. Agar masuk dalam kategori tekuk inelastis maka panjang  $L = 2.6$  m, sehingga  $KL/r = 68.97$ . Hasil hitungan dengan analisis tekuk elastis dengan SAP2000 adalah  $P = 1644$  kN, diambil  $P = 1650$  kN. Besarnya  $\alpha P = 0.002P = 3.3$  kN.

Maka berdasarkan model yang dimodifikasi dari model sebelumnya akan dilakukan analisis 2nd order elastic analysis dan hasilnya sebagai berikut.

SAP2000 v15.1.0 File: MODEL-INELASTI-BUCKLING-L2\_6M KN, m, C Units PAGE 1

5/30/14 12:13:42

## NONLINEAR STATIC DATA

CASE 2nd-analysis

FUNCTION Joint2: Joint 2 Displacement UX

FUNCTION Joint1: Joint 1 Spring Force U3

STEP	FUNCTION	FUNCTION
	Joint2	Joint1
0.00000	0.00000	0.00000
1.00000	2.146E-05	33.00000
2.00000	4.336E-05	66.00000

. (sengaja dihapus)

42.00000	0.00559	1386.00000
43.00000	0.00654	1419.00000
44.00000	0.00779	1452.00000
45.00000	0.00953	1485.00000
46.00000	0.01210	1518.00000
47.00000	0.01622	1551.00000
48.00000	0.02642	1584.00000
49.00000	0.05709	1617.00000
50.00000	-0.29049	1650.00000

→ menjulang tekuk sebab ada deformasi lateral besar

Hasil analisis menunjukkan bahwa perilaku tekuk terjadi pada  $P = 1650 \text{ kN} \gg \phi P_n = 693 \text{ kN}$ .

**KESIMPULAN VALIDITAS ANALISIS TERHADAP STABILITAS STRUKTUR**

Analisis struktur yang telah dibahas secara mendetail pada tulisan ini adalah *Elastic Buckling Analysis* dan *Second Order Elastic Analysis*. Jenis analisis stabilitas yang lain tidak dibahas, karena hanya kedua jenis itu yang terkait dengan DAM (AISC 2010). Karena umumnya analisis tersebut sudah dikenal lama, khususnya untuk memprediksi pengaruh  $P-\Delta$  pada bangunan tinggi, maka tentunya program komputer yang diperlukan untuk menjalankan cara DAM mempunyai persyaratannya tidak terlalu ketat atau sudah tersedia.

Kesimpulan umum bahwa kedua analisis tersebut (*Elastic Buckling Analysis* dan *2<sup>nd</sup> Order Elastic Analysis*) hanya valid digunakan untuk memprediksi tekuk pada kolom dengan kondisi elastis. Jika digunakan untuk kolom sebenarnya, yang bisa saja berperilaku inelastis, maka hasilnya tidak tepat. Prediksi yang dihasilkan lebih tinggi dari yang sebenarnya akan terjadi. Jadi jika digunakan untuk perencanaan langsung maka hasil desain menjadi *under-estimate* atau tidak aman.

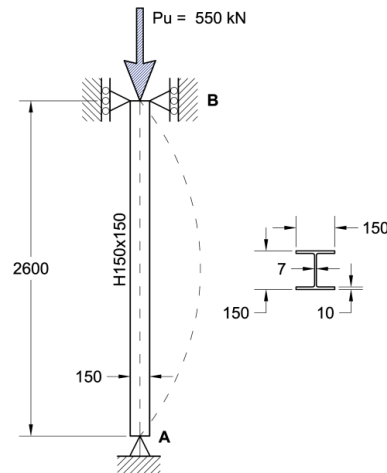
**PERANCANGAN KOLOM TERTAMBAT SEDERHANA UMUM**

Analisis struktur orde ke-2 atau disebut juga *2<sup>nd</sup> Order Elastic Analysis* adalah persyaratan program yang perlu digunakan untuk analisis dan desain struktur baja dengan cara DAM (AISC 2010). Dari uraian yang telah diberikan sebelumnya, memang terbukti bahwa analisis seperti itu sanggup untuk mengevaluasi perilaku stabilitas struktur, yaitu memprediksi beban batas yang menyebabkan terjadi-nya fenomena tekuk atau *buckling*. Fenomena tersebut termasuk dalam nonlinier geometri.

Dari teori kolom yang ada, terbukti bahwa kondisi inelastis akibat adanya tegangan residu mempengaruhi kekuatan tekuk kolom. Kondisi yang dimaksud menyebabkan terjadinya tekuk inelastis, yang mana hal itu ternyata tidak bisa diprediksi dengan baik dengan analisis struktur orde ke-2 tersebut.

Oleh karena itu tentu timbul keraguan, apakah cara D.A.M yang notabene hanya mengandalkan analisis struktur orde ke-2 tersebut mampu memprediksi kekuatan kolom dengan cukup akurat.

Metode uji dilakukan sederhana, membandingkan perencanaan kolom tumpuan sendi-sendi (tidak bergoyang) yang masuk kategori tekuk-inelastis dan dibebani sebesar  $0.8 \phi P_n$ , jika dihitung dengan rumus AISC (2010). Konfigurasi kolom yang akan dievaluasi adalah sebagai berikut:



Gambar 14: Kolom baja tertambat sederhana

Selanjutnya berdasarkan kondisi kolom yang begitu sederhana tersebut, tetapi perilakunya adalah **tekuk inelastis**. Tentunya dapat diketahui jika cara DAM (2010) sekedar mengandalkan kemampuan komputer, yaitu **Second Order Elastic Analysis** maka tentu hasilnya tidak akan memuaskan. Tentang hal itu pembaca sebaiknya melihat kembali penjelasan pada bab 2.4.

Jadi untuk menunjukkan bahwa **Direct Analysis Method (DAM)** adalah strategi baru perencanaan baja dengan memanfaatkan komputer, dan berbeda dari **Effective Length Method (ELM)** maka itu semua akan ditunjukkan dengan cara perbandingan hasil rancangan keduanya sebagai berikut.

### CARA ELM (AISC 2005 DAN SEBELUMNYA)

Untuk kolom tunggal dengan tumpuan sendi-sendi (lihat Gambar 14) maka rumus E3-2 (AISC 2010) dapat langsung digunakan tanpa perlu analisa struktur. Parameter perencanaan profil H 150×31 sesuai brosur PT. Krakatau Wajatama - Cilegon. Dimensi : H = 150 mm ; B = 150 mm;  $t_w = 7$  mm;  $t_f = 10$  mm;  $w = 31.1$  kg/m. Properti penampang :  $A = 39.65$  cm<sup>2</sup> ;  $I_{min} = I_y = 563$  cm<sup>4</sup>;  $r_{min} = r_y = 3.77$  cm. Mutu baja setara ASTM A36 maka  $E = 200,000$  MPa;  $F_y = 250$  MPa dan  $\phi = 0.9$ .

Jawab :

$KL/r_{min} = 1 * 2600 / 3.77 = 68.966 < 4.71 \sqrt{(E/F_y)} = 133.22$  jadi rumus E3-2 menentukan.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 * 200,000}{68.966^2} = 415.01 \text{ MPa} \dots\dots\dots (E3-4)$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{F_y/F_e}\right) F_y = \left(0.658^{250/415.01}\right) F_y = 0.777 F_y = 194.3 \text{ MPa} \dots\dots\dots (E3-2)$$

$$\phi P_n = \phi A_g F_{cr} = 0.9 * 39.65 * 10^2 * 194.3 / 1000 = 693.4 \text{ kN}$$

Jika  $P_u = 550$  kN, maka  $\frac{R_u}{\phi R_n} = \frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{550}{693.4} = 0.793$

### CARA DAM (AISC 2010)

Pemakaian komputer belum tentu lebih sederhana dari metode yang manual. Ini bisa terlihat dari prosedur DAM yang diaplikasikan pada kolom tunggal. Bahkan pemakaian komputer untuk kasus seperti ini akan terlihat sangat berlebihan. Meskipun demikian, prosedur kerja yang digunakan adalah konsisten, baik untuk kolom tunggal ataupun struktur yang kompleks maka tentunya dengan melihat strategi penyelesaian struktur sederhana ini akan sangat membantu untuk memahami apa itu DAM.

Bagi DAM pada dasarnya tidak dikenal istilah kolom saja, adanya adalah balok kolom. Oleh sebab itu meskipun hanya kolom tunggal (tampilan fisik) tetapi dalam perencanaannya harus diperhitungkan sebagai kombinasi balok-kolom. Oleh sebab itu stabilitas profil terhadap tekuk lokal perlu dilihat.

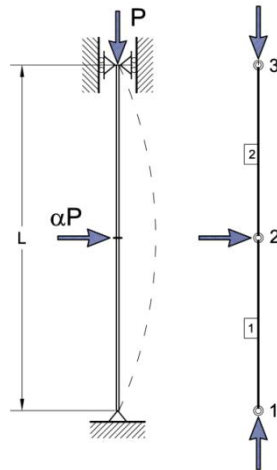
Kebetulan karena arah tekuk lentur ditentukan oleh sumbu lemah, maka persyaratan check tekuk lokal tidak ada. Adapun ketentuan kuat lentur nominal sumbu lemah digunakan ketentuan *F6. I-Shaped Members And Channels Bent About Their Minor Axis*, sebagai berikut:

$$M_n = M_p = F_y Z_y \dots\dots\dots (F6-1)$$

Profil H150×150 sumbu lemah  $Z_y = 1.5 S_y = 1.5 * 75.1 = 112.65 \text{ cm}^3$ , sehingga  $\phi M_n = 0.9 * 112.65 E3 * 250 / 1E6 = 25.346 \text{ kNm}$ . Untuk properti kolom, sama seperti ELM sebelumnya, yaitu  $\phi P_n = 693.4 \text{ kN}$  dan  $P_u = 550 \text{ kN}$ .

Jadi data yang belum ada dan diperlukan untuk evaluasi dengan cara DAM adalah  $M_u$ , dan untuk itu perlu dilakukan analisis orde ke-2 dan manipulasi data sebagai berikut:

- Imperfection: berupa beban notional  $\alpha P = 0.002 * 550 = 1.1 \text{ kN}$
- Reduksi kekakuan: hitung  $\tau_b$  check dulu  $P_y = 3965 * 250 / 1E3 = 991 \text{ kN}$ . Hitung  $P_r / P_y = 550 / 991 = 0.55 > 0.5$  maka sesuai ketentuan C2-2b nilai  $\tau_b = 4 * 0.55 * (1 - 0.55) = 0.99$ . karena EA dan EI semua reduksi maka  $E^* = 0.8 \tau_b E = 0.8 * 0.99 * 200,000 = 158400 \text{ MPa}$ .



Gambar 15: Pemodelan kolom tertambat untuk 2<sup>nd</sup> Order Elastic Analysis mencari  $M_u$ .

Selanjutnya model strukturnya seperti Gambar 15, dimana dengan  $P = 550 \text{ kN}$  di nodal 3 (vertikal) dan beban notional  $\alpha P = 1.1 \text{ kN}$  di nodal 2 (horizontal). Modulus elastis reduksi = 158400 MPa adapun nilai  $A = 39.65 \text{ cm}^2$ ;  $I_{\min} = I_y = 563 \text{ cm}^4$ , tidak ada perubahan dari cara ELM sebelumnya. Dengan menggunakan proses analisis 2<sup>nd</sup> Order Elastic Analysis dengan SAP2000 v 15 maka hasilnya disajikan dalam bentuk numerik sebagai berikut:

SAP2000 v15.1.0 File: EX-DAM-KOLOM-TUNGGAL-2\_6M KN, m, C Units PAGE 1  
5/30/14 17:59:28

NONLINEAR STATIC DATA

CASE 2nd-analysis

FUNCTION momen: Frame 1 Station 8 Moment 3-3

FUNCTION axial: Frame 1 Station 1 Axial Force

STEP	FUNCTION	FUNCTION
	momen	axial
0.00000	0.00000	0.00000
1.00000	-0.01430	-11.00000
2.00000	-0.02870	-22.00000



3.00000 -0.04319 -33.00000

(untuk DAM listing STEP ini sebenarnya tidak perlu ditampilkan)

46.00000 -0.98640 -506.00000

47.00000 -1.00804 -517.00000

48.00000 -1.02994 -528.00000

49.00000 -1.05211 -539.00000

50.00000 -1.07456 -550.00000 → ini data Mu dan Pu yang diperlukan

Cara DAM selalu menganggap bahwa setiap elemen pada dasarnya adalah balok-kolom. Oleh sebab itu evaluasinya dengan menganggap sebagai gaya kombinasi, yaitu Chapter H (AISC 2010), ketentuannya adalah H1. *Doubly and Singly Symmetric Members Subject to Flexure and Axial Force*:

untuk  $\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{550}{693.4} = 0.793 \geq 0.2$  maka

$$\frac{R_u}{\phi R_n} = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{550}{693.4} + \frac{8}{9} \times \frac{1.07456}{25.346} \dots\dots\dots (H1-1a)$$

$$R_u / \phi R_n = 0.7932 + 0.0377 = 0.8309$$

**EVALUASI PERBANDINGAN CARA ELM DAN DAM**

Dari perbandingan ratio kuat perlu dibagi kuat tersedia, dapat dilihat bahwa hasil perancangan dengan cara ELM terlihat lebih hemat (ratio lebih kecil) dibanding hasil dengan cara DAM.

$$\text{selisihnya} = \frac{R_u / \phi R_n \text{ DAM}}{R_u / \phi R_n \text{ ELM}} = \frac{0.8309}{0.7932} = 1.0475 \text{ atau terjadi selisih sekitar 5\% lebih besar.}$$

Pembahasan:

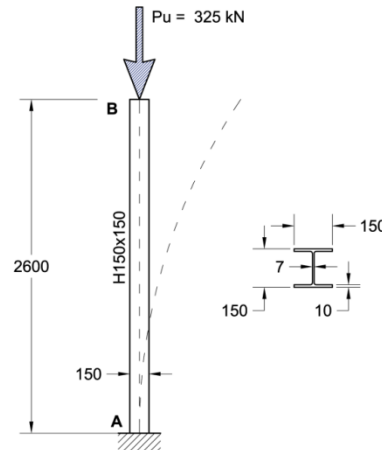
Pada perencanaan kolom tertambat (tidak bergoyang), tumpuan sendi-sendi, terlihat jika penggunaan beban *notional* (simulasi *imperfection*) akan menambah tegangan kolom. Sehingga evaluasi nilai ratio kuat perlu – kuat tersedia, rasionya menjadi lebih besar dibanding ratio yang sama dihitung dengan cara lama (ELM). Ini dapat dimaklumi karena kurva kuat tekan-kelangsingan kolom tunggal (E3-2 dari AISC 2010) pada dasarnya telah memasukkan pengaruh *imperfection*, kondisinya double.

Penempatan beban notional di tengah bentang itu sendiri tidak terdapat contohnya di AISC (2010). Pada *code* contoh-contoh terkait teori dan aplikasi DAM umumnya merujuk portal bergoyang sehingga beban notional ada pada titik nodal pertemuan balok dan kolom. Memang pada struktur jenis itu perilaku tekuk mengakibatkan titik nodal berpindah. Jika mengacu konsep itu yang dipakai, yaitu tidak ada beban notional di tengah bentang, tapi diberikan pada titik nodal yang juga tumpuan, maka pastilah tidak ada momen akibat *imperfection*. Berarti hanya ada efek gaya tekan. Sehingga hasilnya pasti akan sama persis dengan cara ELM.

Jadi pilihan menempatkan beban notional di tengah bentang, menyesuaikan dengan bentuk deformasi ketika terjadi tekuk adalah pilihan konservatif (aman). Itupun hasilnya hanya menyebabkan selisih 5% yang tentu saja jika dibandingkan evaluasi statistik kekuatan kolom adalah tidak signifikan.

**PERANCANGAN KOLOM BERGOYANG SEDERHANA UMUM**

Hasil rancangan pada kolom tertambat menunjukkan bahwa hasil perencanaan cara DAM relatif lebih konservatif (boros). Bagaimanapun itu sangat tergantung dari beban notional yang ada dan bentuk struktur. Untuk melihat cara DAM bekerja, ada baiknya evaluasi juga kolom kantiveler bergoyang.



Gambar 16: Kolom kantilever baja bergoyang sederhana

**CARA ELM (AISC 2005 DAN SEBELUMNYA)**

Untuk kolom kantilever tunggal sederhana, maka Tabel C-C.2.2 (AISC 2005) langsung dapat digunakan untuk memprediksi panjang efektif tekuk, yaitu menggunakan faktor  $K = 2$ .

Selanjutnya kuat tekuk nominal kolom dapat dihitung memakai rumus E3-2 atau E3-3 (AISC 2010) tanpa harus menggunakan analisa struktur. Parameter profil H 150×31 sesuai brosur PT. Krakatau Wajatama - Cilegon. Dimensi :  $H = 150$  mm ;  $B = 150$  mm;  $t_w = 7$  mm;  $t_f = 10$  mm;  $w = 31.1$  kg/m. Penampang :  $A = 39.65$  cm<sup>2</sup> ;  $I_{\min} = I_y = 563$  cm<sup>4</sup>;  $r_{\min} = r_y = 3.77$  cm.

Jika digunakan baja mutu setara ASTM A36 maka  $E = 200,000$  MPa;  $F_y = 250$  MPa dan  $\phi = 0.9$ .

Jawab :

$KL/r_{\min} = 2 \cdot 2600 / 3.77 = 137.93 > 4.71 \sqrt{(E/F_y)} = 133.22$  jadi rumus E3-3 menentukan.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 200,000}{137.93^2} = 103.76 \text{ MPa} \dots\dots\dots (E3-4)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e = 90.99 \text{ MPa} \dots\dots\dots (E3-2)$$

$$\phi P_n = \phi A_g F_{cr} = 0.9 \cdot 3965 \cdot 90.99 / 1000 = 324.7 \text{ kN}$$

Jika  $P_u = 325$  kN, maka  $\frac{R_u}{\phi R_n} = \frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{325}{324.7} = 1.001$

**CARA DAM (AISC 2010)**

Pada kasus kolom kantilever baja maka kondisi tekuk akan menyebabkan titik nodal atas berpindah tempat sehingga untuk mensimulasi kondisi seperti itu maka penempatan beban notional akan disana. Penggunaan analisis struktur orde ke-2 elastis diperlukan untuk melihat pengaruh deformasi akibat beban aksial dan notional tersebut. Oleh sebab itu beban yang diberikan diambil maksimum, yaitu sama dengan kuat tekan nominal sesuai estimasi cara ELM (AISC 2005 dan sebelumnya).

Karena geometri kolom sama persis dengan kondisi kolom tertambat sederhana maka beberapa prosedur sebelumnya langsung dapat diaplikasikan.

Karena arah tekuk lentur ditentukan oleh sumbu lemah, maka persyaratan check tekuk lokal tidak ada. Adapun ketentuan kuat lentur nominal sumbu lemah digunakan ketentuan *F6. I-Shaped Members And Channels Bent About Their Minor Axis*, sebagai berikut:

$$M_n = M_p = F_y Z_y \dots\dots\dots (F6-1)$$

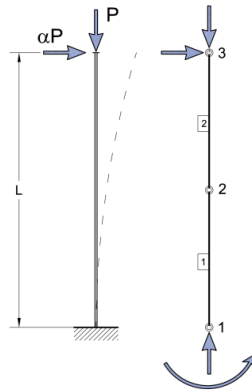
Profil H150×150 sumbu lemah  $Z_y = 1.5 S_y = 1.5 \cdot 75.1 = 112.65$  cm<sup>3</sup>, sehingga  $\phi M_n = 0.9 \cdot 112.65 \cdot 250 / 1000 = 25.346$  kNm.

Untuk properti kolom, sama seperti ELM sebelumnya, yaitu  $\phi P_n = 324.7$  kN dan  $P_u = 325$  kN.

Jadi data yang belum ada dan diperlukan untuk evaluasi dengan cara DAM adalah  $M_u$ , dan untuk itu perlu dilakukan analisis orde ke-2 dan manipulasi data sebagai berikut :

- Imperfection: berupa beban notional  $\alpha P = 0.002 \cdot 325 = 0.65$  Kn

- Reduksi kekakuan: hitung  $\tau_b$  check dulu  $P_y = 3965 \cdot 250 / 1E3 = 991$  kN. Hitung  $P_r/P_y = 325/991 = 0.32 < 0.5$  maka sesuai ketentuan C2-2a nilai  $\tau_b = 1$ . karena EA dan EI semua reduksi maka  $E^* = 0.8\tau_b E = 0.8 \cdot 1 \cdot 200000 = 160000$  MPa.



Gambar 17: Pemodelan kolom bergoyang untuk 2<sup>nd</sup> Order Elastic Analysis mencari  $M_u$ .

Selanjutnya model struktur seperti Gambar 17, dengan  $P = 325$  kN di nodal 3 (vertikal) dan beban notional  $\alpha P = 0.65$  kN di nodal 3 juga (horizontal). Modulus elastis reduksi = 160000 MPa adapun nilai  $A = 39.65$  cm<sup>2</sup> ;  $I_{min} = I_y = 563$  cm<sup>4</sup> , tidak mengalami perubahan dibanding cara ELM. Dengan menggunakan proses analisis 2<sup>nd</sup> Order Elastic Analysis dengan SAP2000 v 15 maka hasilnya disajikan dalam bentuk numerik sebagai berikut:

SAP2000 v15.1.0 File: EX-DAM-KOLOM-KANTILEVER-2\_6M KN, m, C Units PAGE 1  
5/31/14 1:30:40

NON LINEAR STATIC DATA

CASE 2nd-analysis

FUNCTION axial: Frame 1 Station 1 Axial Force

FUNCTION momen: Frame 1 Station 8 Moment 3-3

STEP	FUNCTION axial	FUNCTION momen
0.00000	0.00000	0.00000
1.00000	-6.50000	0.01625

(untuk DAM listing STEP ini sebenarnya tidak perlu ditampilkan)

47.00000	-305.50000	12.08993	→ data $P_u$ dan $M_u$ untuk evaluasi ke-2
48.00000	-312.00000	16.98796	
49.00000	-318.50000	28.35004	
50.00000	-325.00000	77.33041	→ data $P_u$ dan $M_u$ untuk evaluasi ke-1

Perbedaan pokok cara DAM dengan cara ELM adalah bahwa perhitungan selalu memakai  $K=1$ . Oleh sebab itu nilai  $\phi P_n = 693.4$  kN (diambil dari perhitungan kolom tertambat sederhana sebelumnya). Selanjutnya dievaluasi dengan ketentuan kombinasi, yaitu Chapter H (AISC 2010), ketentuannya adalah *H1. Doubly and Singly Symmetric Members Subject to Flexure and Axial Force*:

untuk  $\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{325}{693.4} = 0.4687 \geq 0.2$  maka  $\frac{R_u}{\phi R_n} = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi M_n}$  ..... (H1-1a)

$$\frac{R_u}{\phi R_n} = \frac{325}{693.4} + \frac{8}{9} \times \frac{77.330}{25.346}$$

$$R_u / \phi R_n = 0.4687 + 2.71 = 3.18 \ggggggg \text{ dari ratio dengan cara ELM (???)}$$

Ternyata hasilnya berbeda jauh antara hasil perhitungan cara DAM dan cara ELM. Perhitungan kolom kantilever baja pada pembebanan rencana  $P_u = 325$  kN menjadi tidak aman ketika dievaluasi dengan cara DAM (AISC 2010), padahal beban rencana yang sama telah memenuhi persyaratan jika dievaluasi memakai cara ELM (AISC 2005), cara lama yang selama ini telah berlaku.

Kebetulan analisis dengan SAP2000 dilakukan secara bertahap, jika beban diturunkan sedikit menjadi kira-kira hanya 94% dari beban rencana semula sehingga  $P_u = 0.94 \cdot 325 = 305.5$  kN, maka dari hasil analisis yang sama akan diperoleh  $M_u = 12.1$  kNm. Selanjutnya check dengan rumus iteraksi:

untuk  $\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{305.5}{693.4} = 0.44 \geq 0.2$  maka

$$\frac{R_u}{\phi R_n} = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{312}{693.4} + \frac{8}{9} \times \frac{12.1}{25.346} \dots\dots\dots (H1-1a)$$

$R_u/\phi R_n = 0.44 + 0.424 = 0.86 < 1$  memenuhi persyaratan.

**PEMBAHASAN PERANCANGAN KOLOM BERGOYANG SEDERHANA**

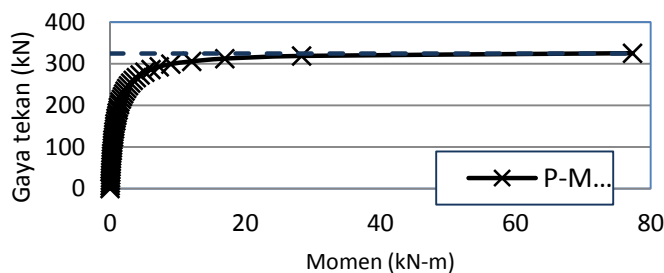
Pada pembebanan maksimum, sesuai kondisi maksimum jika dievaluasi dengan ELM (AISC 2005), ternyata beban tersebut tidak memenuhi persyaratan ketentuan DAM (AISC 2010) dimana ratio kuat perlu terhadap kuat tersedia atau  $R_u/\phi R_n$  adalah  $>> 1$  atau *overstress*.

Jika beban rencana direduksi - 6% saja, hasilnya memuaskan karena ratio  $R_u/\phi R_n = 0.86$  atau terjadi pengurangan sebesar 72% dari kondisi *overstress*. Tetapi ketika kondisi beban yang baru tersebut dievaluasi ulang dengan ELM (AISC 2005), hasilnya tidak terlalu memuaskan karena untuk

$P_u = 305.5$  kN maka perbandingan  $\frac{R_u}{\phi R_n} = \frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{305.5}{324.7} = 0.94 > 0.86$  (cara DAM).

Petunjuk praktis yang dapat diambil adalah bahwa pada pembebanan rendah, desain cara DAM akan menghasilkan struktur yang **lebih ekonomis**, tetapi pada kondisi beban tinggi menghasilkan struktur yang **lebih aman**, dibanding hasil desain dengan cara lama atau ELM (AISC 2005).

Itu semua akibat perilaku nonlinier dari adanya interaksi beban dan deformasi yang dapat dilacak dengan baik oleh DAM (AISC 2010). Untuk melihat bahwa hubungan gaya aksial dan momen pada kolom adalah tidak linier maka data di atas akan diakses dari hasil analisis SAP2000 dan ditampilkan dalam bentuk kurva memakai program Excel sebagai berikut:

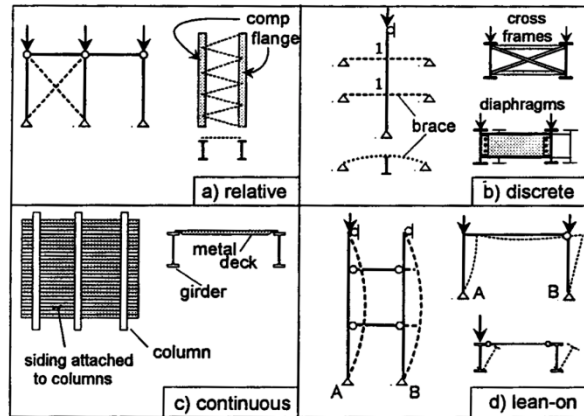


Gambar 18: Perilaku nonlinier gaya aksial tekan dan momen pada kolom

**PERANCANGAN STRUKTUR RANGKA LEAN-ON SEDERHANA UMUM**

Telah diungkap karakter perancangan cara baru DAM (AISC 2010) dan cara lama ELM (AISC 2005) berdasarkan perilaku kolom tunggal tertambat dan bergoyang. jika strukturnya semakin kompleks, disitulah keunggulan komputer. Jadi selama prosedurnya sama, struktur satu dan banyak elemen tidak menimbulkan perbedaan berarti. Tetapi yang jelas, jika digunakan contoh struktur dengan banyak elemen maka mempelajarinya tentu akan lebih sulit, sehingga tidak ada manfaat pembelajaran.

Untuk melihat berbagai kondisi pertambatan yang dimungkin pada konstruksi baja maka ada baiknya melihat berbagai konfigurasi struktur yang telah dikategorikan oleh Galambos (1998) seperti pada Gambar 19.

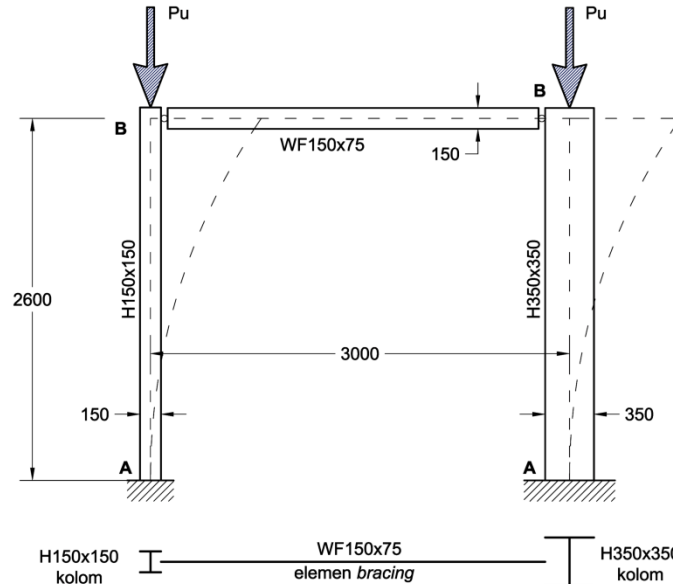


Gambar 19: Konfigurasi pertambahan struktur (Galambos, 1998)

Cara ELM (AISC 2005) dengan faktor-K, hanya memperhitungkan pengaruh kekakuan yang tersam-bung penuh pada kolom yang ditinjau. Untuk sistem struktur yang disebut Lean-On (Gambar 19d), maka pendekatan dengan faktor K akan mengalami masalah. Kata lainnya, cara ELM tidak bisa dipakai. Di sinilah keunggulan cara DAM (AISC 2010) yang akan ditunjukkan dalam perhitungan.

### RANGKA LEAN-ON DENGAN KOLOM BEDA KEKAKUAN

Gambar 20 menjelaskan struktur *Lean-On* sederhana terdiri dari dua kolom dengan profil berbeda, tumpuan jepit di bawah, satu kolom dengan profil H 150×150 dan satu kolom lagi dengan profil H 350×350, yang lebih kaku. Orientasi yang ditinjau adalah sumbu lemah. Tidak ada *bracing*, kecuali ujung atas ke dua kolom dihubungkan dengan profil WF150×75 yang disambung dengan sistem pin atau sendi, sedemikian sehingga deformasi lateral keduanya menjadi sama besar. Selanjut sistem tersebut akan diberi beban aksial yang sama besar, yaitu  $P_u$ . Jadi total ada  $2 P_u$ .



Gambar 20: Rangka *Lean-On* dengan Kolom Beda Kekakuan (profil baja)

Kolom dengan profil H 150×150 relatif paling lemah. Karena beban ke dua kolom sama besar, dapat dipastikan bahwa kekuatan kolom terkecil yang menentukan. Berdasarkan model kolom tunggal dapat diketahui bahwa gaya  $P_u$  yang dapat didukung oleh profil H 150×150 adalah antara 324.7 kN (jika sistem jepit-bebas) sampai 694 kN (jika sistem sendi-sendi). Bagaimana dengan sistem, apakah berperilaku sebagai jepit-bebas atau sendi-sendi tentunya tidak dapat diprediksi secara visual biasa. Oleh sebab itu sistem *Lean-On* seperti itu tidak dapat dievaluasi secara teliti dengan teori ELM,

kecuali dipilih kondisi konservatif sebagai jepit-bebas atau sendi-sendi. Adapun dengan DAM hal itu akan teratasi dengan baik. Beberapa modifikasi sistem Lean-On berikut akan menjelaskan hal itu.

Profil H150×150 sumbu lemah  $A = 39.65 \text{ cm}^2$   $r_{\min} = r_y = 3.77 \text{ cm}$

$I = i_y = 563 \text{ cm}^4$ ;  $Z_y = 1.5 S_y = 1.5 * 75.1 = 112.65 \text{ cm}^3$ , sehingga  $\phi M_n = 25.346 \text{ kNm}$ . ..... (kolom kiri)

Profil H350×350 sumbu lemah  $A = 218.7 \text{ cm}^2$   $r_{\min} = r_y = 8.84 \text{ cm}$

$I = i_y = 13600 \text{ cm}^4$ ;  $Z_y = 1.5 S_y = 1.5 * 776 = 1164 \text{ cm}^3$ , sehingga  $\phi M_n = 291 \text{ kNm}$ . ..... (kolom kanan)

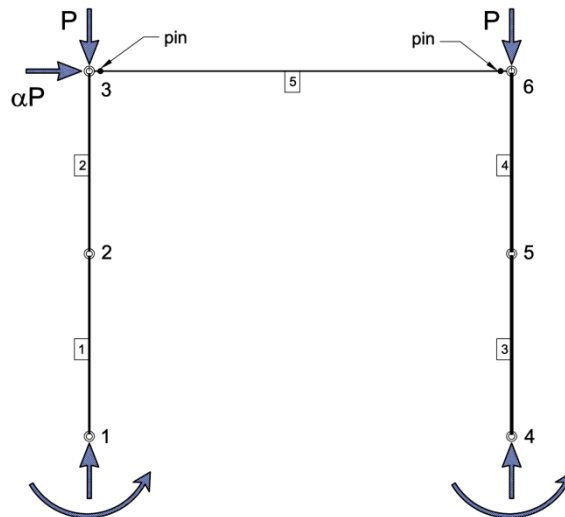
Profil WF150×75 sumbu kuat  $A = 17.85 \text{ cm}^2$   $r_{\min} = r_y = 1.66 \text{ cm}$

$I = i_x = 666 \text{ cm}^4$ ;  $Z_x = 1.18 S_x = 1.18 * 88.8 = 105 \text{ cm}^3$ , sehingga  $\phi M_n = 26.25 \text{ kNm}$ . .... (balok pengikat)

Analisis 2<sup>nd</sup> order akan melacak respon tiap kolom ( $P_u$  dan  $M_u$ ) yang dibebani sampai  $P_u \text{ max} = 694 \text{ kN}$ . Hal itu diperlukan untuk perancangan dengan DAM, parameter data lainnya adalah sebagai berikut :

- Imperfection: berupa beban notional  $\alpha P = 0.002 * 2 * 694 = 2.776 \text{ kN}$
- Reduksi kekakuan: diambil  $\tau_b = 1$  tetapi ada tambahan beban notional sebesar  $0.001 \Sigma y_i$  yaitu  $0.001 \Sigma y_i = 0.001 * 2 * 694 = 1.388 \text{ kN}$   
Beban notional final =  $2.776 + 1.388 = 4.164 \text{ kN}$  ( $\rightarrow$ ) di ujung atas kolom.
- karena EA dan EI semua reduksi maka  $E^* = 0.8 \tau_b E = 0.8 * 1 * 200000 = 160000 \text{ MPa}$ .

Berdasarkan data tersebut kemudian dilakukan pemodelan sistem Lean-On untuk analisis 2<sup>nd</sup> order elastic analysis memakai SAP2000 v15. Dalam perhitungan berat sendiri struktur diabaikan.



Gambar 21: Pemodelan rangka Lean-On - kolom beda kekakuan

Evaluasi Kolom H 150x150 , hasil komputer akan disajikan dalam bentuk numerik sebagai berikut:  
SAP2000 v15.1.0 File: EX-DAM-STR-LEAN-ON-SIMPEL KN, m, C Units PAGE 1  
5/31/14 7:53:37

NONLINEAR STATIC DATA

CASE 2nd-analysis

FUNCTION Frame1: Frame 1 Station 1 Moment 3-3

FUNCTION gaya: Joint 1 Spring Force U3

STEP	FUNCTION M-bottom	FUNCTION M-middle	FUNCTION gaya
0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1.00000	0.01287	0.00643	20.00000
2.00000	0.02566	0.01295	40.00000

. (sengaja dihapus)

14.00000	0.17317	0.09869	280.00024
15.00000	0.18489	0.10652	300.00027
16.00000	0.19652	0.11447	320.00031 → kapasitas sebagai kolom bergoyang
17.00000	0.20805	0.12253	340.00035
18.00000	0.21947	0.13072	360.00040
19.00000	0.23078	0.13903	380.00045

(sengaja dihapus)

30.00000	0.32013	0.27206	600.00190
31.00000	0.32992	0.28209	620.00198
32.00000	0.30447	0.33180	640.00281
33.00000	0.31396	0.34217	660.00290
34.00000	0.32328	0.35271	680.00299 → kapasitas sebagai kolom tertambat
35.00000	0.33243	0.36343	700.00309
36.00000	0.34142	0.37434	720.00319
37.00000	0.35023	0.38543	740.00329
38.00000	0.32222	0.43668	760.00407
39.00000	0.33066	0.44816	780.00417
40.00000	0.33892	0.45985	800.00429
41.00000	0.34698	0.47175	820.00440
42.00000	0.35484	0.48386	840.00452
43.00000	0.36248	0.49619	860.00464
44.00000	0.31884	0.56311	880.00556
45.00000	0.32606	0.57590	900.00569
46.00000	0.33304	0.58892	920.00582
47.00000	0.33978	0.60219	940.00596
48.00000	0.34628	0.61572	960.00610
49.00000	0.29521	0.68924	980.00705
50.00000	0.30120	0.70329	1000.00719

Cara DAM memerlukan perhitungan kolom dengan  $K=1$ . Oleh sebab itu besarnya  $\phi P_n = 693.4$  kN, yang didasarkan dari perhitungan kolom tertambat sederhana sebelumnya, akan tetap dipakai. Evaluasi kapasitas kolom berdasarkan ketentuan Chapter H (AISC 2010), yaitu H1. *Doubly and Singly Symmetric Members Subject to Flexure and Axial Force* sebagai berikut :

Check pada  $P_u = 320$  kN yang merupakan beban maksimum jika dianggap kolom bergoyang.

untuk  $\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{320}{693.4} = 0.46 \geq 0.2$  maka  $\frac{R_u}{\phi R_n} = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8 M_u}{9 \phi M_n}$  .....(H1-1a)

$$\frac{R_u}{\phi R_n} = \frac{320}{693.4} + \frac{8}{9} \times \frac{0.2}{25.346} = 0.46 + 0.007 = 0.467 < 1 \rightarrow \text{berarti bukan lagi kolom bergoyang.}$$

Karena lebih kecil dari persyaratan perencanaan, berarti kolom dapat ditingkatkan bebannya. Ketika beban sampai  $P_u = 680$  kN yang merupakan kapasitas maksimum kolom tunggal, maka hasilnya :

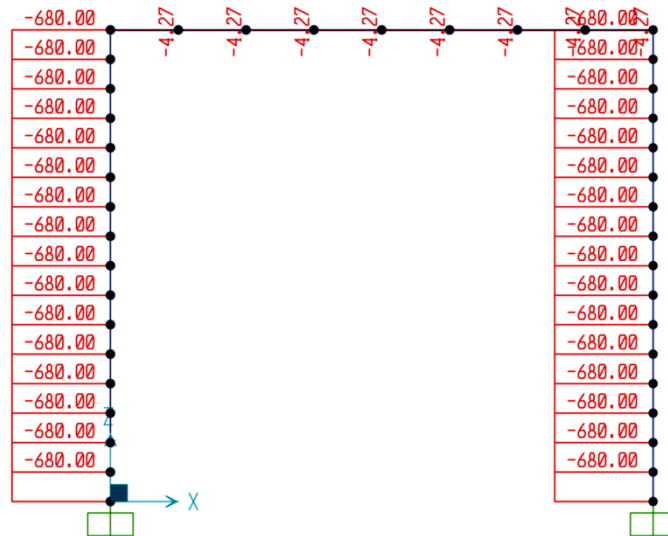
untuk  $\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{680}{693.4} = 0.98 \geq 0.2$  maka  $\frac{R_u}{\phi R_n} = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8 M_u}{9 \phi M_n}$  .....(H1-1a)

$$\frac{R_u}{\phi R_n} = \frac{320}{693.4} + \frac{8}{9} \times \frac{0.35}{25.346} = 0.98 + 0.0123 = 0.992 \approx 1 \text{ yaitu kapasitas kolom tunggal dengan } K=1$$

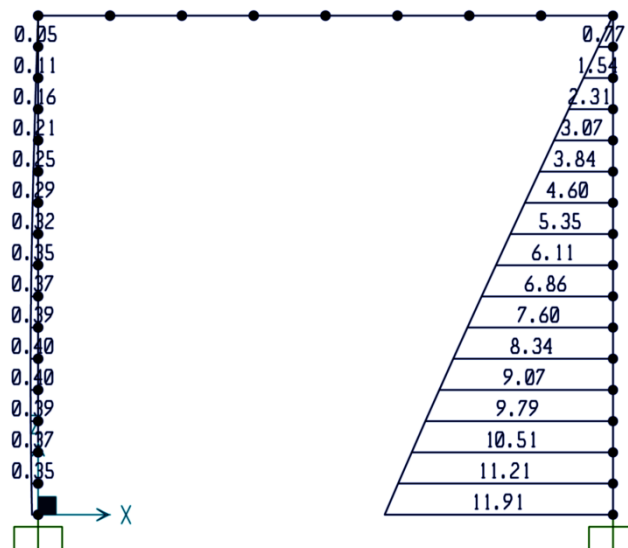
Evaluasi di atas adalah untuk kolom kiri, yang menunjukkan bahwa adanya kekakuan kolom disebelahnya ternyata mempengaruhi kondisi pertambatan. Jika pada perencanaan cara ELM maka kolom kiri hanya bisa dianggap sebagai jepit-bebas dengan faktor  $K=2$  Sedangkan evaluasi lebih

memakai cara DAM dapat menunjukkan bahwa kolom kiri dengan faktor  $K=1$  masih memenuhi syarat.

Untuk melihat bagaimana kolom bekerja sebagai "bracing" bagi kolom kiri maka diagram gaya normal dan diagram bending momen dari sistem dapat ditampilkan sebagai berikut.



Gambar 22: Diagram gaya aksial pembebanan pada Step-34 (Unit - kN)



Gambar 23: Diagram Bending Momen pembebanan pada Step-34 (Unit - kNm)

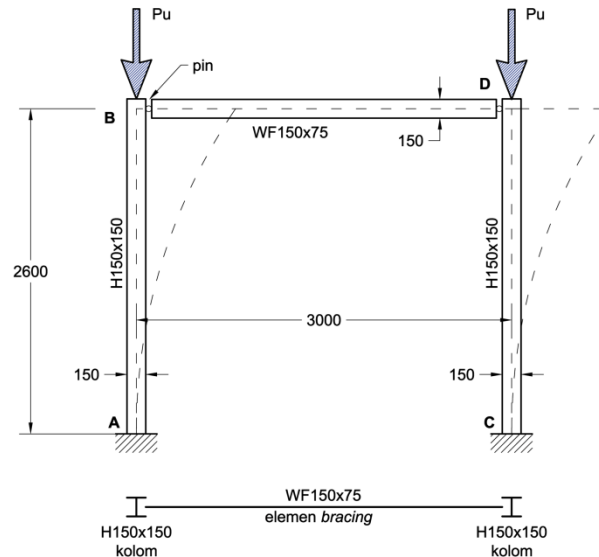
Diagram bending momen di atas diperoleh karena digunakan *Second Order Elastic Analysis* memakai SAP2000 v 15 dan itu merupakan bagian persyaratan untuk perancangan dengan DAM (AISC 2010). Sedangkan stabilitas dengan cara ELM (AISC 2005) memakai metode pendekatan berdasarkan analisis elastik-linier biasa. Itulah salah satu keunggulan DAM terhadap ELM terkait stabilitas struktur.

### RANGKA LEAN-ON DENGAN KOLOM SAMA KEKAKUAN

Rangka Lean-On sederhana dengan kolom yang berbeda kekakuannya, sebagaimana telah ditinjau sebelumnya, menyebabkan kolom yang kurang kaku (lemah) akan bersandar (lean-on) pada kolom yang lebih kaku (kuat). Hal itu menyebabkan perilaku kolom yang lemah menjadi kolom tertambat bukan lagi seperti jepit-bebas (kantilever).



Untuk membuktikan bahwa program juga dapat secara otomatis memperhitungkan interaksi antar elemen struktur yang menyumbang kekakuannya terhadap tekuk, maka rangka lean-on yang telah dievaluasi sebelumnya akan dimodifikasi lagi, dirubah untuk menjadi struktur simetri. Jika beban akan diberikan sama besar dan ditingkatkan proporsional juga, maka tentunya tekuk akan terjadi bersama-sama. Tidak ada kesempatan kolom-kolom tersebut untuk saling membantu. Hipotesis tersebut tentunya akan dibuktikan dengan contoh analisis DAM sebagai berikut (Gambar 24):



Gambar 24: Rangka *Lean-On* dengan Kolom Sama Kekakuan (simetri)

Seluruh sistem mempunyai konfigurasi yang sama seperti sebelumnya, kecuali ke dua kolom (kiri dan kanan) memakai Kolom H 150x150 . Karena simetri maka hasil analisis orde ke-2 dengan SAP2000 v15 hanya akan membahas kolom kiri saja, sebagai berikut:

SAP2000 v15.1.0 File: EX-DAM-STR-LEAN-ON-SIMPEL-KOL-SAMA KN, m, C Units  
PAGE 1  
5/31/14 9:00:53

NONLINEAR STATIC DATA

CASE 2nd-analysis  
FUNCTION Frame1: Frame 1 Station 1 Moment 3-3  
FUNCTION gaya: Joint 1 Spring Force U3

STEP	FUNCTION	FUNCTION	FUNCTION
	M-bottom	M-middle	gaya
0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1.00000	0.15612	0.07806	20.00000
2.00000	0.32053	0.16183	40.00000
3.00000	0.49437	0.25212	60.00000
4.00000	0.67903	0.34990	80.00000
5.00000	0.87624	0.45639	100.00000
6.00000	1.35193	0.75630	120.00000

. (sengaja dihapus)

14.00000	12.03776	8.02674	280.00000
15.00000	20.58508	14.03319	300.00000

16.00000	<b>71.94333</b>	50.31114	<b>320.00000</b> → kapasitas sebagai kolom bergoyang
17.00000	-62.52105	-44.80777	340.00000
18.00000	-23.40501	-17.18721	360.00000
19.00000	-14.81659	-11.15338	380.00000
20.00000	-11.03282	-8.51740	400.00000

(untuk DAM listing STEP ini sebenarnya tidak perlu ditampilkan)

47.00000	-1.45467	-3.02509	940.00000
48.00000	-1.37133	-3.02363	960.00000
49.00000	-1.28951	-3.02415	980.00000
50.00000	-1.20900	-3.02653	1000.00000

Check step ke-16 dimana  $P_u = 320$  kN dan  $M_u = 71.94$  kNm (jika dianggap sebagai kantilever)

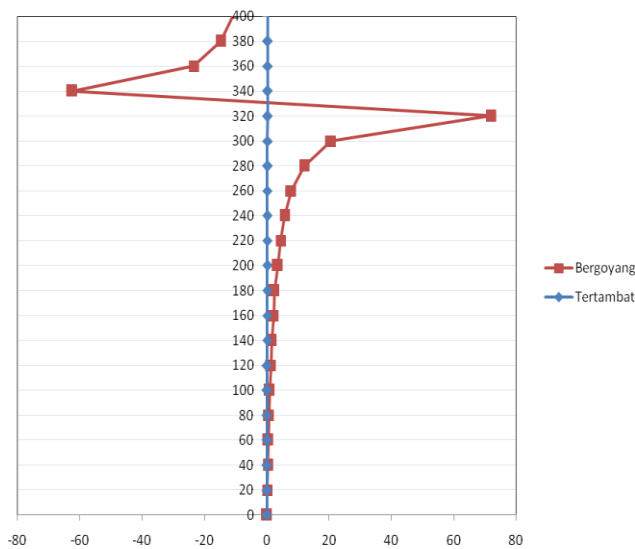
untuk  $\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{320}{693.4} = 0.46 \geq 0.2$  maka

$$R_u / \phi R_n = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi M_n} \dots\dots\dots (H1-1a)$$

$$R_u / \phi R_n = \frac{320}{693.4} + \frac{8}{9} \times \frac{71.94}{25.346}$$

$$R_u / \phi R_n = 0.46 + 2.52 = 2.983 > 1 \rightarrow \text{fail} : \text{perilakunya kembali menjadi kolom bergoyang.}$$

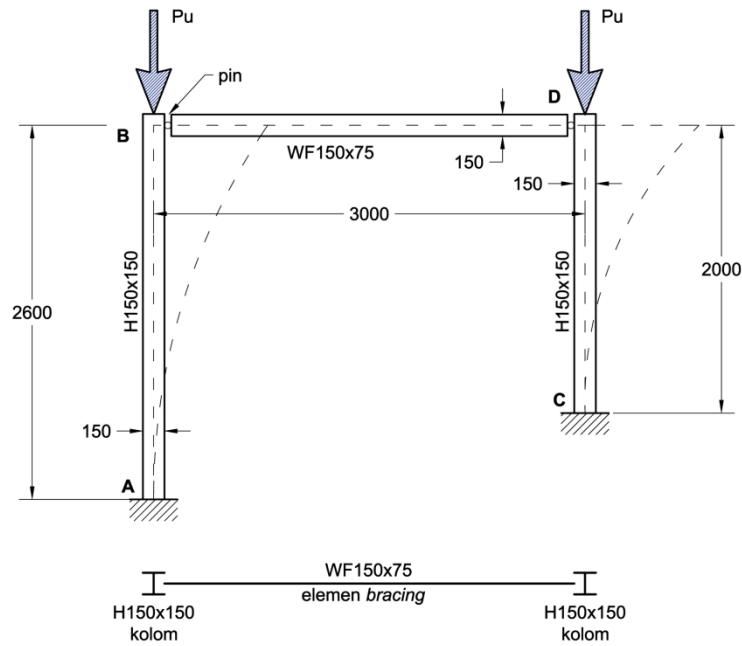
Untuk melihat perbedaan perilaku kolom kiri (kolom tertambat) ketika kolom kanan pakai profil lebih besar (sebagai *bracing*); dan kolom kiri (kolom bergoyang) ketika kolom kanan memakai profil sama, maka perlu dibuat grafik hubungan beban (vertikal) dan momen (horizontal) sebagai berikut.



Gambar 25: Perilaku P-M kolom kiri (tertambat atau bergoyang) akibat kekakuan kolom kanan

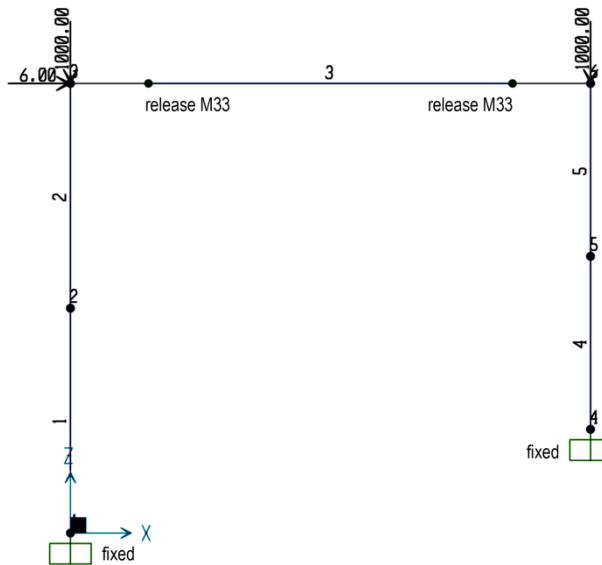
**RANGKA LEAN-ON DENGAN TINGGI KOLOM BERBEDA**

Kemampuan DAM dalam mengevaluasi perilaku sistem secara menyeluruh, yaitu dengan memanfaatkan analisis elastis order ke-2, menyebabkan berbagai bentuk dan konfigurasi dapat dihitung dan direncanakan secara lebih efisien. Salah satu sistem struktur yang akan ditinjau adalah jika dengan kolom yang sama tetapi tinggi (kekakuan) berbeda, maka beban yang dapat dipikulpun juga berbeda.



Gambar 26: Rangka *Lean-On* dengan kolom beda kekakuan – tinggi

Seluruh sistem mempunyai konfigurasi yang sama seperti sebelumnya, kecuali kolom kanan dengan ketinggian yang berbeda. Sistem penomoran titik nodal dan elemen batang pada pemodelan adalah sebagai berikut:



Gambar 27: Pemodelan dan konfigurasi beban untuk analisis

Hasil analisis orde ke-2 dengan SAP2000 v15 akan disajikan dalam bentuk numerik sebagai berikut:  
<<< **Kolom – Kiri** >>>

SAP2000 v15.1.0 File: LEAN-ON--KOLOM-SAMA-BEDA-TINGGI KN, m, C Units  
PAGE 1  
6/1/14 2:33:49

NONLINEAR STATIC DATA

CASE 2nd-analysis  
FUNCTION Frame1: **Frame 1** Station 1 Moment 3-3

FUNCTION gaya: **Joint 1** Spring Force U3

STEP	FUNCTION	FUNCTION	
	Frame1	gaya	
0.00000	0.00000	0.00000	
1.00000	0.09782	20.00000	
2.00000	0.19903	40.00000	
			(sengaja dihapus)
16.00000	4.21323	320.00018	
17.00000	5.13809	340.00021	
18.00000	6.41019	360.00025	
19.00000	8.27296	380.00031	
20.00000	11.91757	400.00045	→ ratio kapasitas = 0.99 = 1 (OK)
21.00000	18.56624	420.00063	→ ratio kapasitas = 1.26 > 1 (fail)
22.00000	42.08617	440.00133	
23.00000	-211.50224	460.00151	
24.00000	-32.62481	479.99339	
25.00000	-18.03691	499.99915	
26.00000	-12.61131	519.99963	
			(untuk DAM listing STEP ini sebenarnya tidak perlu ditampilkan)
44.00000	-1.96620	880.00062	
45.00000	-1.84511	900.00066	
46.00000	-1.73028	920.00069	
47.00000	-1.62084	940.00073	
48.00000	-1.51607	960.00077	
49.00000	-1.41532	980.00081	
50.00000	-1.31808	1000.00086	

Check step ke-21 dimana  $P_u = 420$  kN dan  $M_u = 18.6$  kNm

untuk  $\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{420}{693.4} = 0.61 \geq 0.2$  maka

$$R_u / \phi R_n = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi M_n} \dots\dots\dots (H1-1a)$$

$$R_u / \phi R_n = \frac{420}{693.4} + \frac{8}{9} \times \frac{18.6}{25.346}$$

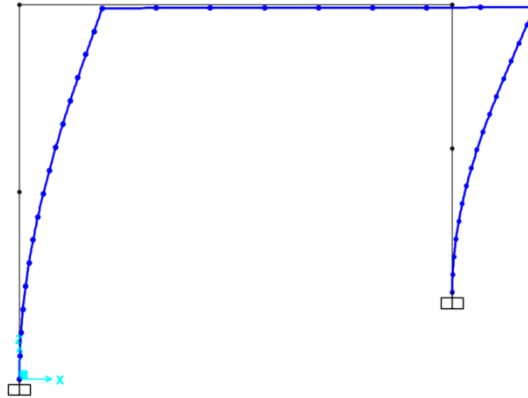
$$R_u / \phi R_n = 0.61 + 0.65 = 1.26 > 1 \rightarrow \text{fail}$$

Check step sebelumnya yaitu ke-20 dimana  $P_u = 400$  kN dan  $M_u = 11.9$  kNm sebagai berikut

untuk  $\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{400}{693.4} = 0.58 \geq 0.2$  maka

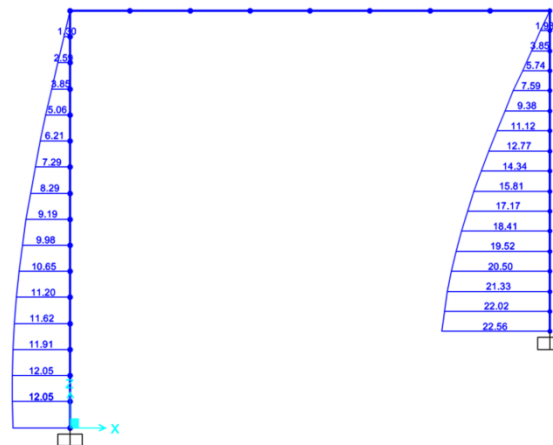
$$R_u / \phi R_n = \frac{420}{693.4} + \frac{8}{9} \times \frac{11.9}{25.346} = 0.58 + 0.417 = 0.997 \leq 1 \rightarrow \text{OK}$$

Respon struktur untuk setiap tahapan beban dapat juga ditampilkan oleh SAP2000 v15, sehingga dapat dibayangkan apakah hasilnya sudah sesuai dengan prediksi sebelumnya atau tidak. Adapun tampilan deformasi sesaat sebelum terjadinya tekuk, yaitu pada Step-20 pada  $P_u = 400$  kN, sebagai berikut:



Gambar 28: Deformasi rangka “Leaning –On” pada Step-20 (menjelang *fail*)

Meskipun bebannya hanya aksial tekan saja, tetapi karena adanya simulasi “imperfection” yang diaki-batkan oleh “beban notional” dan sekaligus dilakukan analisis order ke-2 yang mampu memperhi-tungkan efek perubahan geometri akibat adanya deformasi, makadapat dilihat besarnya distribusi Bending momen yang terjadi.



Gambar 29: *Bending moment diagram* (kN-m) step ke-20

Pada Gambar 29 terlihat bahwa kolom yang pendek (yang lebih kaku) memikul momen yang lebih besar karena berfungsi juga sebagai “bracing” bagi kolom lainnya, yang meskipun memakai profil yang sama H150×150, tetapi lebih panjang sehingga menjadi kurang kaku dibanding yang pendek. Ingat kekakuan lentur kolom adalah  $EI/L$ .

Meskipun kolomnya lebih pendek dan dibebani gaya aksial yang sama besar, momen lenturnya lebih besar karena berfungsi juga sebagai *bracing* bagi kolom yang langsing. Oleh karena itu perlu dievaluasi kekuatannya terhadap pertambahan beban yang diberikan sebagai berikut.

<<< **Kolom – Kanan** >>>

SAP2000 v15.1.0 File: LEAN-ON--KOLOM-SAMA-BEDA-TINGGI KN, m, C Units  
PAGE 1  
6/1/14 2:40:33

NONLINEAR STATIC DATA

CASE 2nd-analysis  
FUNCTION Frame4: Frame 4 Station 1 Moment 3-3  
FUNCTION gaya: Joint 1 Spring Force U3

STEP FUNCTION FUNCTION  
Frame4 gaya

0.00000	0.00000	0.00000
1.00000	0.16474	20.00000
2.00000	0.33591	40.00000

(sengaja dihapus)

16.00000	7.73458	320.00018
17.00000	9.49872	340.00021
18.00000	11.93631	360.00025
19.00000	15.51973	380.00031

<b>20.00000</b>	<b>22.56049</b>	<b>400.00045</b>
-----------------	-----------------	------------------

21.00000	35.43062	420.00063
22.00000	81.04091	440.00133
23.00000	-411.10979	460.00151
24.00000	-64.01148	479.99339

(untuk DAM listing STEP ini sebenarnya tidak perlu ditampilkan)

48.00000	-4.64432	960.00077
49.00000	-4.50102	980.00081
50.00000	-4.36559	1000.00086

Check step ke-20, sama kondisinya dengan kolom kiri, diperoleh  $P_u = 400$  kN dan  $M_u = 22.56$  kNm. Oleh karena panjang kolom kanan berbeda ( $L = 2000$  mm), yaitu lebih pendek, maka kekuatannya dengan faktor  $K=1$  perlu dihitung terlebih dahulu, dimana  $KL/r_{min} = 1*2000/37.7 = 53.1$  maka untuk  $KL/r \leq 4.71\sqrt{(E/F_y)} = 133.22$  atau kondisi kolom dengan **tekuk inelastis** dihitung sebagai berikut.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 * 200,000}{53.1^2} = 700 \text{ MPa} \dots \dots \dots (E3-4)$$

$$F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) \cdot F_y = 0.861 F_y = 215.3 \text{ MPa} \dots \dots \dots (E3-2)$$

$$\phi P_n = \phi A_g F_{cr} = 0.9 * 3965 * 215.3 / 1000 = 768.3 \text{ kN}$$

Jika  $P_u = 400$  kN, maka  $\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{400}{768.3} = 0.52 > 0.2$  sehingga  $\frac{R_u}{\phi R_n} = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi M_n} \dots \dots \dots (H1-1a)$

$$\frac{R_u}{\phi R_n} = 0.52 + \frac{8}{9} \frac{22.56}{25.346} = 1.31 \gg 1 \rightarrow \text{fail} \text{ sehingga STEP beban sebelumnya yang digunakan.}$$

Meskipun kolom kanan lebih pendek dan kekuatannya  $768.3 / 693.4 = 1.1$  atau 10% lebih tinggi dari kolom kiri (lebih panjang), tetapi karena kolom kanan berfungsi juga sebagai “bracing”, menyebabkan terjadi momen reaksi yang cukup besar. Itu tentu saja akan mempengaruhi kapasitas kolom secara keseluruhan dan akibatnya over-stress (tidak memenuhi syarat). Beban harus diperkecil.

Perhatikan adanya distribusi beban akibat deformasi seperti ini, tidak akan bisa dilacak jika mema-kai cara ELM (AISC 2005) saja. Ini merupakan salah satu kelebihan dari cara DAM (AISC 2010).

### DAM (AISC 2010) DAN HASIL UJI EMPIRIS (DEWOBROTO 2013A) UMUM

Analisa stabilitas struktur baja berdasarkan DAM (AISC 2010) sampai saat ini ditulis dianggap sebagai cara perancangan struktur baja sederhana terbaik, dibanding metode perancangan baja sebelumnya, yaitu ELM (AISC 2005). Salah satu alasan adalah telah digunakan *Second Order Elastic Analysis* untuk analisis stabilitas mendapatkan respons struktur terhadap pembebanan pada kondisi batas. Meskipun tidak bisa dipakai untuk melacak secara otomatis keruntuhan struktur (analisis

struktur inelastis-nonlinier dengan program komputer berbasis 3D-FEM akan berkinerja lebih baik), tetapi jika DAM dapat dipakai untuk melacak setiap tahapan beban secara teliti, akhirnya akan terdeteksi juga besarnya beban *ultimate*. Hasilnya bahkan dapat dibandingkan dengan hasil uji empiris (Dewobroto, 2013a).

### JENIS STRUKTUR YANG DIUJI

Kesempatan untuk mendapatkan data empiris mengenai kemampuan DAM (AISC 2010) dalam memprediksi kuat ultimate suatu struktur baja, dapat diperoleh bersamaan dengan adanya permintaan untuk memprediksi daya dukung sistem *scaffolding* produksi PT. Putra Jayasentosa, Tangerang. Meskipun tipe *scaffolding* yang diuji telah sukses dipakai pada proyek-proyek konstruksi di luar negeri, dan hasil produksi dalam negerinya telah sukses juga dipakai pada proyek-proyek di Indonesia, tetapi belum terdapat penelitian mendalam tentang kapasitas beban maksimum yang dapat didukungnya.

Bentuk *scaffolding* dengan pipa baja yang dimaksud dapat dilihat sebagai berikut:



Gambar 30: Tipe *scaffolding* produksi PT. Putracipta Jayasentosa (Dewobroto, 2013a)

Jenis tumpuan *scaffolding*, yang terletak pada di bagian bawah kolom pipa baja terdiri dari *base-plate*. Tidak ada sistem pengankuran untuk menahan gaya tarik (*up-lift*) atau gaya geser, yang umumnya diperlukan untuk menahan beban lateral atau beban vertikal yang eksentris (timbul momen guling).

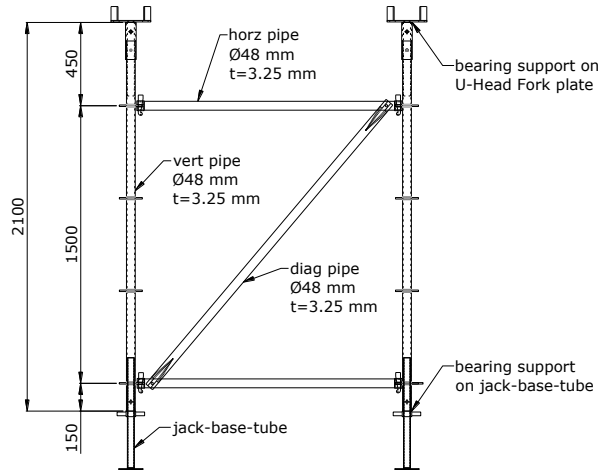
Stabilitas sistem terhadap pergeseran untuk mencegah perpindahan tempat hanya mengandalkan pada friksi antara *base-plate* dan permukaan lantainya. Selanjutnya dapat ditarik kesimpulan bahwa sistem *scaffolding* di atas hanya cocok dipakai untuk menahan beban vertikal sentris atau walaupun eksentris, tidak menimbulkan gaya *up-lift*, atau jika terpaksa dapat juga beban lateral yang relatif kecil, yang tentunya tidak menghasilkan momen guling atau pergeseran yang lebih besar dari gaya friksinya.

Konfigurasi pemasangan *scaffolding* relatif fleksibel, yaitu terdiri dari elemen-elemen pipa baja yang dapat dengan mudah dipasang disesuaikan kondisi proyek lapangan. Sistem *scaffolding* ini umumnya dipakai sebagai perancah pada konstruksi beton bertulang atau semacamnya. Ketinggian *scaffolding* tipe satu tingkat adalah  $\pm 2.0$  m, dan dapat diatur (*adjusted*) dengan memberi pipa tambahan, sistem dapat ditumpuk (dipasang) pada arah vertikal untuk mendapatkan ketinggian yang diperlukan.

### BATASAN DAN DIMENSI STRUKTUR YANG DIUJI

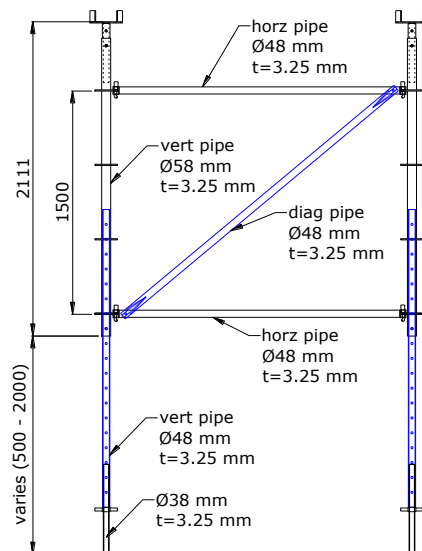
Konfigurasi pemasangan *scaffolding* bisa tidak terbatas, tetapi bentuk dasar umumnya terlihat seperti Gambar 31. Penggabungan *scaffolding* pada arah horizontal dianggap menghasilkan sistem

struktur yang lebih stabil dibandingkan konfigurasi tunggal, jadi tidak menjadi pembahasan dalam simulasi. Hanya pemasangan sistem pada arah vertikal (menambah jumlah tingkat) yang meningkatkan resiko ketidak-stabilan struktur. Jadi simulasi uji stabilitas terbatas pada bentuk dengan empat kolom. Secara fisik bentuk dasar dapat disusun dari tipe H2000- L1000-W1500 dan tipe H2000-L2000-W2000.



Gambar 31: Scaffold Type H 2000 L 1000 W1500

Notasi nama H2000-L1000-W1500 adalah mengindikasikan dimensi *scaffolding*, yaitu tinggi 2.0 m dan dimensi dasarnya  $1.0 \times 1.5$  m. Bagian bawah yang disebut *jack-base-tube* bersifat optional, dapat dilepas dan dipasang, diperlukan untuk menambah ketinggian.



Gambar 32: Scaffold Type H 2000 L 2000 W2000

Kedua sistem memperlihatkan kesamaan antara satu sistem dengan lainnya, khususnya pada detail sambungan, yaitu sistem *knock-down* yang dapat dipasang lepas secara mudah. *Scaffolding* tipe H2000-L2000-W2000 kolom utamanya terdiri dari pipa  $\phi$  58 mm ( $t = 3.25$  mm), lebih besar dari *scaffolding* tipe H2000-L1000-W1500 yang hanya memakai pipa  $\phi$  48 mm ( $t = 3.25$  mm).

Karena kolom *scaffolding* tipe H2000-L2000-W2000 memakai diameter pipa lebih besar maka dapat dilakukan pemasangan pipa penyambung ( $\phi$  48 mm  $t = 3.2$  mm) ke tumpuan *jack-base-tube* (lihat Gambar 32). Strategi ini bersifat opsional, umumnya digunakan untuk peninggian tingkat yang kurang dari tinggi *scaffolding* itu sendiri.

Pada penelitian Dewobroto (2003a), opsi penambahan tinggi tingkat *scaffolding* dengan pipa penyambung (pada tipe H2000-L2000-W2000) ataupun *jack-base-tube* (pada ke dua sistem), tidak



ditinjau. Itu dipilih agar kapasitas dukung, menjadi maksimum. Adapun daya dukung *jack-base-tube* akan ditinjau tersendiri, yang tentunya harus mempunyai kapasitas dukung individu yang lebih besar dari sistem *scaffolding* yang dipikunya.

### MENGAPA DAM DAN APA PENTINGNYA UJI BEBAN EMPIRIS

Perancangan DAM (AISC 2010) sebagaimana telah diungkap sebelumnya adalah metode mutakhir memprediksi stabilitas struktur berdasarkan hasil analisa struktur elastik-linier dengan efek P-delta, yang umumnya mendominasi pada bangunan portal bergoyang (*sway frame*). Adapun struktur rangka batang (*truss*), yang dapat dianalisis sebagai struktur dengan gaya aksial saja, pengaruh P-delta tidak signifikan (sehingga dapat diabaikan). Mengacu pada kondisi tersebut, dan melihat bahwa struktur *scaffolding* secara tradisional juga dapat dimodelkan sebagai struktur rangka batang (*truss*) maka tentunya dapat dianggap bahwa pengaruh P-delta juga tidak signifikan. Apalagi jika pembebanan yang diberikan juga hanya berupa beban vertikal (gravitasi).

Argumentasi di atas benar untuk yang biasa merancang dengan metode biasa atau cara tradisional, yang dikenal juga sebagai metode ELM (*Effective Length Method*) sesuai AISC (2010). Maklum, ELM tidak memperhitungkan pengaruh *imperfection* sebagai salah satu parameter perencanaan, sedangkan DAM telah menjadikannya prosedur standar. Karena kinerja *scaffolding* ditentukan oleh adanya *im-perfection* dan hal-hal lain yang mengakibatkan stabilitasnya terganggu, juga kondisi inelastis material (*yielding*), maka pemilihan cara DAM sudah tepat. Sebagai konsekuensinya, *scaffolding* akan diper-hitungkankan sebagai struktur rangka kaku (portal), dimana untuk tiap kekakuan *bracing* atau sistem sambungannya akan diperhitungkan kekakuannya secara seksama dalam pemodelan strukturnya.

Proses pemodelan struktur yang memperhitungkan pengaruh kekakuan elemen non-utama, seperti *bracing* maupun sistem sambungan, tentu memberi hasil yang bervariasi. Oleh sebab itu, agar simulasi numerik dengan DAM dapat menghasilkan sesuatu yang dapat dipertanggung-jawabkan maka sebelum dilakukan simulasi akan kalibrasi terlebih dahulu, sehingga dapat dipilih strategi model yang paling mendekati. Sebagai kalibrator adalah hasil uji tekan eksperimental sampai runtuh *scaffolding* yang dilakukan Tim Peneliti Puslitbang Permukiman di Bandung, pada bulan Oktober 2011.

Jadi setelah model simulasi numerik memberi hasil yang berkorelasi dengan hasil uji empiris, maka selanjutnya dapat digunakan untuk mengevaluasi bentuk-bentuk *scaffolding* lain secara parametrik.

### KALIBRATOR UJI STABILITAS

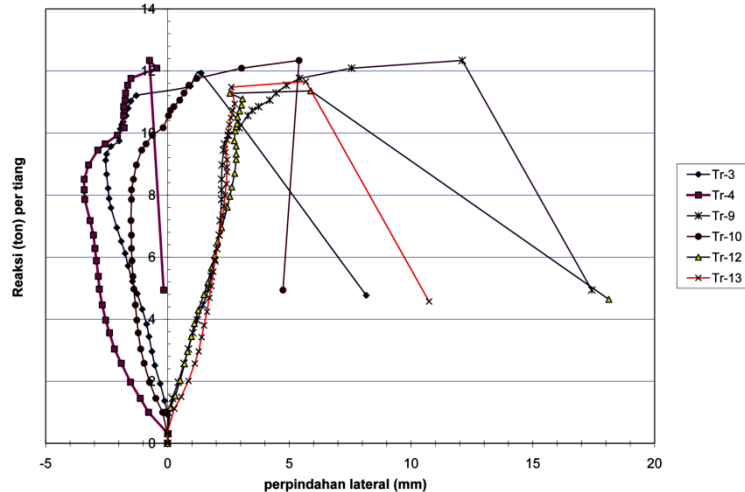
Telah dijelaskan sebelumnya, analisa stabilitas struktur dapat dilakukan dengan DAM (AISC 2010), yaitu dengan memakai program komputer analisa struktur dengan opsi analisis orde ke-2 atau *Second Order Elastic Analysis*. Salah satu program yang mempunyai opsi tersebut adalah SAP2000. Meskipun sudah ada kemudahan, tetapi yang masih menjadi kendala agar hasilnya akurat, yaitu memilih strategi pemodelan struktur yang tepat. Maklum setiap [a] besaran kekakuan pada elemen-elemen struktur; dan [b] lokasi penempatan beban *notional*, yang mewakili *imperfection*, akan memberi pengaruh kinerja stabilitas struktur, sehingga dapat dihasilkan berbagai kondisi berbeda-beda. Jadi yang menjadi masalah adalah menentukan pemodelan mana yang dapat dianggap paling sesuai dengan kondisi struktur yang sebenarnya. Oleh karena itu, agar hasilnya dapat dipertanggung-jawabkan, memerlukan pembanding atau kalibrator yang dapat dipercaya. Itulah mengapa diperlukan data-data hasil uji eksperimental. Untuk itu, PT. Putracipta Jayasentosa, selaku produsen *scaffolding*, meminta unit Balai Struktur dan Konstruksi Bangunan, milik lembaga Puslitbang Permukiman, Badan Penelitian dan Pengembangan, Kementerian Pekerjaan Umum, Bandung, untuk melakukan uji tekan eksperimental sampai runtuh. Hasilnya itu yang akan dijadikan rujukan.

Uji struktur *scaffolding* tersebut meliputi : uji komponen kolom *scaffolding* sebanyak 5 (lima) benda uji dan uji sistem *scaffolding* skala penuh dengan jumlah model uji sebanyak dua, yaitu tipe-I: H2000-L2000-W2000 dan tipe-II: H2000-L1000-W2000.

Mengacu Laporan Akhir Pengujian Struktur *Scaffolding* oleh Tim Peneliti Puslitbang Permukiman ter-tanggal 1 November 2011 (Puskim 2011b), diketahui bahwa *scaffolding* tipe-I yang menggunakan komponen kolom pipa  $\phi$  58 mm, memiliki kapasitas  $P_{maks} = 47.29$  ton; dan tipe-II yang memakai kolom pipa  $\phi$  48 mm punya kapasitas  $P_{maks} = 47.90$  ton.

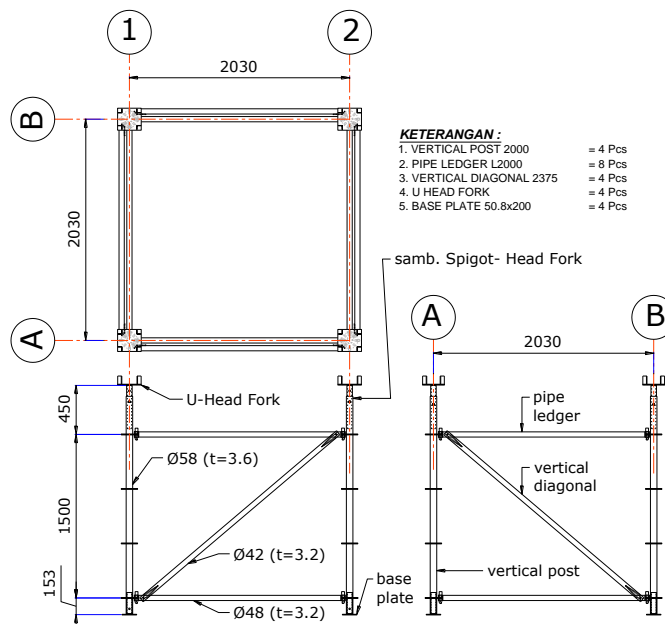
**UJI EKSPERIMENTAL SCAFFOLDING TIPE H2000-L2000-W2000**

Fakta menunjukkan bahwa meskipun scaffolding tipe-I memakai diameter kolom pipa yang lebih besar dari tipe-II, ternyata kapasitas keduanya hampir sama. Jadi agar diperoleh hasil konservatif (aman untuk desain) maka dipilihlah nilai yang paling kecil, sehingga hanya tipe-I yang akan digunakan sebagai rujukan (kalibrator) bagi simulasi numerik. Scaffolding tipe-I terdiri dari empat kolom, jadi daya dukung kolom pipa  $\phi$  58 mm maksimum adalah 11.82 ton (maksimum).



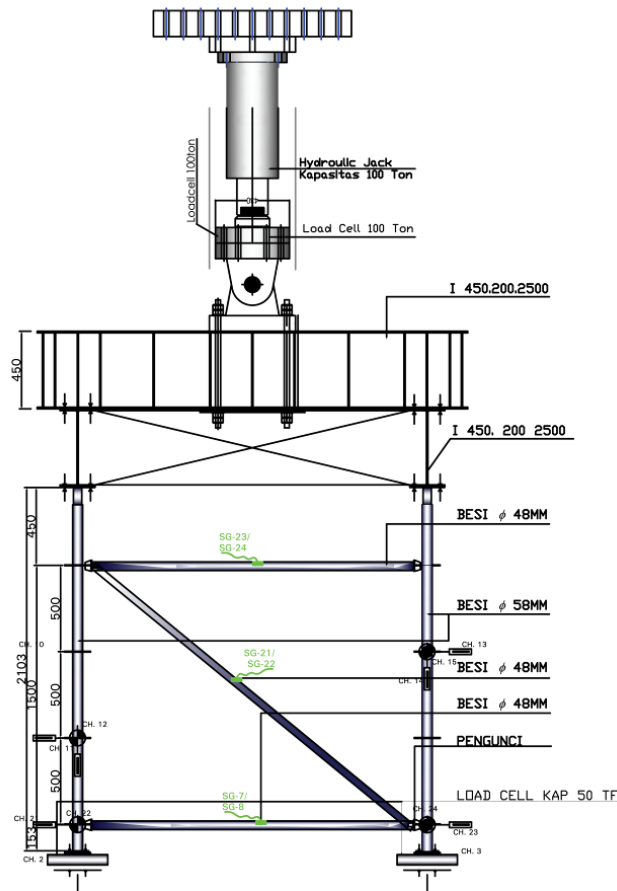
Gambar 33: Hasil uji eksperimental Scaffolding Tipe-I (Puskim 2011b)

Gaya 11.82 ton tersebut merupakan beban *ultimate*, yaitu nilai maksimum yang terekam selama pengujian. Untuk melihat perilaku lengkap struktur selama pembebanan akan lebih baik jika melihat kurva hubungan beban-perpindahan selama pengujian seperti dilihat di Gambar 33. Informasi besarnya beban diambil berdasarkan rekaman *Load-cell* (kapasitas 50 ton) yang terpasang di kaki-kaki kolom *scaffolding*, sedangkan informasi perpindahan dari rekaman *displacement transducer(Tr)*. Perpindahan horizontal diamati di tengah kolom, di bagian bebas (tidak ada *bracing*), karena asumsi-nya keruntuhan tekuk lentur (*flexural buckling*). Asumsi terbukti. Konfigurasi *scaffolding* yang diuji dan pemasangan displacement transducer terlihat di Gambar 34 (rencana) dan Gambar 35 (terpasang).



Gambar 34: Scaffolding Tipe-I: H 2000 L 2000 W2000 (Rencana)

Selanjutnya Puslitbang menentukan konfigurasi uji beban dan pemasangan alat ukur sebagai berikut.



Gambar 35: Konfigurasi pengujian beban yang akan dilaksanakan (Puskim, 2011b)



Gambar 36: Situasi pengujian scaffolding (Dewobroto, 2013a)

### PERILAKU KERUNTUHAN AKTUAL SCAFFOLDING

Selain beban *ultimate*, pengujian juga untuk mengamati perilaku keruntuhan. Beban dari dongkrak hidrolik (Gambar 35 dan 36) yang secara otomatis berhenti jika terjadi perubahan *displacement* yang signifikan, yang dianggap telah terjadinya kehilangan kekuatan (kekakuan) struktur. Itu juga perlu agar tidak terjadi kerusakan alat uji. Pada kondisi itu, bentuk keruntuhannya terlihat di Gambar 37.



Gambar 37: Bentuk kerusakan scaffolding uji (Dewobroto, 2013a).

Kondisi akhir, sepintas *scaffolding* masih terlihat utuh. setelah diamati secara seksama, ada salah satu kolom rusak, berupa tertekuk (*buckling*), lihat Gambar 37. Kondisi pipa baja horizontal dan diagonal, yang berfungsi sebagai *bracing*, masih utuh dan tidak ada kerusakan yang kasat mata. Sambungan antar komponen juga masih baik, tidak rusa. Jadi sifat kerusakan, lokal pada kolomnya saja.

Bagian kolom yang terhubung *bracing*, cenderung masih dalam posisi tegak. Itu menunjukkan sistem sambungannya cukup kaku “memegang” kolom, meskipun tentu saja kekakuannya tidak sama jika dibandingkan dengan sistem kontinyu. Bagian terlemah *scaffolding* adalah kolom pipa, untuk beban vertikal. Adanya informasi bagian yang rusak, tentu memudahkan dalam pemodelan struktur untuk analisis dengan DAM, khususnya untuk menempatkan beban *notional*, sebagai simulasi *imperfection*. Jadi beban *notional* sebaiknya diberikan di bagian kolom yang bebas dari kekangan *bracing*.

### SIMULASI NUMERIK SCAFFOLDING TIPE H2000-L2000-W2000 (TERKALIBRASI)

Tahapan ini diperlukan untuk menguji : apakah pemodelan struktur *scaffolding*, yang mencakup konfi-gurasi geometri dan penempatan beban *notional*, untuk perancangan cara DAM memakai program komputer elastik-linier dengan opsi P-delta, dapat menghasilkan simulasi stabilitas yang berkesesuaian dengan hasil eksperimental.

Program komputer yang dipakai adalah SAP2000 versi 14.0, yang selain opsi P-delta-nya sudah teruji (Dewobroto 2013a), juga telah dilengkapi opsi pembagian beban untuk diberikan secara bertahap, yaitu mulai dari nol (kondisi sebelum diberi beban) sampai beban rencana tercapai. Pada

program versi tersebut juga telah dilengkapi opsi untuk merekam besaran beban dan perpindahan yang terjadi pada titik-titik nodal yang diinginkan, sehingga hasilnya selanjutnya dapat dibandingkan dengan hasil uji eksperimental yang ada.

Selanjutnya setelah diperoleh kondisi beban maksimum sebelum terjadinya instabilitas struktur (hasil analisis dari program komputer), maka gaya-gaya internal yang ada akan dievaluasi kuat nominalnya sesuai ketentuan AISC (2010). Nilai kondisi beban yang terkecil yang dianggap sebagai kapasitas struktur (ultimate). Beban desain tentu saja beban *ultimate* tersebut dibagi dengan faktor keamanan.

#### MODEL DAN MODIFIKASI KEKAKUAN MANUAL

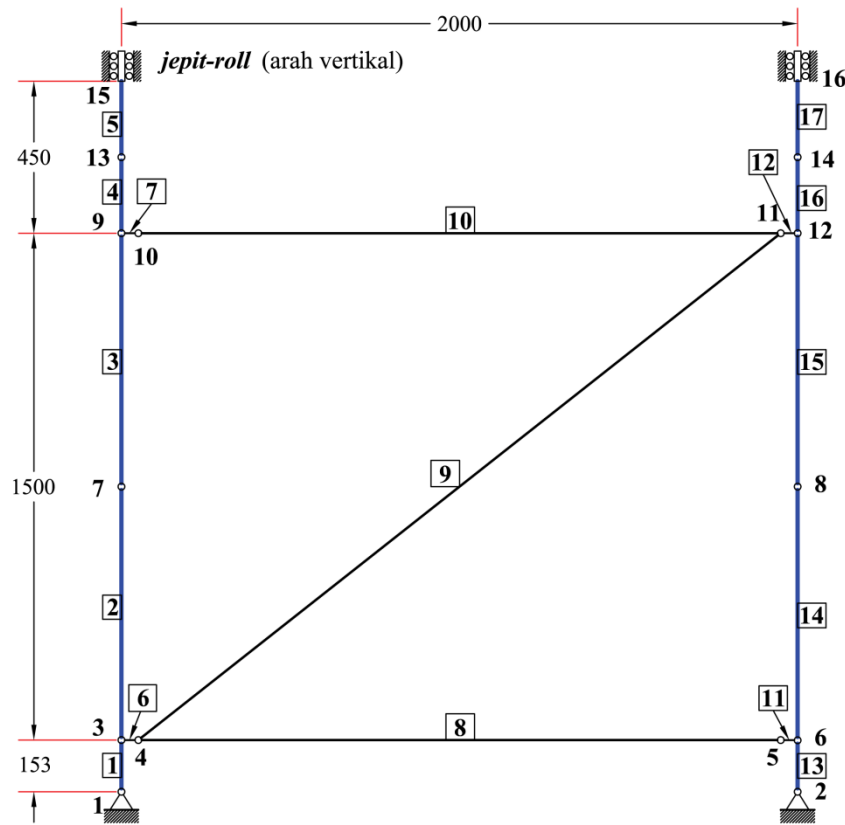
Pemodelan struktur pada sambungan adalah tidak mudah. Jika bagian tersebut dianggap struktur menerus, aka dari bentuk fisiknya saja sudah tidak mendukung sehingga diragukan, demikian juga jika dianggap sebagai pin, dimana momen tidak menerus, padahal kenyataannya bagian tersebut terlihat cukup kaku (tidak mengalami putaran). Jadi untuk itu, kondisi kekakuan sambungan dipilih berada di tengah-tengah, tidak menerus tetapi juga tidak sendi, yang umumnya disebut sambungan *semi-rigid*. Permasalahannya adalah menentukan besarnya nilai kekakuan sambungan *semi-rigid* tadi, maklum tidak ada data acuan. Untuk mengatasinya, dibuat anggapan hanya kekakuan lentur saja yang berpengaruh. Selanjutnya kekakuan lentur di bagian sambungan dimodifikasi (reduksi) manual. Besarnya reduksi ditetapkan secara *trial-and-error* dan berhenti jika hasilnya berkesesuaian dengan hasil uji eksperimen. Itulah pentingnya kalibrator uji.

Untuk analisa struktur dengan efek P-delta, dibuatlah pemodelan struktur *scaffolding*. Model yang dibuat adalah rangka bidang atau *plane frame*, adapun arah tegak lurus-nya dianggap terkekang (tidak terjadi tekuk). Karena bentuk rangka arah ortogonal, khususnya *scaffolding* Tipe-1 adalah simetri, maka cukup ditinjau satu sisi saja.

Mengacu pada detail rencana dan hasil uji empiris dibuatlah model struktur bidang dengan notasi penomoran titik nodal dan elemen batang pada Gambar 38, dimana data geometri struktur ditabulasikan seperti Tabel 4.

**Tabel 4. Komponen model-struktur**

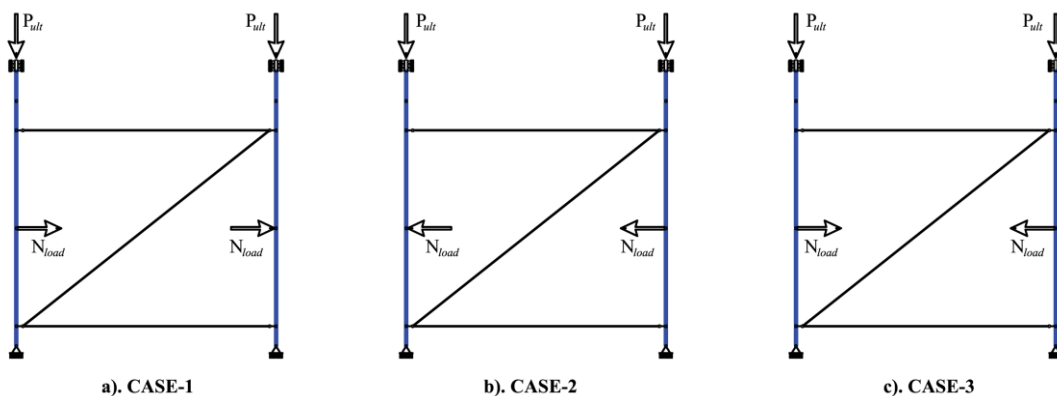
No. Elemen	Komponen	Dimensi	Catatan
1-2-3-4 & 13-14-15-16	Kolom vertikal	Pipa $\phi$ 58 mm	
5, 17	Kolom ujung (top)	Pipa $\phi$ 58 mm	Pelemahan lentur Reduksi tinggal 30%
8,9,10	Bracing	Pipa $\phi$ 48 mm	
6, 11, 7, 12	Detail sambungan	Pelat	



Gambar 38: Sistem Penomoran Model Struktur Scaffolding – 1 tingkat

U-Head Fork di bagian atas, dimodelkan terjepit dengan kebebasan arah vertikal (untuk menyalurkan beban). Kondisi jepit yang tidak direncanakan, dianggap *semi-rigid* dengan memodifikasi kekakuan kolom di bawahnya, reduksi inersia yang nilainya dikalibrasi dengan hasil uji empiris.

Untuk menentukan *imperfection* yang ditentukan ditinjau tiga kasus (Gambar 39), yang berbeda pada arah “beban notional” (AISC 2010), selanjutnya dicari efek beban yang paling menentukan.

Gambar 39: Penempatan Beban Ultimate ( $P_u$ ) dan Notional ( $N_{load}$ ) – 1 tingkat

### DETAIL ANALISIS STABILITAS DAN EVALUASI DENGAN DAM

Sesuai ketentuan DAM, reduksi diberikan pada Modulus Elastis ( $0.8E$ ), sedangkan beban *notional* pada kondisi maksimum diambil  $0.003 \cdot Y_i$ , ditempatkan pada titik-titik *imperfection* (Gambar 39). Selanjutnya analisis dengan SAP2000 v14.0 opsi Nonlinier P-Delta aktif, dan dengan opsi *Display – Show Plot Function ...* dapat dihasilkan rekaman pertambahan gaya - perpindahan lateral pada titik di bagian tengah kolom yang tak-terkekang (titik nodal 7 pada Gambar 38) sebagai berikut :

SAP2000 v14.0.0 File: H-L-W-2000-SIMULASI-UJI-TEKAN KN, m, C Units PAGE 1  
 4/11/13 16:05:06

NONLINEAR STATIC DATA

CASE Case-1

STEP	FUNCTION	FUNCTION	FUNCTION
loading	Joint7	Joint1	
0.00000	0.00000	-9.469E-06	0.20776
1.00000	-7.50000	9.123E-06	7.68546
2.00000	-15.00000	3.205E-05	15.16386
3.00000	-22.50000	5.998E-05	22.64297
4.00000	-30.00000	9.380E-05	30.12278
5.00000	-37.50000	1.346E-04	37.60331
6.00000	-45.00000	1.838E-04	45.08457
7.00000	-52.50000	2.433E-04	52.56657
8.00000	-60.00000	3.158E-04	60.04932
9.00000	-67.50000	4.050E-04	67.53284
10.00000	-75.00000	6.782E-04	75.02479
11.00000	-82.50000	8.213E-04	82.50993
12.00000	-90.00000	0.00101	89.99595
13.00000	-97.50000	0.00128	97.48298
14.00000	-105.00000	0.00243	104.97657 → P <sub>ult</sub>
15.00000	-112.50000	-0.02224	112.38535 → buckle
16.00000	-120.00000	-0.02321	119.87099
17.00000	-127.50000	-0.02413	127.35719
18.00000	-135.00000	-0.02419	134.84847
19.00000	-142.50000	-0.02454	142.33806
20.00000	-150.00000	-0.02481	149.82867

CASE Case-2

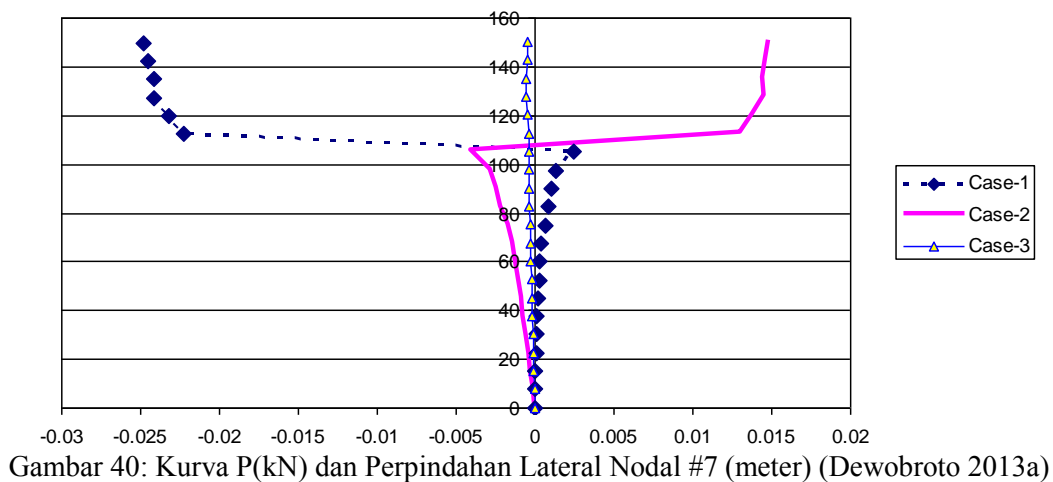
STEP	FUNCTION	FUNCTION	FUNCTION
loading	Joint7	Joint1	
0.00000	0.00000	-9.469E-06	0.20776
1.00000	-7.50000	-1.382E-04	7.72865
2.00000	-15.00000	-2.718E-04	15.25047
3.00000	-22.50000	-4.111E-04	22.77322
4.00000	-30.00000	-5.569E-04	30.29692
5.00000	-37.50000	-7.103E-04	37.82158
6.00000	-45.00000	-8.728E-04	45.34721
7.00000	-52.50000	-0.00105	52.87382
8.00000	-60.00000	-0.00123	60.40141
9.00000	-67.50000	-0.00144	67.93000
10.00000	-75.00000	-0.00167	75.45958
11.00000	-82.50000	-0.00217	83.00094
12.00000	-90.00000	-0.00248	90.53246
13.00000	-97.50000	-0.00286	98.06486
14.00000	-105.00000	-0.00408	105.59941 → P <sub>ult</sub>
15.00000	-112.50000	0.01301	113.19039 → buckle
16.00000	-120.00000	0.01374	120.73090
17.00000	-127.50000	0.01449	128.27169

18.00000	-135.00000	0.01443	135.81385
19.00000	-142.50000	0.01464	143.35556
20.00000	-150.00000	0.01478	150.89840

CASE Case-3

STEP	FUNCTION	FUNCTION	FUNCTION
loading	Joint7	Joint1	
0.00000	0.00000	-9.469E-06	0.20776
1.00000	-7.50000	-4.209E-05	7.70706
2.00000	-15.00000	-7.431E-05	15.20717
3.00000	-22.50000	-1.061E-04	22.70809
4.00000	-30.00000	-1.373E-04	30.20984
5.00000	-37.50000	-1.679E-04	37.71242
6.00000	-45.00000	-1.979E-04	45.21584
7.00000	-52.50000	-2.270E-04	52.72011
8.00000	-60.00000	-2.553E-04	60.22524
9.00000	-67.50000	-2.825E-04	67.73123
10.00000	-75.00000	-3.085E-04	75.23811
11.00000	-82.50000	-3.330E-04	82.74587
12.00000	-90.00000	-3.557E-04	90.25454
13.00000	-97.50000	-3.760E-04	97.76411
14.00000	-105.00000	-3.929E-04	105.27461
15.00000	-112.50000	-4.031E-04	112.78605
16.00000	-120.00000	-5.099E-04	120.29811
17.00000	-127.50000	-5.278E-04	127.81138
18.00000	-135.00000	-5.373E-04	135.32561
19.00000	-142.50000	-4.420E-04	142.85835
20.00000	-150.00000	-4.329E-04	150.37445

→ tidak terlihat kondisi *buckle*



Analisis menunjukkan: Case-1 memberi kondisi beban terkecil yang masih memperlihatkan kondisi stabil (Gambar 41), karena jika ditambahkan beban lagi (atau step beban berikutnya), akan timbul kondisi ketidak-stabilan atau *instabilitas* pada struktur (lihat juga Gambar 42).

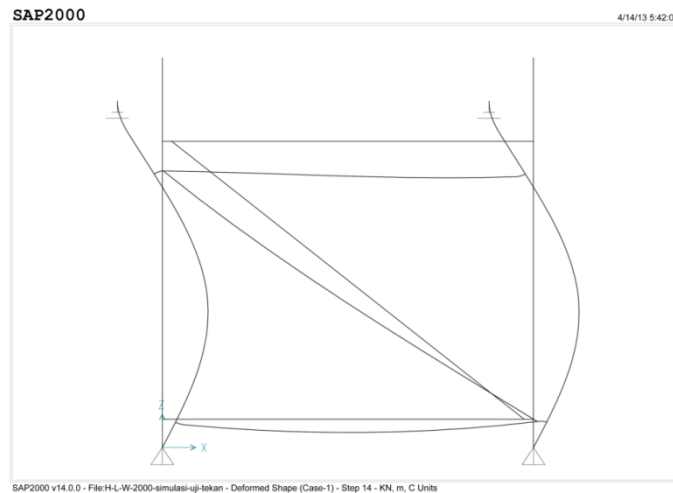
Tahapan beban (step) yang kritis adalah sebagai berikut :

Step	loading	deformasi	beban-total	
14.00000	-105.00000	0.00243	104.97657	→ P ult
15.00000	-112.50000	-0.02224	112.38535	→ buckle

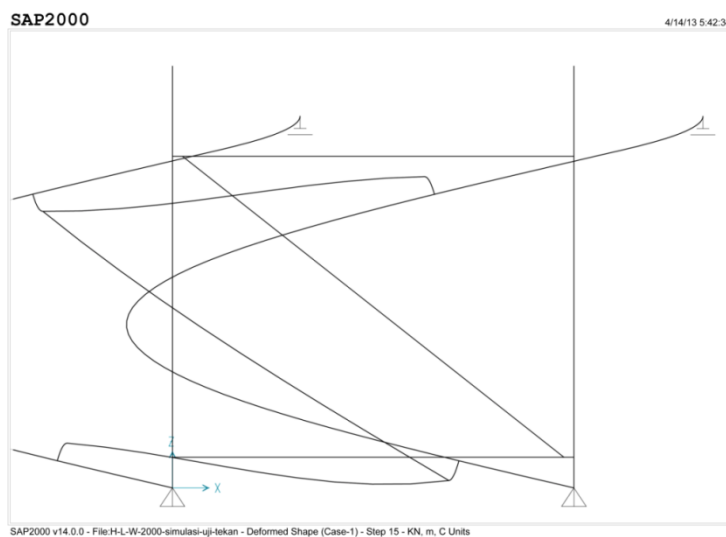


Pada kondisi step 14 dan 15 selanjutnya akan ditinjau detail dan dievaluasi kekuatan nominal elemen kolomnya secara lokal sesuai ketentuan AISC (2010).

Tinjauan pertama melihat deformasi pada step-step pembebanan (Gambar 41 dan 42), dari visualisasi yang dihasilkan terlihat ada perubahan bentuk geometri *scaffolding* yang mendadak, tahapan beban terakhir yang stabil (step-14) ke step-15. Pada kondisi tersebut dianggap terjadi instabilitas struktur atau *buckle*. Jadi program SAP2000 versi 14.0 berhasil mengidentifikasi ketidak-stabilan struktur secara global, sedangkan jika dipakai analisa elastik linier biasa (tanpa P-delta) tidak bisa diperoleh. Struktur yang mengalami buckle tidak bisa digunakan, jadi kondisi pembebanan pada step-15 tidak perlu diperiksa lebih lanjut, karena sudah jelas tidak bisa digunakan.



Gambar 41: Deformasi pada  $P_u = 105 \text{ kN}$  ( $\delta = 2.43 \text{ mm}$ ) – Case 1 @ Step 14 (Dewobroto, 2013a)



Gambar 42: Deformasi pada  $P_u = 112 \text{ kN}$  ( $\delta = 22.4 \text{ mm}$ ) – Case 1 @ Step 15 (Dewobroto, 2013a)

Jika dianggap bahwa kondisi beban pada Step-14 adalah kondisi akhir struktur sebelum mengalami instabilitas (*buckle*) maka besarnya beban tersebut disebut sebagai beban *ultimate* atau beban batas. Jadi  $P_u = 105 \text{ kN}$  terhadap kondisi stabilitas global.

Meskipun demikian, kuat nominal elemen-elemen struktur atau kekuatan lokal perlu di-check, kondisi terkecil nantinya yang akan menentukan. Untuk itu akan ditinjau batang 2 dan batang 3 dari pembebanan pada Step-14.

Tinjau Elemen #2 (kolom kiri):

SAP2000 v14.0.0 File: H-L-W-2000-SIMULASI-UJI-TEKAN KN, m, C Units PAGE 1  
4/14/13 8:21:18

NONLINEAR STATIC DATA  
CASE Case-1: Element #2

STEP	FUNCTION	FUNCTION	FUNCTION	
	loading Moment 3-3 Axial Force			
0.00000	0.00000	8.934E-04	-0.16390	
1.00000	-7.50000	-0.00816	-7.64107	
2.00000	-15.00000	-0.01772	-15.11896	
3.00000	-22.50000	-0.02786	-22.59757	
4.00000	-30.00000	-0.03867	-30.07691	
5.00000	-37.50000	-0.05028	-37.55699	
6.00000	-45.00000	-0.06284	-45.03782	
7.00000	-52.50000	-0.07657	-52.51942	
8.00000	-60.00000	-0.09176	-60.00182	
9.00000	-67.50000	-0.10881	-67.48503	
10.00000	-75.00000	-0.14676	-74.97725	
11.00000	-82.50000	-0.16983	-82.46225	
12.00000	-90.00000	-0.19818	-89.94827	
13.00000	-97.50000	-0.23542	-97.43553	
14.00000	-105.00000	-0.37000	-104.93191	→ Pu (kondisi stabil)
15.00000	-112.50000	2.35019	-112.26890	→ buckle
16.00000	-120.00000	2.44878	-119.75116	
17.00000	-127.50000	2.54240	-127.23417	
18.00000	-135.00000	2.54208	-134.72475	
19.00000	-142.50000	2.57291	-142.21280	
20.00000	-150.00000	2.59549	-149.70209	

Tinjau Elemen #14 (kolom kanan):

NONLINEAR STATIC DATA  
CASE Case-1: Element #14

STEP	FUNCTION	FUNCTION	FUNCTION	
	loading Frame14-mom Frame14-aks			
0.00000	0.00000	1.342E-05	-0.09055	
1.00000	-7.50000	-0.00889	-7.58968	
2.00000	-15.00000	-0.01830	-15.08880	
3.00000	-22.50000	-0.02828	-22.58791	
4.00000	-30.00000	-0.03893	-30.08701	
5.00000	-37.50000	-0.05037	-37.58608	
6.00000	-45.00000	-0.06276	-45.08514	
7.00000	-52.50000	-0.07632	-52.58416	
8.00000	-60.00000	-0.09132	-60.08316	
9.00000	-67.50000	-0.10819	-67.58210	
10.00000	-75.00000	-0.14589	-75.08054	
11.00000	-82.50000	-0.16876	-82.57934	
12.00000	-90.00000	-0.19691	-90.07800	
13.00000	-97.50000	-0.23396	-97.57643	
14.00000	-105.00000	-0.36847	-105.07232	→ Pu (kondisi stabil) govern
15.00000	-112.50000	2.35779	-112.64311	
16.00000	-120.00000	2.46274	-120.14529	
17.00000	-127.50000	2.55713	-127.64718	
18.00000	-135.00000	2.55723	-135.14660	
19.00000	-142.50000	2.58868	-142.64685	
20.00000	-150.00000	2.61193	-150.14688	

Check kuat penampang nominal elemen #14 terhadap ketentuan AISC 2010.

Kolom Pipa  $\phi$  58 mm (L 1.5 m)

$d = 58$  mm ..... (outside diameter of pipe)

$t = 3.25$  mm ..... (pipe thickness)

$d_1 = d - 2 \cdot t = 51.5$  mm ..... (inside diameter of pipe)

$A = \frac{\pi}{4}(d^2 - d_1^2) = \frac{\pi}{4}(58^2 - 51.5^2) = 559$  mm<sup>2</sup> ..... (pipe area)

$r = \frac{1}{4}\sqrt{d^2 + d_1^2} = \frac{1}{4}\sqrt{58^2 + 51.5^2} = 19.4$  mm ..... (radius gyration)

$Z = \frac{1}{6}(d^3 - d_1^3) = \frac{1}{6}(58^3 - 51.5^3) = 9753.5$  mm<sup>3</sup> ..... (modulus of plasticity)

Check *local buckling* pipa

$D/t \leq 0.11 E/F_y$  for non-slender element ..... (AISC B4)

$\frac{D}{t} = \frac{58}{3.25} = 17.85 \lll 0.11 \frac{E}{F_y} = 0.11 \frac{200000}{207} = 106.3$  ..... (ASTM A513)

$\frac{D}{t} = \frac{58}{3.25} = 17.85 \lll 0.11 \frac{E}{F_y} = 0.11 \frac{200000}{371} = 59.3$  ..... (Mill-certificate)

Kolom pipa  $\phi$  58 mm adalah *non-slender element*, tidak ada resiko tekuk lokal (*local buckling*). Jarak *bracing* (pipa diagonal dan horizontal) dianggap sebagai panjang elemen bebas jadi  $KL = 1.5$  m dimana dianggap  $K=1$  (AISC 2010).

Vertical Pipe  $\phi$ 58 mm (L = 0.5 m) - Mill-certificate

$\left( \frac{KL}{r_{\min}} = \frac{1 \cdot 1500}{19.4} = 77.3 \right) \leq \left( 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{200000}{371}} = 109.4 \right)$  ..... (AISC E3-2)

$F_e = \frac{\pi^2 E}{[KL/r_{\min}]^2} = \frac{\pi^2 \cdot 200000}{77.3^2} = 330$  MPa

$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[ 0.658 \frac{371}{330} \right] 371 = 0.625 \cdot 371 = 231.7$  MPa

$P_n = F_{cr} A_g = 231.7 \cdot 559 / 1000 = 129.5$  kN  $\approx 13$  ton ..... (AISC E3-1)

$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{105}{0.9 \cdot 129.5} = 0.9$

Momen akibat kondisi “imperfection” diperhitungkan maka :

Check *local buckling* pipa :  $D/t \leq 0.07 E/F_y$  for compact section ..... (AISC B4)

$\frac{D}{t} = \frac{58}{3.25} = 17.85 \lll 0.07 \frac{E}{F_y} = 0.07 \cdot \frac{200000}{175} = 80$  ..... (Grade STKM12A)

$\frac{D}{t} = \frac{58}{3.25} = 17.85 \lll 0.07 \frac{E}{F_y} = 0.07 \frac{200000}{371} = 38$  ..... (Mill-certificate)

Penampang non-slender, sesuai ketentuan F8 (AISC 2010) yang menentukan leleh :

$M_n = F_y \cdot Z = 175 \cdot 9753.5 / 1E6 = 1.707$  kN - m ..... (JIS Grade STKM12A)

$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{0.37}{0.9 \cdot 1.707} = 0.24$

$M_n = F_y \cdot Z = 371 \cdot 9753.5 / 1E6 = 3.618$  kN - m ..... (Mill-certificate)

$\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{0.37}{0.9 \cdot 3.618} = 0.1136$

Kondisi tegangan gabungan mengacu ketentuan AISC : *H1 (Doubly and Singly Symmetric Members Subject to Flexure and Axial Force)*

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.9 \gg 0.2 \text{ jadi}$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8 M_r}{9 M_c} = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8 M_u}{9 \phi M_n} = 0.9 + \frac{8}{9} * 0.24 = 1.113 > 1 \dots\dots\dots (\text{JIS Grade STKM12A})$$

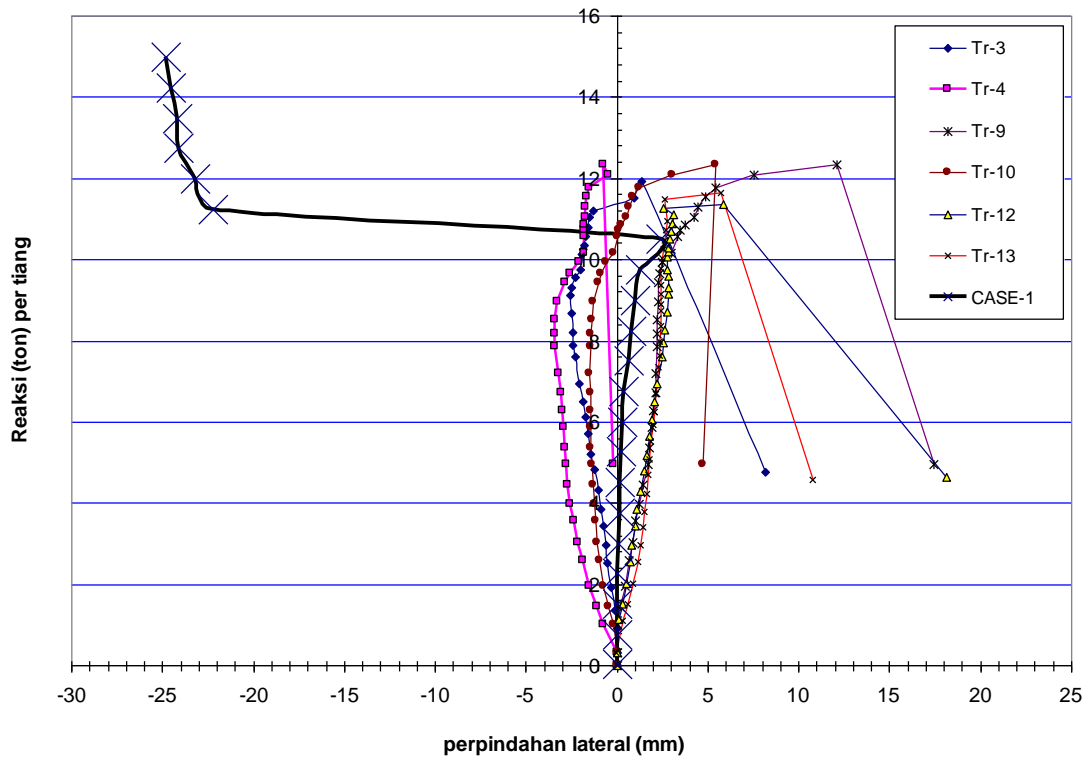
$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8 M_r}{9 M_c} = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8 M_u}{9 \phi M_n} = 0.9 + \frac{8}{9} * 0.1136 = 1.00009 \approx 1 \dots\dots\dots (\text{Mill-certificate})$$

Dengan material terpasang (*mill-certificate*), kuat struktur (global) ≈ elemen (lokal), tetapi untuk material spesifikasi minimum JIS Grade STKM12A ( $F_y = 175 \text{ MPa}$ ) terjadi *overstress*.  $P_u$  elemen lokal  $\ll$  dari  $P_u$  struktur global. Jadi *scaffolding* 1-storey, daya dukung maksimum  $P_u = 105 \text{ kN} = 10.5 \text{ ton}$ .

**PERBANDINGAN HASIL SIMULASI DAN REAL**

Terlepas dari mutu material yang dipakai, hasil simulasi yang dilakukan menunjukkan bahwa analisis dengan DAM memberikan hasil analisis stabilitas yang cukup lengkap, ada tinjauan stabilitas struktur (global) dan elemen (lokal).

Selanjutnya untuk memastikan bahwa simulasi mempunyai keamanan untuk diguna-kan pada kasus nyata maka akan dibandingkan dengan kalibrator yaitu hasil uji eksperimental *scaffolding* di Bandung. Perbandingan antara Case-1 simulasi dan perilaku keruntuhan dalam bentuk grafik:



Gambar 43: Perbandingan hasil uji scaffolding simulasi DAM vs eksperimental

Berdasarkan perilaku keruntuhan *scaffolding* (lihat Gambar 43) yang memperlihatkan grafik hubungan gaya – deformasi antara hasil simulasi numerik vs eksperimental, terlihat ada kesamaan perilaku sebelum mengalami tekuk. Beban maksimum yang diprediksi berdasarkan simulasi di bawah beban maksimum eksperimental, meskipun demikian cukup mendekati.

Jadi disimpulkan bahwa strategi analisis struktur untuk mengetahui beban maksimum *scaffolding* dengan memanfaatkan metode DAM (AISC 2010) dapat mengakses kemampuan maksimum yang hasilnya dapat dibandingkan dengan hasil empiris, dan cukup aman dipakai untuk perencanaan. Beban maksimum yang diperoleh adalah beban *ultimate* atau beban batas sebelum mengalami instabilitas. Agar dapat dipakai secara praktis harus diberikan *safety factor* yang sesuai.

## KESIMPULAN

Telah diungkapkan dalam bentuk studi kasus penyelesaian numerik yang menunjukkan bahwa pada pembebanan rendah, perencanaan struktur baja dengan cara DAM (AISC 2010) dapat menghasilkan struktur baja yang lebih ekonomis, tetapi pada kondisi beban tinggi, mampu menghasilkan struktur baja yang lebih aman, dibanding hasil desain dengan cara lama atau ELM (AISC 2005).

Telah diungkapkan juga studi kasus struktur jenis Lean-On (Galambos 1998) yang tidak dapat diselesaikan secara mudah dengan cara lama (ELM) ternyata bukan sesuatu hal yang khusus jika diselesaikan dengan cara baru (DAM). Ini juga merupakan bukti sederhana, bahwa alasan untuk berpindah ke cara baru adalah tidak semata-mata karena cara baru akan lebih ekonomis, bukan itu. Tetapi karena cara baru menawarkan solusi yang mempunyai kelebihan dibanding cara lama.

Akhirnya telah diungkapkan juga bahwa cara baru DAM mempunyai hasil yang berkorelasi dengan hasil uji empiris. Jika itu dapat dimaknai sebagai kebenaran, maka tentu saja strategi yang ditawarkan dengan DAM jelas lebih sederhana dibanding solusi inelastis-nonlinier dengan FEM yang kompleks.

Akhirnya semoga makalah ini memicu perkembangan perencanaan struktur baja di Indonesia.

## DAFTAR PUSTAKA

- AISC.(2005). *An American National Standard ANSI/AISC 360-05 : Load Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, Illinois
- AISC.(2010). *An American National Standard ANSI/AISC 360-10 : Load Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, Illinois
- Dewobroto, W. (2013a). *Laporan Akhir - Simulasi Uji Stabilitas : Scaffolding PT. Putra Jayasentosa (Type H2000 L1000 W1500 dan Type H2000 L2000 W2000)*, untuk PT. Gistama Inti Semesta dan PT. Putra Jayasentosa (unpublished).
- Dewobroto, W. (2013b). *Komputer Rekayasa Struktur dengan SAP2000*, Lumina Press, Jakarta
- Dewobroto, W. (2015). *Struktur Baja - Perilaku, Analisis, dan Desain - AISC 2010*, Lumina Press, Jakarta
- Galambos . (1998). *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structure* 5<sup>th</sup> Ed., John Wiley & Sons
- Geschwindner, L.F. (2002). *2000 T.R. Higgins Award Paper - A Practical Look at Frame Analysis, Stability and Leaning Columns*, Engineering Journal, Fourth Quarter 2002
- Puskim. (2011a). *RSNII 03-1729.1-201X : Spesifikasi Umum untuk Gedung Baja Struktur*, Badan Standarisasi Nasional , 307 halaman. <<draft internal dipublikasikan secara terbatas>>
- Puskim. (2011b). *Laporan Akhir – Pengujian Struktur Scaffolding PT. Putracipta Jayasentosa*, Kementrian Pekerjaan Umum – Badan Penelitian dan Pengembangan – Puslitbang Permukiman, Jl. Panyaungan – Cileunyi, Oktober 2011.

# SIMPLE, FAST, AND UNCONDITIONALLY STABLE DIRECT NONLINEAR ANALYSIS USING NATHAN- $\alpha$ METHOD

Nathan Madutujuh<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Director of Engineering Software Research Centre, ESRC, Bandung, Indonesia  
E-mail: [esrc.nathan@gmail.com](mailto:esrc.nathan@gmail.com), Web : [www.esrcen.com](http://www.esrcen.com)

**Abstract:** The availability of advanced high strength material and structural system requiring the use of nonlinear analysis, with materially nonlinear or geometrically nonlinear effects, especially in seismic area. The use of existing nonlinear analysis procedures are time consuming, more difficult to apply and in some methods, can not go beyond limit points. To cope with these problems, a new nonlinear analysis procedure, that is more stable, more simple and faster, called Direct Nonlinear Analysis using a Method, has been developed. The new procedure has been tested for single and multidimensional problems with good results. The method can be extended to various problems, and can be improved to make it even faster or more stable using more detail algorithm. The availability of this new method will open new field of research in nonlinear analysis to provide us with better nonlinear analysis solution.

**Keywords:** Fast Nonlinear analysis, Direct Nonlinear Analysis, Alpha Method, DNA-a Method, nathan- $\alpha$  Method.

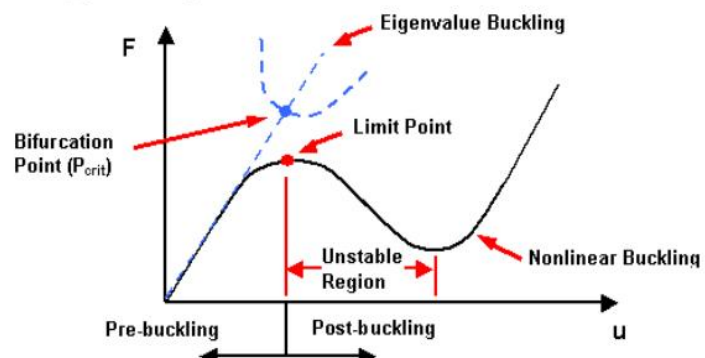
## Introduction

Nonlinear analysis usually required for problems with very soft material with nonlinear behavior even at small forces or deformations, such as in geotechnical problems, or in problems involving very large forces (as in seismic load) capable to turn any material to behave nonlinearly because its stress-strain curve has passed the elastic point, or for structures exhibit large deformations requiring the use of higher order stiffness matrices formulation behaving nonlinearly to load changes.

## Nonlinear Analysis Problems in Engineering Applications

In this paper, we will focus on nonlinear analysis problems in real engineering applications. The specific properties of engineering problems will be utilized to devise a new nonlinear analysis method suitable for the real problems. Usually in engineering problems the initial state is known ( $x=0$ ,  $y=0$ ), the model behaves linearly at early stage before reaching nonlinear stage, it also behaves linearly during unloading, the tangent stiffness matrix is always positive definite (determinant of the tangent stiffness matrix is real and exist) at the linear region. In the nonlinear region, structure can have several bifurcation points, and in certain cases, can have snap-through and snap-back behavior. Some materials can also show softening or hardening effects. Load can be applied in incremental step, and even dynamic load can be simulated by pseudo-static incremental load. In large deformation state, load-deformation relationship will be nonlinear, requiring geometrically nonlinear model (P-delta effects). Changing of boundary condition and support condition can also create nonlinear behavior. In engineering problems, tangent stiffness can be computed for every load step and available to be used for next state. Using these principles we will devise a new method that can solve any nonlinear problems, unconditionally stable, directly without any iteration. The latest AISC steel code recommends the use of nonlinear analysis as the standard procedure.

Fig. 1. Equilibrium Path with Linear and Nonlinear regions  
(ResearchGate.net, 2015)



Materially Nonlinear structures can be analyzed using Nonlinear material model, Elasto-plastic or Bi-linear Model, and Material Strain Hardening model.

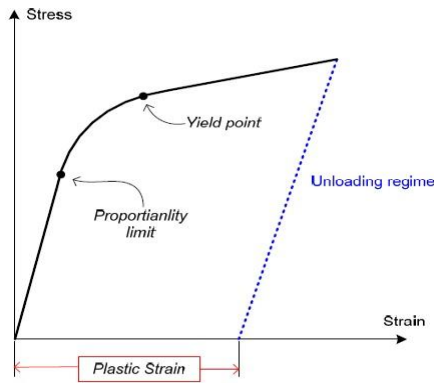


Fig.2a. Nonlinear Material (Zareh)

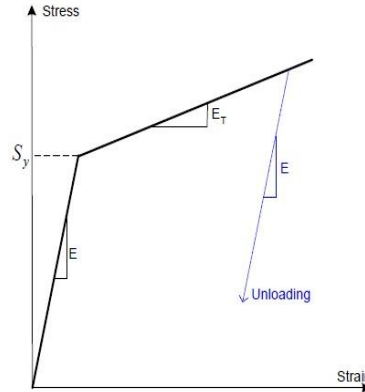


Fig.2b. Bi-linear Material

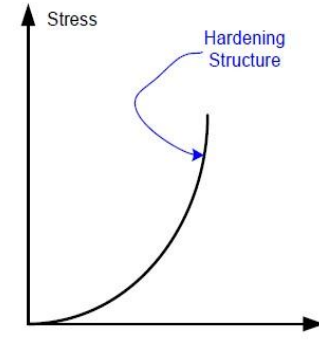


Fig.2c. Strain Hardening

**Geometrically nonlinear**

Certain type of structures can have buckling or snap-through or snap-back phenomena when large load causing large displacement applied.

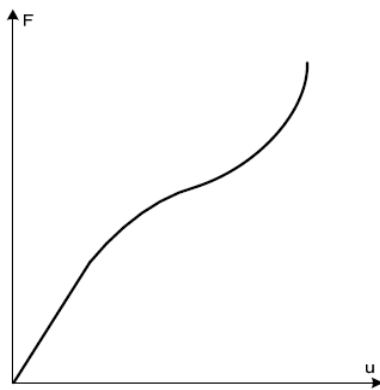


Fig. 3a. Geometrically Nonlinear (Zareh, 2008)

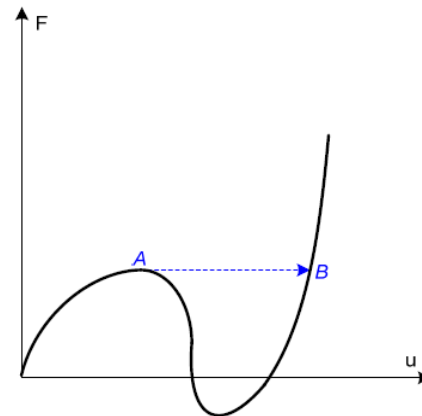


Fig.3b. Snap-through Effects (Zareh)

If a structural model has one or more of the nonlinearities above, the response of the structure can only be calculated accurately by an accurate and stable nonlinear analysis method.

**Review of currently available Nonlinear Analysis methods**

Due to its nonlinear behavior, the solution for nonlinear problems is not easy to be solved directly, but must be solved iteratively using some iteration schemes. The solution can be divided into explicit or implicit methods, where implicit method means we try to find the value of  $x, f(x+d)$  using previous value of  $x, f(x)$  and estimated value of  $f(x+d)$ , while in explicit method we find the value of  $x, f(x+d)$  using only known values of  $x, f(x)$ . The explicit method is straightforward, does not need iteration, but requires very small load step, while the implicit method requires more difficult calculations for iterations, but can use larger load step.

The first implicit method to solve a nonlinear equation is Newton-Raphson method (from Raphson's *Analysis Aequationum Universalis*, 1690 and Isaac Newton, 1969). Newton's method is a simple and powerful technique, with quadratic convergence behavior, but requires the function derivative (tangent stiffness matrix) evaluated in the calculation. It can diverge from the solution if the initial point is not correctly estimated, and overshoot the solution and even diverge to other solution. The method is also slow to converge for multiple roots condition or near bifurcation points.

The Modified Newton-Raphson method tries to save some valuable time by reusing the previously calculated tangent stiffness matrix for several iterations before recalculate the tangent matrix again at converged point, by paying more time and more iterations.

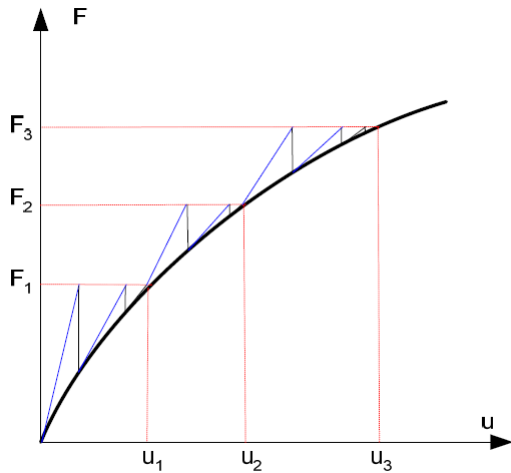


Fig.4a. The Newton-Raphson Method (1690)

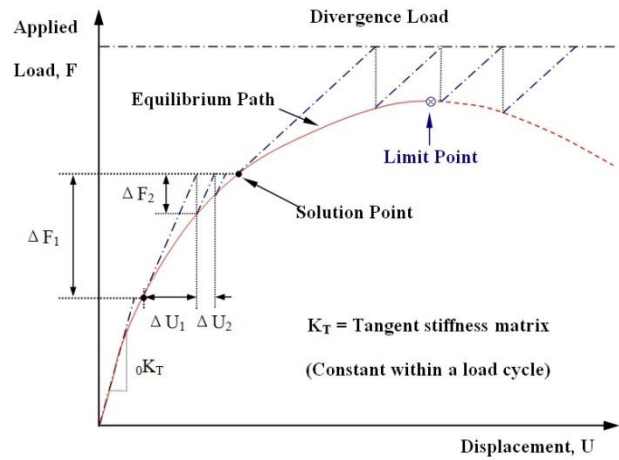


Fig.4b. The Modified Newton-Raphson (NIDA)

Because the Newton-Raphson method is not stable and very slow at limit points, several new methods have been invented to solve the problems: Displacement control method, Arc-Length Method (Risk, 1979 and Wempner, 1971), and Modified Arc-Length Method (Crisfield, 1981).

All methods tried to devise a way to trace next equilibrium state based on **one previous equilibrium state**. While the new proposed method will use **two previously calculated equilibrium states** to find the next equilibrium state, using **Mean Value Theory**. This is the **basic principles** of the proposed method.

From below illustrations, we can see that the current method use very complicated algorithms to trace the equilibrium path correctly, especially to determine whether the path is increasing or decreasing, and how to handle limit point conditions. For each step, there will be many calculations should be done, involving factored tangent stiffness matrix, load vectors and displacement vectors.

### The Displacement Control Method

To cope with the instability of Newton-Raphson method near limit points, instead of increasing the load, the Displacement Control Method uses the displacement increment to find the next equilibrium point. In this way, the method can trace the equilibrium path passing the inflection points. The displacement control method performs satisfactorily when handling snap-through problems, but it fails at a snap-back point. Moreover, it may be very difficult, in some cases, to select a suitable displacement degree of freedom as the control parameter.

### The Constant Work Method

The constant external work method to keep the work done in each load increment constant was proposed by Bathe and Dvorkin (1983). They claimed that it is more reliable than the arc-length method near a critical point. Later, Yang (1984) employed the constant work method for large deflection analysis of frames. However, Chan and Ho (1990) proved mathematically that this method is equivalent to the displacement control method with the steering displacements being the same as all the displacement degrees of freedom.

Several other analysis methods have been invented based on The Displacement Control method, The Arc-Length Method or mixed of the two approaches.



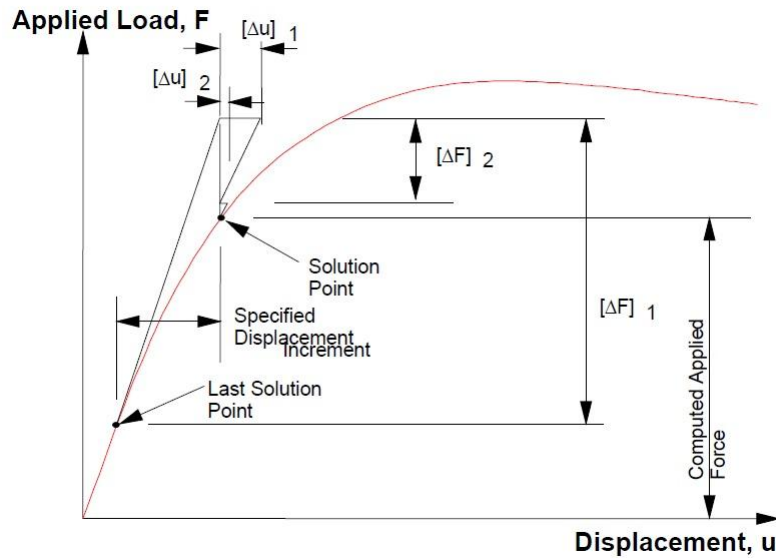


Fig.5. The Displacement Control Method (NIDA)

### The Arc-Length Method

One of the most applicable techniques is the Arc-Length Method. In 1979, Riks introduced the constant arc-length which could pass the limit and turning points. Subsequently, Crisfield modified Riks' approach and established the cylindrical arc-length method. Afterwards, Fuji and Ramm (1981) investigated the path switching for bifurcation points in equilibrium paths.

The basic concept of the spherical arc-length method is to constrain the load increment so that the dot product of displacement along the iteration path remains a constant in the 2-dimensional plane of load versus deformation.

The main disadvantages of the original Arc-Length Method is that it is very complicated to implement, and the symmetrical nature of the tangent stiffness matrix is destroyed by the imposed additional constraint equation for displacement control. To overcome this problem, Crisfield (1981) and Ramm (1981) independently suggested an iterative process which separates the constraint equation from the set of equilibrium equation so as to retain the symmetrical and banded nature of the tangent stiffness matrix which is a common feature for finite element method of analysis.

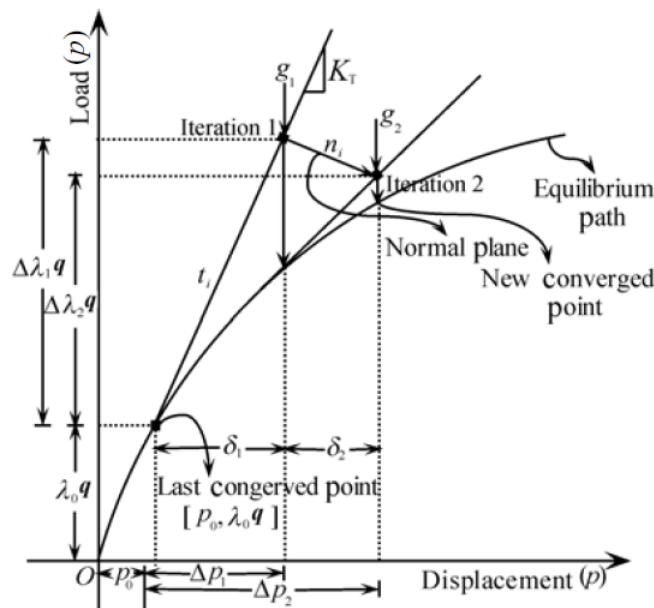


Fig.6. The Original Arc-Length Method (Riks, Wempner, 1971) using Constant Line Search

**The Modified Arc-Length Method**

Crisfield (1981) found that the Riks method was not suitable for standard finite element analysis even with modified Newton-Raphson (mN-R) procedure, because equations proposed by Riks destroy the banded nature of the stiffness matrix. For one-dimensional problem with  $N$  displacement variables, Crisfield (1981) gave the modification of the method and suggested the fixation of incremental length  $\Delta l$  during load increment using a special constraint. The proposed technique is termed as Cylindrical or Spherical Arc-Length Method or The Modified Arc-Length Method.

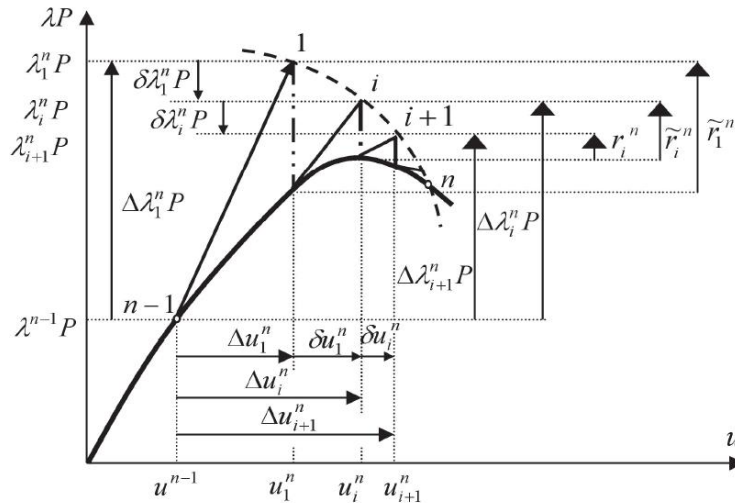


Fig.7. The Modified Arc-Length Method using Spherical Search and Accelerations (Crisfield, 1983)

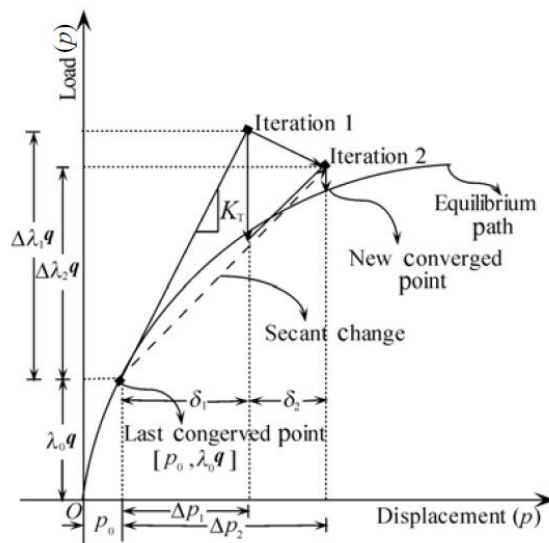


Fig.8. The Arc-Length Method with Secant Change (Ramm, 1981)

Due to its accuracy, reliability and satisfactory rate of convergence, The Modified Arc-Length Method is probably now the most popular method for nonlinear analysis, and it was noted to be robust and stable for pre- and post-buckling analysis.

**The Minimum Residual Displacement Method**

The basic idea of this method originally proposed by Chan (1988) is to minimize the norm of residual displacement in each iteration. The graphical representation of the procedure is demonstrated in Fig.9 showing the similarity with the Arc-Length Method.

From the Figure, it can be seen that this constraint condition enforces the iteration path to follow a path normal to the load-deformation curve. It adopts the shortest path to arrive at the solution path by error minimization and thus is considered to be an optimum solution. Due to its efficiency and effectiveness in tracing the equilibrium path, the minimum residual displacement method is usually

chosen to perform the iterative procedure and combined with the part for load size determination in the first iteration by the arc-length method.

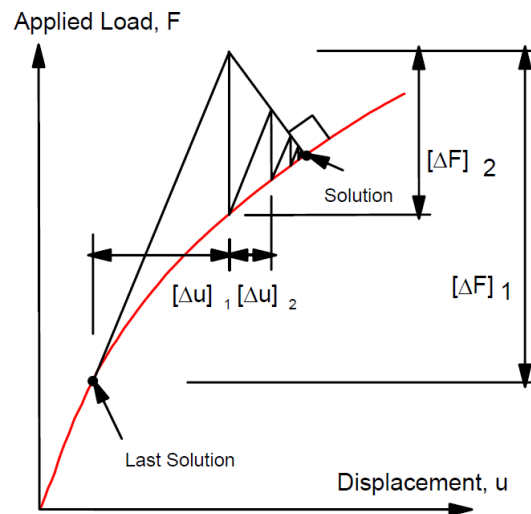


Fig.9. Minimum Residual Displacement Method (Memon, 2004)

### Comparison of Existing Methods

The constant work, the arc-length and the minimum residual displacement methods are capable of tracing the nonlinear load-deformation curve with snap-through and snap-back phenomena. It has been generally observed that the minimum residual displacement method gives the most rapid rate of convergence and the highest reliability among these three methods. Better performance may be achieved when the minimum residual displacement iterative scheme is used in conjunction with the arc-length load increment for nonlinear static analysis.

Summary of difficulties of current method are :

- Most methods are slow to converge near limit points and even fail to converge at all
- The implementation of the most robust Arc-Length method requires long calculations
- Load step is difficult to control and determine
- Some methods can not trace the snap-through and snap-back behavior
- Most methods can not use costly available information resulted from previous iterations  
(Previous Unfactored stiffness matrix, Previous Tangent stiffness matrix, Previous Load and Displacements Vectors)

### A New Nonlinear Analysis Method using New Approaches

To provide a better nonlinear analysis method capable to deal with common engineering problems and to solve some difficulties found in existing methods, the author proposed a new nonlinear analysis method called **Direct Nonlinear Analysis using nathan- $\alpha$  Method** (or DNA nathan- $\alpha$  Method).

In all above analysis, only **one previous state** is used to find the next equilibrium state, while in this new method, **two previous states** will be used to find the next state.

In this method, a new approach utilizing previously calculated tangent stiffness matrix at previous state and equilibrium path at two previous states will be used to find the next equilibrium path.

Parallel to The Newton-Raphson approach, the new method is based on another very simple and well-known basic principle of Calculus, called **The Mean value Theory** as follows.

**Mathematical Background**

The **mean value theory** says : *For any function that is continuous on [a,b] and differentiable on (a,b) there exists some c in the interval (a,b) such that the secant joining the endpoints of the interval [a,b] is parallel to the tangent at c.*

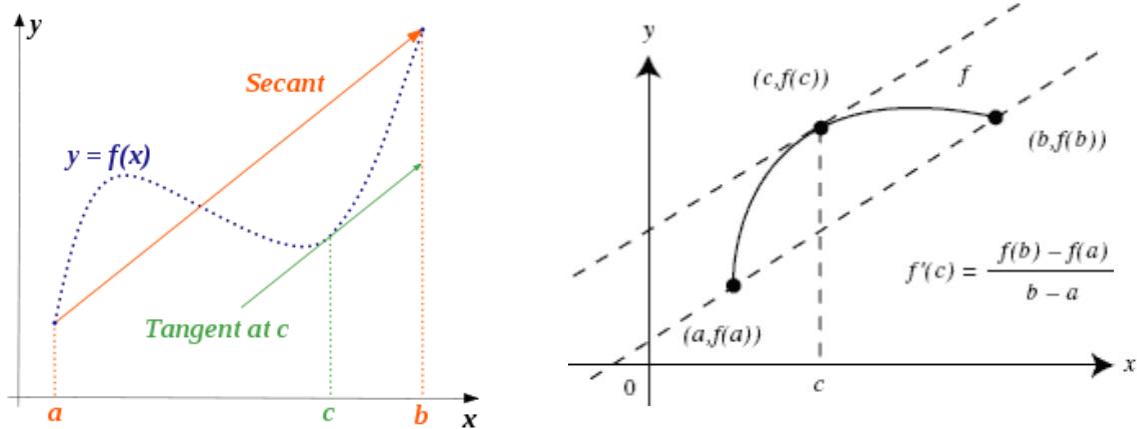


Fig.10a,b. Mean Value Theory (Wikipedia, 2015)

or in equation form:

$$f'(c) = \frac{f(b) - f(a)}{b - a} \tag{1}$$

In other words, for a segment of a curve from a to b, if the gradient of line from a to b is known, there will be at least one point c in the curve segment exists which has a tangent line equal to the gradient of the line. But from the theory, we can not say that for a certain point c with tangent m, there will always exist a line connecting a to b with gradient equal to m. This will create a problem in the proposed new method below.

Using a and c as two previously defined equilibrium states, and tangent at c as the tangent stiffness matrix of the structure, x as the displacement vector and y as the load vector, we will develop the direct nonlinear analysis procedure as follows.

**Direct Nonlinear Analysis using Nathan- $\alpha$  Method**

We will apply above principles for solving nonlinear problems, to iterate along the equilibrium path. Using the fact that for almost any structures, the first region will be linear and the initial state will be well defined or zero, we can assume that at least two states F0 and F1 are ready to be used for calculating F2. Subsequently, F1 and F2 are available when calculating F3, and so on.

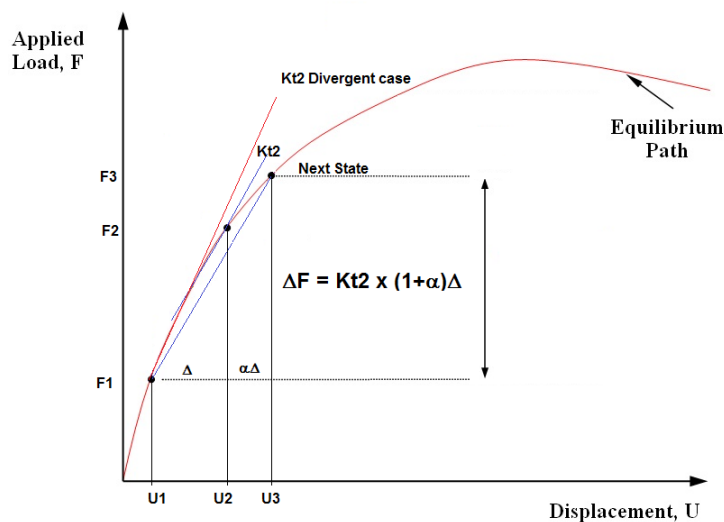


Fig. 11. Direct Nonlinear Analysis using  $\alpha$  Method

If the curve of equilibrium path is not straight line, which is true for most nonlinear cases, using the above Mean Value Principle, there will be a point (u<sub>2</sub>,F<sub>2</sub>) having a tangent equal to the gradient of line connecting point 1 and point 3, where point 1 and 2 are already defined, but point 3 is still unknown. If we assume that point 3 is located αΔ from point 2, we can calculate the load level at point 3 as:

$$F_3 = F_1 + Kt_2 \times (1+\alpha)\Delta \quad (2)$$

$$\Delta = (u_2 - u_1) \quad (3)$$

The value of α can be selected from the fact that correct value of α will give minimum residual forces between external nodal load vector and nodal load vector accumulated from element forces. It can be searched from simple procedure as follows:

1. Compute three residual forces F<sub>3i</sub> using 3 values of α : (α<sub>1</sub>, Δ F<sub>3<sub>1</sub></sub>), (α<sub>2</sub>, Δ F<sub>3<sub>2</sub></sub>), (α<sub>3</sub>, Δ F<sub>3<sub>3</sub></sub>) where :

$$\Delta F_{3_1} = F_{3_{ext}} - F_{3_{int}} \quad (4)$$

$$\alpha_1 = 1.0 \quad (\text{good estimation for starting value})$$

$$\alpha_2 = \alpha_1 - 0.1$$

$$\alpha_3 = \alpha_1 + 0.1$$

2. Using the three pair of values, solve the parabolic equation of residual forces:

$$\Delta F = a*\alpha^2 + b*\alpha + c \quad (5)$$

3. If the solution exists, there will be at least one root of equation (5) that will give Δ F = 0, that is the next equilibrium state. We can use this value as α to calculate F<sub>3</sub> using eq. 2. For most cases, because of the nature shape of the curve, there will be at least one real root for equation 5.
4. If the solution is not exist, that means the previous two states are almost in straight line, or still in linear region, or the tangent line of c does not intersect with the equilibrium path. In this case, the next position can be calculated using two alternatives:
  - a. Using other third previous state that will not give a straight line condition so the quadratic equation will give valid root (recommended).

$$F_3 = F_0 + Kt_2 \times (1 + \alpha)\Delta \quad (6)$$

$$\Delta = (u_2 - u_1) \quad (7)$$

$$\alpha_1 = 2.0 \text{ as good estimation for starting value}$$

$$\alpha_2 = \alpha_1 - 0.1$$

$$\alpha_3 = \alpha_1 + 0.1$$

- b. Using linear equation (assume that straight line will allow for linear interpolation):

$$F_3 = F_2 + Kt_2 \times \alpha\Delta \quad (8)$$

In this case, we can use α = 1 or smaller (0.5) to improve the accuracy of the results.

The above procedure is repeated from displacement value = 0 to u<sub>max</sub>. The method above only uses unfactored tangent stiffness matrix (Kt<sub>2</sub>) and simple calculations. So we do not need to find the costly and time consuming matrix inverse or factorization of Kt<sub>2</sub> that is not always available near bifurcation points. For each load step, mostly zero or 1 iteration is needed to reach the correct solution. Thus the name of the method is Direct Nonlinear Analysis nathan-α Method.

This means that the proposed method will be very stable, even near the limit points or passing buckling points. It is shown also that the stability of the solution is independent of the time step selected. The accuracy of the results depends only on selected value of  $\Delta$  and procedure for computing internal forces of elements involved.

**General Procedure**

**1. Initial stage (Linear region)**

Known initial states:  $u_0 = 0, F_0 = 0, K_{t0}$  (Tangent stiffness matrix at  $u=0$ , = Linear stiffness  $K_0$ )

Determine load step :

$$\Delta = F_{max}/n_{div} \tag{9}$$

where

$n_{div}$  = number of division required

Find :  $u_1, F_1$  using Linear equation

$$u_1 = [K_{t0}]^{-1} \times F_1 \tag{10}$$

Find  $[K_{t1}]$ , do not need to factorize it

**2. Next stage (Nonlinear region)**

Using two equilibrium states ( $u_0, F_0, K_{t0}$ ) dan ( $u_1, F_1$ ) do Direct Nonlinear Analysis using nathan- $\alpha$  method described above.

Repeat until all points at equilibrium path have been traced.

**Sample Problem**

A simulation of well-known simple truss arch problem using cubic polynomial will be solved using the Direct Nonlinear Analysis using nathan- $\alpha$  method with various number of load steps. The Truss-Arch problem has a special feature called Snap-through, where if the load is still increasing, in certain point, the member force changed rapidly from compression state to tension state. The truss-arch will be unstable at snap-through region.

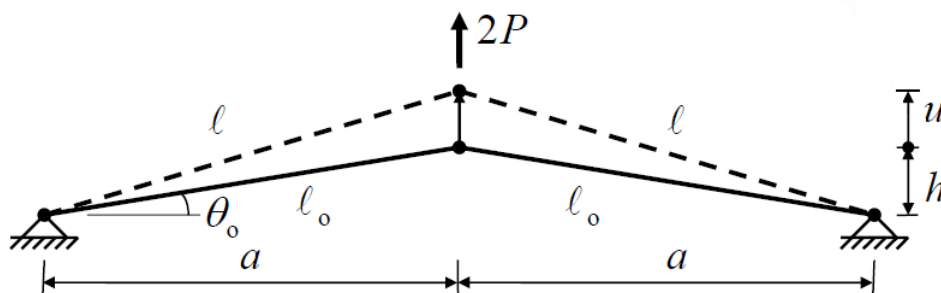


Fig.12. Truss Arch with Snap-through Problem (Mathisen, 2012)

The explicit nonlinear solution for the above Truss-Arch problems is:

$$P = \frac{EA}{2\ell_0^3} [u^3 + 3hu^2 + 2h^2u] + N_0 \left( \frac{u+h}{\ell_0} \right) \tag{Equation 11}$$

Evaluating the result, it can be shown that the solution is stable, even for very few load steps, and will achieved high accuracy at minimum of 40 load steps. The correction procedure used in the method even can vary the load step depend on the curvature of the equilibrium path to get fewer load steps than the initial maximum load steps defined at the initial stage.

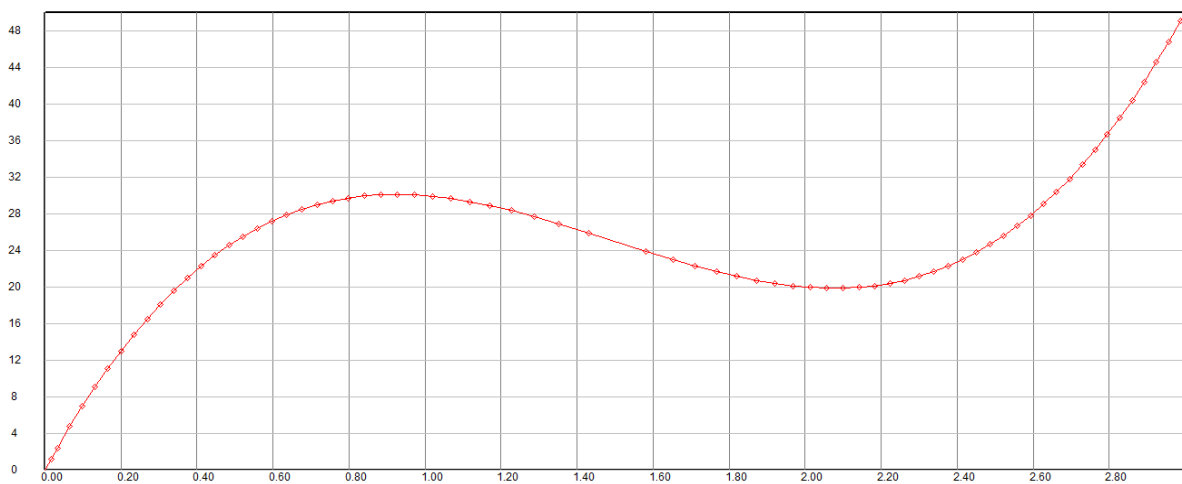


Fig. 13a. Simple truss, Number of load step=40 (red=theory, blue=this method)

The problem can be solved with high accuracy using only 40 load steps without iterations. It can be shown that the load or displacement step changes dynamically, smaller near softening region and limit points, and larger at flat region or hardening region. It can be seen that the blue line and the red line is coincided. From the analysis output, differences smaller than  $1e-6$  can be achieved without any iteration.

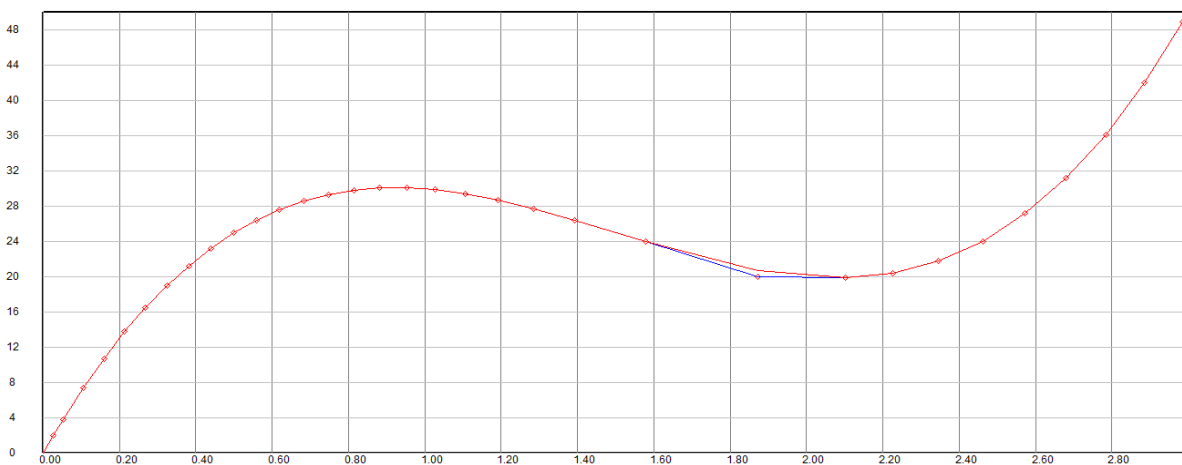


Fig. 13b. Simple truss, Number of load step=25

Even using fewer load steps ( $n=25$ ), the proposed procedure (blue line) can trace correctly the first and other limit points and the hardening region. It diverge only a little bit near snap through region, but correct itself to the right path after that.

This auto-correction feature is one of many inherent properties of the method, where it will go back to the right path as long as the accuracy of the element forces calculation is quite good. This feature will give the **unconditionally stable** characteristic for the method. Without any special treatment, correction, or algorithms, the method can trace any point at equilibrium path correctly.

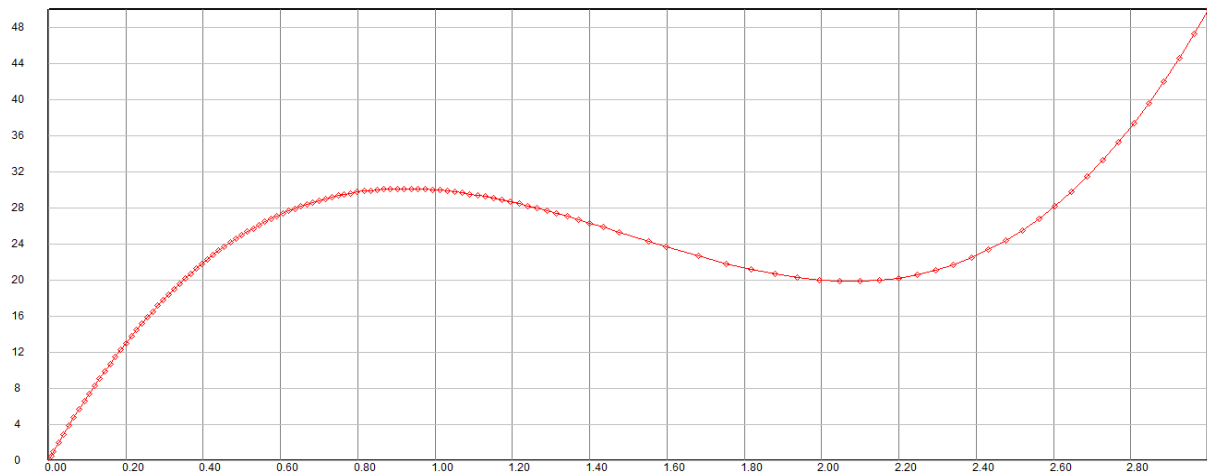


Fig. 13c. Simple truss, Number of load step=100

Using more load steps will give exactly the same result compared to number of load steps = 40. From this comparison, it can be shown that the proposed method is always stable and independent of the selected number of load steps. It can also pass any limit point, snap-through region, and hardening region without any difficulties. As inherent properties of the method, it can vary automatically the size of load step depends on the curvature of the equilibrium path, thus reducing the number of load steps accordingly.

#### Applications of Direct Nonlinear Analysis using nathan- $\alpha$ Method

Because the proposed method is straightforward, unconditionally stable, independent of number of load steps, does not need iteration, and has variable load step, it can be applied to unlimited number of fields: Steel Structures Analysis (Second Order Analysis, Buckling Analysis), Push Over Analysis, Soil-Structure Analysis, Slope Stability, Dome Structures with Snap-through effects, Geotechnical Problems, Tunneling, etc.

Due to its simple calculation procedure, the proposed method can be used to solve nonlinear problems graphically, or manually by hand calculation. It also can be implemented easily to any nonlinear computer programs.

#### Discussions

A new procedure for **Direct Nonlinear Analysis nathan- $\alpha$  Method** has been described above. The proposed procedure uses **new approaches** that have not been used in any nonlinear analysis methods before. Its unique approach to use Mean Value Theorem and using two previously defined equilibrium states instead of one, give it the long desired capability to **solve the nonlinear problem directly** without iterations, with **unconditionally stable condition**. These new approaches, although very simple, are neglected by others, during the intensive researches focusing on how to pass the limit points using only the previous state. The Mean Value Theorem is already available since the development of Calculus, but it has not been thought to be applicable in nonlinear analysis. So, the mathematicians are focusing on how to find the roots of nonlinear equation using Newton-Raphson scheme, while engineers are focusing on how to pass the limit points, which is the weakness of the Newton-Raphson method. When we look back one equilibrium state, and apply the Mean Value Theorem, we came to the new, efficient and direct solution for the nonlinear problem.

The new procedure uses very simple Calculus principle of **Mean Value Theorem** to trace the next equilibrium state based on **two previously defined equilibrium states**. The **parameter  $\alpha$**  can be solved directly using **quadratic interpolation**. From some cases, the initial value of  $\alpha$  will be taken as 1.0 which so far has been proved to be the right choice for this method.

Using this method, it has been shown that **it is possible to solve incremental nonlinear equation directly**, almost without any iteration needed. The proposed method, naturally, by itself, can trace any point at equilibrium path, even the **softening region, limit points, snap-through region**, and



**hardening** region without any difficulties. The method can also give **information about the type of region** at a certain equilibrium path (softening, post-buckling, hardening).

The proposed method is also **unconditionally stable** at limit points and does not need very small load step to get the correct equilibrium state. **The number of load steps** selected affects only the accuracy of the solution, and not the stability of the traced path. Inherently, the proposed method can **vary the size of the load steps** depend on the curvature of the equilibrium path.

In some rarely found cases, the straight line of the equilibrium path, the quadratic interpolation failed to give real roots for the parameter  $\alpha$ . In this case, we can use previous equilibrium state and repeat the same procedure using larger value of  $\alpha = 2.0$  and so on.

### Conclusions

1. Using **Mean Value Theorem** and **two or three previously equilibrium states**, a nonlinear problems can be solved **directly** without iteration using **Direct Nonlinear Analysis nathan- $\alpha$  Method**
2. The proposed method shows **unconditionally stable** properties at any region along the equilibrium path, including **softening, hardening** and **snap-through**.
3. The proposed method can pass **limit points** and **bifurcation points** without any difficulties
4. The initial value of  $\alpha = 1.0$  will give the best estimation to the correct solution
5. The proposed method can **vary dynamically the size of load steps** depends on the curvature of
6. The proposed method is **very effective and efficient** and can give **high accuracy** solution with only 40 load steps
7. The **correction procedure scheme** to use the third and the first previous equilibrium states will avoid the divergent solution
8. Because of **the use of two or three previously equilibrium states**, the proposed method needs to store at least **load and displacement vectors for 2 or 3 previous states**, and also need to store the **unfactored tangent stiffness of the previous state**.

### Recommendations

1. The proposed method can be applied to efficiently solve nonlinear problems in many engineering fields.
2. The method must be implemented with correction scheme for invalid roots cases
3. To get correct result, the proposed method needs accurate tangent stiffness matrix formulation and accurate nodal forces calculation from element internal forces.
4. The method must be used with at least 40 load steps to get good results along the equilibrium path

### Further Studies

1. The proposed method may be extended to Nonlinear Dynamics Problems
2. More accurate algorithms to determine the best initial value of  $\alpha$  can be studied further
3. Although it is already very efficient, the proposed method can be combined with other existing methods, especially to solve special cases where the quadratic interpolation fails to give real roots.

### References

- Newton, Isaac, "De analysi per aequationes numero terminorum infinitas", 1669, published 1736
- Raphson, Joseph, "Analysis Aequationum Universalis", London, 1690
- Wempner, G. A., "Discrete Approximation Related to Nonlinear Theories of Solids," International Journal of Solids and Structures, Vol. 7, 1971, pp. 1581-1599.
- Riks, E., "The Application of Newton's Methods to the Problem of Elastic Stability," Journal of Applied Mechanics, Vol. 39, 1972, pp. 1060-1066.
- Riks, E., "An Incremental Approach to the Solution of Snapping and Buckling Problems," International Journal of Solids and Structures, Vol. 15, 1979, pp. 529-551.
- Ramm, E., "Strategies for Tracing the Nonlinear Response Near Limit Point," Nonlinear Finite Element Analysis in Structural Mechanics, edited by W. Wunderlich, E. Stein, and K.-J. Bathe, Springer-Verlag, Berlin, 1981, pp. 63-89.
- Crisfield, M. A., "A Fast Incremental/Iterative Solution Procedure That Handles Snap-Through," Computers & Structures, Vol. 13, 1981, pp. 55-62.

- Crisfield, M. A., "An Arc Length Method Including Line Searches and Accelerations," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 19, 1983, pp. 1269-1289.
- Powell, G., and Simons, J., "Improved Iteration Strategy for Nonlinear Structures," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 17, 1981, pp. 1455-1467.
- Yang, Y. B., and McGuire, W., "A Work Control Method for Geometrically Nonlinear Analysis," NUMETA 85—1985 International Conference on Numerical Methods in Engineering: Theory and Applications, edited by J. Middleton and G. N. Pande, University College Swansea, Wales, UK, 1985, pp. 913-921.
- Batoz, J-L., and Dhatt, G., "Incremental Displacement Algorithms for Nonlinear Problems," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 14, 1979, pp. 1262-1267
- MEMON Bashir-Ahmed#, SU Xiao-zu (苏泽), "Arc-length technique for nonlinear finite element analysis", *Journal of Zhejiang University SCIENCE*, ISSN 1009-3095, *J Zhejiang Univ SCI* 2004 5(5):618-628, 2004
- NIDA, "Numerical Methods for Nonlinear Analysis", Department of Civil & Environmental Engineering, The Hong Kong Polytechnic University, Hung Hum, Kowloon, Hong Kong, China, 2015
- Kjell Magne Mathisen, "Solution Methods for Nonlinear Finite Element Analysis (NFEA)", Lecture 11, Geilo Winter School, Norwegian University of Science and Technology, 2012
- Hormoz Zareh, "Advanced Finite Element Analysis", Portland State University, ME 565, Spring 2008, Portland, 2008
- Weaver, William Jr, Gere, James, M., "Matrix Analysis of Framed Structures", 2<sup>nd</sup> Edition, D. Van Nostrand Company, New York, 1980
- Purcell, Edwin J., Varberg, Dale, "Calculus with Analytic Geometry", 5<sup>th</sup> Edition, Prentice-Hall, 1987
- Wikipedia, "Mean Value Theorem", 2015.

# GENERAL FORMULATION OF SPACE FRAME ELEMENT STIFFNESS MATRIX WITH PARABOLIC TAPERED SECTION USING FLEXIBILITY MATRIX AND GAUSS QUADRATURE NUMERICAL INTEGRATION

*Nathan Madutujuh*<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Director of Engineering Software Research Centre, ESRC, Bandung, Indonesia  
E-mail: [esrc.nathan@gmail.com](mailto:esrc.nathan@gmail.com), Web : [www.esrcen.com](http://www.esrcen.com)

**Abstract:** To achieve an optimized design of beams and columns, sometimes a tapered, curved element, honeycomb or truss beam will be used in the structural model. In recent development of aseismic steel structure, a reduced flange beam is used to control the location of energy dissipation. This approach will require development of new frame element stiffness matrix that due to its complexity may not have explicit equation available. In this paper, a general approach to derive a new stiffness matrix of 3D frame element with any longitudinal shape, void pattern and shear deformation will be given using Flexibility approach. Stiffness matrix derived from flexibility matrix using Symbolic math and Gauss Quadrature Numerical Integration are also given. Sample problems also given to verify the resulted stiffness matrix. Using this procedure, a new stiffness matrix can be derived for any section with any shape of tapered element.

**Keywords:** *Tapered Section, Honeycomb section, Reduced Flange beam, Frame element stiffness, Explicit stiffness formulation, Gauss Quadrature Numerical Integration.*

## Introduction

A tapered space frame element is a 3D space frame element with non-prismatic section. The section depth or width or both depth and width may varies along its length linearly or parabolically. Flange width can changes in certain shape as in a reduced flange beam, or the frame can have holes at its web, as in cellular beam or castelated beam. For a prismatic frame, the standard stiffness matrix can be defined by explicit equations. Due to its complexities and difficulties to derive the stiffness matrix for tapered section, the standard stiffness matrix usually will be modified from standard stiffness matrix using certain modification factor. This approach is a very simplified one, and can only be applied for certain case of tapered section. In this paper, a general formulation of tapered space frame element will be derived. The formulation can be used to derive the required stiffness matrix straightforwardly, resulted in explicit equation for simpler cases, or must be computed using numerical integration for more complex cases.

## Basics of The Flexibility Method (Force Method)

The Flexibility Method is a generalization of the Maxwell-Mohr method developed in 1864. In this approach, we will release the right node of a fixed end frame element, and apply a unit load in certain direction, and find the displacement in certain direction. The resulted displacement is the flexibility terms that can be used to build the flexibility matrix. The flexibility matrix then can be used to derived the required stiffness matrix using transformation matrix. Although the flexibility method is not suitable for computerized solution, it can be used to derived the flexibility terms easily even for complex sections, because the displacements can be computed using virtual energy approach, using the principle that external work must be equal to internal work. The internal work can be computed using integration of axial, bending, and shear stress and strain along the length of the member.

Member flexibility matrices will now be developed for non-prismatic members that are restrained at left node j and free at right node k. Direction of local member axis  $Y_m$  is chosen so that major bending takes place in the  $X_m$ - $Y_m$  plane.

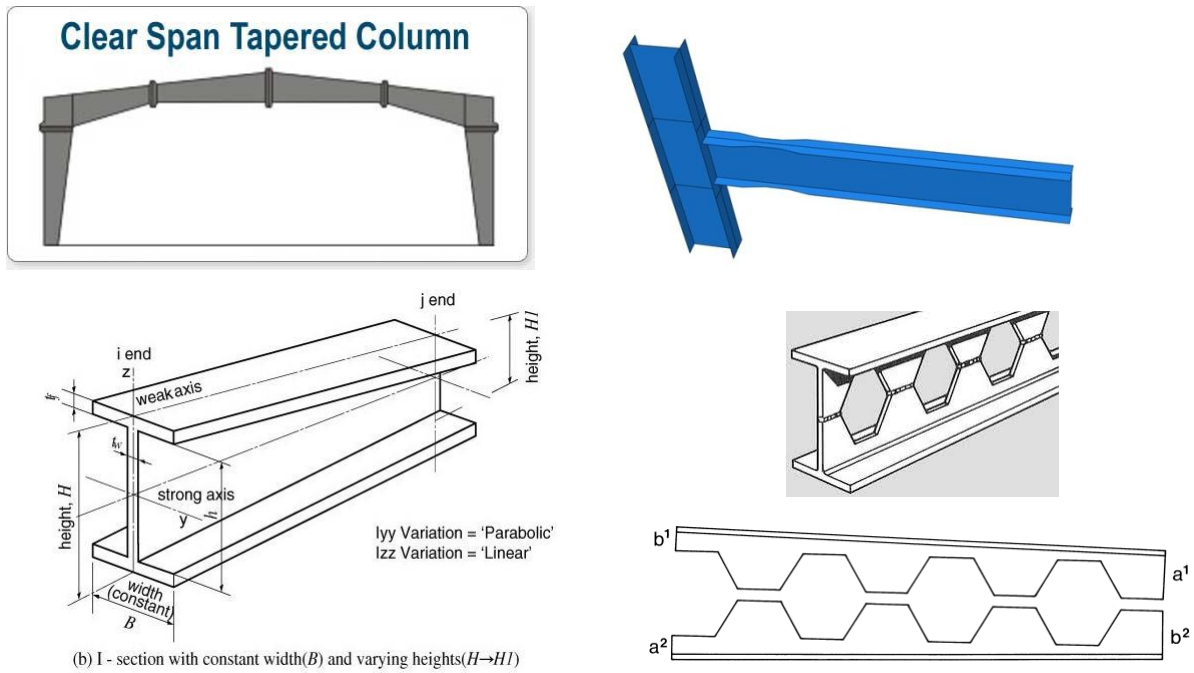


Fig.1 Several Tapered Frame Elements

Six kinds of end -actions are applied at right node k of the member : Unit load  $AM_1, AM_2, AM_3$  (positive in  $X_m, Y_m, Z_m$  directions), Unit torsion  $AM_4$  (positive in  $X_m$  direction), Unit bending moment  $AM_5, AM_6$  (positive in  $Y_m$  and  $Z_m$  directions) shown in figure 2. For a space frame, the flexibility matrix will be a 6x6 matrix relating AM load vector to corresponding displacement  $D_m$ .

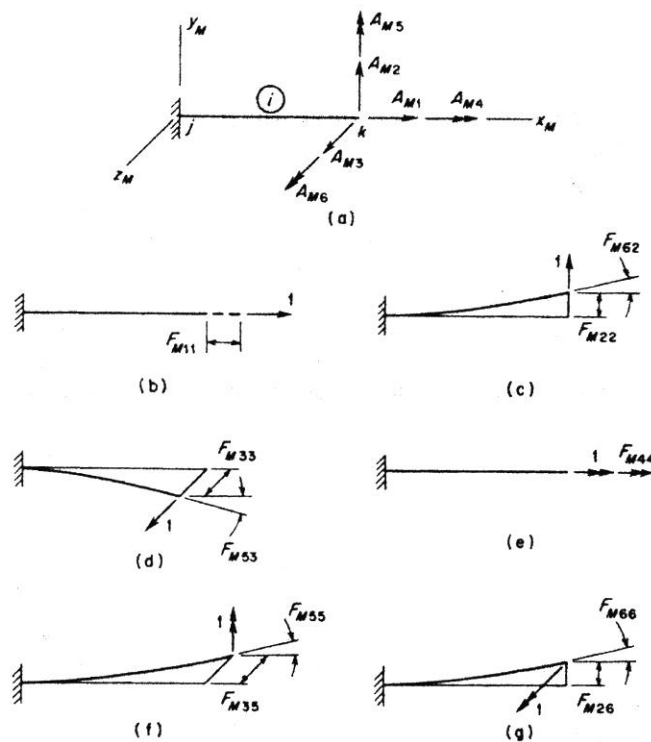


Fig.2. Flexibility terms for space frame element (Weaver, 1980)

For example,  $F_{M11}$  is the axial displacement caused by a unit load in X direction, that can be computed as integration of axial stress and axial strain along the length of the element.

$$F_{M11} = \int_0^L \frac{1}{EA} dx \quad (1)$$

While  $F_{M22}$  is a displacement in 2-2 direction ( $Y_m$  direction) caused by a unit load acting in  $Y_m$  direction that can be computed as integration of bending stress and bending strain along the length of the element. The second term is for the contribution of shear strain.

$$F_{M22} = \int_0^L \frac{(L-X)^2}{EI_z} dx + \int_0^L \frac{fy}{GA} dx \quad (2)$$

Using the same approach, the complete Flexibility terms will be :

1.  $F_{M11} = \int_0^L \frac{1}{EA} dx$
2.  $F_{M22} = \int_0^L \frac{(L-X)^2}{EI_z} dx + \int_0^L \frac{fy}{GA} dx$
3.  $F_{M62} = \int_0^L \frac{(L-X)}{EI_z} dx = F_{M26}$
4.  $F_{M33} = \int_0^L \frac{(L-X)^2}{EI_y} dx + \int_0^L \frac{fz}{GA} dx$
5.  $F_{M53} = \int_0^L \frac{-(L-X)}{EI_y} dx = F_{M35}$  (3)
6.  $F_{M44} = \int_0^L \frac{1}{GJ} dx$
7.  $F_{M55} = \int_0^L \frac{1}{EI_y} dx$
8.  $F_{M66} = \int_0^L \frac{1}{EI_z} dx$

For standard prismatic element, values of  $A$ ,  $I_x$ ,  $I_y$ ,  $I_z$ ,  $f_y$ ,  $f_z$  will be constants along the element, and the above integrals will give the familiar explicit equation of flexibility terms as follows (Weaver, 1980):

$$F_{M_i} = \begin{bmatrix} \frac{L}{EA} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{L^3}{3EI_z} & 0 & 0 & 0 & \frac{L^2}{2EI_z} \\ 0 & 0 & \frac{L^3}{3EI_y} & 0 & \frac{-L^2}{2EI_y} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{L}{GJ} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{-L^2}{2EI_y} & 0 & \frac{L}{EI_y} & 0 \\ 0 & \frac{L^2}{2EI_z} & 0 & 0 & 0 & \frac{L}{EI_z} \end{bmatrix}$$

Fig.3. The Familiar flexibility terms for a prismatic space frame element

For tapered frame elements, values of  $A$ ,  $J$ ,  $I_y$ ,  $I_z$ ,  $f_y$ ,  $f_z$  will vary along the length of the element, so the values will contain terms of  $x$ , resulting in higher polynomial equation. Thus the explicit equation will be much complex and may not be available, in this case, numerical integral will be necessary to compute the terms.

Standard equation for section properties will be used, but the values for section size will be functions in term of  $x$  variable.

### Parabolic tapered frame with $h_1 > h_2$

We will derive an equation for  $h$  in term of  $x$  for a parabolic tapered frame height with  $h_1 > h_2$  as follows:

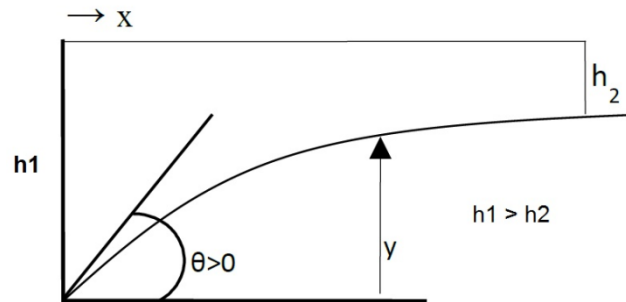


Fig.4. Parabolically Tapered Height

Assuming the boundary condition  $y=0$  at  $x=0$ ,  $\theta > 0$  for  $x=0$ , and  $\theta=0$  for  $x=L$ , we will get the following equation:

$$aL^2 + (-2aL) \cdot L = h_1 - h_2$$

$$aL^2 - 2aL^2 = h_1 - h_2$$

$$-aL^2 = h_1 - h_2$$

$$a = \frac{-(h_1 - h_2)}{L^2}$$

$$b = -2aL = \frac{2(h_1 - h_2)}{L}$$

And the final equation of  $y$  in term of  $x$  is :

$$x = L ; \theta = 0, y = h_1 - h_2$$



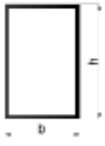

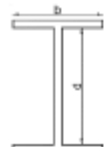




$$y' = 2ax + b$$

$$x = L : y' = 2a \cdot L + b = 0$$

$$b = -2aL$$

$$y = a \cdot L^2 + b \cdot L = h_1 - h_2$$

Table 1. Standard equation for section properties (Weaver, 1980, Roark, 2002)

SECTION	A	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	J	f
	$A = \pi r^2$ $= \frac{\pi}{4} D^2$	$\frac{\pi}{4} r^4$	$\frac{\pi}{4} r^4$	$\frac{\pi}{2} r^4$	$\frac{\pi}{4}$
	$A = 2\pi r t$ $= \frac{\pi}{4} (D_o^2 - D_i^2)$	$\pi r^3 t$	$\pi r^3 t$	$2\pi r^3 t$	$2 \cdot D$
	$b, h$	$\frac{bh^3}{12}$	$\frac{hb^3}{12}$	$J = \beta hb^3$ $R \geq b$ $= \frac{1}{3} - 0.21 \frac{b}{h} (1 - \frac{b^2}{12h^2})$	$\frac{6}{5}$
	$A = 2(bt_f + htw)$ $= B_o H_o - B_i H_i$	$\frac{h^3}{6} (htw + 3bt_f)$	$\frac{h^3}{6} (htw + 3bt_f)$	$2b^2 h^2 \times \frac{tftw}{htw + htf}$	$f_y = \frac{A}{2htw}$ $f_z = \frac{A}{2btf}$
	$A = 2bt + tw \cdot d$	$\frac{b(d + 2t)^3}{12} - \frac{(b - tw)d^3}{12}$	$\frac{b^3 t}{6} + \frac{tw^3 d}{12}$	$\frac{1}{3} (dtw^3 + 2btf^3)$ $\times 1.3$	$f_y = \frac{A}{2htw}$ $f_z = \frac{A}{2btf}$
	$t_f b + tw \cdot d$ $y_c = \frac{bt^2 + tw \cdot d \cdot (2t + d)}{2(tb + twd)}$	$\frac{b}{3} (d + t)^3 - \frac{d^3}{3} (b - tw) - \frac{A(d + t - y_c)^2}{12}$	$\frac{tb^3}{12} + \frac{dtw^3}{12}$	$\frac{1}{3} (b \cdot tf^3 + d \cdot tw^3)$ $\times 1.12$	$f_y = \frac{A}{htw}$ $f_z = \frac{A}{2btf}$
	$2tb + tw \cdot d$ $x_c = \frac{(2btf \frac{b}{2} + dtw \cdot \frac{tw}{2})}{A}$	$\frac{(b(d + 2tf))^3}{12} - \frac{(b - tw)d^3}{12}$	$\frac{(d + 2tf)b^3}{3} - \frac{d^3}{3} (b - tw) - \frac{A(b + tw - x_c)^2}{12}$	$\frac{1}{3} (d' \cdot tw^3 + 2b \cdot tf^3)$	$f_y = \frac{A}{d'tw}$ $f_z = \frac{A}{2b \cdot tf}$
	$t(b + d - t)$ $x_c = \frac{b^2 + dt - t^2}{2(b + d - t)}$ $y_c = \frac{d^2 + bt - t^2}{2(b + d - t)}$	$\frac{1}{3} [(bd^3 - (b - t) \cdot (d - t)^3) - \frac{A(d - y_c)^2}{12}]$	$\frac{1}{3} [(db^3 - (d - t) \cdot (b - t)^3) - \frac{A(b - x_c)^2}{12}]$	$\frac{1}{3} (d' \cdot t^3 + b' \cdot t^3)$	$f_y = \frac{A}{d't}$ $f_z = \frac{A}{b't}$
	$bd - b_i d_i$	$\frac{bd^3 - b_i d_i^3}{12}$	$\frac{db^3 - d_i b_i^3}{12}$	$\frac{1}{3} (2 \cdot d' \cdot tw^3 + 2 \cdot b' \cdot tf^3)$	$f_y = \frac{A}{2d' \cdot tw}$ $f_z = \frac{A}{2b' \cdot tf}$

Substitute b into the equation, we will get a as follows :

$$y = \frac{-(h_1 - h_2)}{L^2} x^2 + 2 \frac{(h_1 - h_2)}{L} x \quad (4)$$

using  $h = h_1 - y$ , we will get:

$$h = h_1 - y$$

$$h = h_1 + \frac{(h_1 - h_2)}{L^2} x^2 - 2 \frac{(h_1 - h_2)}{L} x \quad (5)$$

Using the same procedure for the other case ( $h_1 < h_2$ ), where  $y = h_2 - h_1$  at  $x=0$ ,  $\square > 0$  for  $x=L$ , and  $\square = 0$  for  $x=0$ , we will get the following equation for h:

$$h = h_2 + (h_2 - h_1).x^2 - (h_2 - h_1) \quad (6)$$

So, the integral equations for flexibility terms will be computed using A, J,  $I_y$ ,  $I_z$  computed using h as a function of x as defined above. For certain shape, even shear area factors  $f_y$  and  $f_z$  will also depend on h and furthermore on x value. Different function of h and b can be derived for different cases, and in case of segmented frame, integration can be conducted for each segment with different shape modifier functions.

For h varies linearly:

$$h = h_1 + (x/L)(h_2 - h_1)$$

For frame with linear haunches at both ends with haunch length =  $L_1$  and  $h_1 < h_2$  :

$$(7) \quad \begin{array}{ll} x < L_1 : & h = h_2 - (x/L_1)(h_2 - h_1) \\ x > (L - L_1) : & h = h_2 - ((1-x/L)/L_1)(h_2 - h_1) \\ L_1 \leq x \leq (L - L_1) : & h = h_1 \end{array}$$

For frame with parabolic haunches at both ends with haunch length =  $L_1$  and  $h_1 < h_2$  :

$$(8) \quad \begin{array}{ll} x < L_1 : & h = h_2 - ((h_1 - h_2)/(L_1 * L_1)) * x^2 + 2 * (h_1 - h_2) * x / L_1 \\ x > (L - L_1) : & h = h_1 + (h_2 - h_1) * ((x - (L - L_1)) / L_1)^2 \\ L_1 \leq x \leq (L - L_1) : & h = h_1 \end{array}$$

### Explicit Form of Flexibility Terms

For simple tapered element, it is possible to get a not very complicated explicit formulation for flexibility terms. For example, for rectangular tapered element varies in height, we can use a symbolic math program such as MAXIMA or Mathematica, to evaluate the flexibility integrals symbolically to get the following explicit equation (Tena-Colunga, 1996) :

$$FM_{11} = \left\{ \frac{L \operatorname{ArcTan} \left[ \sqrt{-1 + \frac{h_1}{h_2}} \right]}{b E_m \sqrt{(h_1 - h_2) h_2}} \right\} \quad (9)$$



FM22,b = (bending)

$$\left\{ \frac{3 L^3 \left( h_2 (h_1^2 - 3 h_1 h_2 + 2 h_2^2) + h_1^2 \sqrt{(h_1 - h_2) h_2} \operatorname{ArcTan} \left[ \sqrt{-1 + \frac{h_1}{h_2}} \right] \right)}{2 b E_m h_1^2 (h_1 - h_2)^2 h_2^2} \right\} \quad (10)$$

FM22,s = (shear)

$$\left\{ \frac{6 L \operatorname{ArcTan} \left[ \sqrt{-1 + \frac{h_1}{h_2}} \right]}{5 b G \sqrt{(h_1 - h_2) h_2}} \right\} \quad (11)$$

But for more complicated section, such as Wide Flange section, the resulted explicit equation, if existed, is very complex, lengthy and will require many multiplications:

$$FM11 = \left\{ - \frac{L \operatorname{Log} \left[ \frac{2 b t_f + h_2 t_w - 2 t_f t_w}{2 b t_f + h_1 t_w - 2 t_f t_w} \right]}{E_m h_1 t_w - E_m h_2 t_w} \right\} \quad (12)$$

FM22,b =

$$\left\{ \frac{1}{3 b^2 E_m (h_1 - h_2)^3 (h_1 - t_f) t_f^2 t_w} \right. \\ L^3 \left( 6 b h_1 h_2 t_f t_w - 6 b h_2^2 t_f t_w - 6 b h_1 t_f^2 t_w + 6 b h_2 t_f^2 t_w + \right. \\ (h_1 - t_f) (-h_2 + t_f) t_w (12 b t_f + (h_2 - t_f) t_w) \operatorname{Log}[h_1 - t_f] + \\ (h_1 - t_f) (h_2 - t_f) t_w (12 b t_f + h_2 t_w - t_f t_w) \operatorname{Log}[h_2 - t_f] + \\ 36 b^2 h_1 t_f^2 \operatorname{Log}[6 b t_f + h_1 t_w - t_f t_w] - 36 b^2 t_f^3 \operatorname{Log}[6 b t_f + h_1 t_w - t_f t_w] + \\ 12 b h_1 h_2 t_f t_w \operatorname{Log}[6 b t_f + h_1 t_w - t_f t_w] - 12 b h_1 t_f^2 t_w \operatorname{Log}[6 b t_f + h_1 t_w - t_f t_w] - \\ 12 b h_2 t_f^2 t_w \operatorname{Log}[6 b t_f + h_1 t_w - t_f t_w] + 12 b t_f^3 t_w \operatorname{Log}[6 b t_f + h_1 t_w - t_f t_w] + \\ h_1 h_2^2 t_w^2 \operatorname{Log}[6 b t_f + h_1 t_w - t_f t_w] - 2 h_1 h_2 t_f t_w^2 \operatorname{Log}[6 b t_f + h_1 t_w - t_f t_w] - \\ h_2^2 t_f t_w^2 \operatorname{Log}[6 b t_f + h_1 t_w - t_f t_w] + h_1 t_f^2 t_w^2 \operatorname{Log}[6 b t_f + h_1 t_w - t_f t_w] + \\ 2 h_2 t_f^2 t_w^2 \operatorname{Log}[6 b t_f + h_1 t_w - t_f t_w] - t_f^3 t_w^2 \operatorname{Log}[6 b t_f + h_1 t_w - t_f t_w] - \\ 36 b^2 h_1 t_f^2 \operatorname{Log}[6 b t_f + h_2 t_w - t_f t_w] + 36 b^2 t_f^3 \operatorname{Log}[6 b t_f + h_2 t_w - t_f t_w] - \\ 12 b h_1 h_2 t_f t_w \operatorname{Log}[6 b t_f + h_2 t_w - t_f t_w] + 12 b h_1 t_f^2 t_w \operatorname{Log}[6 b t_f + h_2 t_w - t_f t_w] + \\ 12 b h_2 t_f^2 t_w \operatorname{Log}[6 b t_f + h_2 t_w - t_f t_w] - 12 b t_f^3 t_w \operatorname{Log}[6 b t_f + h_2 t_w - t_f t_w] - \\ h_1 h_2^2 t_w^2 \operatorname{Log}[6 b t_f + h_2 t_w - t_f t_w] + 2 h_1 h_2 t_f t_w^2 \operatorname{Log}[6 b t_f + h_2 t_w - t_f t_w] + \\ h_2^2 t_f t_w^2 \operatorname{Log}[6 b t_f + h_2 t_w - t_f t_w] - h_1 t_f^2 t_w^2 \operatorname{Log}[6 b t_f + h_2 t_w - t_f t_w] - \\ \left. \left. 2 h_2 t_f^2 t_w^2 \operatorname{Log}[6 b t_f + h_2 t_w - t_f t_w] + t_f^3 t_w^2 \operatorname{Log}[6 b t_f + h_2 t_w - t_f t_w] \right) \right\} \quad (13)$$

In this case, a numerical integration will be more effective and easier to calculate. Please notice that for cases with variable form factor, more simpler equations can be approximated using constant form factor of 0.205, which is the average range of b/h ratio from 0.5 to 2.0.

**Numerical Integration solution for Flexibility Terms**

Among various numerical integration methods available, the constant spaced Bode's Integral and variable spaced Gauss Quadrature Integral are the most effective methods recommended. Using Bode's Integral, which is a 5 points Newton-Cotes Methods, about 64 division will be needed, while using Gauss Quadrature, 8 to 10 Gauss points will be needed. Function for Bode's rule is as follows (Pavel, 2011):

$$\frac{2h}{45} (7f_0 + 32f_1 + 12f_2 + 32f_3 + 7f_4) \tag{14}$$

Using Gauss Quadrature, we must change the integration variable from x to normalized variable s, with the following relationship:

$$x = (L/2) (1+s) \tag{15}$$

and  $dx = (L/2) ds \tag{16}$

The integral equation then will be executed as summation of function values evaluated at Gauss points:

$$\int_a^b w(x)f(x) dx = \sum_{i=1}^n c_i f(x_i) \tag{17}$$

Using standard Gauss Quadrature procedure with boundary from -1 to +1, we must transform the function and differential form f(x) to f(s) and from dx to ds using equation (15) and (16).

Values for Gauss points and its weight for n=1 to 10 are given below:

Table 2: High precision Gauss Constants to 25 decimal (Pavel, 2011)

High-precision Abscissae and Weights of Gaussian Quadrature.  
Correctly rounded to 25 decimal digits to the nearest.

n	Abcissae $\xi_i$	Weights $w_i$
2	$\pm 0.5773502691896257645091488$	1.000000000000000000000000
3	0	0.888888888888888888888889
	$\pm 0.7745966692414833770358531$	0.555555555555555555555556
4	$\pm 0.3399810435848562648026658$	0.6521451548625461426269361
	$\pm 0.8611363115940525752239465$	0.3478548451374538573730639
5	0	0.568888888888888888888889
	$\pm 0.5384693101056830910363144$	0.4786286704993664680412915
	$\pm 0.9061798459386639927976269$	0.2369268850561890875142640
6	$\pm 0.2386191860831969086305017$	0.4679139345726910473898703
	$\pm 0.6612093864662645136613996$	0.3607615730481386075698335
	$\pm 0.9324695142031520278123016$	0.1713244923791703450402961
7	0	0.4179591836734693877551020
	$\pm 0.4058451513773971669066064$	0.3818300505051189449503698
	$\pm 0.7415311855993944398638648$	0.2797053914892766679014678
	$\pm 0.9491079123427585245261897$	0.1294849661688696932706114
8	$\pm 0.1834346424956498049394761$	0.3626837833783619829651504
	$\pm 0.5255324099163289858177390$	0.3137066458778872873379622
	$\pm 0.7966664774136267395915539$	0.2223810344533744705443560
	$\pm 0.9602898564975362316835609$	0.1012285362903762591525314
9	0	0.3302393550012597631645251
	$\pm 0.3242534234038089290385380$	0.3123470770400028400686304
	$\pm 0.6133714327005903973087020$	0.2606106964029354623187429
	$\pm 0.8360311073266357942994298$	0.1806481606948574040584720
	$\pm 0.9681602395076260898355762$	0.0812743883615744119718922
10	$\pm 0.1488743389816312108848260$	0.2955242247147528701738930
	$\pm 0.4333953941292471907992659$	0.2692667193099963550912269
	$\pm 0.6794095682990244062343274$	0.2190863625159820439955349
	$\pm 0.8650633666889845107320967$	0.1494513491505805931457763
	$\pm 0.9739065285171717200779640$	0.0666713443086881375935688

**Derivation of Stiffness Matrix from Flexibility Matrix**

The 12x12 Stiffness Matrix of an element can be derived from The 6x6 Flexibility matrix using a simple procedure as follows (Weaver, 1980):

First, we will derive Stiffness sumatrix Smkk as matrix inverse of Fmkk :

$$Smkk = [Fmkk]^{-1} \tag{18}$$

The inverse of Fmkk is given below:

$$Smkk = \begin{pmatrix} \frac{1}{FM11} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{FM66}{-FM26^2+FM22 FM66} & 0 & 0 & 0 & \frac{FM26}{FM26^2-FM22 FM66} \\ 0 & 0 & \frac{FM55}{-FM35^2+FM33 FM55} & 0 & \frac{FM35}{-FM35^2+FM33 FM55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{FM44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{FM35}{-FM35^2+FM33 FM55} & 0 & \frac{FM33}{-FM35^2+FM33 FM55} & 0 \\ 0 & \frac{FM26}{FM26^2-FM22 FM66} & 0 & 0 & 0 & \frac{FM22}{-FM26^2+FM22 FM66} \end{pmatrix} \tag{19}$$

The complete Stiffness Matrix of a space frame element is :

$$SM = \begin{pmatrix} SM^{jj} & SM^{jk} \\ SM^{kj} & SM^{kk} \end{pmatrix} \tag{19}$$

The other three submatrices can be found by the type of axis transformations and static equilibrium, using tranformation matrix Tjk as follows (Weaver, 1980) :

$$Tjk = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -L & 0 & 1 & 0 \\ 0 & L & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \tag{20}$$

$$Smjk = -Tjk Smkk \tag{21}$$

$$\begin{pmatrix} -\frac{1}{FM11} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{FM66}{FM26^2 - FM22 FM66} & 0 & 0 & 0 & \frac{FM26}{-FM26^2 + FM22 FM66} \\ 0 & 0 & \frac{FM55}{FM35^2 - FM33 FM55} & 0 & \frac{FM35}{FM35^2 - FM33 FM55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{FM44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{FM35 - FM55 L}{FM35^2 - FM33 FM55} & 0 & \frac{FM33 - FM35 L}{FM35^2 - FM33 FM55} & 0 \\ 0 & \frac{FM26 - FM66 L}{-FM26^2 + FM22 FM66} & 0 & 0 & 0 & \frac{FM22 - FM26 L}{FM26^2 - FM22 FM66} \end{pmatrix}$$

$$Smkj = Smjk^T = -Smkk Tjk^T \tag{22}$$

and

$$Smjj = -Tjk Smkj = Tjk Smkk Tjk^T \tag{23}$$

In Tena-Colunga's paper (1996), different equations for Smjk and Smjj are given, which can give incorrect stiffness matrix compared to the matrix transformation method used above. Smjk is not necessary to be symmetric, but the final stiffness matrix SM is always symmetric.

$$Smjj : \tag{24}$$

$$\begin{pmatrix} \frac{1}{FM11} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{FM66}{-FM26^2 + FM22 FM66} & 0 & 0 & 0 & \frac{FM26 - FM66 L}{FM26^2 - FM22 FM66} \\ 0 & 0 & \frac{FM55}{-FM35^2 + FM33 FM55} & 0 & \frac{FM35 - FM55 L}{-FM35^2 + FM33 FM55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{FM44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{FM35 - FM55 L}{-FM35^2 + FM33 FM55} & 0 & \frac{FM33 + L (-2 FM35 + FM55 L)}{-FM35^2 + FM33 FM55} & 0 \\ 0 & \frac{FM26 - FM66 L}{FM26^2 - FM22 FM66} & 0 & 0 & 0 & \frac{FM22 + L (-2 FM26 + FM66 L)}{-FM26^2 + FM22 FM66} \end{pmatrix}$$

**Case Study**

A 6m concrete cantilever beam B30/60 with various tapered conditions loaded with distributed load of 1000 kg/m are analyzed using the above formulation and the tip displacement results are shown in the graph and Table 3 below.



The standard Hermitian formulation without shear deformation gives tip deflection of -1.360 cm, while if we use shear deformation, the tip deflection will be -1.373 cm. The third beam is linearly tapered height beam with tip displacement of -0.520cm, and the fourth one is parabolically tapered element with -0.630 cm displacement. The fifth beam is using linearly tapered width that gives -0.773 cm deflection.

All tapered beams have been analyzed using tapered element derived from general formulation given above. Using this approach, we can evaluate various type of tapered shape by changing only certain parameters controlling the tapered shape

**Discussion**

The given procedure above is straightforward and easily to apply to various type of section and tapered pattern. The procedure also provide two alternative methods to compute the required stiffness matrix, the explicit form using symbolic math program, and numerical method using Gauss Integration. The use of 8 points Gauss Integration is recommended to get accurate solution to 16 digits.

Table 3. Tip displacements of various cantilever beams

No.	Description	b1 (cm)	h1 (cm)	b2 (cm)	h2 (cm)	Displacement (cm)
1	Standard Beam, no shear deformation	30	60	30	60	-1.36
2	Standard Beam, with shear deformation	30	60	30	60	-1.37
3	Linearly Tapered Height Beam	30	90	30	60	-0.52
4	Parabolically Tapered Height Beam	30	90	30	60	-0.63
5	Linearly Tapered Width Beam	60	60	30	60	-0.77

From above study case, it is found that a tapered element is very effective in reducing tip displacement with only small increase of weight. The above formulation also allow engineers to use only 1 element to model accurately a complex shape tapered element. This approach is very useful in large steel

building with all beam members having “voute” (haunch beam or tapered beam) at both ends, beams with honeycomb web shape, or beams with reduced flange shape. Without using this approach, each beam will require at least twice number of nodes, that will increase analysis time and storage space.

### Conclusions

1. For a complex tapered shape element, we can use a single element stiffness modeled derived from flexibility matrix using general formulation given above
2. The single element stiffness model will give accurate result compared to segmented model approach without adding extra DOF
3. Explicit form of stiffness matrix for certain shape can be derived from general formulation above using Symbolic Math Program
4. More complex section type and tapered shape may not have explicit form and/or more effective to be solved using Gauss Quadrature Numerical Integration
5. At least 8-points Gauss Quadrature Numerical Integration must be used to get result with 16 digits accuracy

### Recommendations and Further Study

1. Stiffness matrix for single element frame with tapered shape is now available and can be used without additional DOF
2. Use the given stiffness matrix for analyzing beams at both ends, or reduce flange width, or beams with honeycomb width, to get more accurate results efficiently
3. Extend the general formulation above to compute frame element end forces to get the equilibrium of forces
4. Extend the general formulation above for space frame element with linear/nonlinear nodal moment spring

### References

- Weaver, William Jr, Gere, James, M., Matrix Analysis of Framed Structures, 2<sup>nd</sup> Edition, D. Van Nostrand Company, New York, 1980
- Tena-Colunga, Arturo, Stiffness Formulation for Non-prismatic Beam Elements, Journal of Structural Engineering, ASCE, December 1996
- Eisenberger, M., Exact Solution for General Variable Cross-Section Member, Computer and Structures Vol. 41 No. 4, pp. 765-772, 1991
- Eisenberger, M., Stiffness Matrices for Non-Prismatic Members Including Transverse Shear, Computer and Structures Vol. 40 No. 4, pp. 831-835, 1991
- Eisenberger, M., Explicit Stiffness Matrices for Non-Prismatic Members, Computer and Structures Vol. 20, No. 4, pp. 715-720, 1985
- Nampali, Prerana, Sangave, Prakash, Comparative Analysis of Frame with Varying Inertia, International Journal of Engineering Research and Applications, Vo. 5, Issue 1, pp.54-59, January 2015
- Holoborodko, Pavel, Numerical Integration, Applied Mathematics and Beyond, 2011
- Warren C. Young, Richard G. Budynas, Roark's Formulas for Stress and Strain, 7th Edition. McGraw-Hill. New York Chicago San Francisco Lisbon.

## PENGARUH GETARAN GEMPA YANG MENGANDUNG EFEK *PULSE* DAN TANPA *PULSE* PADA STRUKTUR TIDAK SIMETRIS SEBIDANG

Ade Faisal<sup>1,2</sup>, Denny Meisandy Hutauruk<sup>2</sup>, Johannes Tarigan<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara, Medan

Email: [adefaisal@yahoo.com](mailto:adefaisal@yahoo.com)

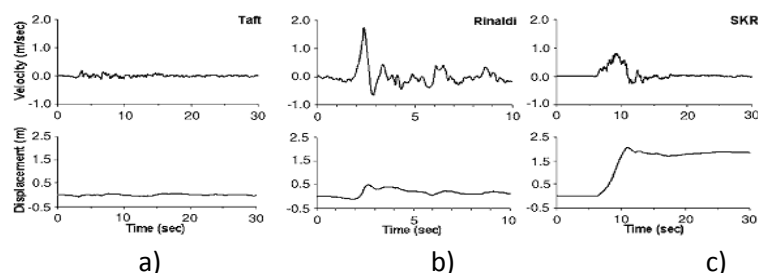
<sup>2</sup>Program Studi Magister Teknik Sipil, Universitas Sumatera Utara, Medan

**Abstrak:** Getaran gempa dekat yang mengandung efek *pulse* dapat menyebabkan bangunan yang tidak direncanakan secara baik akan mengalami kerusakan. Bangunan yang tidak simetris sebidang termasuk yang memiliki resiko rusak bila mengalami getaran gempa dekat. Efek torsi pada lantai adalah salah satu penyebab utama terjadinya kerusakan pada bangunan selama getaran gempa terjadi. Efek torsi ini terjadi akibat tidak simetrisnya distribusi massa dan kekakuan. Elemen penahan lateral harus mampu menahan berbagai jenis karakteristik gempa yang terjadi. Kurva *backbone* material dan gabungan kurva histeresisnya menggambarkan perilaku siklik struktur beton bertulang. Pada penelitian ini akan dilakukan studi parametrik pada model bangunan tidak simetris sebidang satu tingkat dengan elemen struktur dinding sebagai penahan gaya lateral yang memiliki variasi pada eksentrisitas kekakuan dan variasi kapasitas rotasi plastis struktur. Tinjauan dilakukan terhadap simpangan yang terjadi pada arah dinding fleksibel dan pada arah dinding yang kaku. Struktur ini dianalisis secara elastis dan tidak elastis dengan metode analisa riwayat waktu dan diberikan eksitasi gempa dengan karakteristik gempa *pulse* dan tanpa-*pulse*.

**Kata kunci:** Bangunan asimetris, kapasitas rotasi plastis, eksitasi gempa *pulse* dan tanpa *pulse*.

### 1. Pendahuluan

Karakteristik getaran tanah akibat gempa, seperti efek *pulse*, sangat mempengaruhi respon struktur. Efek *pulse* ialah salah satu jenis efek pada getaran yang dimiliki oleh getaran gempa dekat (*near-fault*), yang ditandai dengan adanya efek lonjakan yang bersifat monotonik. Efek lainnya yang dimiliki oleh getaran gempa dekat adalah efek *fling step*, dimana simpangan yang terjadi jauh dari titik nol setelah terjadinya sebuah lonjakan simpangan yang besar. Gambar 1a dan 1b menjelaskan bagaimana karakteristik getaran gempa dengan dan tanpa efek *pulse*, sedangkan Gambar 1c menjelaskan getaran gempa dekat yang mengandung efek *fling step*.

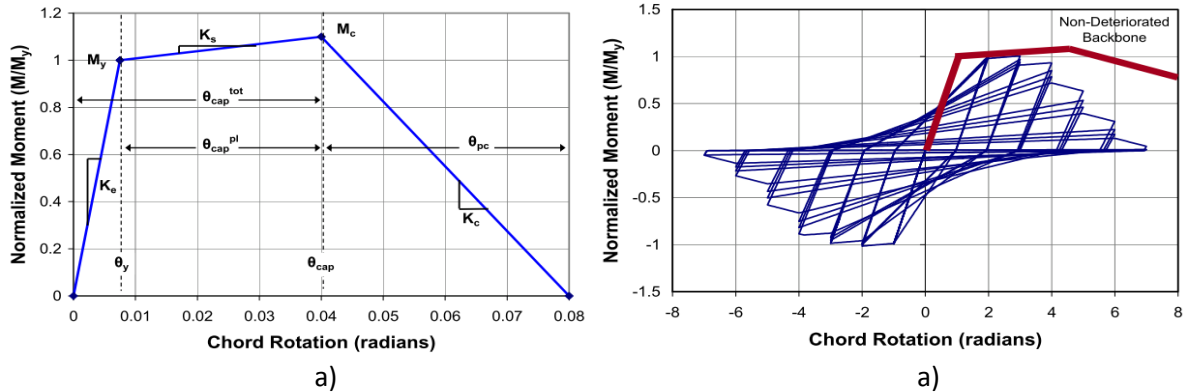


Gambar 1: Tipikal kecepatan dan perpindahan rekaman gempa: a) *far-fault*, b) *near-fault (forward directivity)*, dan c) *near-fault (fling-step)* (Kalkan dan Kunnath, 2006).

Bentuk denah dan konfigurasi bangunan sangat menentukan perilaku bangunan pada saat menerima getaran gempa. Ketidakmerataan kekakuan lateral pada elemen penahan gaya lateral akan menyebabkan rotasi pada lantai. Menurut Roy dan Chackoborty (2013), selama gempa dua arah bergetar dalam struktur dengan eksentrisitas 2 arah, eksentrisitas sepanjang 2 arah utama menghasilkan 2 momen torsi. Penyebab terjadinya torsi, seperti yang dikemukakan Stathopoulos dan Anagnostopoulos (2004), adalah karena berbagai faktor. Namun yang paling sering terjadi adalah

akibat distribusi massa dan kekakuan lateral yang tidak simetris. Oleh sebab itu, elemen penahan gaya lateral harus direncanakan untuk bisa bertahan hingga torsi terjadi.

Kurva *backbone* dan kurva histeresisnya menggambarkan model serbaguna, memodelkan kekakuan negatif respon pasca-puncak untuk mensimulasikan keruntuhan struktur beton bertulang. Menggunakan model histeresis Ibarra dkk. (2005, 2003), Haselton melakukan analisis dan menyederhanakan parameter pembentuk kurva *backbone* (Gambar 2). Salah satu parameter pembentuk kurva *backbone* ialah kapasitas rotasi plastis ( $\theta_{cap}^{pl}$ ). Hasil penelitian Haselton terkait kapasitas rotasi plastis dapat dilihat pada Tabel 1.



Gambar 2: Kurva *backbone*: a) parameter yang mempengaruhi b) gabungan kurva histeresis (Haselton, 2008).

Tabel 1: Efek parameter desain dalam memprediksi nilai  $\theta_{cap}^{pl}$  (Haselton, 2008).

Parameter	$\theta_{cap}^{pl}$ Value	$\theta_{cap}^{pl}$
<i>Baseline</i>	$\rho_{sh} = 0.0075, f'_c = 30 \text{ Mpa}, \nu = 0.10, \alpha_{sl} = 1, S_n = 12.7, \rho = 0.02$	0.055
$\alpha_{sl}$	0	0.035
V	0	0.066
	0.3	0.038
$\rho_{sh}$	0.8	0.015
	0.002	0.033
	0.01	0.062
$f'_c \text{ (Mpa)}$	0.02	0.082
	20	0.058
	40	0.052
	80	0.040
$S_n$	8	0.067
	16	0.048
	20	0.040
P	0.01	0.050
	0.03	0.059

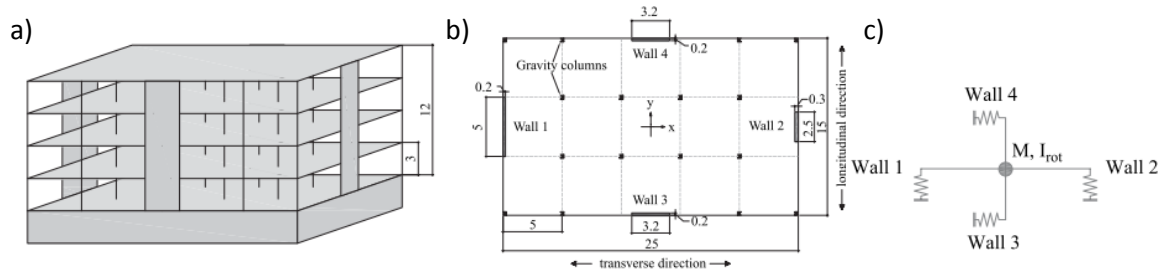
Dapat dilihat parameter yang mempengaruhi nilai  $\theta_{cap}^{pl}$  seperti rasio tulangan longitudinal ( $\rho$ ) rasio tulangan transversal ( $\rho_{sh}$ ), dan lainnya. Hal ini menunjukkan daktilitas mempengaruhi nilai kapasitas rotasi plastis. Nilai kapasitas rotasi plastis sangat berpengaruh dalam respon penahan lateral dalam kondisi inelastis. Namun, tak ada aturan spesifik mengenai pengaruh dan batasan dari respon struktur dalam kondisi tidak elastis. Dalam studi parametrik ini struktur yang dianalisa adalah bangunan tidak simetris sebidang, dimana pusat kekakuan (CR) tak berhimpit dengan pusat massa (CM). Pada pusat massa diberikan eksitasi gempa dengan karakteristik *pulse* dan tanpa *pulse* dalam dua arah. Elemen yang digunakan bervariasi yaitu pada kapasitas rotasi plastis ( $\theta_{cap}^{pl}$ ) penahan lateral. Analisis dilakukan dengan bantuan program Ruaumoko 3D secara 2 dimensi untuk melihat perilaku rotasi lantai melalui deformasi pada penahan gaya lateral dalam kondisi elastis dan tidak elastis.



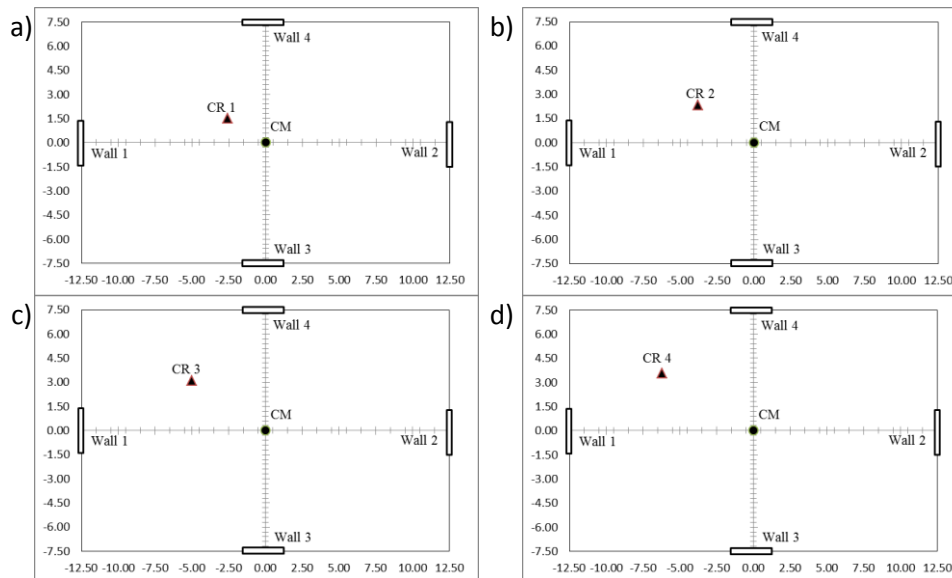
## 2. Metodologi

### 2.1 Pemodelan Struktur

Struktur menggunakan model Beyer (2007) berupa struktur beton bertulang 4 lantai (Gambar 3a), dengan 4 *shear wall* di setiap sisi (Gambar 3b) dan perilaku *shear wall* dimodelkan sebagai pegas (Gambar 3c). Struktur lantai direncanakan sebagai diafragma kaku. Modifikasi kekakuan *shear wall* dilakukan untuk menciptakan eksentrisitas dalam 2 arah, dimana variasi CR seperti pada Gambar 4.



Gambar 3: Model struktur: a) struktur beton bertulang 4 lantai, elevasi b) bidang lantai c) perilaku dinding sebagai pegas (Beyer 2007).



Gambar 4: Eksentrisitas kekakuan (CR) a) e1 (10%), b) e2 (15%), c) e3 (20%), d) e4 (25%).

### 2.1 Kapasitas Rotasi Plastis ( $\theta_{cap}^{pl}$ )

Untuk melihat pengaruh kapasitas rotasi plastis ( $\theta_{cap}^{pl}$ ) yang digunakan berdasarkan rasio dari hasil penelitian Haselton, yaitu 1/3, 2/3 dan 3/3 dari nilai maksimum. Maka nilai kapasitas rotasi yang digunakan ialah 0.027; 0.054; dan 0.082.

### 2.2 Data Rekaman Gempa

Sumber rekaman gempa yang digunakan diambil dari *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Next Generation Attenuation (NGA)*. Rekaman gempa dengan karakteristik *pulse* terdiri dari 10 rekaman (Tabel 2) dan rekaman gempa tanpa-*pulse* juga terdiri dari 10 rekaman (Tabel 3).

Studi parametrik ini menggunakan koefisien modifikasi Respons (R) dengan nilai 6 dengan lokasi kegempaan di Aceh pada tanah sedang dengan eksitasi gempa dua arah. Getaran gempa di atas diskalakan menggunakan program Ruaumoko hingga didapat simpangan dengan kondisi elastis (80 model) dan kondisi tidak elastis (240 model) dengan metode riwayat waktu (*time history*).

### 3. Hasil dan Diskusi

Hasil studi ini berupa simpangan rata-rata dari hasil eksitasi gempa *pulse* dan tanpa-*pulse* yang terjadi pada 4 titik, yaitu simpangan *wall 1*, *wall 2*, *wall 3* dan *wall 4* pada arah-x (*transversal*) dan arah-y (*longitudinal*). Simpangan pada arah-x didominasi oleh *wall 3* sebagai sisi fleksibel (*flexible wall*) dan *wall 4* sebagai sisi kaku (*stiff wall*). Untuk arah-y, simpangan didominasi oleh *wall 2* sebagai sisi fleksibel (*flexible wall*) dan *wall 2* sebagai sisi kaku (*stiff wall*).

Tabel 2: Data rekaman gempa *pulse*.

No	Tp-Pulse	Earthquake Name	Year	Mag.	Mechanism	Rjb (km)	Rrup (km)	Vs30 (m/sec)
	Period [sec]							
1	1.092	Kobe, Japan	1995	6.9	strike slip	0.94	0.96	269.14
2	1.372	Northridge-01	1994	6.69	Reverse	3.16	5.92	269.14
3	2.828	Kobe, Japan	1995	6.9	strike slip	3.31	3.31	370.52
4	3.528	Northridge-01	1994	6.69	Reverse	0	5.19	370.52
5	5.341	Chi-Chi, Taiwan	1999	7.62	Reverse Oblique	9.62	9.62	427.73
6	7.791	Kocaeli, Turkey	1999	7.51	strike slip	10.56	13.49	353.63
7	6.265	Imperial Valley-06	1979	6.53	strike slip	5.09	5.09	202.26
8	6.265	Imperial Valley-	1985	5.12	strike slip	6.01	6.01	282.5
9	9.128	Landers	1992	7.28	strike slip	34.86	34.86	370.08
10	6.188	Tabas, Iran	1978	7.35	Reverse	1.79	2.05	766.77

Tabel 3: Data rekaman gempa tanpa-*pulse*.

No	Tp-Pulse	Earthquake Name	Year	Mag.	Mechanism	Rjb (km)	Rrup (km)	Vs30 (m/sec)
	Period [sec]							
1	-	"Kobe Japan"	1995	6.9	strike slip	11.34	11.34	256
2	-	"Northridge-02"	1994	6.05	Reverse	7.36	8.29	269.14
3	-	"Kobe Japan"	1995	6.9	strike slip	49.91	49.91	609
4	-	"Northridge-06"	1994	5.28	Reverse	6.79	14.87	370.52
5	-	"Chi-Chi Taiwan"	1999	7.62	Reverse Oblique	24.96	24.96	235.13
6	-	"Kocaeli Turkey"	1999	7.51	strike slip	207.81	207.81	225.6
7	-	"Imperial Valley-06"	1979	6.53	strike slip	19.76	21.68	237.33
8	-	Kern	1952	7.36	Reverse	114.62	117.80	316.46
9	-	Trinidad	1980	7.2	strike slip	76.06	76.26	311.75
10	-	Tabas, Iran	1978	7.35	Reverse	119.77	120.8	377.56

#### 3.1 Periode Fundamental Bangunan

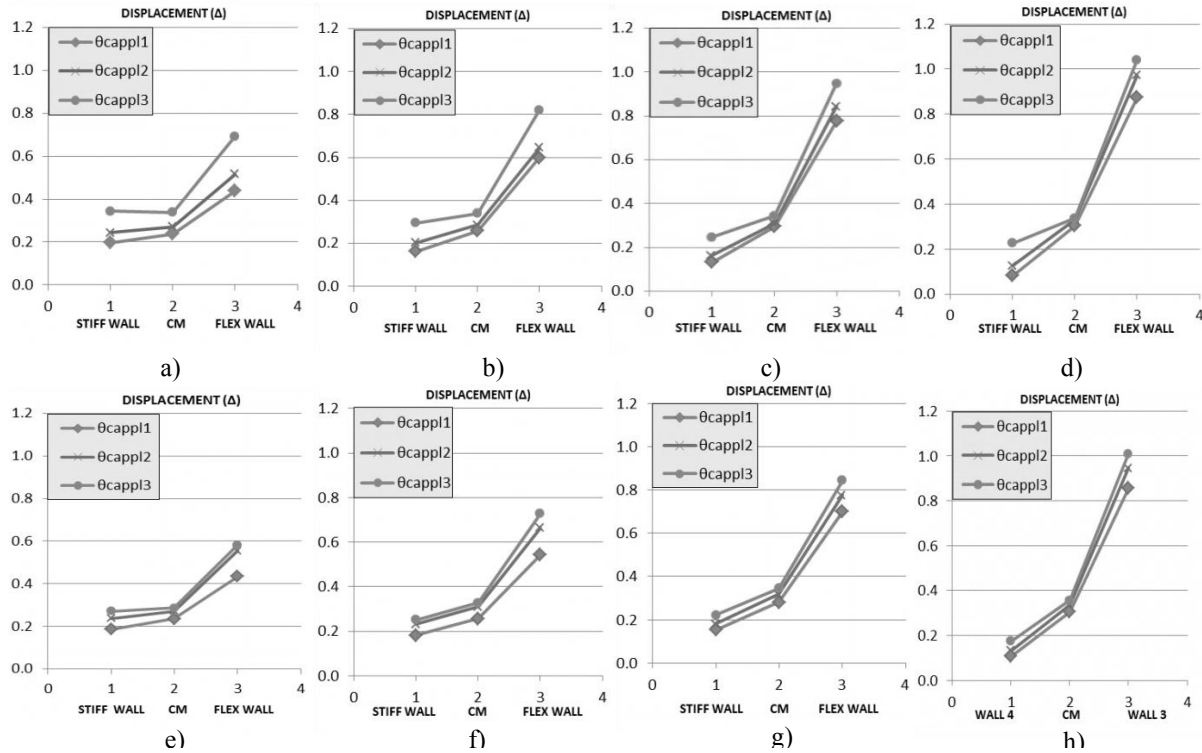
Empat model eksentrisitas yang dianalisis memiliki perioda fundamental yang beragam seperti yang terlihat pada Tabel 4. Mode pertama (T1) murni mengalami translasi pada arah sumbu-x dan mode kedua (T2) merupakan gabungan translasi pada sumbu-y dan rotasi. Pada mode ketiga (T3) struktur mengalami rotasi dengan sedikit translasi pada sumbu-y.

Tabel 4: Periode fundamental bangunan.

No	Model struktur	Eksentrisitas		Periode fundamental		
		$\epsilon_r$ (%)	$T_1$ (s)	$T_2$ (s)	$T_3$ (s)	
1	<i>Beyer</i>	24	0.97	0.88	0.48	
2	eks-1	10	1.22	0.52	0.32	
3	eks-2	15	0.84	0.59	0.31	
4	eks-3	20	1.60	0.57	0.30	
5	eks-4	25	1.98	0.61	0.28	

### 3.2 Deformasi Struktur Akibat Gempa Pulse

Kapasitas rotasi plastis menyebabkan peningkatan simpangan pada sisi fleksibel, namun penurunan simpangan pada sisi kaku disetiap eksentrisitas. Perbedaan besar simpangan antara kedua sisi menyebabkan torsi pada lantai semakin besar. Jika dibandingkan dengan arah-x (Gambar 5a, b, c, d) simpangan yang terjadi pada arah-y (Gambar 5e, f, g, h) lebih besar.



Gambar 5: Simpangan pada sisi kaku dan sisi fleksibel akibat gempa pulse dan pengaruh variasi kapasitas rotasi plastis a) e1 arah-y, b) e2 arah-y, c) e3 arah-y, d) e4 arah-y, e) e1 arah-x, f) e2 arah-x, g) e3 arah-x, h) e4 arah-y.

### 3.3 Deformasi Struktur Akibat Gempa Tanpa-Pulse

Pengaruh kapasitas rotasi plastis akibat eksitasi gempa tanpa-pulse secara umum sama, dimana semakin besar nilai kapasitas rotasi plastis menyebabkan semakin besarnya simpangan pada sisi fleksibel dan semakin kecilnya simpangan pada sisi kaku. Secara umum, simpangan yang dihasilkan oleh gempa tanpa-pulse lebih kecil dibandingkan gempa pulse. Meski begitu, pengaruh kapasitas rotasi tetap mempengaruhi torsi pada lantai. Simpangan yang terjadi pada arah y (Gambar 6a, b, c, d) lebih besar dibandingkan simpangan pada arah x (Gambar 6e, f, g, h).

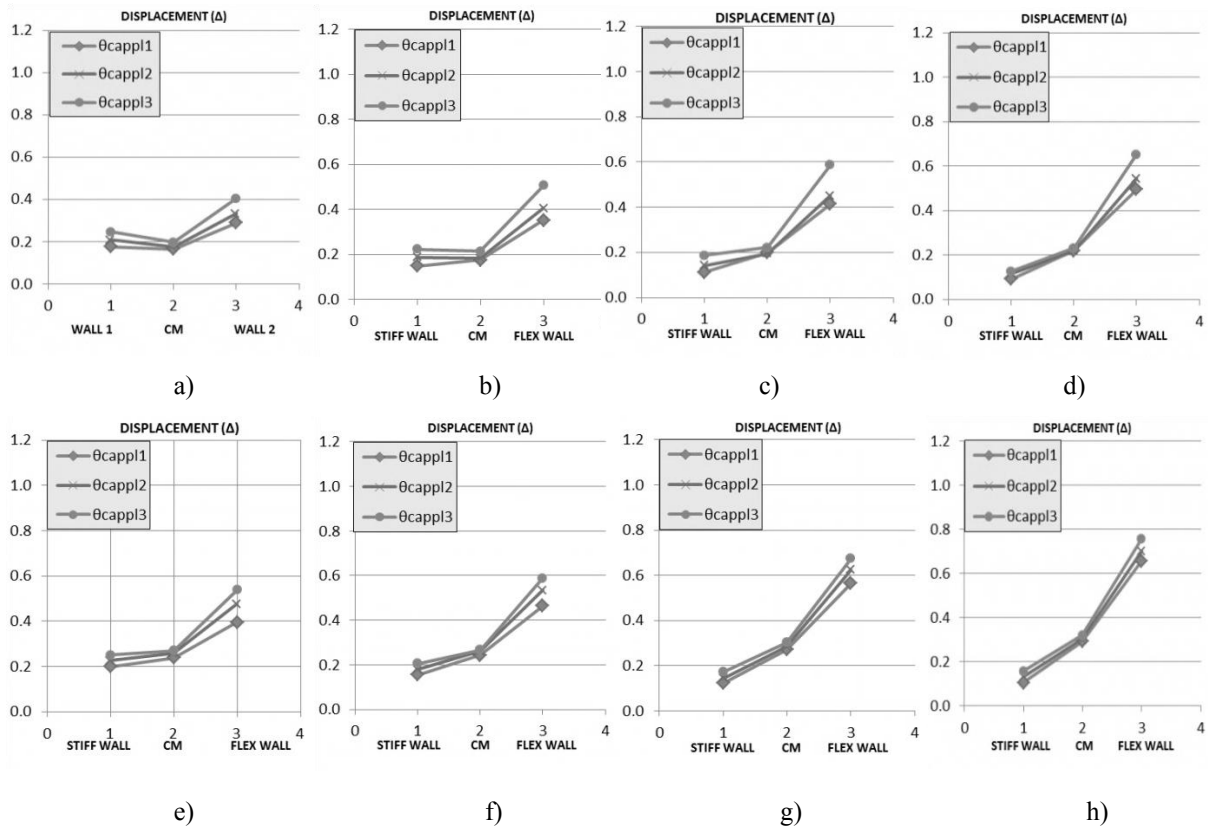
### 3.4 Simpangan Kondisi Elastis dan Inelastis Akibat Kapasitas Rotasi Plastis ( $\theta_{cap}^{pl}$ )

Pengaruh simpangan pada kondisi inelastis berbeda dengan kondisi elastis. Hal ini disebabkan, pada saat pembebanan terjadi, kondisi elastis masih mampu kembali ke bentuk semula. Simpangan inelastis dapat mengalami kenaikan dari 10%-50% dari simpangan kondisi elastis untuk getaran gempa yang sama.

Pada simpangan kondisi inelastis besar simpangan pada sisi kaku berbeda dengan sisi fleksibel. Simpangan pada sisi fleksibel bertambah seiring dengan bertambahnya nilai eksentrisitas. Namun, pada sisi kaku, simpangan terus berkurang pada eksentrisitas yang semakin besar. Perbedaan simpangan di kedua sisi ini menyebabkan terjadinya rotasi pada lantai. Hal ini terkait dengan daktilitas yang menjadi penentu nilai kapasitas rotasi plastis itu sendiri. Oleh sebab itu, struktur dengan kapasitas rotasi plastis yang besar harus mampu menahan efek rotasi selama terjadinya gempa. Besarnya simpangan pada kondisi inelastis membuktikan perlunya penelitian lebih lanjut, mengingat tidak adanya peraturan spesifik mengenai desain struktur dalam kondisi inelastis.

### 3.5 Pengaruh Getaran Gempa Pulse dan Tanpa-Pulse

Getaran gempa *pulse* memberikan efek berupa simpangan yang lebih besar secara umum dibandingkan dengan getaran gempa tanpa *pulse*. Untuk kapasitas rotasi plastis yang sama dan pada eksentrisitas yang sama, simpangan pada sisi kaku dari pusat massa bisa mencapai 33% dan 209% pada sisi fleksibel dari pusat massa. Dengan kondisi yang sama, struktur yang diberikan eksitasi gempa tanpa *pulse*, simpangan pada sisi kaku mencapai 45% dari pusat massa, dan pada sisi fleksibel hanya mencapai 182% dari pusat massa.



Gambar 6: Simpangan pada sisi kaku dan sisi fleksibel akibat gempa tanpa-pulse dan pengaruh variasi kapasitas rotasi plastis: a) e1 arah-y, b) e2 arah-y, c) e3 arah-y, d) e4 arah-y, e) e1 arah-x, f) e2 arah-x, g) e3 arah-x, h) e4 arah-y.

### Kesimpulan

Dari hasil studi parametrik terhadap struktur tidak simetris sebidang dengan variasi eksentrisitas pusat kekakuan-pusat massa (CR-CM) dan variasi kapasitas rotasi plastis akibat dua karakteristik gempa (*pulse* dan tanpa *pulse*) dalam dua arah, maka didapat kesimpulan sebagai berikut:

1. Kapasitas rotasi plastis mempengaruhi besarnya simpangan. Adanya efek terbalik antara perubahan simpangan pada sisi kaku dengan sisi fleksibel. Semakin besar eksentrisitas, maka simpangan pada sisi kaku semakin kecil. Sebaliknya, simpangan pada sisi fleksibel semakin meningkat.
2. Simpangan di sisi fleksibel selalu lebih besar dibandingkan simpangan pada sisi kaku.
3. Perbedaan rasio simpangan kapasitas rotasi plastis maksimum terhadap simpangan akibat kapasitas rotasi plastis minimum mencapai 64% di sisi kaku dan 19% pada sisi fleksibel.
4. Simpangan normalisasi yang dihasilkan gempa pulse lebih besar dibandingkan simpangan normalisasi akibat gempa tanpa *pulse*. Sehingga, eksitasi gempa akibat gempa *pulse* lebih cepat membuat struktur menjadi kondisi plastis.

#### 4. Kepustakaan

- Anagnostopoulos, S. A. dkk. (2010). An Answer to an Important Controversy and The Need for Caution When Using Simple Models to Predict Inelastic Earthquake Response of Buildings With Torsion. *Earthquake Engineering Structure Dyn* 39: 521-540.
- Anonim. (2005). *International Code Council, Inc.* Illinois: Building Officials and Code Administrators International, Inc.
- Anonim. (2012). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Beyer, K., & Bommer, J. J. (2007). Selection and Scaling of Real Accelerograms for Bi-Directional Loading: A Review of Current Practice and Code Provisions. *Journal of Earthquake Engineering*, 11, 13-45.
- Carr, A.J. (2008). RUAUMOKO-Inelastic Dynamic Analysis Program. Departement of Civil Engineering, University of Canterbury, Chirstchurc, New Zealand.
- Chopra, A.K. (2002). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, 2<sup>nd</sup> ed., Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J., 844pp.
- De Stefano, M., & Pintucchi, B. (2008). A Review Of Research On Seismic Behaviour Of Irregular Building Structures Since 2002. *Bull Earthquake Eng* 6, 285-308.
- FEMA 451B. (2007). NEHRP Recomenen Provision for New Building and Other Structure: Training and Instructional Materials.
- Gavin, H. P., (2014). *Vibration of Single Degree of Freedom Systems*. CEE Structural Dynamics. Department of Civil Engineering. Duke University.
- Haselton, C. B., Liel, A. B., Lange, S. T., & Deierlein, G. G. (2008). *Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings*. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Katsanos, E. I., Sextos, A. G., & Manolis, G. D. (2010). Selection of earthquake ground motion records: A state-of-the-art review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 30, 157-169.
- Kunnath SK, Erduran E, Chai YH, Yashinsky M. Effect of near fault vertical ground motions on seismic response of highway overcrossings. *J Bridge Engineering ASCE* 2008; 13(3):282-90.
- Lucchini, A. dkk. (2009). Seismic Behavior of Single-Story Asymmetric-Plan Buildings Under Uniaxial Excitation. *Earthquake Engineering Structure Dyn* 38, 1053-1070.
- Marusic, D., Fajfar, P. (2005). On The Inelastic Seismic Response of Asymmetric Buildings Under Bi-axial Excitation. *Earthquake Engineering Structure Dyn* 34, 943-963.
- Paulay, T. (1998). Torsional Mechanisms in Ductile Building Systems. *Earthquake Engineering Structue Dyn* 27, 1101-1121.
- Pawirodikromo, W. (2012). *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Pustaka Pelajar.
- Pacific Earthquake Engineering Research (2008). PEER NGA Database, available at <http://peer.berkeley.edu/nga/>.
- Roy, R., Chackroborty, S. (2013). Seismic Demand of Plan-Asymmetric Structures: A Revisit. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 12, 99-117.
- Sommer, A., Bachmann, H. (2005). Seismic Behavior of Asymmetric RC Wall Buildings: Principles and New Deformation-Based Design Method. *Earthquake Engineering Structure Dyn* 34, 101-124.
- Somerville, P. (2003). Magnitude Scaling of The Forward Rupture Directivity Pulse in Near-Fault Ground Motions. URS Group Inc. Award Number: 01HQGR0048.
- Stathopoulos, K. G., Anagnostopoulos, S. A. (2004). Earthquake Induced Inekastic Torsion In Asymmetric Multistory Buildings. *World Conference on Earthquake Engineering* 13, 558.
- Stathopoulos, K. G., Anagnostopoulos, S. A. (2005). Inelastic Torsion of Multistorey Buildings Under Earthquake Excitations. *Earthquake Engineering Structure Dyn* 34: 1449-1465

## KAJIAN PARAMETER ENERGI DISIPASI PADA KETEBALAN PELAT PADA STRUKTUR DINDING GESER PELAT BAJA

*Tondi Amirsyah Putera<sup>1</sup>*

<sup>1</sup>*Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara, Medan  
Email: [tondint@yahoo.com](mailto:tondint@yahoo.com)*

**Abstrak:** Penulisan ini merupakan kajian terhadap struktur dinding geser pelat baja yang berbentuk pelat dinding penuh (solid panel). Analisis numerik dilakukan dengan bantuan perangkat lunak ANSYS terhadap parameter variasi tebal pelat dinding ( $t_w$ ). Analisis dilakukan dengan memberikan beban siklik terhadap model untuk mempelajari kapasitas beban persiklus dan disipasi energi. Hasil analisis numerik yang dilakukan mendekati hasil eksperimen Vian dan Bruneau (2004). Hasil menunjukkan parameter yang mempengaruhi kecenderungan peningkatan disipasi energi pada variasi ketebalan pelat dinding dengan ketebalan 5 mm, sedangkan untuk pelat dinding dengan ketebalan kurang dari 5 mm tidak menunjukkan disipasi energy yang cukup signifikan.

**Kata kunci:** *Dinding geser pelat Baja, Reduced Beam Section, Beban Siklik, Disipasi Energi*

### 1. Pendahuluan

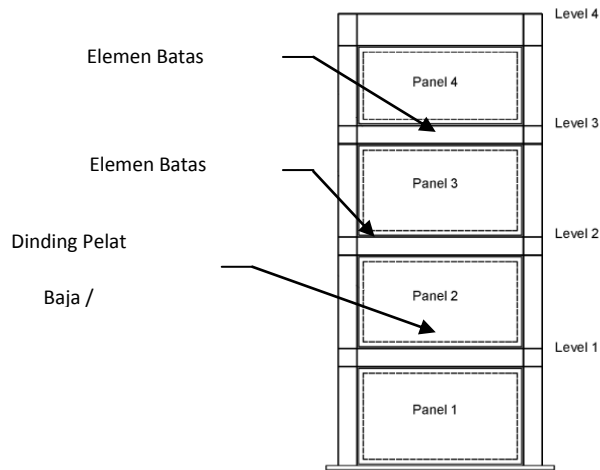
Semenjak tahun 1970-an, Amerika dan Jepang telah meneliti dan melaksanakan sistem portal dengan dinding geser atau lebih dikenal dengan istilah SPSW (*Special Plate Shear Walls*) untuk berbagai bangunan-bangunan penting, dimana penggunaan SPSW ini menghasilkan kinerja yang baik dalam menahan gempa-gempa yang relatif besar. Pada awalnya SPSW menggunakan pengaku pada elemen *web* / pelat baja yang digunakan sebagai dinding, jika di Amerika digunakan pengaku horizontal dan vertikal maka di Jepang hampir keseluruhan dinding dikekang. Hal ini bermaksud untuk menghasilkan penambahan dalam kuat leleh geser dinding, namun penambahan pengekang ini akan menambah biaya serta efisiensi waktu pelaksanaan yang kurang efektif. Dalam beberapa tahun belakangan telah banyak dilakukan penelitian, yang mana diindikasikan bahwasanya dinding pelat baja tanpa dikekang menghasilkan kinerja yang daktil, hal ini merupakan kinerja yang diharapkan.

Dari beberapa penelitian dan pelaksanaan SPSW yang telah dilakukan, ada beberapa keuntungan dalam menggunakan SPSW<sup>(3)</sup> antara lain :

1. Ketebalan dinding yang menggunakan SPSW relatif lebih tipis bila dibandingkan dengan dinding yang menggunakan beton bertulang.
2. Berat bangunan dapat dikurangi sebesar 18 % bila dibandingkan menggunakan dinding beton bertulang.
3. Pengerjaan konstruksi lebih cepat bila dibandingkan dengan menggunakan sistem struktur baja tahan gempa yang menggunakan CBF (*Concentric Braced Frame*).
4. Dapat meningkatkan Daktilitas struktur hingga mencapai 4 % tanpa mengalami kerusakan.

Adapun fungsi utama dari dinding geser adalah menahan geser horizontal dan overtuning momen yang disebabkan oleh beban lateral. Pada umumnya SPSW sendiri terdiri dari dinding pelat baja, kolom sebagai elemen batas vertikal dan balok sebagai elemen batas horizontal. Hal ini dapat dilihat pada Gambar 1.

Dari penelitian-penelitian yang telah dilakukan, diantaranya adalah oleh Vian, Berman, Bruneau, Abolhasan Astanceh dan lain sebagainya, mereka telah melakukan suatu eksperimental dan analisis metode elemen hingga terhadap SPSW. Tujuan dari eksperimental dan analisis tersebut adalah untuk mempelajari perilaku dan kinerja struktur portal rangka dinding geser pelat baja terhadap parameter-parameter struktur, seperti terhadap konfigurasi elemen dinding dan elemen member batasnya.

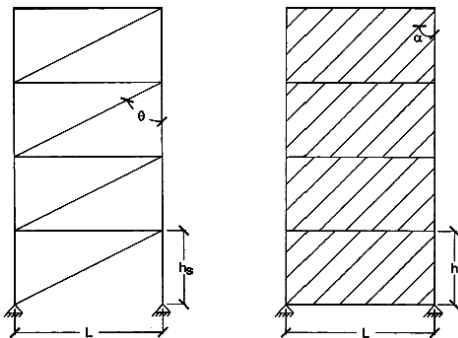


Gambar 1: Skema dari dinding geser dengan pelat baja (AISC, 2005).

Berdasarkan dari beberapa penelitian yang telah dilakukan khususnya terhadap penelitian dan hasil yang diperoleh Vian dan Bruneau<sup>(5)</sup> (2004) akan dijadikan masukkan dalam studi parameter ini. Diharapkan akan diperoleh parameter-parameter tambahan serta mengkaji kembali besar pengaruh dinding pelat baja terhadap besarnya daktilitas perpindahan struktur dan kurva histeritik yang terbentuk agar dapat menggambarkan bentuk disipasi energi struktur portal rangka yang menggunakan dinding pelat baja sebagai struktur penahan gempa.

## 2. Konsep Perencanaan Dinding Pelat Baja

Pada awalnya tidak ada ketentuan dalam mendesain sistem Portal Dengan Dinding Geser Pelat Baja, tapi dari beberapa penelitian ada satu model yang direkomendasikan untuk mempresentasikan sistem portal dengan dinding geser pelat baja yang dikenalkan dan dikembangkan oleh Thorburn (1983) dan diberi nama strip model. Hal ini dapat dilihat pada gambar 2 di bawah ini:



a. Model Brasing

b. Strip Model

Gambar 2: Model pendekatan dinding geser pelat baja (Berman dan Bruneau, 2004).

Strip model dapat digunakan untuk memodelkan perilaku dinding geser pelat baja dan leleh tarik (*tensile yielding*) web/dinding baja pada sudut,  $\alpha$ . Kemiringan sudut tunggal diambil sebagai rata-rata untuk keseluruhan panel dapat digunakan untuk menganalisis keseluruhan dinding. Jumlah dari strip perpanel diambil lebih besar sama dengan 10, metode analisis ini telah memperlihatkan korelasi dengan test data *physical*. Untuk itu tebal pelat yang digunakan sebagai *preliminary design* (ASCI-2005) dapat dilihat seperti pada persamaan II.1 dibawah ini :

$$t_w = \frac{2 A \Omega_s \sin \theta}{L \sin 2\alpha} \quad (1)$$

Adapun besar kemiringan sudut tegangan tarik (*tensile stress*) yang diukur dari bidang vertikalnya adalah :

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left( \frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)}} \quad (2)$$

### 3. Pemodelan Numerik

#### 3.1. Dasar Pemodelan

Sebagai dasar penelitian ini akan digunakan model pelat dinding geser pelat baja seperti pada gambar 4 dibawah ini. Model ini merupakan hasil eksperimen dari Vian dan Bruneau, seperti yang telah dipaparkan pada latar belakang. Bentuk portal yang digunakan adalah suatu sistem portal dengan *single story one bay*.



Gambar 3: Pendefinisian model struktur dinding geser pelat baja (SPSW).

Kondisi dinding pelat baja dimodelkan bersambung dengan balok / elemen batas horizontal dan kolom / elemen batas vertikal, adapun lebar dan tinggi pelat baja ini adalah 3530 mm x 1534 mm.

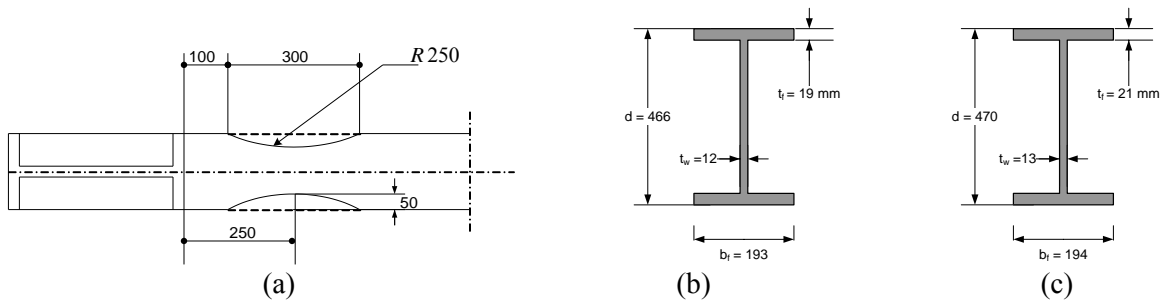
#### 3.2. Profil dari Elemen Batas

Model elemen batas ini dibagi menjadi 2 bagian yaitu elemen batas horizontal (HBE) atau balok dan elemen batas vertikal (VBE) atau kolom. Dalam kasus ini Vian dan Bruneau (2004), memodelkan elemen batas pada benda uji SPSW ini menggunakan sambungan balok tercoak / *Reduced Beam section (RBS)*. Data untuk memodelkan RBS ini tidak begitu lengkap, sehingga dalam hal ini perlu suatu modifikasi analisis untuk mengaplikasikan dalam pemodelan. Berdasarkan peraturan FEMA 350, maka dimensi RBS yang diperoleh adalah seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.

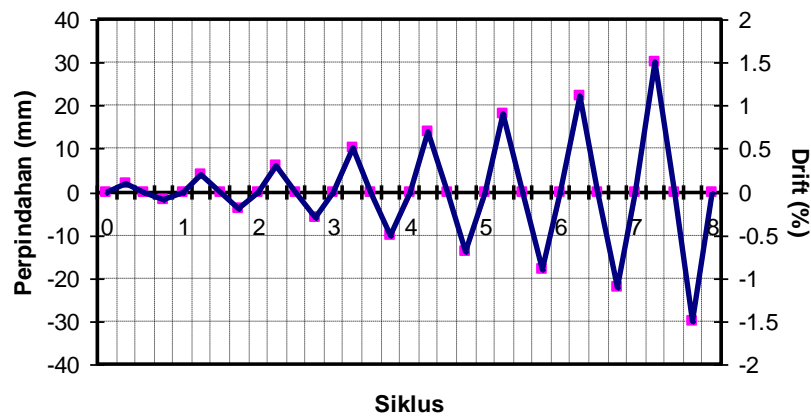
#### 3.3. Pembebanan / Loading

Untuk penulisan ini pembebanan yang diberikan berupa beban statik monotonik dan siklik dengan memberikan beban horizontal pada beberapa nodal ditengah bentang balok bagian atas. Hal ini dilakukan untuk mendekati kondisi pembebanan sebenarnya saat diuji oleh Vian dan Bruneau dimana pada uji tersebut diasumsikan portal merupakan bagian struktur paling atas dan diasumsikan massa struktur berada pada bagian tengah balok atas. Dalam perhitungan daktilitas dan disipasi energi, beban yang diberikan berupa kontrol perpindahan. Bentuk riwayat pembebanan untuk analisis numerik disederhanakan menjadi satu kali siklik setiap step pembebanan, gambar riwayat pembebanan ini dapat dilihat pada Gambar 5.





Gambar 4: Profil elemen batas (a) detailing dimensi RBS (b) profil I balok (W18x65) (c) profil I kolom (W18x70).



Gambar 5: Riwayat pembebanan.

Pembebanan siklik, beban diberikan secara bolak-balik untuk daerah tarik dan tekan. Beban siklik diberikan untuk mengetahui besarnya penyerapan energi dan kestabilan struktur terhadap jumlah siklus pembebanan.

#### 4. Perilaku Struktur Dinding Geser Pelat Baja Akibat Beban Siklik Quasi Statik

##### 4.1. Pembebanan Siklik Akibat Variasi Tebal Web dinding “ $t_w$ ”

Data kurva tertutup histeretik dari beban vs perpindahan pada variasi tebal web dinding pada model R165-1,5, R165-2,6, dan R165-5 pada saat pembebanan siklik dapat dilihat pada Tabel 1 dan 2

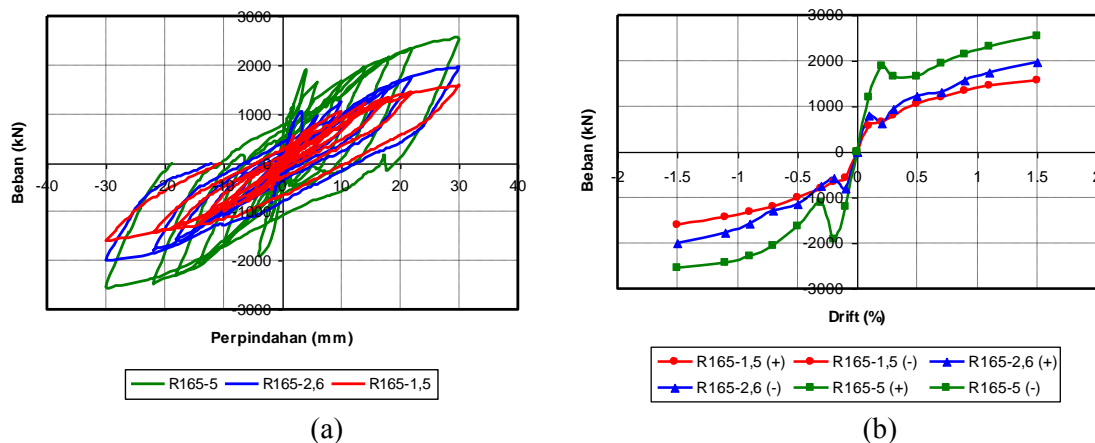
Tabel 1: Perbandingan Pembebanan Siklik Akibat Variasi  $t_w$  Siklus 1 s/d 4

Model	$t_w$ (mm)	$f_y$ (W) (MPa)	Beban (kN)	Beban (kN)	Beban (kN)	Beban (kN)
			Siklus 1 (+)	Siklus 2 (+)	Siklus 3 (+)	Siklus 4 (+)
R165-1,5	1,5	165	559,40	644,65	796,51	1057,65
R165-2,6	2,6	165	804,90	624,23	950,63	1240,86
R165-5	5,0	165	1201,90	1896,22	1660,22	1659,47
Model	$t_w$ (mm)	$f_y$ (W) (MPa)	Beban (kN)	Beban (kN)	Beban (kN)	Beban (kN)
			Siklus 1 (-)	Siklus 2 (-)	Siklus 3 (-)	Siklus 4 (-)
R165-1,5	1,5	165	-560,81	-650,00	-795,66	-1003,29
R165-2,6	2,6	165	-804,93	-572,94	-732,19	-1146,08
R165-5	5,0	165	-1201,93	-1900,71	-1124,87	-1616,67

Tabel 2 : Perbandingan Pembebanan Siklik Akibat Variasi  $t_w$  Siklus 5 s/d 8

Model	tw (mm)	fy (W) (MPa)	Beban (kN) Siklus 5 (+)	Beban (kN) Siklus 6 (+)	Beban (kN) Siklus 7 (+)	Beban (kN) Siklus 8 (+)
			Drift (%) 0,7	Drift (%) 0,9	Drift (%) 1,1	Drift (%) 1,5
R165-1,5	1,5	165	1208,87	1347,42	1452,94	1579,42
R165-2,6	2,6	165	1317,05	1578,05	1747,23	1957,77
R165-5	5,0	165	1943,52	2143,49	2304,80	2535,06
Model	tw (mm)	fy (W) (MPa)	Beban (kN) Siklus 5 (-)	Beban (kN) Siklus 6 (-)	Beban (kN) Siklus 7 (-)	Beban (kN) Siklus 8 (-)
			Drift (%) -0,7	Drift (%) -0,9	Drift (%) -1,1	Drift (%) -1,5
R165-1,5	1,5	165	-1205,81	-1320,31	-1425,74	-1592,64
R165-2,6	2,6	165	-1297,78	-1564,73	-1785,60	-2005,77
R165-5	5,0	165	-2050,14	-2295,25	-2441,33	-2538,06

Dengan penambahan tebal web dinding " $t_w$ " akan menyebabkan kapasitas pelat menjadi lebih besar. Dari table 1 dan 2 dapat disimpulkan bahwa penambahan tebal web dinding memerlukan gaya geser yang besar agar bagian panel web elemen dinding mencapai keadaan leleh. Drift struktur yang semakin besar akan memerlukan gaya geser  $V$  yang besar pula. Akibat adanya penambahan tebal web dinding pada struktur SPSW akan membutuhkan beban geser  $V$  yang besar untuk menjadikan elemen web dinding geser leleh. Peningkatan beban geser  $V$  setiap perpindahan persiklus akan diperlihatkan pada Gambar 6.



Gambar 6: (a) Kurva Histeritik Beban Vs Perpindahan Pada Dinding Geser Pelat Baja Variasi tebal web dinding " $t_w$ "; (b) Kurva Envelope Beban Vs Drift Struktur Persiklus Variasi  $t_w$ .

Pada Gambar 6b memperlihatkan peningkatan beban geser persiklus setiap peningkatan *drift ratio* struktur. Kurva envelope mengidentifikasi adanya penurunan kekuatan beban geser pada model R165-2,6 dan R165-5. Penyebab menurunnya kekuatan struktur adalah kondisi *imperfection geometric* yang tidak didefinisikan saat analisis numerik. Kondisi *imperfection* ini disebabkan oleh stabilitas tekuk (*buckling*) pelat dan bidang tarik diagonal (*tension field diagonal*) pelat. Semakin tebal web dinding maka beban geser persiklus dan efek *imperfection* juga akan semakin meningkat.

Adapun rata-rata peningkatan variasi tebal terhadap kapasitas beban siklik dibandingkan terhadap model R165-2,6 adalah sebagai berikut : model R165-1,5 peningkatan beban persiklusnya hampir rata-rata adalah sebesar 0,87 kali, sedangkan model R165-5 peningkatan rata-rata kapasitas beban persiklusnya sekitar 1,65 kali baik arah positif maupun negatif.

#### 4.2. Perbandingan Disipasi Energi Untuk Variasi Tebal Web Dinding " $t_w$ "

Pembebanan yang terus ditingkatkan menyebabkan proses penyebaran leleh pada web dinding terjadi secara bertahap. Pelelehan ini menyebabkan tidak semua energi yang diberikan melalui pembebanan dapat kembali atau dengan perkataan lain ada sebagian energi yang diserap oleh struktur. Energi ini dikenal dengan istilah disipasi energi.

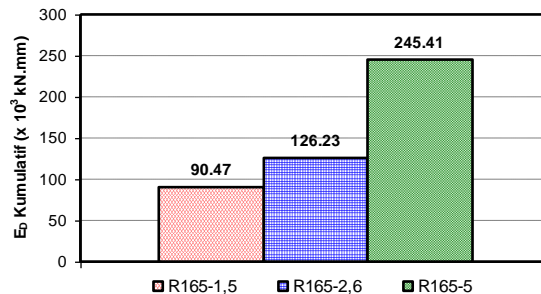
Seperti yang telah dijelaskan di atas, bahwa besarnya disipasi energi dinyatakan berupa luasan daerah kurva tertutup histeretik dari beban vs perpindahan pada pembebanan siklik. Eksekusi program ANSYS telah menghasilkan kurva beban vs perpindahan pada pembebanan siklik seperti yang telah dibahas pada subbab sebelumnya untuk berbagai kasus parameter variasi pada penelitian ini. Besarnya energi disipasi pada variasi tebal web dinding dapat dilihat pada tabel dan gambar di bawah ini.

Tabel 3: Perbandingan Disipasi Energi Variasi  $t_w$  siklus 1 s/d 5

Model	$t_w / t_{w,2.6}$	$E_{D1}$ (kN.mm)	$E_{D2}$ (kN.mm)	$E_{D3}$ (kN.mm)	$E_{D4}$ (kN.mm)	$E_{D5}$ (kN.mm)
R165-1,5	0,58	10,21	561,30	1915,93	4850,32	7457,70
R165-2,6	1,00	1,90	2218,89	1857,22	5521,57	8234,75
R165-5	1,92	0,04	4181,60	5770,92	12972,48	24435,85

Tabel 4 : Perbandingan Disipasi Energi Variasi  $t_w$  siklus 6 s/d 8

Model	$t_w / t_{w,2.6}$	$E_{D6}$ (kN.mm)	$E_{D7}$ (kN.mm)	$E_{D8}$ (kN.mm)	$E_D$ Kumulatif	
					(kN.mm)	Normalisasi
R165-1,5	0,58	9060,80	18667,21	47947,47	90470,93	0,72
R165-2,6	1,00	15339,63	27973,43	65085,35	126232,74	1,00
R165-5	1,92	39090,03	56095,66	102862,49	245409,07	1,94



Gambar 7: Perbandingan Kumulatif Energi Disipasi dengan Variasi Tebal Web Dinding “ $t_w$ ”.

Energi disipasi kumulatif yang dibatasi hingga maksimum 30 mm ini berbanding lurus dengan peningkatan tebal web pelat dinding. Perbandingan normalisasi peningkatan energi disipasi kumulatif ini hampir sama dengan perbandingan peningkatan ketebalan web dinding.

Dari Tabel 3 dan 4 di atas dapat dilihat bahwa terjadi peningkatan energi disipasi pada tiap siklusnya, peningkatan ini signifikan dengan peningkatan tebal web dinding. Hal ini disebabkan semakin banyak leleh yang terjadi pada bagian web pelat dinding, semakin besar deformasi yang diberikan pada perpindahan struktur. Sehingga luasan kurva histeretik beban vs perpindahan akan semakin luas pula. Dengan semakin luasnya kurva histeretik beban vs perpindahan maka dapat disimpulkan semakin besar pula energi yang dapat diserap oleh struktur.

Pada Gambar 7 memperlihatkan adanya penurunan disipasi energi pada model R165-2,6 tepatnya pada siklus ke-3. Hal ini dikarenakan pengaruh tidak dianalisisnya imperfection terhadap kurva histeritik beban vs perpindahan terjadi pengecilan (*pinching*).

## 5. Kesimpulan

Berdasarkan studi numerik yang dilakukan terhadap struktur dinding geser pelat baja / SPSW dengan pembebanan siklik (dengan jumlah siklus yang terbatas) diperoleh beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Struktur dinding geser pelat baja sangat dipengaruhi oleh ketebalan pelat dinding. Kekakuan, kapasitas beban, energi disipasi struktur akan meningkat seiring dengan meningkatnya ketebalan pelat dinding.
2. Ketebalan pelat yang semakin besar akan mengurangi perpindahan ultimat dan daktilitas struktur.
3. Penggunaan sistem RBS pada balok dapat diterapkan pada struktur dinding geser pelat baja, terutama untuk meningkatkan disipasi energi.

## 6. Kepustakaan

- American Institute of Steel Construction, *Seismic Provisions For Structural Steel Building*, AISC, Inc 2005
- Abolasan Astaneh-Asl, Ph.D, P.E. *Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls*, Technical information and Product Service, Steel Tips.
- Darren Vian and Michel Bruneau. *Testing Of Special LYS Steel Plate Shear Walls*, paper No. 978 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004.
- Ignasius F. Seilie, P.E and Jhon D. Hooper, P.E. *Steel Plate Shear Walls : Practical Design and Construction*, Modern Steel Construction, april 2005.
- Jeffrey W. Berman and Michel Bruneau. *Plastic Design And Testing of Light-Gauge Steel Plate Shear Walls*, paper No. 3323 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004.
- Jeffrey W. Berman and Michel Bruneau, *Steel Plate Shear Walls Are Not Plate Girders*, Engineering journal/third quarter/2004.
- J.E. Warren, Jr, *Nonlinier Stability Analysis of Frame-type Structures with Random Geometric Imperfection Using A Total-Lagrangian Finite Elment Formulation*, Dissertation of Virginia Polytechnic Institute, 1997.
- L. Jane Thorburn, G.L. Kulak and C. J. Montgomery, *Analysis Of Steel Plate Shear Walls*, Departement Of Civil Engineering The University of Alberta.
- Mahmoud Rezai, Carlos E. Ventura and Helmut Prion, *Simplified And Detailed Finite Element Models Of Steel Plate Shear Walls*, paper No. 2804 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004.
- M.Elgaaly, V. Caccese, C.Du, *Postbuckling Behaviour Of Steel-Plate Shear Walls Under Cyclic Loading*,
- Michel Bruneau, Chia-Ming Uang and Andrew whittaker, “*Ductile Design of Steel Structures*”, McGraw –Hill.
- Mohammed Elgaaly and Yinbo Liu, *Analysis of Thin-Steel-Plate Shear Walls*, Journal of Structural Engineering, November 1997.
- Robert G. Driver, G.L. Kulak, E. Elwi, J.L. Kennedy, *FE and Simplified Models of Steel Plate Shear Walls*, Journal Of Structure Engineering / February 1998.
- Saeid Sabouri-Ghomi ; Carlos E. Ventura, M.ASCE ; Mehdi H. K. Kharazzi, M.ASCE, *Shear Analysis and Ductile Steel Plate Walls*, Journal of Structural Engineering ASCE Juni 2005.
- S.Sabaouri-Ghomi and T.M. Roberts, *Nonlinier dynamic analysis of steel plate shear walls including shear and bending deformations*, Engineering Structure, 1992, vol-14 no.5.

# STUDI PARAMETRIK KINERJA DINDING PENGISI BATA MERAH PADA STRUKTUR BETON BERTULANG AKIBAT BEBAN GEMPA

Mizanuddin Sitompul<sup>1</sup>, Ade Faisal<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara, Medan  
Email: sitompul\_mizan@yahoo.co.id

**Abstrak.** Pada umumnya dinding pengisi hanya diperhitungkan sebagai beban yang disalurkan ke struktur sehingga mengakibatkan pengaruh kekuatan dan kekakuan dinding pengisi tidak diperhitungkan dalam perencanaan suatu bangunan. Biasanya dalam perencanaan, bangunan diasumsikan sebagai struktur *open frame* dengan dinding bata non struktural hanya sebagai beban gravitasi yang bekerja pada balok. Hal ini bertentangan dengan kenyataan karena sebenarnya dinding pengisi ini dapat merubah perilaku dari struktur. Makalah ini bertujuan untuk mengetahui seberapa besar pengaruh kekakuan, kekuatan dan penempatan (konfigurasi) dinding bata terhadap struktur dengan memperhatikan adanya *openings* pada dinding tersebut.

**Kata kunci:** dinding pengisi, *openings*, analisis *pushover*, kekakuan, daktilitas, *performance point*

## 1. Pendahuluan

Gempa bumi tidak bisa ditebak kapan dan dimana akan terjadi. Cara yang efektif untuk mengurangi risiko kerusakannya adalah dengan kesiapan akan terjadinya gempa bumi, salah satunya dengan melakukan pendekatan struktural. Bata merah merupakan salah satu material yang sering digunakan sebagai dinding pengisi pada bangunan, terutama sebagai penutup luar ataupun partisi pemisah di bagian dalam untuk kebutuhan arsitektural maupun kepentingan estetika bangunan khususnya untuk bangunan rendah dan bertingkat sedang. Hal ini dikarenakan bata merah memiliki sifat harga yang ekonomis, mudah didapat, dan tahan terhadap cuaca.

Pada umumnya dinding pengisi hanya diperhitungkan sebagai beban yang disalurkan ke struktur sehingga mengakibatkan pengaruh kekuatan dan kekakuan dinding pengisi tidak diperhitungkan dalam perencanaan suatu bangunan. Dinding pengisi ini akan memberikan sumbangan kekakuan yang cukup berarti pada struktur terutama saat menahan gaya lateral seperti gempa. Biasanya dalam perencanaan, bangunan diasumsikan sebagai struktur *open frame* dengan dinding bata non struktural hanya sebagai beban gravitasi yang bekerja pada balok.

Dalam beberapa kasus gempa, ternyata dinding bata ikut memikul beban lateral. Keretakan yang terjadi pada dinding bata menunjukkan terjadi transfer beban dari portal ke dinding bata. Selain itu, pada beberapa bangunan terjadi mekanisme keruntuhan *soft-story*. Keruntuhan *soft-story* diakibatkan karena konfigurasi dinding pengisi yang berbeda antara lantai satu dengan lantai-lantai di atasnya.

### 1.1 Diagonal Tekan Ekuivalen Saneinejad-Hobbs

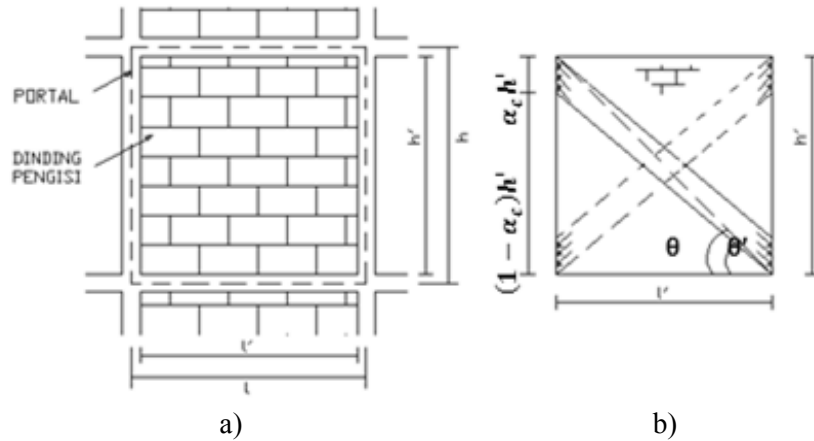
Portal-isi dapat dianggap sebagai portal tidak bergoyang (*braced framed*), dimana dinding pengisi akan berfungsi sebagai diagonal tekan ekuivalen (*equivalent diagonal strut*). Diagonal tekan ekuivalen hanya kuat terhadap gaya tekan saja. Pengaruh beban lateral bolak-balik akibat gempa dapat diatasi dengan terbentuknya diagonal tekan pada arah lain yang juga mengalami tekan (Gambar 1).

### 1.2 Diagonal Tekan Ekuivalen FEMA 273

Lebar efektif *diagonal compression strut* yang digunakan untuk menganalisis kekuatan dan kekakuan dinding pengisi bata berdasarkan model FEMA 273 dihitung dengan menggunakan Pers. 1 dan Pers. 2.

$$a = 0,175 (\lambda_1 h_{col})^{-0,4} r_{inf} \quad (1)$$

$$\lambda_1 = \left[ \frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4 E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (2)$$



Gambar 1: a) Portal isi; b) penopang diagonal bolak-balik (Saneinejad dan Hobbs, 1995).

dimana  $h_{col}$  = tinggi kolom di antara as-balok,  $h_{inf}$  = tinggi dinding pengisi,  $E_{fe}$  = modulus elastisitas material portal,  $E_{me}$  = modulus elastisitas material dinding pengisi,  $I_{col}$  = inersia penampang kolom,  $L_{inf}$  = panjang dinding pengisi,  $r_{inf}$  = panjang diagonal dinding pengisi,  $t_{inf}$  = tebal dinding pengisi,  $\theta$  = sudut yang dibentuk antara tinggi dan panjang dinding pengisi,  $\lambda_1$  = koefisien yang digunakan untuk menentukan lebar efektif *strut*,  $a$  = lebar efektif *strut*.

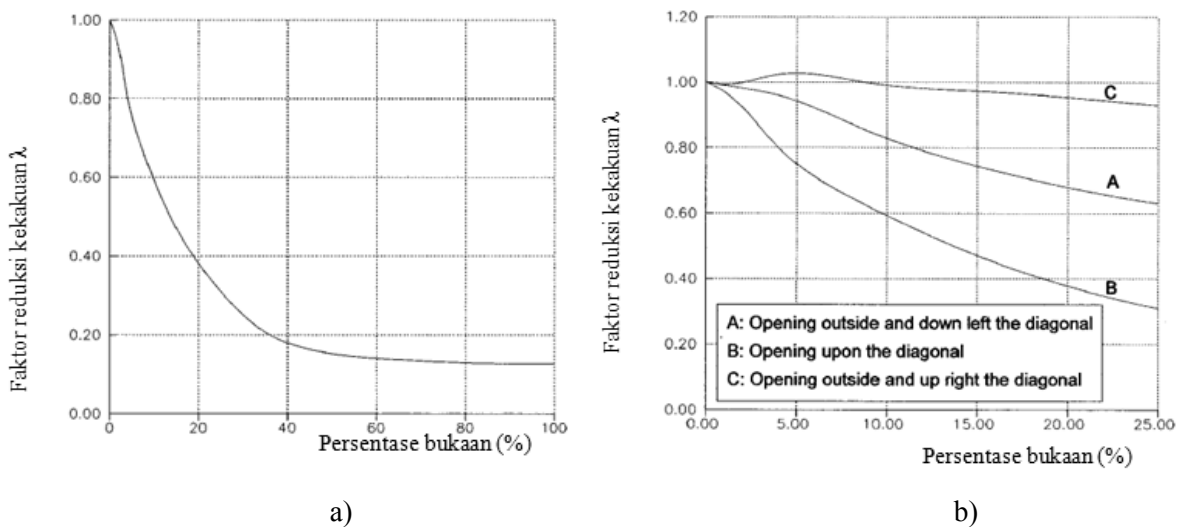
### 1.3 Diagonal Tekan Ekivalen Asteris (2003)

Asteris (2003) mengajukan sebuah formula dalam penentuan lebar efektif *diagonal compression strut* dengan menambahkan sebuah faktor koreksi  $\lambda$  ke model FEMA 273 yang merupakan faktor reduksi kekakuan akibat adanya *openings* pada dinding pengisi (pintu, jendela, dan lain-lain) sesuai Pers. 3.

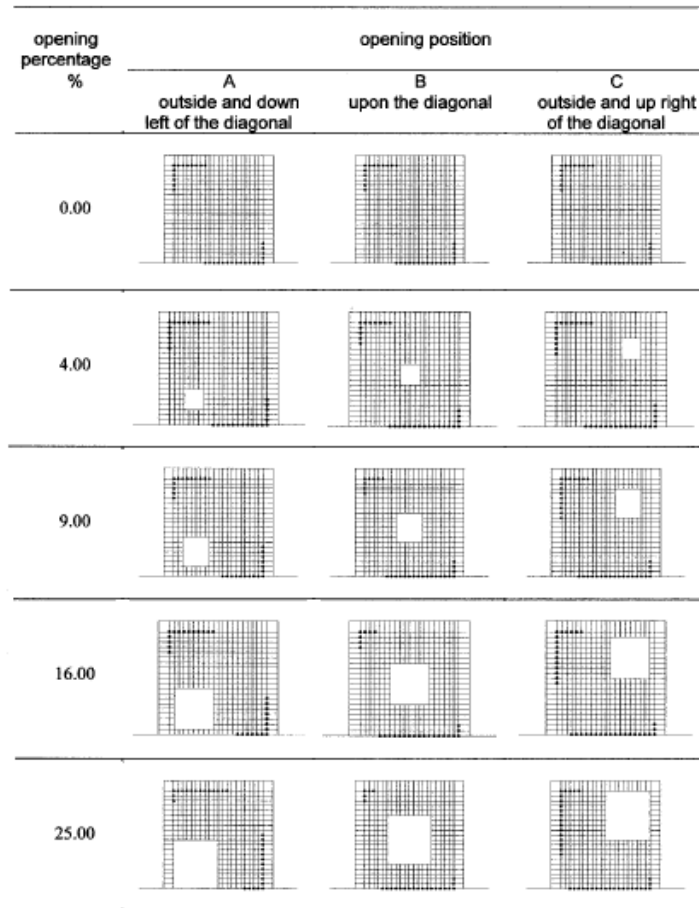
$$w_i = \lambda a \tag{3}$$

dimana:

$\lambda$  = faktor reduksi kekakuan dengan menggunakan Gambar 2,  
 $a$  = lebar efektif *strut* sesuai dengan FEMA 273.



Gambar 2: a) Faktor reduksi kekakuan dinding pengisi  $\lambda$  yang berhubungan dengan persentase *openings* (case B); b) Faktor reduksi kekakuan dinding pengisi  $\lambda$  yang berhubungan dengan persentase *openings* dengan posisi *openings* yang berbeda (lihat Gambar 3) (Asteris, 2003).



Gambar 3: Posisi *openings* (case A, B, dan C) dan persentase *openings* (Asteris, 2003).

## 2. Metodologi

Semua model struktur terdiri dari 6 lantai dan 3 bentang (Gambar 4). Tinggi untuk lantai pertama untuk semua model adalah 4 m, sedangkan untuk lantai-lantai lainnya 3,5 m. Masing-masing mempunyai panjang bentang 5 m kecuali di bagian tengahnya 3 m. Perletakan diasumsikan jepit. Struktur diasumsikan terletak di atas tanah sedang dan berada di zona gempa sedang dan tinggi. Peruntukan bangunan diasumsikan sebagai perhotelan. Untuk *preliminary design* ditetapkan dimensi balok 40 x 60 cm, kolom 60 x 60 cm, dan tebal plat lantai/atap 12 cm.

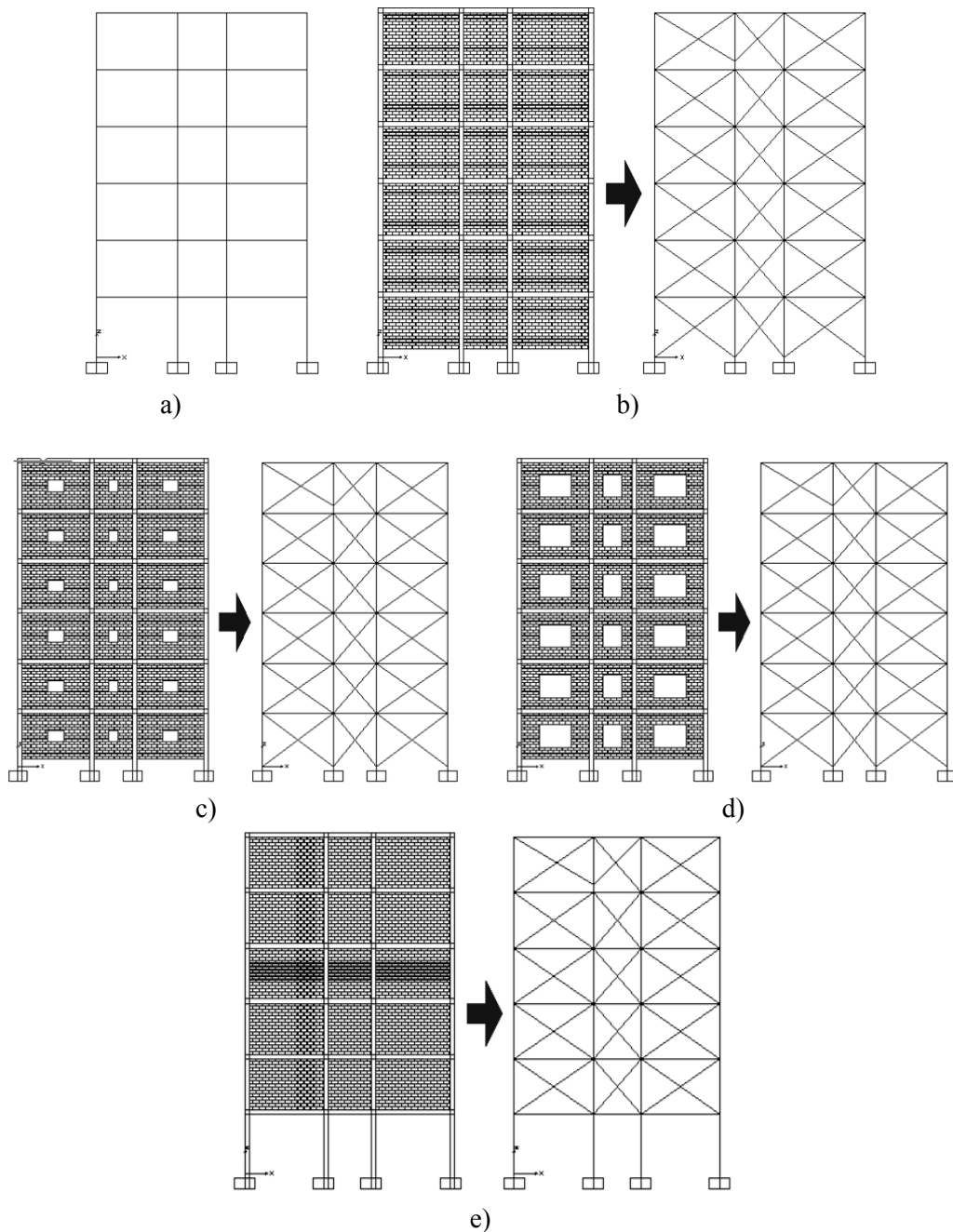
Dalam makalah ini digunakan bata merah sebagai material dinding pengisi. *Openings* diasumsikan terletak pada tengah diagonal dinding. Karakteristik dinding bata yang akan digunakan didasarkan pada karakteristik dinding bata hasil pengujian laboratorium yang dilakukan oleh Aryanto (2008) dimana kuat tekan unit bata 4,57 Mpa, kuat tekan rata-rata pasangan bata (fm') 3,54 Mpa, modulus elastisitas dinding pengisi 2478 Mpa, kuat Lekat/ *bond* pasangan bata 0,39 Mpa, dan regangan pada tegangan maksimum,  $\epsilon_c = 0,002$ .

Pada makalah ini elemen balok dan kolom dimodelkan sebagai balok Giberson (*lumped plasticity model*) untuk pemodelan elemen nonlinier. Kondisi tidak linier tidak elastis pada sendi plastis diwakili oleh parameter-parameter momen-rotasi untuk balok dan kolom. Elemen dinding pengisi dimodelkan menjadi sebuah elemen garis yang memiliki kekuatan dan simpangan yang getas (*brittle*). Untuk mendapatkan parameter ini digunakan persamaan yang diajukan oleh Saneinejad-Hobbs (1995). Elemen garis (*strut*) ini hanya menerima gaya tekan akibat beban lateral.

Properti material nonlinier pada makalah ini seperti kapasitas rotasi pasca leleh (rotasi plastis) untuk zona gempa 4 sebesar  $\theta_p = 0,04$  dan untuk zona gempa 6,  $\theta_p = 0,06$ ; kapasitas rotasi pasca kondisi plastis  $\theta_{pc} = 0,06$  dan rotasi leleh  $\theta_y$  dihitung dengan  $\theta_y = My/K_0$ . Nilai rasio antara momen maksimum dengan momen leleh adalah  $M_c/M_y = 1,19$ . Kekakuan elemen dihitung dengan  $K_0 = 6EI/L$ . Momen inersia efektif diasumsikan 40% dari momen inersia biasa  $I_{ef} = 0,4 I$ .

Analisis *pushover* dilakukan untuk melihat seberapa besar kapasitas dan daktilitas dari struktur yang ditinjau. Tipe analisis *pushover* yang digunakan dalam makalah ini adalah kontrol *displacement*

dimana struktur didorong sampai mencapai *displacement* yang diinginkan dan atau sampai struktur yang ditinjau runtuh. Efek P-Delta diabaikan. Untuk mendapatkan titik kinerja (*performance point*) pada makalah ini digunakan *Capacity Spectrum Method* atau Metoda Spektrum Kapasitas (ATC-40).



Gambar 4: Pemodelan struktur (a) *open frame* (model 1); (b) *fully-infilled wall frame* (model 2); (c) *fully-infilled wall frame* dengan *openings* 16% (model 3); (d) *fully-infilled wall frame* dengan *openings* 40% (model 4); (e) *open first-story frame* (model 5).

### 3. Hasil dan Diskusi

Kekakuan lateral diperoleh dengan memberikan beban sebesar 1 kN pada atap struktur. Kekakuan diperoleh dari perbandingan antara beban 1 kN dengan besarnya perpindahan yang terjadi akibat pembebanan. Perbandingan kekakuan struktur untuk berbagai model dapat dilihat pada Tabel 1, perbandingan titik kinerja (*performance point*) dan daktilitas pada Tabel 2, persentase peningkatan dan



penurunannya pada Tabel 3, dan perbandingan kurva kapasitas tiap model pada Gambar 5 dan Gambar 6.

Tabel 1: Perbandingan kekakuan struktur berbagai model.

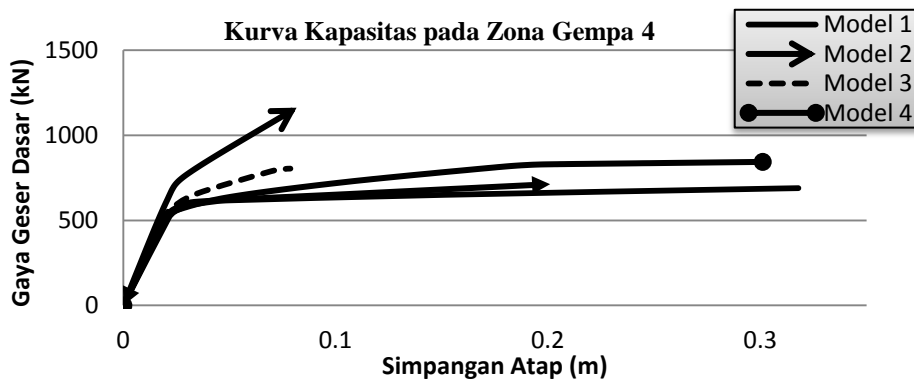
Jenis Model	Simpangan Atap [mm]	Kekakuan
Model 1	0,071985	13,892
Model 2	0,047821	20,911
Model 3	0,058683	17,041
Model 4	0,066423	15,055
Model 5	0,060147	16,626

Tabel 2: Perbandingan titik kinerja (*performance point*) dan daktilitas dari model struktur.

Model Struktur	Zona Gempa 4			Zona Gempa 6		
	Gaya Geser dasar [kN]	Perpindahan [m]	Daktilitas	Gaya Geser dasar [kN]	Perpindahan [m]	Daktilitas
Model 1	524,625	0,022	6,62	472,040	0,030	11,89
Model 2	591,952	0,020	2,89	608,604	0,025	3,4
Model 3	540,442	0,021	3,55	505,720	0,029	3,95
Model 4	523,094	0,021	6,6	475,250	0,033	10,7
Model 5	534,397	0,021	5,63	476,285	0,028	10,38

Tabel 3: Persentase peningkatan dan penurunan titik kinerja dan daktilitas dari model struktur.

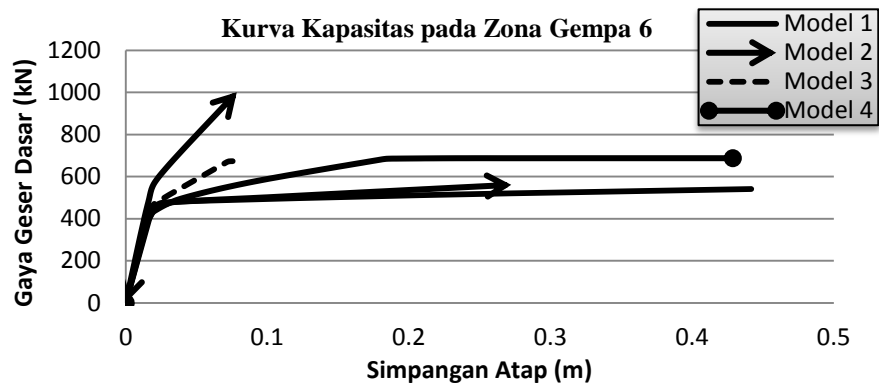
Model struktur	Peningkatan gaya geser dasar (%)		Penurunan daktilitas (%)	
	Zona gempa 4	Zona gempa 6	Zona gempa 4	Zona gempa 6
Model 2	12,833	28,931	56,344	71,405
Model 3	3,015	7,135	46,375	66,779
Model 4	0,293	0,680	0,302	10,008
Model 5	1,863	0,899	14,955	12,700



Gambar 5: Perbandingan kurva kapasitas pada zona gempa 4.

Dari hasil yang disajikan di atas dapat dilihat bahwa pada saat mencapai *performance point* kapasitas maksimal dari model struktur *open frame* berada di bawah kapasitas maksimal model struktur yang lain. Pada zona gempa 4, antara model 1 dengan model 2, 3 dan 5 terdapat perbedaan gaya geser dasar berturut-turut sebesar 12,833%; 3,015% dan 1,863%. Sedangkan pada zona gempa 6, terdapat perbedaan gaya geser dasar berturut-turut sebesar 28,931%; 7,135% dan 0,899%. Struktur *fully infilled wall* dengan *openings* 40% (model 4) cenderung berperilaku seperti struktur *open frame*, terlihat dari nilai titik kinerja dan daktilitas yang hampir sama antara kedua model. Berdasarkan hasil

yang diperoleh, keberadaan dinding bata yang dimodelkan sebagai diagonal tekan ekivalen akan menambah kapasitas struktur.



Gambar 6: Perbandingan kurva kapasitas pada zona gempa 6.

Struktur dengan *strut* mampu menerima gaya geser dasar lebih baik daripada struktur *open frame*. Struktur dengan *openings* 40% ternyata tidak begitu mempengaruhi kinerja dari struktur. Di sisi lain jika ditinjau dari daktilitas, nilai daktilitas yang terbesar adalah model 1, kemudian diikuti oleh model 4, model 5, model 3 dan yang terkecil model 2. Dari analisis ini dapat ditarik kesimpulan bahwa keberadaan dinding bata bisa mengakibatkan menurunnya daktilitas dari struktur. Dinding bata bisa menyebabkan struktur menjadi lebih kaku.

Pada saat mencapai *performance point*, nilai target perpindahan (*displacement*) yang dihasilkan oleh struktur *open frame* lebih besar dari model yang lain terutama pada zona gempa 6. Hal ini menunjukkan bahwa struktur *open frame* dapat berdeformasi lebih baik daripada struktur dengan *strut*. Dari sendi plastis yang terjadi, sendi plastis akan muncul terlebih dahulu pada balok atau kaki kolom kemudian terjadi pada kolom. Dengan adanya *strut* mengakibatkan sebagian gaya yang bekerja ke balok akan diterima juga oleh *strut*. Di bawah beban gempa sedang, semua struktur model berada pada daerah B-IO dan IO-LS yang menunjukkan bahwa secara keseluruhan kinerja struktur baik. Di bawah pengaruh beban gempa kuat, Struktur *fully infilled wall* tanpa *openings* dan struktur *fully infilled wall* dengan *openings* 16% pada saat mencapai *performance point* berada pada daerah LS-CP yang menunjukkan bahwa kinerja struktur kurang baik. Struktur *open frame*, struktur *fully infilled wall* dengan *openings* 40%, dan struktur *open first-story* memiliki kinerja yang baik (karena saat *performance point* tidak ada yang melewati daerah LS).

#### 4. Kesimpulan

Dari hasil analisis dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil makalah menunjukkan bahwa kontribusi dinding pengisi yang terbuat dari dinding bata sangat mempengaruhi kekakuan lateral struktur. Adanya dinding pengisi yang kaku di sebuah level tingkat dan pada level tingkat lain tidak ada (dalam penelitian ini di tingkat pertama) dapat menyebabkan efek tingkat lemah (*soft story*). Mekanisme keruntuhan *soft story* ini dapat menyebabkan kegagalan struktur. Hasil makalah juga menunjukkan bahwa faktor *openings* juga sangat mempengaruhi kekuatan dinding pengisi. Dinding dengan *openings* 40% ternyata tidak begitu mempengaruhi kinerja dari struktur utama.
2. Pemasangan dinding pengisi bata ternyata dapat meningkatkan kapasitas dari struktur itu sendiri. Hal ini ditunjukkan oleh model struktur dengan menggunakan dinding pengisi memiliki kapasitas yang lebih besar dengan peningkatan sebesar 12,833% pada zona gempa 4 dan 28,931% pada zona gempa 6. Untuk model struktur dengan *openings* 16% terjadi peningkatan sebesar 3,015% pada zona gempa 4 dan 7,135% pada zona gempa 6. Berbanding terbalik dengan kapasitas, keberadaan dinding bata bisa mengurangi daktilitas struktur, dari makalah ini diperoleh pengurangan sebesar 56,344% pada zona gempa 4 dan 71,405% pada zona gempa 6.

## 5. Daftar Pustaka

- Aryanto, A. (2008) *Kinerja Portal Beton Bertulang dengan Dinding Pengisi Bata Ringan terhadap Beban Gempa*. Tesis Magister, Institut Teknologi Bandung, Bandung.
- Asteris, P. G. (2003) Lateral stiffness of brick masonry infilled plane frame. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 129(8), 1071-1079.
- Dewobroto, W. (2005) *Analisa Inelastis Portal-Dinding Pengisi dengan Equivalent Diagonal Strut*. Jurnal Teknik Sipil, Vol. 12.
- Haselton, C. B., Liel, A. B., Deierlein, G. G., Dean, B. S., Chou, J. H. (2011) Seismic collapse safety of reinforced concrete building. I: assessment of ductile moment frames. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 137(4), 481-491.
- Rozman, M., dan Fajfar, P. (2009) Seismic response of a RC frame building designed according to old and modern practices. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 7(3), 779-799.
- Saneinejad, A., dan Hobbs, B. (1995) Inelastic design of infilled frames. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 121(4), 634-650.
- Zareian, F, Krawinkler, H. (2007) Assessment of probability of collapse and design for collapse safety. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36, 1901-1914.

# PERILAKU SIMPANGAN STRUKTUR TIDAK SIMETRIS HORIZONTAL DENGAN VARIASI EKSENTRISITAS KEKAKUAN DAN FAKTOR MODIFIKASI RESPON AKIBAT GETARAN GEMPA *PULSE* DAN TANPA *PULSE*

Syaifullah<sup>1</sup>, Ade Faisal<sup>2,3</sup>, Hotma Panggabean<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Alumni Program Studi Magister Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara (USU)

E-mail: [syaifaligayo@gmail.com](mailto:syaifaligayo@gmail.com)

<sup>2</sup>Program Studi Magister Teknik Sipil, Universitas Sumatera Utara (USU)

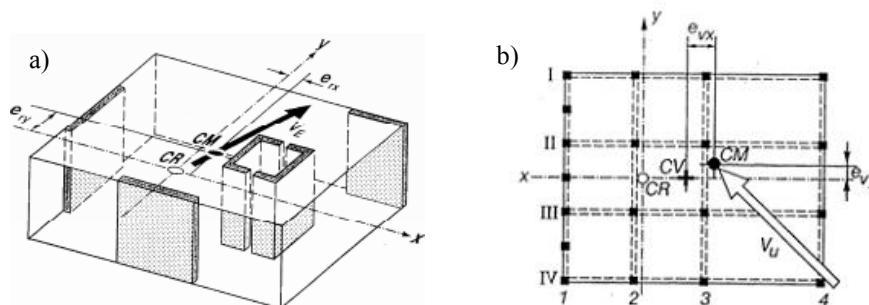
<sup>3</sup>Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU)

**Abstrak:** Torsi pada bangunan dapat terjadi akibat distribusi massa dan kekakuan yang tidak simetris. Studi parametrik ini dilakukan pada bangunan dengan eksentrisitas kekakuan ( $e_r$ ) dan variasi dari respon modifikasi gempa ( $R$ ) dengan memodelkan struktur 2D dan melihat perilaku simpangan struktur tersebut pada sisi yang kaku dan sisi yang fleksibel. Struktur tersebut akan dianalisis dalam kondisi elastis dan inelastis dengan metode Riwayat Waktu dan rekaman gempa dengan karakteristik gempa *Pulse* dan tanpa *Pulse*. Hasil studi parametrik diperoleh respon simpangan yang signifikan pada sisi fleksibel dibandingkan dengan di sisi kaku. Perpindahan yang tidak seragam ini membuat struktur mengalami puntir/torsi. Efek torsi kondisi inelastis memiliki deformasi yang lebih signifikan dibandingkan deformasi kondisi elastis dengan rasio simpangan mencapai 1 : 2,678. Sementara itu, kenaikan faktor modifikasi respon gempa ( $R$ ) menunjukkan peningkatan simpangan seiring meningkatnya faktor- $R$  dan semakin besarnya nilai eksentrisitas pusat kekakuan ( $e_r$ ). Efek getaran gempa dengan *pulse* memiliki karakteristik yang dapat menyebabkan perpindahan yang signifikan di sisi fleksibel dibandingkan dengan getaran gempa tanpa *Pulse*, kenaikan deformasi akibat gempa *pulse* berkisar 10% sampai dengan 15%.

**Kata kunci:** Struktur tidak simetris, eksentrisitas kekakuan, faktor modifikasi respon ( $R$ ), getaran gempa *pulse* dan tanpa *Pulse*.

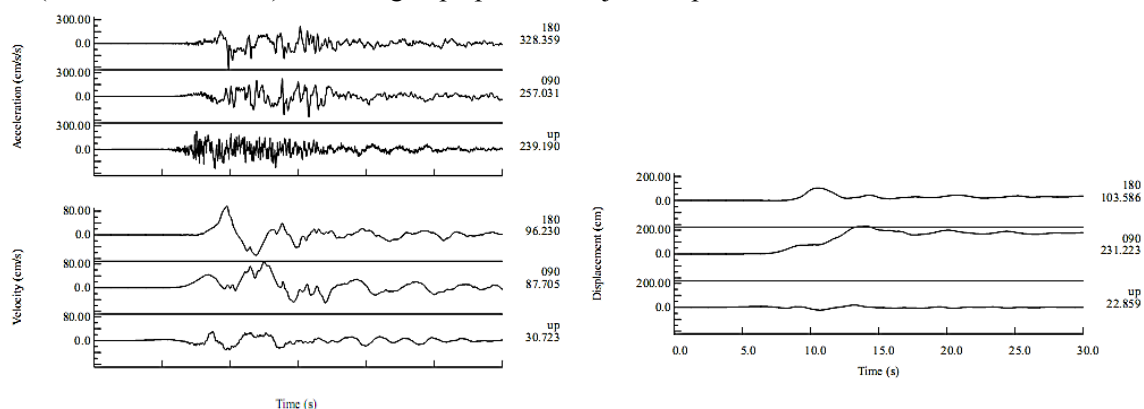
## 1. Pendahuluan

Salah satu efek yang terjadi ketika beban gempa bekerja pada bangunan yang tidak simetris adalah efek torsi. Torsi pada bangunan selama getaran gempa terjadi karena penyebab yang bervariasi, namun yang paling sering terjadi adalah akibat distribusi massa dan kekakuan yang tak simetris (Stathopoulos dan Anagnostopoulos, 2004). Bukan hanya pada bangunan yang tidak simetris secara bentuk, namun bangunan dengan bentuk simetris tetapi tidak berimpitnya pusat kekuatan, kekakuan dan massa juga merupakan penyebab terjadinya efek torsi (Gambar 1). Adanya perbedaan posisi ketiga hal tersebut menyebabkan munculnya eksentrisitas. Ketika gempa terjadi, getaran gempa menyebabkan konsentrasi tegangan pada titik tertentu, sehingga titik yang tidak memiliki kekuatan yang sama akan menyebabkan distribusi yang tidak merata dan menimbulkan torsi. Torsi dapat menyebabkan masalah pada elemen penahan gaya lateral ditepi bangunan dan meningkatnya simpangan yang besar seiring berkurangnya kekuatan.



Gambar 1: Ilustrasi pusat massa (CM), pusat kekakuan (CR) dan pusat kekuatan (CS) yang tidak berimpit pada a) struktur 3D dan b) bidang 2D (Paulay, 1989).

Deformasi yang beragam ini dapat menyebabkan perilaku struktur bangunan menjadi inelastis sehingga menyebabkan kerusakan besar pada bangunan. Untuk itu perlu dilakukan studi terhadap bangunan tidak simetris dengan menggunakan analisa nonlinier/inelastis dengan memberikan pengaruh gempa sesuai dengan karakteristik pola gelombang yaitu *pulse* atau tanpa *Pulse*. *Pulse motion* berasal dari istilah *velocity pulse*. Getaran gempa yang memiliki karakteristik pulse merupakan sebuah akibat dari kondisi yang disebut *forward directivity* yang berasal dari gempa dekat ( $Rrup < 10$  KM). Gempa ini terjadi ketika regangan elastis yang secara bertahap terakumulasi pada suatu patahan melepaskan energinya yang biasanya disebut proses *elastic rebound*. Energi yang dilepaskan ini akan menghasilkan gerakan tanah yang dinamis dan berlangsung selama beberapa detik hingga beberapa menit (Sommerville, 2003). Contoh gempa pulse ditunjukkan pada Gambar 2.



Gambar 2: Rekaman gempa kuat (*pulse motion*) 1999 di Kocaeli, Turki-Yarimca (Sommerville, 2003).

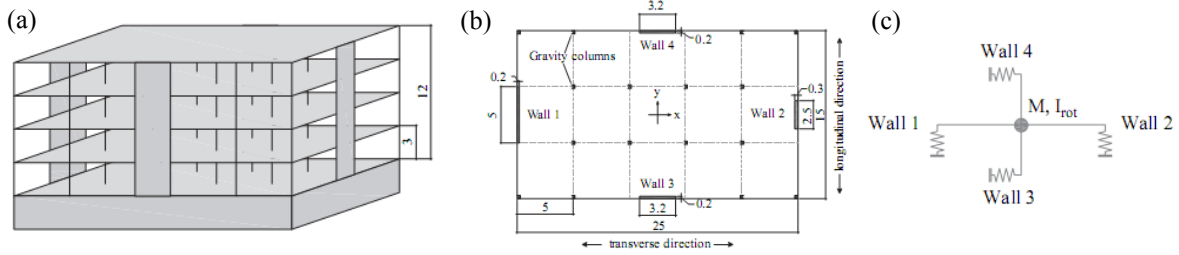
Dalam perencanaan bangunan gedung yang mempertimbangkan beban gempa juga harus direncanakan dengan berbagai jenis tingkat daktilitas sesuai kebutuhan gedung tersebut. Salah satunya dengan memperhatikan koefisien modifikasi respons ( $R$ ) pada perancangan desain struktur dimana koefisien modifikasi respons ini sangat berpengaruh terhadap besarnya gaya-gaya dalam yang ditimbulkan pada analisis perancangan serta pengaruhnya terhadap penggunaan elemen-elemen konstruksi yang sangat menentukan kekuatan struktur, biaya maupun dimensi elemen struktur tersebut. Namun, tidak ada aturan yang jelas mengenai pengaruh dan batasan koefisien modifikasi respon pada bangunan tidak simetris ataupun kondisi inelastis.

Secara spesifik, dalam tulisan ini akan dilakukan studi parametrik mengenai bangunan yang memiliki konfigurasi tidak simetris pusat kekakuan (*Centre of Rigidity/CR*) terhadap pusat massa (*Centre of Mass/CM*) yang tidak berimpit dengan memberikan pengaruh eksitasi gempa karakteristik *pulse* dan tanpa *Pulse* dalam dua arah untuk beragam faktor modifikasi respons ( $R$ ) pada bangunan tersebut. Dalam studi parametrik ini akan dibuat pemodelan 2D dalam arah horizontal pada program Ruaumoko 3D sehingga dapat dilihat deformasi lantai struktur bangunan pada kondisi elastis dan inelastis.

## 2. Metode Penelitian

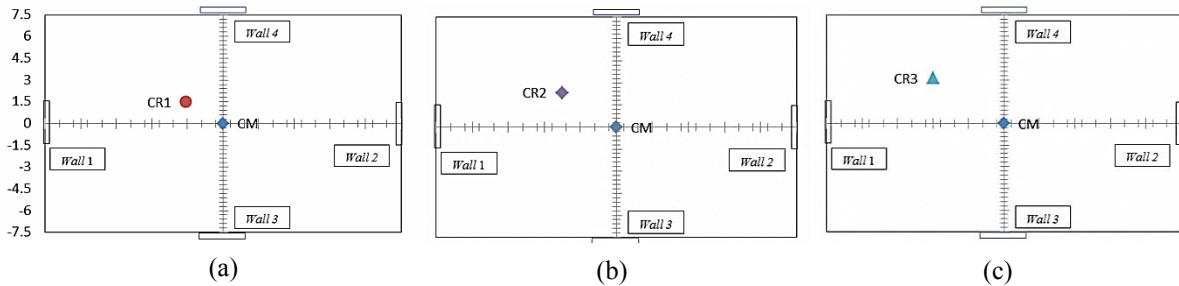
### 2.1 Pemodelan Struktur

Dalam studi parametrik ini, pemodelan disadur seperti yang pernah dimodelkan oleh Beyer (2007) yang menggunakan model struktur beton bertulang dengan tingkat 4 lantai (Gambar 3a) dengan dinding penahan lateral di setiap sisi bangunan (Gambar 3b) yang memiliki kekakuan berbeda dan perilaku penahan lateral dimodelkan dalam bentuk pegas (Gambar 3c).



Gambar 3: a) model 3D; b) model 2D; c) model dengan dinding penahan diwakilkan oleh pegas (Beyer, 2007).

Dalam penelitian ini, model tersebut dikembangkan menjadi tiga variasi dengan eksentrisitas kekakuan 10%, 15% dan 20% seperti ditunjukkan pada Gambar 4.



Gambar 4: Variasi model: a) eksentrisitas kekakuan 10%, b) eksentrisitas kekakuan 15%, c) eksentrisitas kekakuan 20%.

### 2.2 Data Rekaman Gempa

Seluruh data rekaman gempa dalam penelitian ini diambil dari database gempa di *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Next Generation Attenuation (NGA)*. Rekaman gempa dengan karakteristik *pulse* terdiri dari 10 rekaman (Tabel 1).

Tabel 1: Data rekaman gempa *Pulse*.

No	Tp-Pulse Period (sec)	Earthquake Name	Year	Station Name	Mag	Mechanism	Rjb (km)	Rrup (km)	Vs30 (m/sec)
1	1.092	Kobe, Japan	1995	23	6.9	strike slip	0.94	0.96	269.14
2	1.372	Northridge-01	1994	Newhall -	6.69	Reverse	3.16	5.92	269.14
3	2.828	Kobe, Japan	1995	Port Island	6.9	strike slip	3.31	3.31	370.52
4	3.528	Northridge-01	1994	Sylmar	6.69	Reverse	0	5.19	370.52
5	5.341	Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY024	7.62	Reverse	9.62	9.62	427.73
6	7.791	Kocaeli, Turkey	1999	Arcelik	7.51	strike slip	10.56	13.4	353.63
7	6.265	Imperial valley	1979	El Centro	6.53	strike slip	5.09	5.09	202.26
8	6.265	Imperial Valley	1985	El Centro	5.12	strike slip	6.01	6.01	282.5
9	9.128	Landers	1992	Barstow	7.28	strike slip	34.86	34.8	370.08
10	6.188	Tabas, Iran	1978	Tabas	7.35	Reverse	1.79	2.05	766.77

Rekaman gempa dengan karakteristik tanpa *Pulse* terdiri dari 10 rekaman gempa berbeda seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.

Tabel 2: Data rekaman gempa tanpa *Pulse*.

No	Earthquake Name	Year	Station Name	Mag	Mechanism	Rjb (km)	Rrup (km)	Vs30 (m/sec)
1	Kobe Japan	1995	Amagasaki	6.9	strike slip	11.34	11.34	256
2	Northridge-02	1994	Newhall - Fire Sta	6.05	Reverse	7.36	8.29	269.14
3	Kobe Japan	1995	Chihaya	6.9	strike slip	49.91	49.91	609
4	Northridge-06	1994	Sylmar	5.28	Reverse	6.79	14.87	370.52
5	Chi-Chi Taiwan	1999	CHY002	7.62	Reverse	24.96	24.96	235.13
6	Kocaeli Turkey	1999	Afyon Bay	7.51	strike slip	207.81	207.8	225.6
7	Imperial Valley	1979	El Centro Array #1	6.53	strike slip	19.76	21.68	237.33
8	Kern	1952	LA - Hollywood	7.36	Reverse	114.62	117.8	316.46
9	Trinidad	1980	Rio Dell Overpass	7.2	strike slip	76.06	76.26	311.75
10	Tabas, Iran	1978	Bajestan	7.35	Reverse	119.77	120.8	377.56

Studi parametrik ini akan dianalisis menggunakan program Ruaumoko 3D dengan eksitasi gempa dua arah untuk setiap variasi model dalam kondisi elastis (60 model) dan kondisi inelastis (240 model) dengan metode riwayat waktu (*time history*). Variasi koefisien modifikasi respon berdasarkan SNI 03-1726-2012, yaitu  $R_1 = 3$ ,  $R_2 = 4$ ,  $R_3 = 5$ , dan  $R_4 = 6$  dengan kondisi kegempaan di Aceh pada tanah lunak.

### 3. Hasil dan Diskusi

*Output* yang diambil adalah simpangan maksimum struktur pada empat titik, yaitu simpangan *wall 1*, *wall 2*, *wall 3* dan *wall 4* pada arah-x (*transverse direction*) dan arah-y (*longitudinal direction*). Simpangan pada arah-x didominasi oleh *wall-4* sebagai sisi kaku dan *wall-3* sebagai sisi yang fleksibel. Sedangkan simpangan untk arah-y didominasi oleh *wall-1* sebagai sisi kaku dan *wall-2* sebagai sisi yang fleksibel. Simpangan maksimum tersebut akan diambil sebagai nilai rata-rata akibat eksitasi getaran gempa *pulse* (10 rekaman) dan *no-pulse* (10 rekaman).

#### 3.1 Periode Fundamental Bangunan

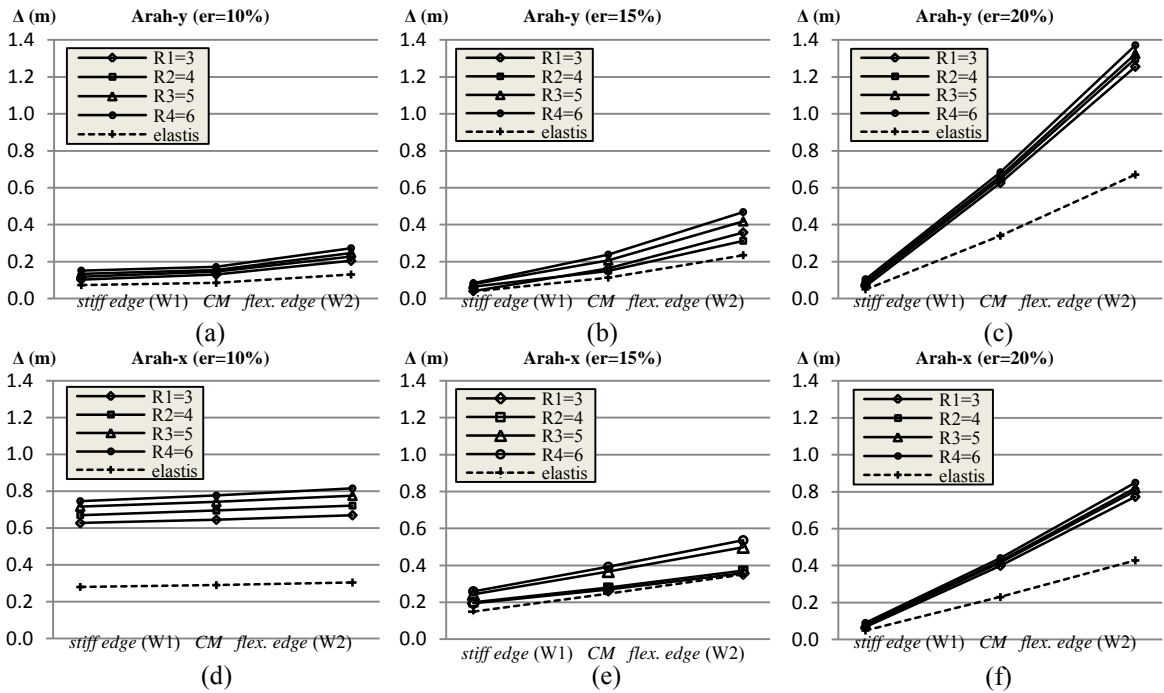
Tiga model yang telah dikembangkan memiliki periode fundamental yang bervariasi. Periode fundamental model planar 2D dengan variasi tiga eksentrisitas pada Tabel 3 menunjukkan *mode* pertama ( $T_1$ ) murni mengalami translasi pada arah transversal (sumbu-x) dan *mode* kedua ( $T_2$ ) merupakan gabungan dari translasi pada arah longitudinal (sumbu-y) dan juga rotasional. Sedangkan pada *mode* 3 ( $T_3$ ) cenderung mengalami rotasi dengan sedikit translasi pada arah longitudinal. Hal ini dapat dilihat dari kesamaan nilai pada *mode* kedua ( $T_2$ ).

Tabel 3: Periode fundamental bangunan.

No	Model struktur	Eksentrisitas	Periode fundamental		
		$\epsilon_r$ (%)	$T_1$ (s)	$T_2$ (s)	$T_3$ (s)
<b>1</b>	<b>Model Beyer</b>	<b>24</b>	<b>0.97</b>	<b>0.88</b>	<b>0.48</b>
2	Model-1	10	1.22	0.52	0.32
3	Model-2	15	0.84	0.59	0.31
4	Model-3	20	1.60	0.57	0.30

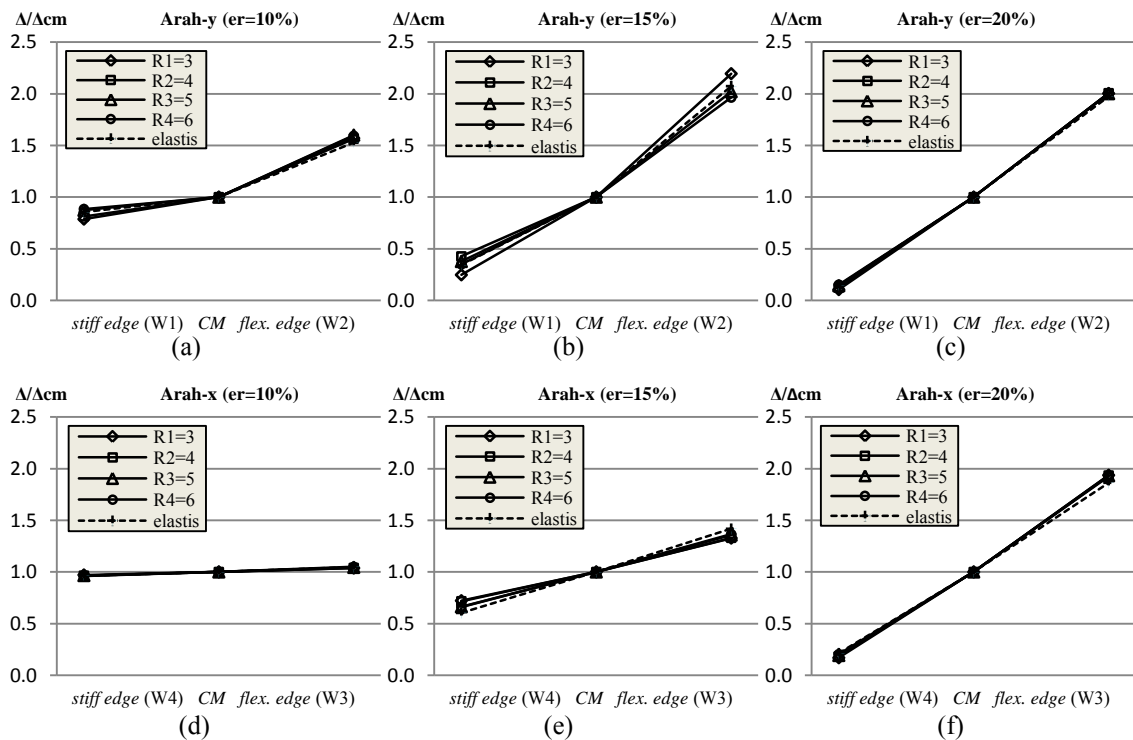
#### 3.2 Deformasi Struktur akibat Gempa *Pulse*

Terlihat kenaikan yang sangat signifikan pada sisi fleksibel pada setiap kenaikan eksentrisitas seperti yang ditunjukkan Gambar 5a,b dan c pada arah-y. Artinya terjadi rotasi di sisi fleksibel dengan melihat simpangan yang besar dibandingkan di sisi yang kaku. Sedangkan pada arah-x, rasio simpangan di sisi kaku dan sisi fleksibel cenderung mengalami perpindahan yang seragam (Gambar 5d,e,f) dan pada umumnya lebih kecil dibandingkan simpangan arah-y.



Gambar 5: Simpangan rata-rata ( $\Delta$ ) pada sisi kaku dan sisi fleksibel untuk setiap variasi eksentrisitas kekakuan (10%, 15%, 20%) dan faktor modifikasi respon ( $R_1, R_2, R_3, R_4$ ) akibat gempa *Pulse*.

Gambar 6 merupakan normalisasi simpangan terhadap simpangan di pusat massa ( $\Delta_{CM}$ ) pada sisi kaku dan sisi yang fleksibel untuk setiap eksentrisitas arah-y (Gambar 6a,b dan c) dan arah-x (Gambar 6d,e dan f). Kenaikan eksentrisitas menunjukkan perpindahan yang signifikan di sisi kaku dan sisi fleksibel terutama pada arah-y, hal ini membuat perilaku torsi terjadi pada struktur. Kenaikan faktor-R dapat dilihat tidak terlalu mempengaruhi *trend* normalisasi perpindahan, sehingga dapat dikatakan bahwa faktor  $-R$  tidak terlalu berpengaruh signifikan terhadap perilaku torsi (efek torsi), namun faktor-R akan sangat berpengaruh terhadap perpindahan translasi.



Gambar 6: Normalisasi simpangan ( $\Delta/\Delta_{CM}$ ) pada sisi kaku dan sisi fleksibel setiap variasi eksentrisitas kekakuan (10%, 15%, 20%) dan faktor modifikasi respon ( $R_1, R_2, R_3, R_4$ ) akibat gempa *Pulse*.



### 3.3 Deformasi Struktur akibat Gempa Tanpa *Pulse*

Simpangan akibat getaran gempa tanpa *Pulse* menunjukkan *trend* grafik deformasi yang tidak terlalu berbeda, namun deformasi dan normalisasi cenderung lebih kecil dibandingkan deformasi akibat getaran gempa *pulse*, hal ini berkisar antara 5% sampai dengan 10%.

### 3.4 Simpangan Kondisi Elastis dan Inelastis akibat Eksentrisitas Kekakuan

Simpangan pada kondisi elastis cenderung selalu lebih kecil dibandingkan dengan kondisi inelastis, walaupun pada normalisasi simpangan terhadap pusat massa (CM), bentuk simpangannya mirip dengan inelastis. Simpangan inelastis dapat mengalami kenaikan dari 10%-150% dari simpangan kondisi elastis untuk getaran gempa yang sama. Pada kasus ini terlihat bahwa kekakuan kondisi elastis cenderung konstan, berbeda dengan inelastis, sehingga deformasi yang dihasilkan kondisi inelastis sangat besar. Dari sudut pandang kualitatif, efek torsional secara global pada struktur inelastis mirip dengan yang elastis, karena perbedaan antara respon elastis dan inelastis lebih jelas di bagian translasi daripada bagian rotasi. 2) Secara kuantitatif, perubahan respon tergantung pada besarnya deformasi inelastis.

Simpangan pada sisi fleksibel selalu lebih besar dibandingkan simpangan pada sisi kaku, hal ini membuat struktur berdeformasi tidak seimbang sehingga membuat sudut puntir yang menandakan terjadinya rotasi pada struktur. Semakin besar nilai eksentrisitas kekakuan maka struktur akan mengalami deformasi yang lebih besar, terutama pada sisi yang fleksibel.

### 3.5 Efek Getaran Gempa *Pulse* dan Tanpa *Pulse*

Getaran gempa sangat mempengaruhi perilaku torsi, terutama pada sisi yang lebih kaku. Pada studi ini ditemukan bahwa secara keseluruhan deformasi yang besar didominasi oleh gempa dengan *pulse* yang membuat deformasi di sisi fleksibel bisa mencapai 120% dari pusat massa. Dalam studi ini, secara keseluruhan diperoleh *range* antara perpindahan terhadap pusat massa lebih besar dari 1 (satu) di sisi fleksibel dan *range* antara perpindahan yang lebih kecil dari satu terdapat di bagian kaku. Dapat disimpulkan bahwa struktur tersebut merupakan struktur dengan sistem torsi kaku (*torsionally stiff structure*) yang artinya dua mode pertama mengalami translasi dan *mode* ketiga rotasi.

### 3.6 Pengaruh Faktor-R Pada Bangunan Tidak Simetris

Disebutkan bahwa ketika struktur lebih signifikan dalam sistem torsi kaku, maka cenderung respon inelastis pada sisi fleksibel akan lebih besar dari respon elastis. Sistem dengan torsi kaku dalam desain perlu dibuat nilai faktor modifikasi gempa yang rendah, karena deformasi yang besar terjadi saat nilai daktilitas struktur tersebut tinggi. Daktilitas yang semakin besar juga akan menyebabkan deformasi translasi yang semakin besar, walaupun respon torsi akibat daktilitas tidak terlalu signifikan, namun pusat eksentrisitas yang besar membuat simpangan yang besar.

Begitu kompleksnya perilaku struktur tidak simetris terutama dalam kondisi inelastis membuat perhatian yang serius dalam melakukan analisa dan desain. Hal-hal penting dalam menentukan perilaku nonlinier struktur tidak simetris, diantaranya: Daktilitas struktur (hubungan gaya-perpindahan), letak pusat kekuatan dan kekakuan dari pusat massa, dan frekuensi fundamental yang harus diestimasi berkaitan dengan rotasi struktur.

## 4. Kesimpulan

Dari hasil studi parametrik terhadap bangunan tidak simetris dengan menggunakan variasi pusat kekakuan (CR) terhadap pusat massa (CM) dan variasi faktor modifikasi respon gempa (R) akibat eksitasi gempa dua arah dengan karakteristik gempa *pulse* dan tanpa *pulse* yang dianalisis menggunakan program Ruamoko 3D, maka dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Simpangan struktur pada kondisi inelastis ( $\Delta_i$ ) selalu lebih besar dibandingkan simpangan struktur pada kondisi elastis ( $\Delta_e$ ). Rasio simpangan inelastis dengan elastis ( $\Delta_i/\Delta_e$ ) mencapai 2,678 dengan peningkatan rata-rata 5% sampai dengan 8% untuk setiap kenaikan faktor modifikasi respon gempa (R). Berikut adalah respon bangunan ketika pusat kekakuan (CR) yang tidak berimpit dengan titik pusat massa (CM):
  - a. Simpangan di sisi fleksibel selalu lebih besar dibandingkan dengan simpangan di sisi kaku, akibatnya struktur akan mengalami efek torsi. Peningkatan simpangan di sisi kaku bisa

- mencapai 10% sampai dengan 20% dari simpangan di pusat massa, dan simpangan di sisi fleksibel mencapai 50% sampai dengan 100% dari simpangan di pusat massa.
- b. Respon torsi lebih dominan terjadi di arah-x bangunan karena jarak pusat eksentrisitas kekakuan yang lebih besar antara sisi kaku dan sisi fleksibel. Namun demikian, simpangan yang lebih besar terjadi pada arah-y bangunan karena kekakuan yang relatif lebih kecil dibandingkan pada arah-x.
2. Daktilitas struktur sangat mempengaruhi besarnya simpangan struktur. Pada penelitian ini, peningkatan faktor-R pada struktur dengan eksentrisitas pusat kekakuan ( $e_r$ ) berbeda tidak menunjukkan perubahan *trend* simpangan di sisi kaku dan sisi fleksibel yang signifikan. Namun simpangan yang lebih besar terjadi seiring bertambah besarnya eksentrisitas pusat kekakuan ( $e_r$ ) dan nilai faktor modifikasi respon gempa (R). Untuk itu struktur dengan eksentrisitas pusat kekakuan ( $e_r$ ) dan faktor-R yang besar harus mendapat perhatian yang serius.
  3. Karakteristik getaran gempa akan menentukan perilaku dan respon torsi pada bangunan tidak simetris. Respon simpangan struktur tidak simetris akibat getaran gempa *pulse* menunjukkan hasil yang lebih besar dibandingkan dengan respon simpangan akibat getaran gempa tanpa *pulse*, perbedaannya berkisar antara 5% sampai dengan 10%.

## 5. Daftar Kepustakaan

- Anagnostopoulos, S. A. dkk. (2010). An Answer to an Important Controversy and The Need for Caution When Using Simple Models to Predict Inelastic Earthquake Response of Buildings With Torsion. *Earthquake Engineering Structure Dyn* 39: 521-540.
- Anonim. (2005). *International Code Council, Inc.* Illinois: Building Officials and Code Administrators International, Inc.
- Anonim. (2012). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Beyer, K., & Bommer, J. J. (2007). Selection and Scaling of Real Accelerograms for Bi-Directional Loading: A Review of Current Practice and Code Provisions. *Journal of Earthquake Engineering*, 11, 13-45.
- Carr, A.J. (2008). RUAUMOKO-Inelastic Dynamic Analysis Program. Departement of Civil Engineering, University of Canterbury, Chirstchurc, New Zealand.
- Chopra, A.K. (2002). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, 2<sup>nd</sup> ed., Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J., 844pp.
- De Stefano, M., & Pintucchi, B. (2008). A Review Of Research On Seismic Behaviour Of Irregular Building Structures Since 2002. *Bull Earthquake Eng* 6, 285-308.
- Faisal, A. (2004). Torsi Aktual Pada SRPM Simetris. Seminar Nasional HAKI Komda Sumut 2014. Medan : Indonesia.
- FEMA 451B. (2007). NEHRP Recomenen Provision for New Building and Other Structure: Training and Instructional Materials.
- Gavin, H. P., (2014). *Vibration of Single Degree of Freedom Systems*. CEE Structural Dynamics. Department of Civil Engineering. Duke University.
- Haselton, C. B., Liel, A. B., Lange, S. T., & Deierlein, G. G. (2008). *Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings*. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Katsanos, E. I., Sextos, A. G., & Manolis, G. D. (2010). Selection of earthquake ground motion records: A state-of-the-art review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 30, 157–169.
- Kunnath SK, Erduran E, Chai YH, Yashinsky M. Effect of near fault vertical ground motions on seismic response of highway overcrossings. *J Bridge Engineering ASCE* 2008; 13(3):282-90.
- Lucchini, A. et al. (2009). Seismic Behavior of Single-Story Asymmetric-Plan Buildings Under Uniaxial Excitation. *Earthquake Engineering Structure Dyn* 38, 1053-1070.
- Marusic, D., Fajfar, P. (2005). On The Inelastic Seismic Response of Asymmetric Buildings Under Bi-axial Excitation. *Earthquake Engineering Structure Dyn* 34, 943-963.
- Paulay, T. (1998). Torsional Mechanisms in Ductile Building Systems. *Earthquake Engineering Structue Dyn* 27, 1101-1121.
- Pawirodikromo, W. (2012). *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Pustaka Pelajar.

- Pacific Earthquake Engineering Research (2008). PEER NGA Database, available at <http://peer.berkeley.edu/nga/>.
- Roy, R., Chackroborty, S. (2013). Seismic Demand of Plan-Asymmetric Structures: A Revisit. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 12, 99-117.
- Sommer, A., Bachmann, H. (2005). Seismic Behavior of Asymmetric RC Wall Buildings: Principles and New Deformation-Based Design Method. *Earthquake Engineering Structure Dyn* 34, 101-124.
- Somerville, P. (2003). Magnitude Scaling of The Forward Rupture Directivity Pulse in Near-Fault Ground Motions. URS Group Inc. Award Number: 01HQGR0048.
- Somerville, P. (2002). Characterizing Near Fault Ground Motion For The Design And Evaluation Of Bridges. *Third National Seismic Conference & Workshop on Bridges & Highways* Portland, Oregon, April 29 – May 1, 2002. Vol. CA 91101.
- Stathopoulos, K. G., Anagnostopoulos, S. A. (2004). Earthquake Induced Inelastic Torsion In Asymmetric Multistory Buildings. *World Conference on Earthquake Engineering* 13, 558.
- Stathopoulos, K. G., Anagnostopoulos, S. A. (2005). Inelastic Torsion of Multistorey Buildings Under Earthquake Excitations. *Earthquake Engineering Structure Dyn* 34: 1449-1465.
- Tso, W.K dan Myslimaj, B. (2005). A Design-Oriented Approach to Strength Distribution in Single-Story Asymmetric Systems with Elements Having Strength-Dependent Stiffness. *Earthquake Engineering Research Institute*. Vol. 21, 197–212.

# APLIKASI METODE KOMPONEN PADA SAMBUNGAN BAJA

Torang Sitorus<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Staf Pengajar Departemen Teknik Sipil Universitas Sumatera Utara  
Email: [torangs02@gmail.com](mailto:torangs02@gmail.com)

**Abstrak:** Suatu metode untuk menentukan kekakuan sambungan baja dibuat oleh peraturan Eurocode yang dinamakan metode komponen. Pada metode ini masing-masing mekanisme deformasi di dalam sambungan ditentukan beserta kekakuannya, dimana besarnya sudah terdapat pada peraturan Eurocode. Kekakuan dari elemen-elemen ini dimodelkan menggunakan pegas linier maupun nonlinier dan pegas-pegas ini disambung dalam seri ataupun paralel untuk menentukan kekakuan sambungan. Model-model ini telah dikembangkan ke dalam suatu peraturan yang diperkenalkan dalam bagian ke 3 dari peraturan Eurocode atau prEN 1993-1-8, 2005

**Kata kunci:** Struktur baja, sambungan, metode komponen

## 1. Pendahuluan

Sifat bahan struktur diperlukan dalam analisis global adalah kekuatan momen lentur (tahanan)  $M_{j,Rd}$ , kekakuan rotasi (deformasi)  $S_j$  dan kapasitas rotasi (deformasi)  $\phi_{Cd}$ . Pada sambungan baja untuk grafik momen-rotasi pada bagian awal diagram rotasi adalah linier. Akan tetapi kurva elastis berdeviasi dari garis lurus pada momen lentur bernilai kecil, ini disebabkan oleh plastisitas lokal akibat oleh konsentrasi tegangan dan tegangan sisa. Pada prEN2005-1-8 diasumsikan sebesar 2/3 dari momen tahanan pada waktu elastis, mengikuti garis lurus yang ditentukan oleh kekakuan awal, setelah mencapai 2/3 momen tahanan, kekakuan direduksi sampai momen tahanan  $M_{j,Rd}$  tercapai.

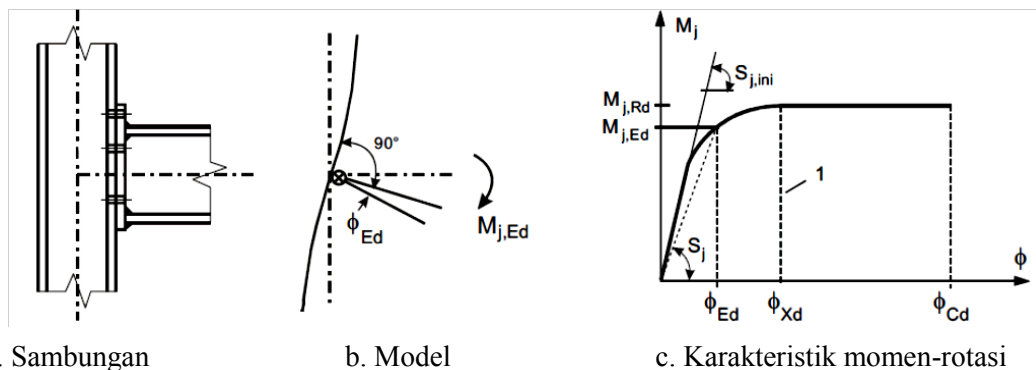
## 2. Kekakuan dan kapasitas rotasi

### 2.1 Kekakuan rotasi

Kekakuan rotasi  $S_j$ , yang disebut juga *secant stiffness*. Untuk karakteristik momen-rotasi, definisi dari  $S_j$  digunakan sampai rotasi  $\phi_{Xd}$  yang mana  $M_{j,Ed}$  pertama tercapai sebelum  $M_{j,Rd}$ , tetapi tidak untuk rotasi yang besar, seperti pada Gambar 1c.

### 2.2 Kapasitas rotasi

Perencanaan kapasitas rotasi  $\phi_{Cd}$  dari sambungan, yang mana sama dengan rotasi maksimum dari karakteristik perencanaan momen rotasi, seperti pada Gambar 1a, 1b dan 1c.



Gambar 1: Karakteristik perencanaan momen-rotasi untuk sambungan (Moore, 2003).

## 3. Langkah-langkah pada metode komponen berdasarkan Eurocode.

Langkah untuk menentukan kekakuan sambungan berdasarkan masing-masing komponen yang disambung dapat dilihat pada Tabel 1 sedangkan untuk komponen dasar dapat dilihat pada Tabel 2.

Tabel 1: Langkah-langkah metode komponen (Moore, 2003).

Langkah menentukan kekakuan rotasi	Badan kolom geser	Badan kolom tekan	Badan kolom tarik
Langkah pertama	Identifikasi dari komponen yang aktif		
Langkah kedua	Respons dari komponen-komponen		
Langkah ketiga	Rangkai dari tiap-tiap komponen		

$$M_{j,Rd} = \min(F_{i,Rd}) \cdot z$$

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot z^2}{\sum \frac{1}{k_i}}$$

Tabel 2: Komponen dasar sambungan (Eurocode 3, 2005).

N <sup>o</sup>	Komponen	N <sup>o</sup>	Komponen
1	Panel badan kolom mengalami geser	5	Badan kolom mengalami tarik
2	Badan kolom mengalami tekan	6	Plat ujung mengalami lentur
3	Sayap dan badan balok mengalami tekan	7	Badan balok mengalami tarik
4	Sayap kolom mengalami lentur	8	Sayap siku mengalami lentur
		10	Baut yang mengalami tarik

Pada metode ini kurva M- $\phi$  diperoleh secara perhitungan manual maupun dengan menggunakan komputer. Keuntungan dari metode ini adalah fleksibilitas dalam penyesuaian terhadap sambungan yang berbeda.

Tabel 3: Kekakuan tiap komponen (Eurocode 3, 2005).

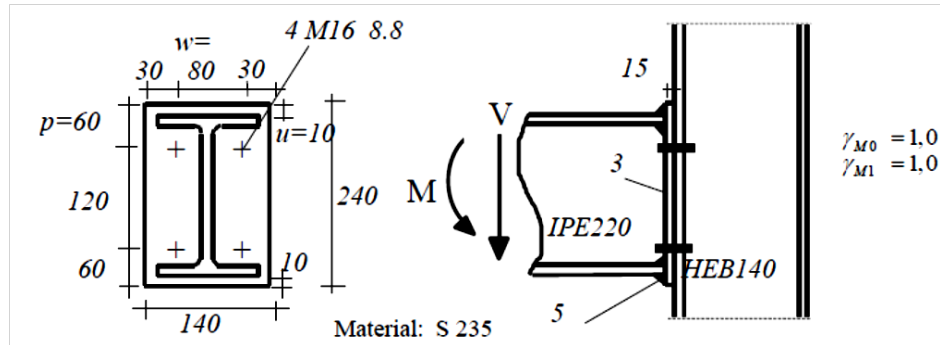
Komponen		Koefisien kekakuan $k_l$	
Badan mengalami geser	kolom	Tidak diperkaku	Diperkaku
		Sambungan satu sisi atau dua sisi dimana tinggi balok sama dengan	
		$k_1 = \frac{0.38.A_{vc}}{\beta.z}$	$k_1 = \infty$
		$z$ adalah jarak lengan $\beta$ adalah parameter transformasi dengan menentukan nilai $\beta_1$ dan $\beta_2$	
Badan mengalami tekan	kolom	Tidak diperkaku	Diperkaku
		$k_2 = \frac{0.7.b_{eff,c,wc}t_{wc}}{d_c}$	$k_2 = \infty$
		$b_{eff,c,wc}$ adalah lebar efektif	
Badan mengalami tarik	kolom	Diperkaku atau tidak diperkaku dengan satu baris baut mengalami tarik atau sambungan las tidak diperkaku	Sambungan las diperkaku
		$k_3 = \frac{0.7.b_{eff,t,wc}t_{wc}}{d_c}$	$k_3 = \infty$
		$b_{eff,t,wc}$ adalah lebar efektif dari kolom yang mengalami tarik. Untuk sambungan dengan satu baris baut yang mengalami tarik, diambil nilai terkecil dari panjang efektif $l_{eff}$	
Sayap mengalami (untuk satu baris baut yang mengalami tarik)	kolom lentur	$k_4 = \frac{0.9.l_{eff}^3 t_{fc}^3}{m^3}$	
		$l_{eff}$ diambil nilai terkecil dari panjang efektif	
Plat ujung mengalami (untuk satu baris baut yang mengalami tarik)	ujung yang lentur	$k_5 = \frac{0.9.l_{eff}^3 t_p^3}{m^3}$	
		$l_{eff}$ diambil nilai terkecil dari panjang efektif	
Siku mengalami lentur	sayap yang lentur	$k_6 = \frac{0.9.l_{eff}^3 t_a^3}{m^3}$	
		$l_{eff}$ diambil nilai terkecil dari panjang efektif	
Baut yang mengalami tarikan (untuk satu baris baut)		$k_{10} = \frac{1.6.A_s}{L_b}$	Dimuat dan tanpa dimuat
		$L_b$ adalah panjang pemanjangan, diambil sama dengan panjang grip (jumlah tebal material dan ring, tambah setengah tinggi dari kepala baut dan tinggi mur.	
Baut mengalami geser		Tanpa dimuat	Dimuat *)
		$k_{11} \text{ (atau } k_{17}) = \frac{16.n_b.d^2.f_{ub}}{Ed_{M16}}$	$k_{11} = \infty$
		$d_{M16}$ adalah diameter nominal dari baut M16 $n_b$ adalah jumlah baris baut yang mengalami geser	

Tabel 3: Lanjutan.

Baut mengalami geser	Tanpa dimuat $k_{12}(\text{atau } k_{18}) = \frac{24.n_b.k_b.k_t.d.f_u}{E}$ $k_b = k_{b1}$ tetapi $k_b \leq k_{b2}$ $k_{b1} = 0.25.e_b / d + 0.5$ tetapi $k_{b1} \leq 1.25$ $k_{b2} = 0.25.p_b / d + 0.375$ tetapi $k_{b2} \leq 1.25$ $k_1 = 1.5.t_j / d_{M16}$ tetapi $k_1 \leq 2.5$	Dimuat *) $k_{12} = \infty$ $e_b$ adalah jarak dari baris baut ke ujung bebas plat pada arah beban $f_u$ adalah kekuatan tarik ultimit dari baja pada tumpuan baut $p_b$ adalah jarak dari baris baut pada arah beban $t_j$ adalah tebal dari komponen
Beton yang mengalami tekan (termasuk grouting)	$k_{13} = \frac{E_c \cdot \sqrt{b_{eff} \cdot I_{eff}}}{1.275 \cdot E}$ $b_{eff}$ adalah lebar efektif dari sayap T $I_{eff}$ adalah panjang efektif dari sayap T	
Plat lentur yang mengalami tekan	$k_{14} = \infty$ Koefisien ini sudah dimasukkan pada perhitungan kekakuan koefisien $k_{13}$	
Plat dasar lentur yang mengalami tarik (untuk satu baris baut yang mengalami tarik)	Dengan gaya angkat **) $k_{15} = \frac{0.85.l_{eff}.t_p^3}{m^3}$ $l_{eff}$ adalah panjang efektif dari sayap T $t_p$ adalah tebal dari plat dasar	Tanpa gaya angkat **) $k_{15} = \frac{0.425.l_{eff}.t_p^3}{m^3}$
Baut angkur mengalami tarik	Dengan gaya angkat **) $k_{16} = \frac{1.6.A_s}{L_b}$ $L_b$ adalah panjang pemanjangan dari baut angkur, diambil sama dengan delapan kali diameter nominal baut (jumlah tebal material dan ring, tambah setengah tinggi dari kepala baut, lapisan grouting, tebal plat, ring dan setengah kali tinggi mur.	Tanpa gaya angkat **) $k_{16} = \frac{2.0.A_s}{L_b}$
*) baut telah direncanakan tidak mengalami slip ke dalam tumpuan pada level beban yang berhubungan **) gaya angkat mungkin meningkat, jika $L_b = \frac{8.8.m^3.A_s}{I_{eff}.t^3}$		
<b>Catatan 1:</b> Ketika menghitung beff dan leff jarak c diambil 1,25 kali tebal pelat dasar. <b>Catatan 2:</b> Pelat belakang diasumsikan tidak mempengaruhi kekakuan rotasi Sj pada sambungan. <b>Catatan 3:</b> Untuk las (k <sub>19</sub> ) koefisien kekakuan diambil sama dengan tak terhingga. Komponen ini tidak dimasukkan ke dalam perhitungan untuk menghitung kekakuan rotasi Sj. <b>Catatan 4:</b> Untuk sayap balok dan badan yang mengalami tekan (k <sub>7</sub> ), badan balok yang mengalami tarik (k <sub>8</sub> ), pelat yang mengalami tarik atau tekan (k <sub>9</sub> ), balok haunch (k <sub>20</sub> ), koefisien kekakuan diambil sama dengan tak terhingga. Komponen ini tidak dimasukkan ke dalam perhitungan untuk menghitung kekakuan rotasi Sj.		

**3.1 Contoh perhitungan**

Pada contoh berikut adalah sambungan balok kolom dengan pelat ujung (end-plate) tipe flush seperti pada Gambar 2, dengan menggunakan profil balok IPE220 dan profil kolom HEB140 seperti pada Tabel 4. Akan ditentukan kekakuan untuk sambungan pelat ujung tersebut yang dibentuk terlebih dahulu dari kekakuan tiap-tiap komponen berdasarkan dari kondisi komponen dari Tabel 1, kemudian digambarkan grafik momen-rotasi dari sambungan dengan material baja S235 atau setara dengan baja A36.



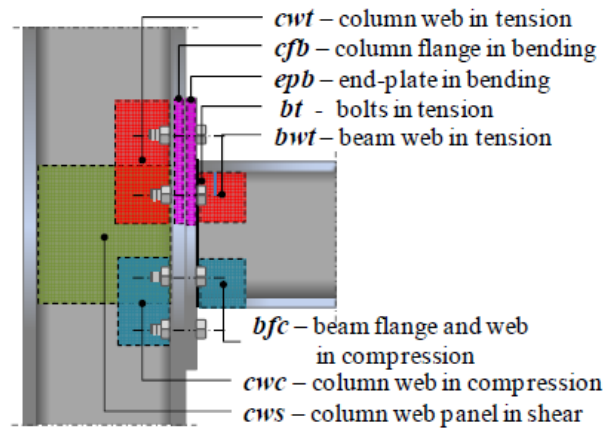
Gambar 2: Pemodelan sambungan untuk contoh perhitungan (Steenhuis, 1998).

Tabel 4: Data untuk balok IPE 220 dan kolom HEB140.

Section IPE 220													
kg/m	b	h	t1	t2	R1	A	h1	d	φ	pmin	pmax	AL	AG
			Mm			cm <sup>2</sup>	mm	mm		mm	mm	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /m
26.2	110	220	5.9	9.2	12.0	33.40	201.6	177.6	M12	60	62	0.848	32.36
strong axis x-x							weak axis y-y						
Ix	Wel.x	Wpl.x	ix	Avy	Sx	Iy	Wel.x	Wpl.x	iy	Ss	It	lw	
cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	mm	cm <sup>4</sup>	cm	
2772	252.0	285.0	9.11	15.90	143	205.0	37.3	58.1	2.48	38.40	9.07	22.70	
Section HEB 140													
kg/m	b	h	s	t	r	A	h1	d	φ	pmin	pmax	AL	AG
			mm			cm <sup>2</sup>	mm	mm		mm	mm	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /m
33.7	140	140	7.0	12.0	12.0	43.00	116.0	92.0	M16	66	76	0.805	23.88
strong axis x-x							weak axis y-y						
Ix	Wel.x	Wpl.x	ix	Avy	Sx	Iy	Wel.x	Wpl.x	iy	Ss	It	lw	
cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	mm	cm <sup>4</sup>	cm	
1509	215.6	245.4	5.93	13.08	123	549.7	78.52	119.8	3.58	45.06	20.06	22.48	

Untuk kondisi masing-masing komponen dibuat model mekanikalnya seperti pada Gambar 2 dan kemudian dibuat Tabel 5 untuk menentukan keadaan tiap-tiap komponen yang disambung.





Gambar 3: Pemodelan mekanikal untuk sambungan untuk contoh perhitungan.

Tabel 5: Komponen untuk sambungan tipe pelat ujung (*end-plate*).

Jenis Komponen	Kekakuan	Singkatan	Kondisi
Badan kolom (column web)	$K_1$	cws	geser
Badan kolom (column web)	$K_2$	cwc	tekan
Badan kolom (column web)	$K_3$	cwt	tarik
Sayap kolom (column flange)	$K_4$	cfb	lentur
Pelat ujung (end plate)	$K_5$	epb	lentur
Badan dan sayap balok (beam flange web)	$K_7$	bfc	tekan
Badan balok (beam web)	$K_8$	bwt	tarik
Baut (bolt)	$K_{10}$	bt	tarik

Dari hasil perhitungan diperoleh sebagai berikut:

$$k_1 = 3.004mm \quad F_{Rd,1} = 159.7kN$$

$$k_2 = 8.589mm \quad F_{Rd,2} = 189.1kN$$

$$k_3 = 7.728mm \quad F_{Rd,3} = 178.7kN$$

$$k_4 = 11.59mm \quad F_{Rd,4} = 138.5kN$$

$$k_5 = 14.73mm \quad F_{Rd,5} = 162.1kN$$

$$k_7 = \infty \quad F_{Rd,7} = 318.2kN$$

$$k_8 = \infty \quad F_{Rd,8} = 256.5kN$$

$$k_{10} = 5.30mm \quad F_{Rd,10} = 180.9kN$$

diambil nilai minimum (yang menentukan)

$$F_{Rd} = \min(F_{Rd,i}) = 138.5kN$$

Momen tahanan plastis

$$M_{j,Rd} = F_{Rd} \cdot z = 138.5 \times 165.4 \times 10^{-3} = 22.91kN.m$$

Momen tahanan elastis

$$M_{j,el,Rd} = 2/3 M_{j,Rd} = 15.27kN.m$$

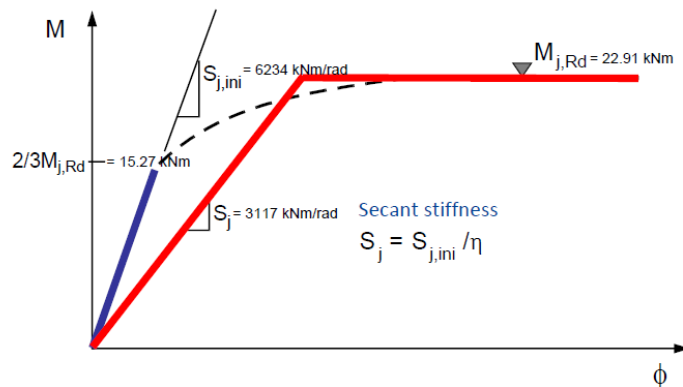
Kekakuan awal

$$S_{j,ini} = E \cdot h^2 / \sum_i 1/k_i = \frac{210000 \times 165.4^2 \times 10^{-4}}{\frac{1}{3.004} + \frac{1}{8.589} + \frac{1}{7.728} + \frac{1}{11.59} + \frac{1}{14.73} + \frac{1}{5.30}} = 6234 \text{ kN.m/rad}$$

Kekakuan sekan (secant stiffness)

$$S_j = S_{j,ini} / 2 = 3117 \text{ kN.m/rad}$$

setelah diperoleh nilai kekakuan rotasi dan momen kemudian diplotkan ke dalam grafik M- $\Phi$  seperti pada Gambar 4.



Gambar 4: Grafik momen rotasi sambungan.

#### 4. Hasil dan Diskusi

Dari hasil perhitungan terlihat bahwa setiap kekakuan dari masing-masing komponen akan menambahkan ataupun mengurangi kekakuan total dari sambungan sehingga perubahan dari setiap komponen akan mempengaruhi kekakuan total sambungan.

Untuk sambungan yang lebih kompleks maka harus dibuat terlebih dulu model mekanikal dari sambungan sehingga lebih mudah untuk menghitung masing-masing komponennya.

Pada beberapa aplikasi software untuk perhitungan sambungan yang telah mengadopsi peraturan Eurocode ini, perhitungan ini telah dimasukkan ke dalam program dan hasilnya juga dapat diverifikasi dengan perhitungan secara elemen hingga.

#### 5. Kesimpulan

1. Untuk pemodelan pada metode komponen harus dibuat idealisasi pegas terlebih dahulu untuk setiap tipe sambungan dengan menentukan tiap-tiap komponen yang terjadi pada sambungan.
2. Pada metode komponen besarnya kapasitas sambungan dapat diketahui dengan perhitungan secara manual maupun dengan menggunakan komputer.
3. Perubahan bentuk pada sambungan yang disebabkan dengan pengurangan ataupun penambahan komponen sambungan dapat lebih mudah dihitung kembali sehingga dapat diperoleh kondisi sambungan sesuai yang diinginkan.

#### 6. Kepustakaan

- Ed. Moore, D.B. dan Wald, F. (2003) *Design of Structural Connections to Eurocode 3 Frequently Asked Questions*, Building Research Establishment Ltd., Watford.
- Weynand, K., Jaspart, J.P., Steenhuis, M. (1995) The Stiffness Model of revised Annex J of Eurocode 3, *The Third International Workshop on Connections in Steel Structures*, Trento, Italy.
- Ivanyi, M., Charalambos, P., Baniotopoulos, C. (2000) *Semirigid connections in structural steel work*, Springer Verlag.
- Steenhuis, M., Jaspart, J.P., Gomes, F. (1998) Application of the Component Method to Steel Joints, *Proceedings of the Control of the Semi-Rigid Behaviour of Civil Engineering Structural Connections Conferenc*, Liege, Belgium.
- Noname, Eurocode 3 (2005) *Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints*, British Standard Institute.

## APLIKASI KOMPUTER PADA PERENCANAAN SAMBUNGAN KAYU

*Antas Sinaga*<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Staf Pengajar Departemen Teknik Sipil Universitas Cenderawasih Jayapura, Papua  
Email: [antas\\_sinaga@yahoo.co.id](mailto:antas_sinaga@yahoo.co.id)

**Abstrak:** Perkembangan komputer dewasa ini sudah masuk ke berbagai disiplin ilmu, tidak terkecuali ke dalam ilmu teknik sipil. Dalam ilmu teknik sipil pemanfaatannya dapat dilakukan juga untuk kemudahan, kecepatan dan efektifitas dalam perencanaan suatu struktur sebelum struktur tersebut dibangun, sehingga banyak dibuat pemanfaatan komputer dalam bentuk perangkat lunak (*software*) yang dapat memudahkan perencana untuk mendisain suatu struktur berdasarkan teori-teori dan peraturan yang ada. Penguasaan teori maupun standard yang ada sangat penting karena dapat menunjang kualitas perencanaan yang lebih baik. Pemanfaatan perangkat lunak komputer untuk perhitungan sambungan kayu di Indonesia masih sangat sedikit, hal ini juga disebabkan oleh proyek-proyek dengan pemanfaatan kayu untuk struktur besar masih sangat kurang, kebanyakan dengan bentuk-bentuk umum yang sederhana sehingga hasil perencanaan dapat berdasarkan pengalaman di lapangan saja.

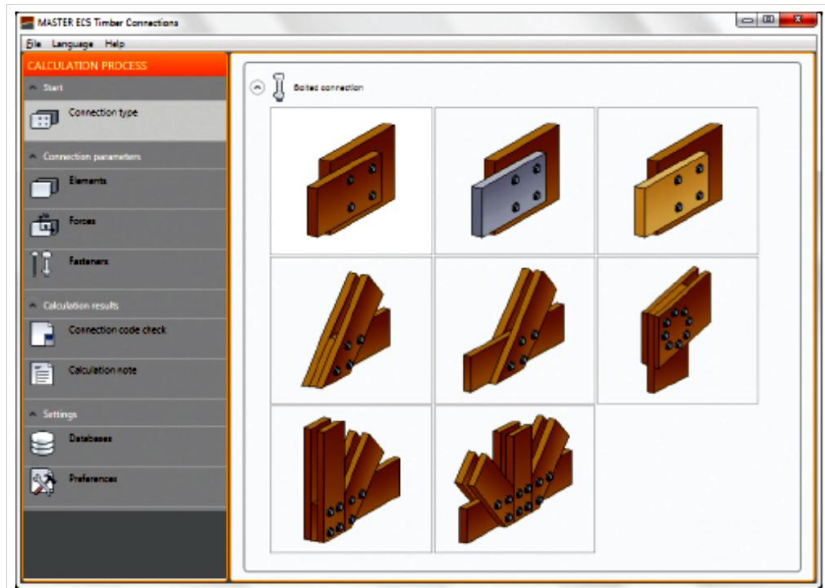
**Kata kunci:** Perangkat lunak, sambungan kayu, kapasitas sambungan.

### 1. Pendahuluan

Komputer dewasa ini banyak digunakan untuk mempermudah pekerjaan manusia baik dari segi perangkat keras (*hardware*) maupun perangkat lunak (*software*). Pada tulisan ini akan dibahas tentang pemanfaatan perangkat lunak (*software*) dalam teknik sipil khususnya dalam perencanaan sambungan kayu. Dalam perancangan sambungan kayu telah banyak dikaji oleh peneliti baik secara percobaan maupun secara numerik bentuk-bentuk sambungan kayu dimana dari hasil-hasil tersebut dibuatlah suatu teori perhitungan maupun rumus pendekatan untuk perhitungan sambungan kayu, rumus-rumus ini kemudian diimplementasikan ke dalam bentuk peraturan ataupun standard, adapun untuk peraturan kayu Indonesia terbaru SNI-PKKI NI5 tahun 2000 mengadopsi dari peraturan Eurocode5 (EN 1995-1-1).

### 2. Aplikasi komputer untuk sambungan kayu

Salah satu program sambungan kayu yang dikeluarkan oleh *European Funds for development of innovative economy* dengan bantuan keuangan dari *European Union under the European Regional Development Fund* adalah *MASTER EC5 Timber Connections* didisain untuk memverifikasi dari hasil perhitungan kapasitas dari sambungan tipe *splice* dan rangka untuk kayu. Perhitungan pada program *MASTER EC5 Timber Connections* didasarkan pada peraturan Eropa, standard EN 1995-1-1. Analisis sambungan dapat direncanakan dengan gaya-gaya dalam berupa normal, geser dan momen (N, V, M). Batang yang disambung berbentuk persegi dengan penampang tunggal maupun ganda. Pengaturan penyambung atau baut dapat dilakukan dengan bentuk persegi atau berselang-seling. Modifikasi atau pengaturan memungkinkan untuk dilakukan dengan penyambungan untuk irisan tunggal maupun ganda dapat digunakan. Pemilihan dari nilai parameter dari batang-batang yang disambung (geometri penampang, material dan lain-lain) serta nilai parameter penyambung tersedia baik berupa database yang terdapat pada program (*built-in databases*) atau yang terdapat pada manual program.

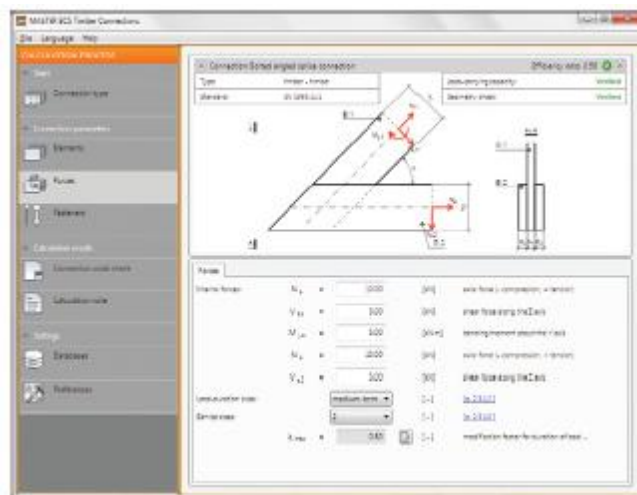


Gambar 1: Tampilan awal program MASTER EC5 Timber Connections.

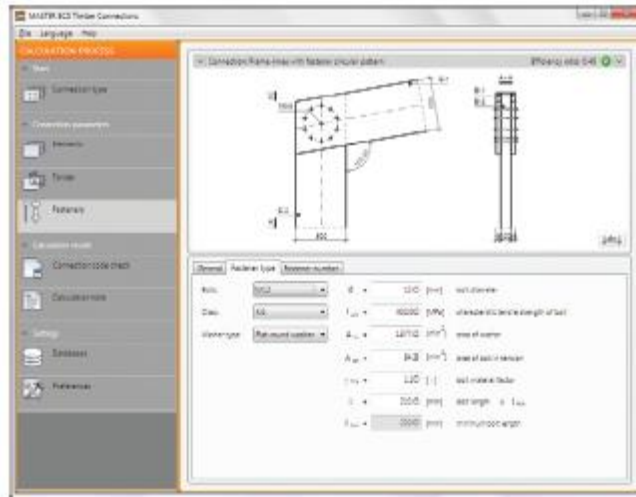
**2.1 Tipe Sambungan kayu pada program**

Tipe sambungan yang dapat didisain oleh program MASTER EC5 Timber Connections adalah sambungan dengan menggunakan penyambung dari baut dengan jenis sebagai berikut:

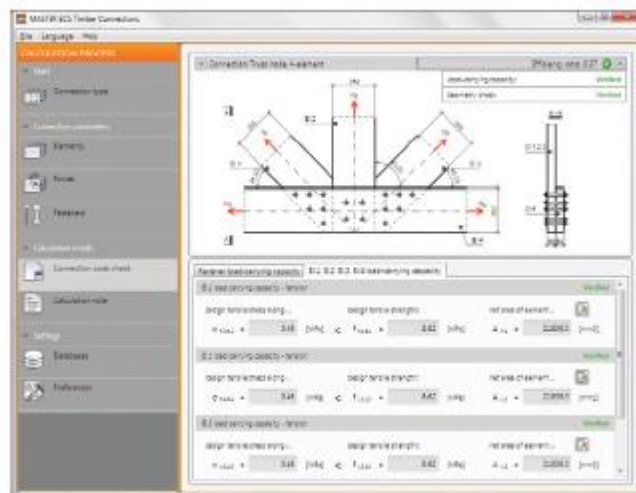
- Sambungan tipe *splice* untuk kayu dan kayu
- Sambungan tipe *splice* untuk baja dan kayu
- Sambungan tipe *splice* untuk panel dan kayu
- Sambungan tipe *splice* dengan sudut untuk kayu dan kayu
- Sambungan tipe *splice* dengan sudut dengan batang yang menerus untuk kayu dan kayu
- Sambungan tipe sudut *frame* (portal) dengan pola baut melingkar untuk kayu dan kayu
- Sambungan tipe nodal dengan tiga batang untuk kayu dan kayu
- Sambungan tipe nodal dengan empat batang untuk kayu dan kayu



Gambar 2: Gambar sambungan tipe *splice* dengan sudut untuk kayu dan kayu.



Gambar 3: Gambar sambungan tipe sudut *frame* (portal) dengan pola baut melingkar untuk kayu dan kayu.



Gambar 4: Gambar sambungan tipe nodal dengan empat batang untuk kayu dan kayu.

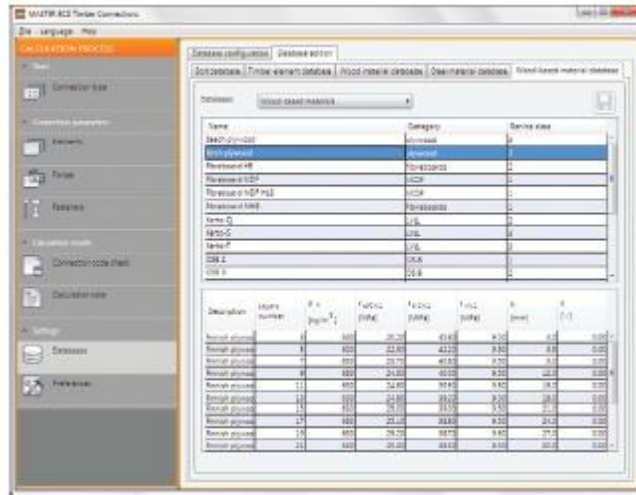
## 2.2 Hasil dan Diskusi

Setelah analisis program akan menghasilkan perhitungan baik yang ringkas maupun yang lengkap. Bentuk yang ringkas adalah merupakan verifikasi dari masing-masing kondisi dan dapat dilampirkan secara langsung ke dokumentasi teknik. Bentuk yang lengkap adalah verifikasi yang detail dengan catatan informasi yang mendukung. Catatan tersebut memiliki semua hasil-hasil dari masing-masing tahapan analisis perhitungan dengan skema gambar yang menjelaskan metode perhitungannya, hal ini dapat dilihat seperti Gambar 5.

## 2.3 Beberapa keuntungan dari program

Keuntungan dari memakai program ini adalah:

1. Hasil perhitungan dapat dihasilkan dengan cepat .
2. Mudah dalam pengoperasian dengan tampilan yang jelas.
3. Tampilan windows yang mudah dipahami sesuai dengan urutan untuk *input* sampai dengan *output* dari program.
4. Pengeditan secara manual susunan dari penyambung sesuai dengan yang direncanakan.
5. Catatan hasil verifikasi perhitungan dapat dikeluarkan secara lengkap.
6. Database material yang lengkap untuk material kayu, baja dan pelat kayu seperti pada Gambar 6. Database yang lengkap untuk baut seperti pada Gambar 6.



Gambar 5: Hasil keluaran lengkap dari disain sambungan kayu

**Design Data:**

- Internal forces (design value):
  - E1.1 axial force:  $N_d = 10.0$
  - E1.1 shear force:  $V_{d,1} = 1.00$
  - E1.1 bending moment:  $M_{d,1} = 3.25$
  - E1.2 axial force at the right side of the node:  $N_{d,r} = 10.0$
  - E1.2 shear force at the right side of the node:  $V_{d,r} = 5.00$
  - E1.2 axial force at the left side of the node:  $N_{d,l} = 10.0$
  - E1.2 shear force at the left side of the node:  $V_{d,l} = 5.00$
- Working conditions:
  - load duration class: medium term
  - service class: 2
- Modification factors:
  - working conditions factor for connection:  $k_{mod} = 0.90$
  - length factor for E1.1 (3-1,2):  $k_{1,1} = 1.0$

**Force Calculations:**

- horizontal force acting on each bolt due to horizontal load  $N$ :  $F_{h,d} = \frac{N}{n_b} = 0.56$
- vertical force acting on each bolt due to vertical load  $V$ :  $F_{v,d} = \frac{V}{n_b} = 0.38$
- force acting on each bolt due to moment  $M_d$ :  $F_{m,d,max} = \frac{(M_d + M_{d,ext}) \cdot r_{max}}{n_b \cdot \sum r_i^2} = 0.38$
- radial distance from max. loaded bolt to the centre of rotation:  $r_{max} = \sqrt{r^2 + r_0^2} = 93.9$
- radial distance from each bolt to the centre of rotation:  $r_i = \sqrt{x_i^2 + y_i^2}$
- sum of the squares of the radial distances:  $\sum r_i^2 = 261883.5$
- resultant force acting on maximum loaded bolt:  $F_{d,1} = \sqrt{(F_{h,d} + F_{m,d,max} \cdot \frac{x}{r_{max}})^2 + (F_{v,d} + F_{m,d,max} \cdot \frac{y}{r_{max}})^2} = 0.82$
- angle of  $F_d$  to the E1.1 grain in the timber:  $\alpha_{d,1} = \arctan(\frac{F_{v,d} + F_{m,d,max} \cdot \frac{y}{r_{max}}}{F_{h,d} + F_{m,d,max} \cdot \frac{x}{r_{max}}}) = 62.42$
- angle of  $F_d$  to the grain in the timber member with thickness  $t_b$ :  $\alpha_b = 52.58$

**Shear Stress Check:**

- Maximum shear force in a bolt line (perpendicular to the grain) calculation:
  - maximum shear force in the external E1.2:  $V_{d,ext} = \max(V_{d,1}; V_{d,2}) = 5.00$
  - shear force in the external bolt line:  $F_{d,ext} = n_{b,ext} \cdot (\frac{V_{d,ext} \cdot F_{d,max}}{F_{d,max}} \cdot (n_{b,ext} - \frac{1}{2}) \cdot k_1)$
  - bolt number in the external bolt line:  $n_{b,ext} = 1$
  - external bolt line distance from fastener centroid:  $x_{d,1} = -206.1$  (mm)
  - shear force in the bolt line  $\perp$  (3-2/4):  $F_{d,ext,max} = F_{d,ext} + n_{b,ext} \cdot (\frac{V_{d,ext} \cdot F_{d,max}}{F_{d,max}} \cdot (n_{b,ext} - \frac{1}{2}) \cdot k_1)$
  - bolt number in the bolt line  $\perp$  (3-2/4):  $n_{b,ext} = 1$
  - shear force in the bolt line  $\parallel$  (3-2/4):  $F_{d,ext,max} = F_{d,ext,max} + n_{b,ext} \cdot (\frac{V_{d,ext} \cdot F_{d,max}}{F_{d,max}} \cdot (n_{b,ext} - \frac{1}{2}) \cdot k_1)$
  - bolt line number in the shear zone:  $n_b = 5$
  - maximum shear force in a bolt line:  $F_{d,ext,max} = 5.00$  (kN)

**Material Properties:**

- $\sigma_{k,ext} = 0.27$  (MPa) <  $\sigma_{k,ext} = 0.62$  (MPa) ✓
- efficiency ratio:  $\eta = \frac{\sigma_{k,ext}}{\sigma_{k,ext}} = 0.03$  [-1]

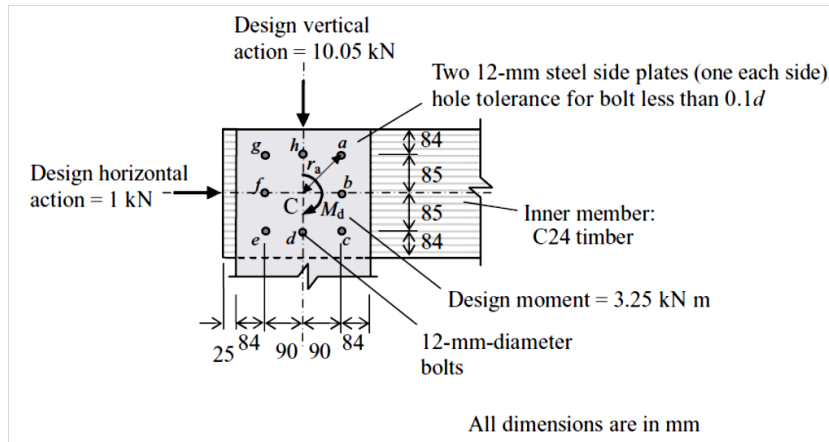
Gambar 6: Database dari program.

### 3. Aplikasi

Untuk aplikasi jenis sambungan kayu lebih lanjut dapat dilihat pada program dengan contoh perhitungan halaman 517 buku *Structural Timber Design to Eurocodes5*, dengan data-data yang digunakan pada sambungan sebagai berikut:

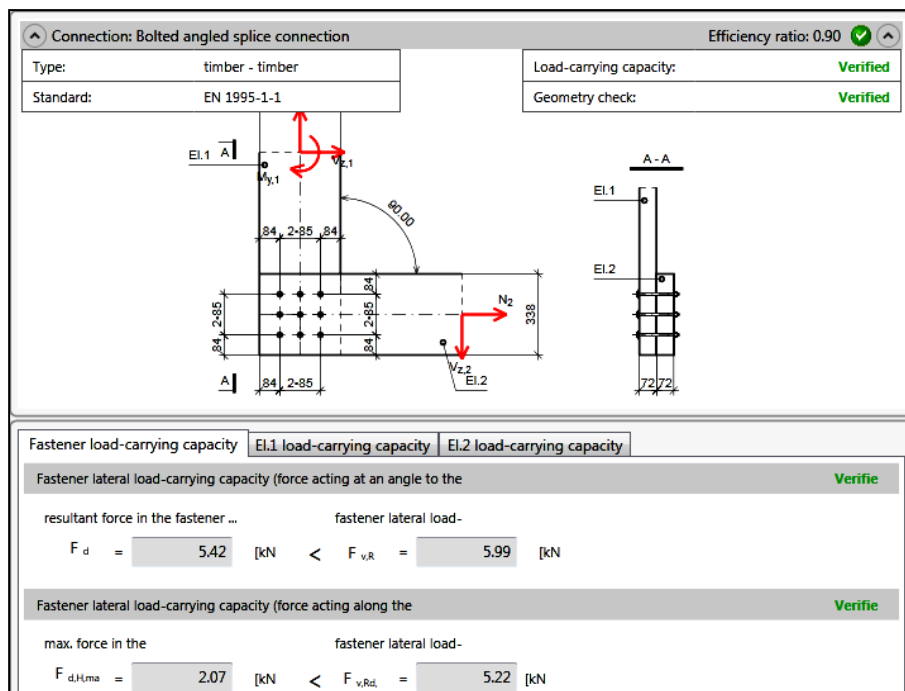
**Example 12.8.1** At the ULS a bolted connection is subjected to a design moment of 3.25 kNm and a design vertical action of 10.05 kN as well as a design horizontal action of 1 kN applied through the timber member arising from combined permanent and short-term loading, as shown in figure below. The connection comprises two 12-mm-thick steel side plates and an inner timber member of strength class C24 to BS EN 338:2003, connected by 12-mm-diameter bolts. The bolts have a characteristic strength of 400 N/mm<sup>2</sup> and the tolerance on the bolt hole diameter in the steel plate

is 1 mm. The joint functions under service class 2 conditions. On the understanding the strength of the steel plates and the bending strength of the timber member are satisfactory, check the adequacy of the connection.

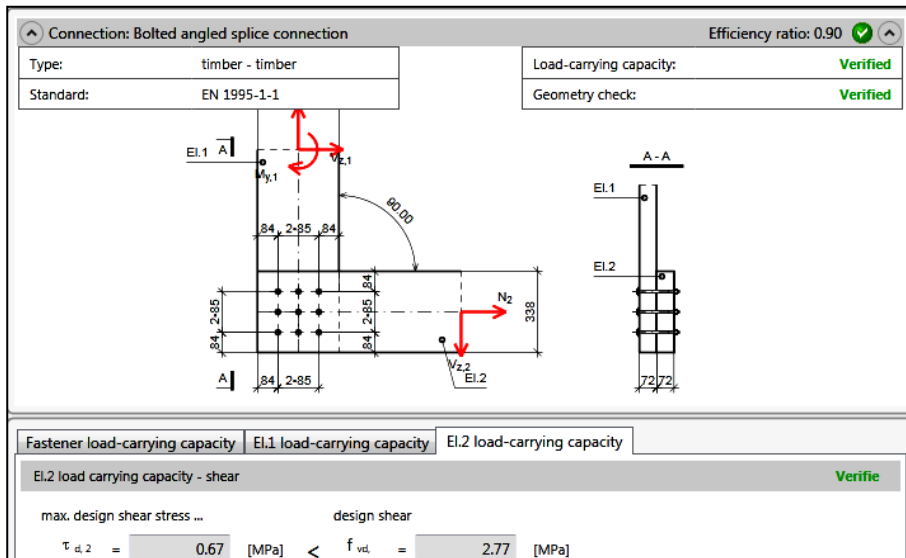


**Penyelesaian:**

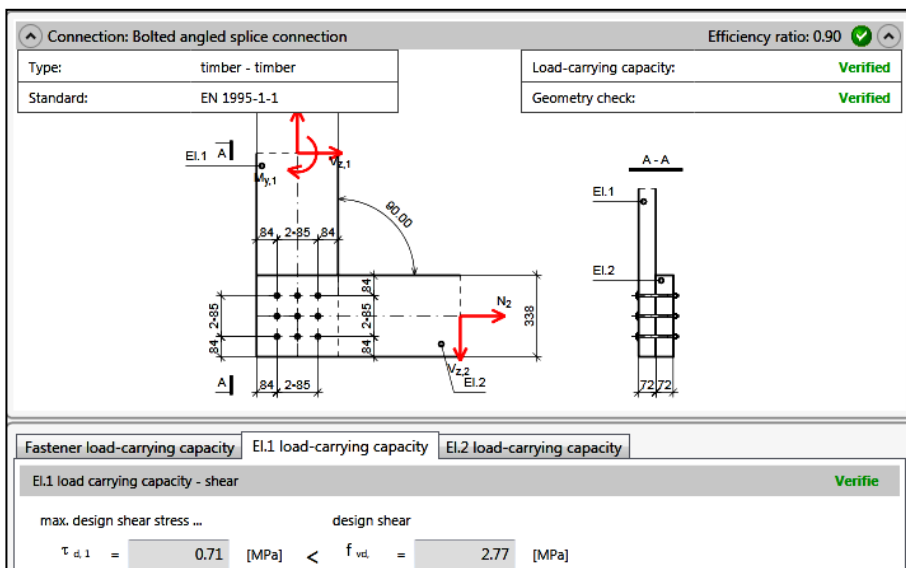
Karena vertikal hanya dapat ke atas maka untuk contoh gaya-gaya yang bekerja disesuaikan. Dari hasil perhitungan diperoleh sebagai berikut:



Gambar 7: Tegangan yang terjadi pada baut



Gambar 8: Tegangan yang terjadi di batang 1.



Gambar 9: Tegangan yang terjadi di batang 2

Dari hasil perhitungan terlihat bahwa untuk setiap sambungan dapat dilakukan dengan mudah dan hasil perhitungan disain dapat dilihat secara langsung apakah sudah memenuhi persyaratan didalam peraturan atau *code*, hal ini menunjukkan pemanfaatan perangkat lunak komputer dapat mempercepat pekerjaan dalam mendisain sambungan sehingga dapat menghemat waktu perencanaan.

Untuk hasil perhitungan sambungan dapat dibandingkan dengan buku-buku referensi struktur kayu seperti pada contoh menggunakan buku *Structural Timber Design to Eurocodes5* sehingga dapat lebih memahami perhitungan yang dibuat.

## 5. Kesimpulan

1. Penggunaan program untuk sambungan kayu di Indonesia masih sangat sedikit dan kebanyakan perencanaan sambungan kayu hanya berdasarkan pengalaman saja, sehingga dengan adanya program ini diharapkan dapat juga membantu untuk menghasilkan disain yang berkualitas dengan waktu yang relatif singkat walaupun program masih terbatas untuk sambungan baut tetapi diharapkan untuk versi ke depan dapat ditingkatkan untuk jenis penyambung paku, konektor dan lain-lain



2. Pemanfaatan program komputer untuk sambungan kayu terutama untuk program dengan standard atau peraturan yang berasal dari luar harus dapat juga diadopsi ke dalam standard atau peraturan yang digunakan di Indonesia.
3. Pemanfaatan komputer juga harus diikuti dengan pemahaman dari teori-teori yang mendukung yang digunakan pada program komputer tersebut sehingga hasil yang diperoleh lebih berkualitas.

#### **6. Kepustakaan**

- Noname (2000) SNI 03-PKKI-NI5, Tata Cara Perencanaan Struktur Kayu Untuk Bangunan, Departemen Pekerjaan Umum.
- Noname (2014) *MASTER EC5 Timber Connections*, ul. Radzikowskiego 47 A, Krakow, Poland.
- Noname (2004) EN 1995-1-1, Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings, The European Union Per Regulation.
- Ozelton E. C. And Baird J. A. (2006) *Timber Designer's Manual*, Blackwell Science Ltd., Oxford UK.
- Porteous J. and Kermany A. (2007) *Structural Timber Design to Eurocodes5*, Blackwell Science Ltd., Oxford UK.

# STUDI KELAYAKAN RANCANGAN LANSEKAP SUNGAI MATI CISANGKUY SEBAGAI RUANG TERBUKA HIJAU PUBLIK

Citra Utami<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara, Medan  
Email: citra.utami88@gmail.com

**Abstrak:** Rancangan Lansekap Sungai Mati Cisangkuy sebagai Ruang Terbuka Hijau publik merupakan salah satu gagasan penanganan banjir, penataan kembali, dan pemanfaatan sungai mati. Rancangan tersebut terdiri dari dinding penahan banjir, pompa air, pengolahan limbah domestik, dan pemanfaatan tata guna lahan. Studi kelayakan terhadap rancangan tersebut dilakukan untuk menilai bagaimana kelayakan rancangan apabila direalisasikan. Penilaian hanya dilakukan terhadap aspek hukum, aspek finansial, aspek ekonomi (sosial), dan prinsip perancangan lansekap. Aspek teknis pada rancangan berhubungan dengan perancangan komponen RTH yang belum terdapat dalam rancangan yang diperlukan dalam melakukan perhitungan biaya (*cost*) dan manfaat (*benefit*) yang berhubungan dengan realisasi dan *sustainability* RTH. Penilaian aspek hukum dilakukan terhadap kawasan rancangan. Sedangkan penilaian aspek finansial dan aspek ekonomi (sosial) menggunakan indikator nilai NPV, IRR, dan BCR. Berdasarkan analisa di atas, secara keseluruhan dapat disimpulkan bahwa Rancangan Lansekap Sungai Mati Cisangkuy sebagai RTH publik adalah tidak layak. Walaupun secara ekonomi (sosial) rancangan tersebut layak, namun aspek hukum menunjukkan rancangan tidak layak untuk direalisasikan.

**Kata kunci:** Studi Kelayakan, aspek hukum, aspek finansial, aspek ekonomi (sosial), kelayakan lansekap.

## 1. Pendahuluan

Program normalisasi dan sudetan yang dilakukan oleh Direktorat Jenderal Sumber Daya Air terhadap Sungai Citarum dan anak sungainya merupakan salah satu upaya penanggulangan banjir yang kerap terjadi di sepanjang Sungai Citarum dan daerah sekitarnya. Program sudetan tersebut menciptakan sungai mati (*oxbow lake*) yang terbengkalai dan permasalahan utama berupa banjir belum dapat di atasi. Salah satu Sungai Mati hasil program tersebut adalah Sungai Mati Cisangkuy yang terletak di Kelurahan Andir Kecamatan Baleendah Kabupaten Bandung. Melihat permasalahan banjir yang masih belum dapat ditanggulangi muncul suatu gagasan penanggulangan banjir berupa Rancangan Lansekap Sungai Mati Cisangkuy sebagai Ruang terbuka Hijau Publik yang dikemukakan oleh Reny Rachmawati (2013). Selain berisi gagasan penanggulangan banjir, rancangan tersebut juga berupa gagasan penataan ruang kembali terhadap Sungai Mati Cisangkuy dan sempadannya.

Rancangan yang dinilai baik dari sisi lansekap belum tentu baik bila dinilai dari aspek lain. Oleh karena itu diperlukan penilaian kelayakan terhadap aspek lain untuk menentukan apakah suatu rancangan layak atau tidak untuk direalisasikan. Aspek – aspek tersebut yaitu aspek legal, aspek teknis (rekayasa), aspek finansial (keuangan), aspek ekonomi (sosial), aspek lingkungan (environment), aspek pasar / market (supply & demand), aspek manajemen, aspek citra, aspek politik, dan lain – lain. Aspek – aspek tersebut mempengaruhi keputusan yang akan diambil menyangkut investasi yang akan dilakukan.

Penelitian ini bertujuan untuk menilai kelayakan hukum, kelayakan finansial, dan kelayakan ekonomi (sosial) Rancangan Lansekap Sungai Mati Cisangkuy sebagai Ruang Terbuka Hijau (RTH) Publik.

Adapun batasan dan lingkup penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Penelitian ini hanya mencakup Sungai Mati Cisangkuy dan sempadannya yaitu Kampung Andir, Kampung Cigosol, dan Kampung Sindang Reret.
2. Penilaian kelayakan yang dilakukan meliputi kelayakan hukum, finansial, dan ekonomi (sosial), kelayakan hukum, dan kelayakan lansekap.

3. Penilaian kelayakan hukum hanya dilakukan terhadap kawasan rancangan dari segi legalitas penggunaan daerah pemanfaatn sungai.
4. Mengkuantifikasi biaya (*cost*) Rancangan Lansekap Sungai Mati Cisangkuy Sebagai Ruang Terbuka Hijau (RTH) Publik.
5. Mengkuantifikasi manfaat kelayakan ekonomi (sosial) Rancangan Lansekap Sungai Mati Cisangkuy Sebagai Ruang Terbuka Hijau (RTH) Publik.
6. Kelayakan lansekap yang dilakukan meliputi komponen – komponen yang terdapat pada Rancangan Lansekap Sungai Mati Cisangkuy sebagai RTH (Reny Rachmawati, 2013).

## 2. Metodologi

### 2.1 Studi Kelayakan

Dalam upaya mengantisipasi risiko ketidakpastian dari investasi yang dilakukan maka diperlukan penilaian terhadap aspek–aspek kelayakan investasi. Aspek yang ditinjau dalam melakukan sebuah studi kelayakan adalah sebagai berikut (Kadariah, 1988):

1. Aspek Teknis.
2. Aspek Managerial dan Administratif.
3. Aspek organisasi.
4. Aspek komersial.
5. Aspek Finansial. Penilaian kelayakan aspek finansial dilakukan dengan menilai indikator kelayakan berupa :

- a. *Net present value* (NPV).

$$NPV = \sum_{t=0}^n \frac{B_t - C_t}{(1+r)^t} \dots \dots \dots (2.1)$$

Dimana :

B = *Benefit* (manfaat)

C = *Cost* (biaya)

t = waktu

r = suku bunga (i)

- b. *Benefit cost ratio*(BCR).

$$BCR = \frac{\text{Equivalent Annual Total Benefits}}{\text{Equivalent Annual Total Costs}} \dots \dots \dots (2.2)$$

Atau,

$$BCR = \frac{\text{Present Worth Total Benefits}}{\text{Present Worth Total Costs}} \dots \dots \dots (2.3)$$

- c. *Internal rate of return* (IRR).

$$\sum_{t=0}^n \frac{B_t - C_t}{(1+r)^t} = 0 \dots \dots \dots (2.4)$$

$$(B_0 - C_0) + \frac{B_1 - C_1}{(1+r)^1} + \dots + \frac{B_n - C_n}{(1+r)^n} = 0 \dots \dots \dots (2.5)$$

Dimana :

B = *Benefit* (manfaat)

C = *Cost* (biaya)

n = waktu

r = IRR

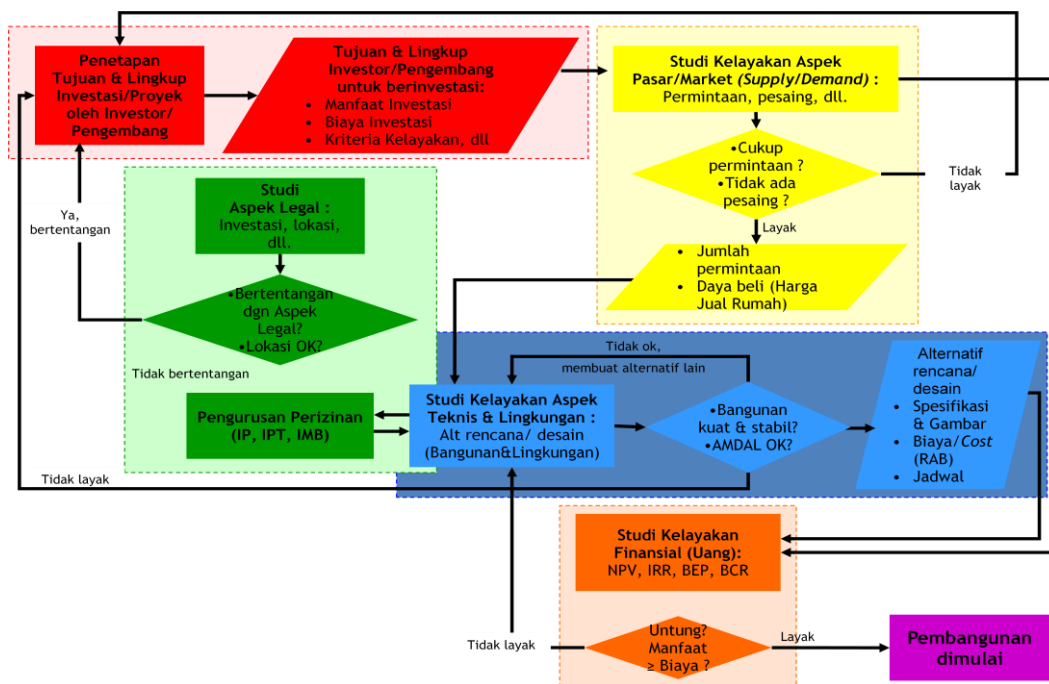
6. Aspek Ekonomi. Aspek ekonomi juga merupakan aspek finansial namun terdapat beberapa perbedaan dalam hal penilaiannya (kadariah, 1988), yaitu :
  - a. Harga. Dalam aspek ekonomi harga yang digunakan merupakan harga bayangan (*shadow price*) sedangkan aspek finansial menggunakan harga pasar.

- b. Biaya. Dalam analisa ekonomi biaya bagi input proyek adalah manfaat yang hilang (*the benefit forgotten*) bagi perekonomian karena input itu dipakai dalam proyek atau *the opportunity cost* bagi input
- c. Pembayaran transfer. Pembayaran transfer terdiri dari :
- Pajak dalam analisa ekonomi tidak dikurangkan dari manfaat proyek karena akan digunakan kembali oleh pemerintah bagi kepentingan masyarakat sehingga tidak dianggap sebagai biaya.
  - Subsidi. Dalam analisa ekonomi harga pasar harus disesuaikan untuk menghilangkan pengaruh subsidi. Sedangkan dalam analisa finansial, subsidi mengurangi biaya proyek sehingga menambah manfaat bagi proyek.
  - Bunga. Dalam analisa ekonomi bunga modal tidak dikurangkan dari hasil bruto. Dalam analisa finansial bunga modal dikurangi dari hasil bruto.

Selain aspek yang telah dikemukakan di atas, terdapat aspek lain yang terdapat dalam analisa kelayakan yaitu :

1. Aspek Legal (hukum). Penilaian Aspek legal dilakukan untuk menilai apakah suatu investasi layak secara hukum dan tidak melanggar peraturan yang berlaku. Kelayakan aspek legal berpengaruh terhadap kelangsungan pelaksanaan investasi mulai dari tahap awal sampai bangunan selesai.
2. Aspek Lingkungan. Pekerjaan investasi pada umumnya memberikan dampak terhadap lingkungan baik secara langsung maupun tidak langsung. Dampak yang terjadi dapat bersifat positif maupun negatif. Analisa terhadap dampak lingkungan atau yang dikenal dengan AMDAL dilakukan untuk mengetahui dampak apa yang mungkin dapat terjadi. AMDAL tidak hanya menilai dampak yang diberikan terhadap lingkungan tetapi juga terhadap masyarakat sekitar.

Aspek – aspek yang telah dijabarkan sebelumnya saling terkait dan saling mempengaruhi dalam melakukan penilaian kelayakan. Penilaian kelayakan dilakukan berdasarkan tahapan – tahapan mulai dari aspek yang utama. Tahapan atau prosedur studi kelayakan suatu investasi dapat dilihat pada gambar 1 berikut.



Gambar 1: Prosedur studi kelayakan atau Hubungan berbagai aspek kelayakan (Soekirno, 2013)

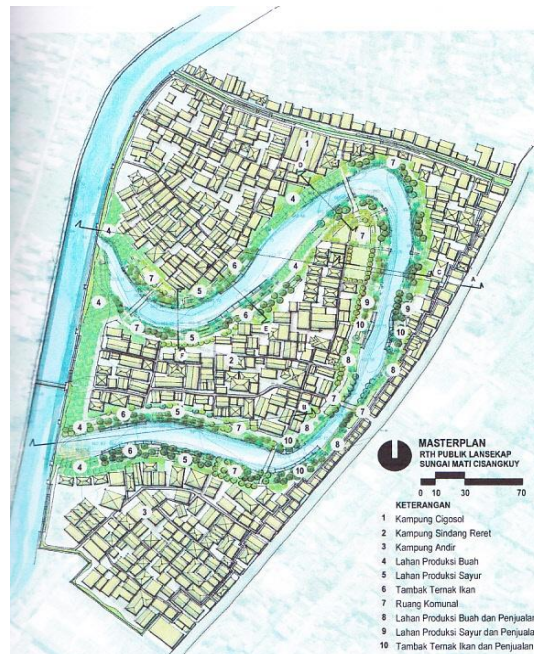
## 2.2 Rancangan Lansekap Sungai Mati Cisangkuy Sebagai Ruang Terbuka Hijau Publik

Rancangan lansekap Sungai Mati Cisangkuy sebagai RTH Publik merupakan suatu upaya penanggulangan banjir dan penataan kembali Sungai Mati Cisangkuy. Rancangan terdiri dari :

1. Sistem dinding penahan banjir. Rancangan dimensi dinding penahan banjir berdasarkan elevasi muka air banjir maksimum. Dinding penahan banjir merupakan suatu sistem tertutup yang

- mengelilingi kawasan rancangan. Dalam menjaga fungsi aksesibilitas masyarakat maka terdapat pintu bukaan dan *ramp*.
2. Sistem pompa air. Pompa air dibutuhkan untuk sirkulasi sungai mati dan menjaga elevasi muka air sungai mati rencana.
  3. Sistem pengolahan limbah domestik. Pengolahan limbah domestik merupakan suatu upaya untuk memperbaiki kondisi sanitasi di kawasan rancangan. Pengolahan limbah domestik terdiri dari pengolahan limbah primer berupa septictank komunal dan pengolahan limbah sekunder berupa *constructed wetland*.
  4. Pemanfaatan tata guna lahan. Upaya menjaga keberlangsungan sungai mati dan pemberdayaan masyarakat dilakukan dengan pemanfaatan lahan sebagai lahan produksi buah dan sayur, tambak ikan, dan ruang komunal.

Rancangan Lansekap Sungai Mati Cisangkuy dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 2: Rancangan masterplan lansekap Sungai Mati Cisangkuy sebagai ruang terbuka hijau (RTH) publik (Rachmawati, 2013).

### 3. Hasil Dan Diskusi

Analisa kelayakan Rancangan Lansekap Sungai Mati Cisangkuy sebagai RTH Publik dilakukan dengan memperhatikan aspek hukum, aspek finansial, dan aspek ekonomi (sosial).

#### 3.1 ANALISA KELAYAKAN HUKUM TERHADAP PEMANFAATAN KAWASAN RANCANGAN SEBAGAI RTH PUBLIK

Kawasan rancangan merupakan permukiman padat penduduk yang mendiami daerah penguasaan sungai (DPS). Berdasarkan Permen PU No. 63/PRT/1993 maka kawasan rancangan berada di daerah yang dilarang bagi permukiman. Oleh karena itu Rancangan Lansekap sebagai RTH publik dari aspek hukum adalah tidak layak direalisasikan.

#### 3.2 ANALISA KELAYAKAN FINANSIAL DAN EKONOMI (SOSIAL) TERHADAP PEMANFAATAN KAWASAN RANCANGAN SEBAGAI RTH PUBLIK

Dalam melakukan perhitungan penilaian kelayakan terdapat beberapa asumsi yang ditetapkan antara lain:

- Umur ekonomis rencana bangunan adalah 30 tahun.
- Suku bunga yang digunakan sebesar 10% pertahun. Penetapan suku bunga ini lebih besar daripada BI rate Januari 2014 sebesar 7.5% (sumber : Data BI Rate Bank Sentral RI).

- Suku bunga pinjaman investasi sebesar 12% pertahun.
- Skema pinjaman terhadap investasi terdiri dari 30% pinjaman dan 50% pinjaman.

#### 1. Kelayakan Finansial

Analisa kelayakan finansial menunjukkan bahwa biaya yang diperlukan dalam investasi tidak sebanding dengan manfaat (pendapatan) yang akan diperoleh. Biaya – biaya tersebut terdiri dari biaya konstruksi, biaya operasi dan pemeliharaan, dan biaya penyusutan (depresiasi). Dalam menghitung biaya tersebut menggunakan harga pasar. Sedangkan pendapatan yang diperoleh hanya berupa pengurangan biaya yang diakibatkan oleh banjir yang dirasakan oleh masyarakat yang bersifat *tangible* meliputi hasil panen lahan produksi buah dan sayur dan tambak ikan, pengurangan biaya kerusakan harta benda dan rumah akibat banjir, dan berkurangnya pendapatan masyarakat yang hilang akibat banjir. Indikator yang digunakan dalam penilaian adalah BCR, NPV, dan IRR. Hasil perhitungan indikator tersebut adalah sebagai berikut :

- Pendanaan dengan anggaran pemerintah seluruhnya.  
NPV sebesar Rp -8.686.747.824,- , IRR sebesar 6,49 %, dan BCR sebesar 0,71.
- Pendanaan dengan anggaran pemerintah dan pinjaman.
  1. Pinjaman 30% dari Investasi  
NPV sebesar Rp -18.187.407.104,- , IRR sebesar 3,25%, dan BCR sebesar 0,40.
  2. Pinjaman 50% dari Investasi  
NPV sebesar Rp -24.505.301.443,- , IRR sebesar 1,42 %, dan BCR sebesar 0,22.

#### 2. Kelayakan ekonomi (sosial)

Pada dasarnya prinsip perhitungan yang dilakukan dalam kelayakan ekonomi sama dengan perhitungan kelayakan finansial. Namun terdapat perbedaan dalam perhitungan biaya (cost). Manfaat yang diperhitungkan tidak hanya berupa manfaat *tangible*, tetapi juga memperhitungkan manfaat sosial (social return) yang diterima secara luas. Manfaat sosial yang diidentifikasi adalah :

Hasil perhitungan indikator kelayakan ekonomi adalah sebagai berikut :

- Pendanaan dengan anggaran pemerintah seluruhnya.  
NPV sebesar Rp 7.948.313.120,- , IRR sebesar 13,59 %, dan BCR sebesar 1,34.
- Pendanaan dengan anggaran pemerintah dan pinjaman.
  1. Pinjaman 30% dari Investasi  
NPV sebesar Rp 724.061.411,- , IRR sebesar 10,29%, dan BCR sebesar 1,03
  2. Pinjaman 50% dari Investasi  
NPV sebesar Rp - 4.458.891.582,- , IRR sebesar 8,30%, dan BCR sebesar 0,8.

#### 3. Analisa Kelayakan Rancangan RTH Sungai Mati Cisangkuy ditinjau dari Sisi Lansekap

Keseluruhan komponen pembentuk RTH yang terdiri dari dinding penahan banjir, pompa air, pengolahan limbah domestik, dan pemanfaatan tata guna lahan berupa lahan produksi dan ruang komunal telah memenuhi prinsip perancangan lansekap sebagai berikut :

1. Aspek fungsi. Komponen atau bangunan yang membentuk RTH Sungai Mati Ciangkuy memiliki fungsi masing – masing yang saling mendukung keberlangsungan RTH.
2. Aspek estetika. Kawasan RTH dirancang dengan sedemikian rupa sehingga memberikan keindahan dan kenyamanan bagi warga yang tinggal di dalam kawasan RTH.
3. Aspek struktur. Pemilihan komponen yang digunakan baik yang hidup maupun mati disesuaikan dengan fungsi dan estetika kawasan RTH.

#### 4. Kesimpulan

Dari hasil studi ini dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil analisa aspek yang ditinjau yaitu aspek hukum dan aspek finansial menunjukkan ketidaklayakan. Sedangkan aspek ekonomi (sosial) menunjukkan kelayakan. Berdasarkan prosedur studi kelayakan pada gambar 1, tahapan kelayakan yang dimulai dengan aspek hukum yang merupakan aspek terpenting maka secara keseluruhan rancangan sudah tidak layak direalisasikan sejak awal.

2. Analisa rancangan dari sisi lansekap menunjukkan bahwa Keseluruhan rancangan komponen RTH telah memenuhi prinsip – prinsip perancangan lansekap.

#### 5. Ucapan Terima Kasih

Ucapan terima kasih dan penghargaan saya berikan kepada Ir. Reini Wirahadikusumah, PhD dan Dr. Ir. Purnomo Soekirno yang telah membimbing studi ini hingga dapat selesai dengan baik.

#### 6. Kepustakaan

- Ariyoto, Kresnohadi. (1995). *Feasibility Study*. Jakarta : Mutiara Sumber Widya
- Harris, Charles W., Nicholas T. Dines. (1995). *Time Savers Standard For Lanscape Architecture*. McGraw-Hill Co. Singapore.
- Kadariah. 1998. Evaluasi Proyek Analisa Ekonomi. Jakarta : Lembaga Penerbit Fakultas Ekonomi Universitas Indonesia.
- Maryono, Agus. (2006). Pengelolaan Sungai: Pembangunan Sungai, Dampak, dan Restorasi Sungai. Alami, Vol.11 Nomor 1 Tahun 2006.
- Mutiawati, Siska Hilmi. (2013). Tesis : Studi Pengembangan Sungai Mati di Sub DAS Citarum Hulu untuk Waterpark. ITB.
- Peraturan Menteri Pekerjaan Uum No. 05/PRT/M/2008. Pedoman Penyediaan dan Pemanfaatan Ruang terbuka Hijau di Kawasan Perkotaan.
- Rachmawati, Reny. (2013). Tesis : Perancangan Lansekap Sempadan Sungai Mati Cisangkuy sebagai Ruang Terbuka HIjau Publik. ITB.
- Rohmat, Dede. (2009). Solusi Aspiratif Penanganan Masalah Sungai Mati (Kasus: Desa Andir Kecamatan Baleendah Kabupaten Bandung). Dimuat pada Jurnal GEA.
- Sjafruddin, Ade. (2012). Bahan Kuliah Studi Kelayakan dan Pendanaan Infrastruktur. Teknik Sipil – ITB.
- Soekartawi. (1995). Dasar Penyusunan Evaluasi Proyek. Jakarta : Pustaka Sinar Harapan.
- Sosrodarsono, Suyono, Masateru Tominaga. (1994). Perbaikan dan Pengaturan Sungai. Jakarta: PT. Pradnya Paramita.
- Suyatno, Adi., Trie M. Sunaryo., Roestam Syarief. (2003). Ekonomi Teknik Proyek Sumber Daya Air. Jakarta: PT. Medisa.
- Tang, Siu Lam. (1991). *Economic Feasibility of Project*. McGraw-Hill Book Singapore.

# **HASTAG VI**

SEMINAR NASIONAL, SHORT COURSE  
DAN EXPO MATERIAL BANGUNAN

ISBN 979-458-838-5



9 789794 585627 90000