

# PERENCANAAN STRUKTUR BAJA BANGUNAN BERTINGKAT

*Special Moment Frames dan Sambungan Terpraktualifikasi*

Perencanaan struktur baja yang menggunakan sistem ini dapat memberikan keunggulan dalam hal biaya, waktu pengerjaan, dan kualitas. Sistem ini juga dapat memberikan keuntungan dalam hal lain, seperti kemudahan dalam pemeliharaan, perbaikan, dan pemugaran. Selain itu, sistem ini juga dapat memberikan keuntungan dalam hal lain, seperti kemudahan dalam pemeliharaan, perbaikan, dan pemugaran.

Perencanaan struktur baja yang menggunakan sistem ini dapat memberikan keunggulan dalam hal biaya, waktu pengerjaan, dan kualitas. Sistem ini juga dapat memberikan keuntungan dalam hal lain, seperti kemudahan dalam pemeliharaan, perbaikan, dan pemugaran. Selain itu, sistem ini juga dapat memberikan keuntungan dalam hal lain, seperti kemudahan dalam pemeliharaan, perbaikan, dan pemugaran.

Perencanaan struktur baja yang menggunakan sistem ini dapat memberikan keunggulan dalam hal biaya, waktu pengerjaan, dan kualitas. Sistem ini juga dapat memberikan keuntungan dalam hal lain, seperti kemudahan dalam pemeliharaan, perbaikan, dan pemugaran. Selain itu, sistem ini juga dapat memberikan keuntungan dalam hal lain, seperti kemudahan dalam pemeliharaan, perbaikan, dan pemugaran.



PERENCANAAN STRUKTUR BAJA BANGUNAN BERTINGKAT

Panduan Praktis

Jilid 3



# PERENCANAAN STRUKTUR BAJA BANGUNAN BERTINGKAT

*Special Moment Frames dan Sambungan Terpraktualifikasi*

ISBN 978-602-000000-0, ISBN 978-602-000000-1, ISBN 978-602-000000-2  
ISBN 978-602-000000-3, ISBN 978-602-000000-4

Dr. Totok Andi Prasetyo, M.T.,  
Nuzul Yulis, S.T.

2024



**PERENCANAAN STRUKTUR BAJA**  
.....  
**BANGUNAN BERTINGKAT**

***Special Moment Frames*** dan Sambungan Terprakualifikasi

*Sanksi Pelanggaran Hak Cipta*  
**UNDANG-UNDANG REPUBLIK INDONESIA**  
**NOMOR 28 TAHUN 2014 TENTANG HAK CIPTA**

Ketentuan Pidana

Pasal 113

- 1) Setiap Orang yang dengan tanpa hak melakukan pelanggaran hak ekonomi sebagaimana dimaksud dalam Pasal 9 ayat (1) huruf i untuk Penggunaan Secara Komersial dipidana dengan pidana penjara paling lama 1 (satu) tahun dan/atau pidana denda paling banyak Rp100.000.000 (seratus juta rupiah).
- 2) Setiap Orang yang dengan tanpa hak dan/atau tanpa izin Pencipta atau pemegang Hak Cipta melakukan pelanggaran hak ekonomi Pencipta sebagaimana dimaksud dalam Pasal 9 ayat (1) huruf c, huruf d, huruf f, dan/atau huruf h untuk Penggunaan Secara Komersial dipidana dengan pidana penjara paling lama 3 (tiga) tahun dan/atau pidana denda paling banyak Rp500.000.000,00 (lima ratus juta rupiah).
- 3) Setiap Orang yang dengan tanpa hak dan/atau tanpa izin Pencipta atau pemegang Hak Cipta melakukan pelanggaran hak ekonomi Pencipta sebagaimana dimaksud dalam Pasal 9 ayat (1) huruf a, huruf b, huruf e, dan/atau huruf g untuk Penggunaan Secara Komersial dipidana dengan pidana penjara paling lama 4 (empat) tahun dan/atau pidana denda paling banyak Rp1.000.000.000,00 (satu miliar rupiah).
- 4) Setiap Orang yang memenuhi unsur sebagaimana dimaksud pada ayat (3) yang dilakukan dalam bentuk pembajakan, dipidana dengan pidana penjara paling lama 10 (sepuluh) tahun dan/atau pidana denda paling banyak Rp4.000.000.000,00 (empat miliar rupiah).



**PERENCANAAN STRUKTUR BAJA**  
**BANGUNAN BERTINGKAT**

***Special Moment Frames*** dan Sambungan Terprakualifikasi

**Ir. Totok Andi Prasetyo, M.T.**  
**Naufal Yasir, S.T.**

Diterbitkan Oleh  
**PT. Nas Media Indonesia**  
Tahun 2024



# PERENCANAAN STRUKTUR BAJA BANGUNAN BERTINGKAT

## Special Moment Frames dan Sambungan Terprakualifikasi

**Ir. Totok Andi Prasetyo, M.T.**  
**Naufal Yasir, S.T.**

*Copyright © T. A. Prasetyo, N. Yasir 2024*  
*All rights reserved*

**Layout** : Risma Amanda Putri  
**Desain Cover** : Tim Penulis

**Cetakan Pertama, Juni 2024**  
xxx + 180 hlm; 21 x 29.7 cm

**ISBN 978-623-155-741-4**  
**E-ISBN 978-623-155-742-1 (PDF)**

Diterbitkan oleh Penerbit Nasmedia  
**PT. Nas Media Indonesia**  
**Anggota IKAPI**  
No. 018/SSL/2018  
Sidorejo, Prambanan, Klaten 55584  
Batua Raya No. 3, Makassar 90233  
Telp. 0811 42 2017  
0811 49 2022  
0813 4111 6363  
redaksi@nasmedia.id  
www.nasmedia.id  
Instagram: @nasmedia.id  
Fanspage: nasmedia.id  
Youtube: nasmedia entertainment

# KATA PENGANTAR

Kepada para pembaca yang terhormat,

Dalam era ini yang dipenuhi dengan kemajuan teknologi dan inovasi, pemahaman yang kuat tentang struktur baja menjadi semakin penting. Sebagai seorang praktisi atau akademisi di bidang teknik sipil, kami memiliki kehormatan untuk mempersembahkan buku yang berjudul 'Perencanaan Struktur Baja Bangunan Bertingkat: *Special Moment Frames* dan Sambungan Terpraktualifikasi.'

Buku ini ditulis dengan tujuan memberikan pemahaman mendalam tentang prinsip-prinsip dasar, perhitungan yang akurat, dan aplikasi praktis dari struktur baja pemikul momen khusus. Dengan memadukan teori dengan studi kasus yang relevan, kami berharap buku ini dapat menjadi panduan yang berguna bagi para mahasiswa, insinyur, dan profesional di bidang teknik sipil.

Dalam penulisan buku ini, kami juga ingin mengucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah memberikan dukungan dan bantuan dalam proses penulisan. Tanpa kontribusi mereka, buku ini tidak akan menjadi kenyataan.

Kami menyadari bahwa ilmu pengetahuan adalah perjalanan yang tak pernah berakhir dan buku ini hanya merupakan langkah awal dalam pemahaman kita tentang struktur baja pemikul momen khusus. Oleh karena itu, kami mengundang para pembaca untuk terus mengembangkan pengetahuan mereka dan berkontribusi dalam memajukan bidang teknik sipil.

Akhirnya, kami berharap buku ini dapat memberikan manfaat yang besar bagi pembaca dan menjadi referensi yang berharga dalam studi dan praktik teknik sipil.

Selamat membaca!

Bekasi, 11 Juni 2024

Totok Andi Prasetyo  
Naufal Yasir

# TESTIMONI



Pak Totok adalah seorang akademisi, praktisi yang handal yang dari dulu beliau tidak kenal lelah untuk selalu belajar dan belajar Sampai bisa seperti ini dengan perjuangan yang tinggi Untuk menjadi ahli baja, motivasi beliau adalah Prof Dr Wiryanto Guru Besar UPH. Beliau menimba ilmu kepada siapa saja tanpa perlu malu bertanya kepada yang lebih muda sekalipun karena menurut beliau ilmu itu luas jadi siapapun bisa belajar dari mana saja. Dengan bangga kami sebagai keluarga, anak, istri beliau merasa bersyukur semua perlu proses yang panjang dan dengan kesabaran kami. Alhamdulillah beliau bisa jadi Dosen, Direktur, dan Asesor. Selamat atas pencapaiannya beliau sebagai penulis buku tentang struktur buat para generasi penerus bangsa terutama di bidang struktur.

**Ibu Suryani** - Komisaris PT TAP Rekayasa Struktur

**Ashrafi Raihan Tsaqif** - (Putra ke 1, Mahasiswa aktif tahap akhir UMJ)

**Muhammad Rizqi Yusuf** - (Putra ke 2)



Selamat dan sukses atas terbitnya buku “Panduan Praktis Perencanaan Struktur Baja Gedung Bertingkat dengan Sistem *Special Moment Frames* dan Sambungan Terpraktualifikasi” berdasarkan acuan standar-standar nasional terkini.

Buku ini cukup lengkap dan disusun sangat padat dan berisi, disertai dengan penjelasan gambar-gambar dan contoh hitungan yang lengkap, sehingga para pengguna buku ini dapat mudah memahami materi yang cukup lengkap ini.

Semoga karya ini dapat memberikan manfaat yang luas atas berkah-Nya.

**Prof. Ir. H Sarwidi, MSCE., Ph.D., IP-U., ASEAN Eng.** - Guru Besar Rekayasa Kegempaan dan Dinamika Struktur Teknik Sipil UII. Inovator & Inventor Barrataga & Simutaga. Pengarah Badan Nasional Penanggulangan Bencana (BNPB) RI. Pemegang Sertifikat Kompetensi BSN-LPJK PUPR tingkat Utama (9/9) untuk Ahli Teknik Bangunan Gedung dan Teknik Jembatan



Buku Perencanaan Struktur Baja Bangunan Bertingkat Jilid 3 ini telah menjelaskan dasar-dasar desain berdasarkan SNI yang terbaru sehingga sangat membantu bagi para praktisi untuk merencanakan struktur gedung yang terbuat dari material baja. Buku ini sangat lengkap, dikarenakan konsep perencanaan komponen struktur baja beserta persyaratannya terutama struktur tahan gempa, telah dicoba dijelaskan secara komprehensif. Selanjutnya diberikan pula contoh penerapan pada desain gedung bertingkat secara jelas dan detail. Saya ucapkan selamat kepada bapak Ir. Totok Andi Prasetyo, M.T., yang telah memberikan sumbangan pemikiran dan pengalamannya yang dituangkan di dalam buku ini dan terus berkarya.

**Prof. Dr. Ir. Antonius, M.T.** - Guru Besar Universitas Sultan Agung Semarang



Buku ini sangat baik sebagai referensi untuk para praktisi dalam merancang Struktur Baja Bangunan Bertingkat dengan *Special Moment Frames* dan Sambungan Terpraktualifikasi. Masih sedikit terdapat literatur mengenai perancangan konstruksi baja dalam Bahasa Indonesia. Saya haturkan pujian kepada penulis untuk ketekunannya menulis buku ini.

**Ir. Davy Sukamta** - Ahli Teknik Bangunan Gedung Jenjang 9 (HAKI), Pimpinan Presiden Direktur PT. Davy Sukamta Konsultan. Ketua HAKI Periode 1999 -2011, 2014-2017



Perencanaan gedung di daerah gempa kuat memerlukan sistem yang daktail yang perlu memenuhi berbagai persyaratan yang detail dan rumit dalam *design code* gempa dan *design code* baja. Buku seperti ini akan sangat diperlukan untuk membantu para insinyur dalam menyerap dan mengaplikasikan peraturan yang ada ke dalam praktek sehari-hari.

**Dr. Nathan Madutujuh** - ESRC, Bandung



Ini merupakan buku ketiga mengenai desain struktur baja yang ditulis oleh Bapak Totok Andi Prasetyo bersama Naufal Yasir, seorang praktisi desain struktur baja. Saya sangat mengapresiasi kesediaan dan semangat penulis untuk membagikan ilmu dan pengalamannya dalam desain struktur baja. Buku ini terutama berisi contoh nyata bagaimana melakukan desain struktur rangka baja tahan gempa berdasarkan peraturan pembebanan dan peraturan baja terkini. Saya yakin buku ini akan sangat bermanfaat tidak hanya bagi mahasiswa program studi teknik sipil, tetapi juga bagi praktisi dalam desain dan pelaksanaan konstruksi baja bangunan gedung.

**Wong Foek Tjong, S.T., M.T., Ph.D.** - Dosen Desain Struktur Baja dan Peneliti dalam Bidang Metode Elemen Hingga, Universitas Kristen Petra, Surabaya



Menyebarkan ilmu bermanfaat merupakan salah satu perintah Allah dan amal *jariyah* yang tidak ternilai harganya. Buku ketiga desain struktur baja yang ditulis oleh Bapak Ir. Totok Andi Prasetyo, M.T. Prasetyo bersama Naufal Yasir, S.T. Guru dan praktisi struktur dalam bidang baja khususnya. Akan sangat bermanfaat bagi Semua pihak di bidang ini. Sumbangsih waktu untuk menulis buku ini bukan hal mudah dan selalu berpatokan kepada SNI terbaru.

**Ir. Eddy Waliyo, M.T., IPM.** – Direktur PT. Catur Inti Dinamika



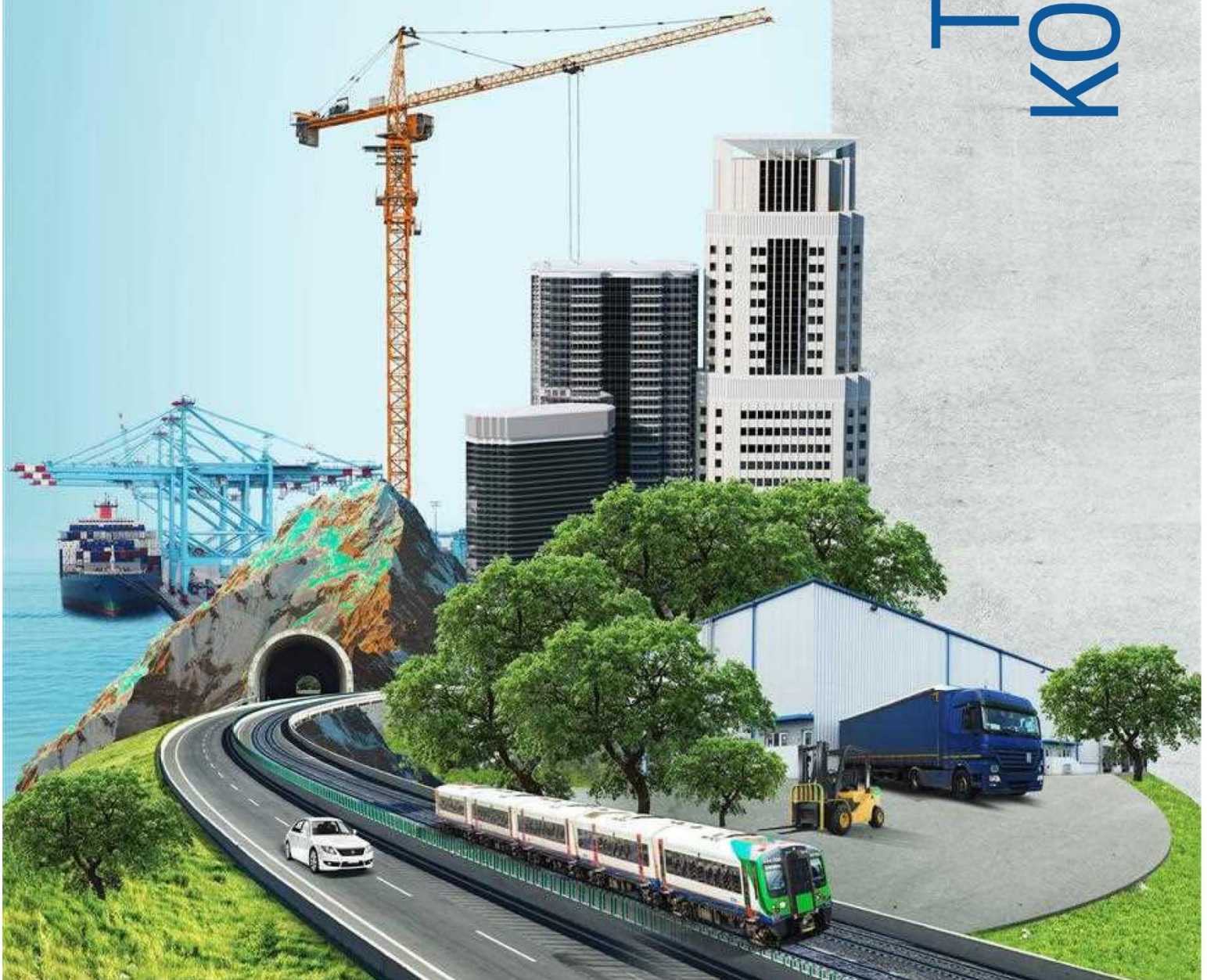
Selamat untuk terbitnya buku Panduan Praktis Perencanaan Struktur Baja Gedung Bertingkat dengan Sistem *Special Moment Frames* dan Sambungan Terpraktualifikasi. Ilmu pengetahuan ini sangat bagus bagi kami *civil engineer* yang ingin tahu dan sedang merancang struktur bangunan baja. Terima kasih kepada Pak Totok yang sudah mau berbagi ilmu pengetahuan ini. Semoga Tuhan selalu memberkati dan semoga karya-karya bapak semakin berkembang.

**Ir. Christ Kendro** - Design Manager PT. Tatamulia Nusantara Indah



PERKUATAN  
**KRATOS**  
REINFORCEMENT

TEKNOLOGI  
TULANGAN  
KONSTRUKSI







## Kratos synthetic fiber reinforcement advantages over traditional reinforcement systems:

### Improved Performance:

Kratos Fibers increase the strength, durability and toughness of concrete.

- Superior polymer structure
- Does not corrode
- Does not affect magnetic fields

### Reduced Costs:

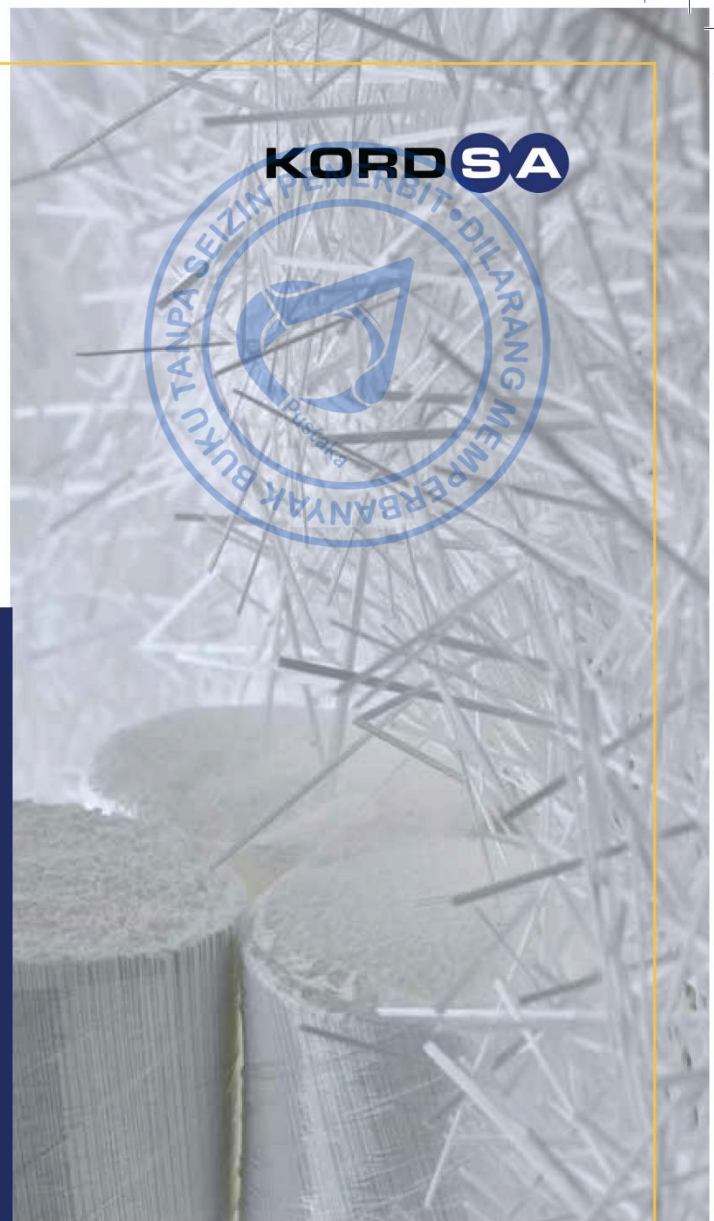
- Less labor and equipment costs
- Time savings according to fast and easy application

### Ease of Use:

Kratos Fibers can be used with a variety of concrete mixes.

- Easy to mix
- Effective crack control with 3D homogeneous distribution in concrete

**Reinforce your projects with high-performance Kratos Synthetic Fibers!**



## Kratos Macro Synthetic Fibers

Kratos Macro Fibers are produced with Kordsa engineering that can be utilized in concrete by directly replacing conventional reinforcement systems.

✓ High performance against superficial shrinkage and structural cracks.

✓ All-around crack control, enhancing load-bearing capacity, increasing toughness.



# Build the Future with Kratos Reinforcement Solutions



## Kratos Micro Synthetic Fibers

Kratos Micro Fibers provide superior results in terms of preventing early age plastic and long-term drying shrinkage cracks. They minimize the formation of cracks due to heat and shrinkage, and improve structural integrity.

- ✓ Prevents early age plastic and long-term drying shrinkage cracks.
- ✓ Minimizes cracks due to heat and shrinkage.
- ✓ Ideal for a variety of cement-based composite materials.



### For further information:

[kratos@kordsa.com](mailto:kratos@kordsa.com)

[www.kordsa.com](http://www.kordsa.com)

[www.kratosreinforcement.com](http://www.kratosreinforcement.com)

### PT GLOBAL PRO ASIA

The Plaza Office Tower, 41st Floor  
Jl. M.H. Thamrin No:28-30  
Jakarta, 10350 INDONESIA  
Tel: +62 21 2992 6999  
Email: [info@globalproasia.com](mailto:info@globalproasia.com)



# Kratos Macro PP 54+

## Technical Data Sheet



### DESCRIPTION

Kratos Macro PP 54+ is a high-performance polymer-based monofilament synthetic fiber reinforcement that can be utilized in concrete by directly replacing steel mesh or steel wire applications in infrastructure projects requiring high structural concrete strength.

Produced locally according to EN 14889-2 Class 2 and ASTM C-1116 standards with Kordsa engineering from 100% virgin polypropylene, Kratos Macro PP 54+ increases the toughness of concrete against structural design loads and provides effective crack control with its 3-dimensional homogeneous distribution property in concrete.

### APPLICATION AREAS

- Industrial Floor Applications
  - o Intelligent Warehouse Floors
  - o Food Facilities Industrial Floors
  - o Cold Storage Depots
  - o Research Centers and Laboratories
  - o Industrial Zones, Industrial Sites and Industrial Workplaces
- Ground Concretes
  - o Truck Parks
  - o Cargo and Storage Areas
  - o Parking Lots and Screed Concretes
  - o Leveling Concrete
- Slab-on-ground Applications
- Railway Systems and Slab Track Concretes
- Tunnel Linings and Shotcrete Applications
- Mining Applications
- Prefabricated Structural Concrete Elements
- Dams and Hydroelectric Power Plants
- Concrete Roads, Highway Pavements and Bridges
- Airports

### PHYSICAL PROPERTIES

Property	Unit	Value	Technical Specification
Specific Gravity/Density	g/cm <sup>3</sup> (lb/ft <sup>3</sup> )	0.91 (56.81)	EN 14889-2
Length	mm (inch)	54 (2.13)	
Filament Diameter	mm (inch)	0.95 (0.04)	
Tensile Strength	MPa (ksi)	530 (77)	
Elastic Modulus	GPa (ksi)	7.2 (1044)	
Acid and Alkaline Resistance		High	
Melting Point	°C (°F)	160 (320)	
Num. of Fibers	~#/kg (#/lb)	28000 (12700)	
Raw Material		Virgin Polypropylene	
Electrical Conductivity		NA	
Water Absorption		NA	
Fiber Surface		Embossed	
CE Certificate		2055-CPR-169	
		ISO9001-2015	

### PACKAGING

Kratos Macro PP 54+ is produced in special water-soluble packages. The standard package amount is 3.0 kgs (5.0 lb) (±1.5%). 360 kgs (794 lb) of product is shipped in one palette.

### SHELF LIFE AND STORAGE

The suitable shelf life for unopened packages is 2 years. It is recommended to store the product in its original packaging in a closed environment, protected from moisture, water and direct sunlight.

### FEATURES & BENEFITS

- Fully homogeneous mixture in concrete with its special surface design
- Effective crack control at every point of concrete
- 3-dimensional concrete reinforcement
- Easy mixing and fast application
- Easy handling compared to steel reinforcement
- Less labor and equipment costs
- High concrete toughness and impact resistance
- Increased load bearing capacity
- High durability against corrosive, alkaline and acidic environments
- Does not affect magnetic fields with its polymer structure
- Lower carbon footprint compared to steel reinforcements
- Easy to store, advantageous logistic costs
- Increased concrete resistance and long-term durability against freeze-thaw
- No damage to machinery and equipment in shotcrete applications compared to steel fibers
- Reducing general project costs by minimizing rebound up to 40% in shotcrete applications

### DOSAGE

Kratos Macro PP 54+ has varying dosages between 2.00-8.00 kg/m<sup>3</sup> (3.00-13.50 lb/yd<sup>3</sup>) in different types of applications.

### DIRECTIONS FOR USE / MIXING

Kratos Macro PP 54+ is produced in special water-soluble packages. It provides speed and convenience by mixing with concrete together with its pack during plant and on-site mixing. Kratos Macro fibers are compatible with all types of concrete additives and classes.

Kratos Macro PP 54+ is specially produced for both concrete plant mixing and on-site mixing. When mixing in concrete plant, the process is carried out by feeding the fibers on the aggregate band in packed form. When mixing on-site; packs are fed into concrete mixer truck according to already determined fiber dosage and following the addition of the last package, mixing process is carried out at high-speed revolution for at least between 8 to 10 minutes.



# Kratos Macro PP 54+

## Technical Data Sheet



### CONFORMITY / COMPLIANCE

In line with the project needs, EN 14651 – ASTM C-1609 - EN 14488-5 tests can be done and reported in accredited test and university laboratories and / or Kordsa Technology Center with samples taken from the project jobsites.



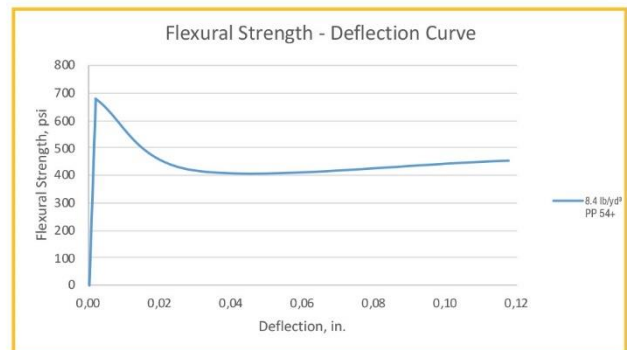
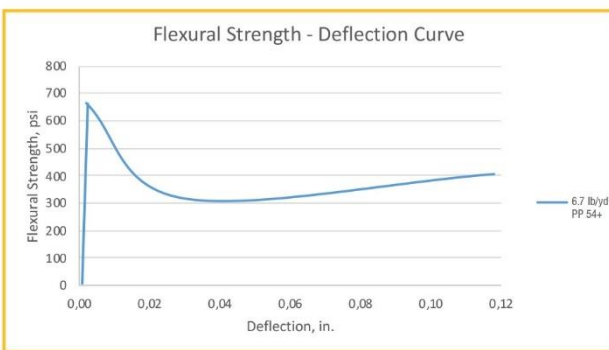
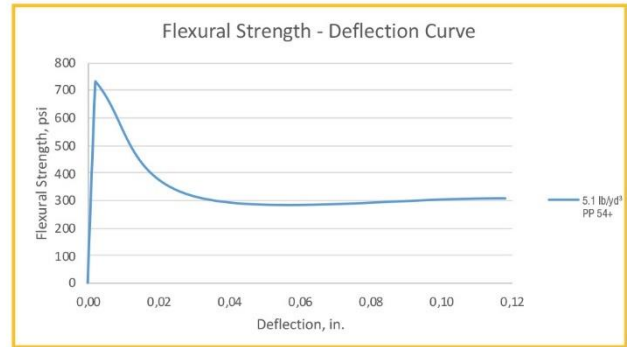
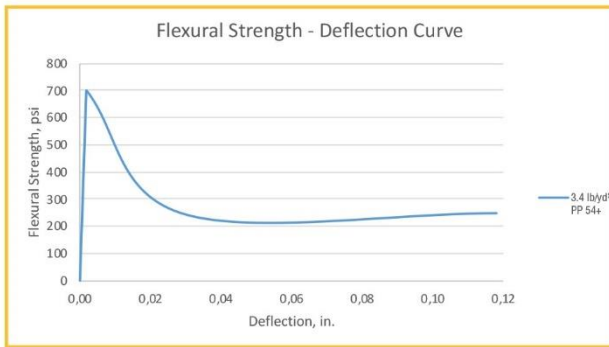
### GRAPHS AND TABLES

#### ASTM C-1609: Third-Point Loading Beam Test

	f150(MPa) / (psi)	Re3 (%)
2 kg/m <sup>3</sup> (3,4 lb/yd <sup>3</sup> )	1.7 / 247	37
3 kg/m <sup>3</sup> (5,1 lb/yd <sup>3</sup> )	2.1 / 309	45
4 kg/m <sup>3</sup> (6,7 lb/yd <sup>3</sup> )	2.8 / 405	56
5 kg/m <sup>3</sup> (8,4 lb/yd <sup>3</sup> )	3.1 / 454	65

\*R<sub>es</sub> = Equivalent Flexural Strength Ratio

ASTM C-1609 tests were performed with 150 x 150 x 500 mm (6 x 6 x 20 inches) beam samples.



### LEGAL DISCLAIMER

The recommendations regarding the use of Kratos Macro PP 54+ product presented by Kordsa Teknik Tekstil A.Ş. under the document are only recommendations and may vary according to the customer's purpose of using the product and technical data. Since the customer has the expertise and knowledge regarding the intended use of the product and the products made from the product in question, regardless of whether the product is used alone or with other materials, the customer undertakes all the risks and responsibilities arising from the use of the product. Kordsa Teknik Tekstil A.Ş. expressly declares that it is not liable for any loss and / or expense that may arise in the eye of the customer, regardless of whether it is used in accordance with the usage recommendation offered to the customer.



# Kratos Micro Plastic Shrinkage

## Technical Data Sheet

**KraTos**  
MICRO FIBERS

### DESCRIPTION

Kratos Micro PS is a high-performance polymer-based monofilament micro synthetic fiber reinforcement that provides effective crack control against short-term plastic shrinkage with its 3-dimensional homogeneous distribution property in concrete.

Kratos Micro PS is locally manufactured according to EN 14889-2 Class 1 standard with Kordsa engineering.

### APPLICATION AREAS

Kratos Micro PS is used in all ready-mixed concrete and screed applications.

### PHYSICAL PROPERTIES

Property	Unit	Value	Technical Specification
Length	mm (inch)	12 (0.48)	EN 14889-2
Filament Diameter	micron	17-21	
Tensile Strength	MPa (ksi)	800-1100 (115-160)	
Melting Point	°C (°F)	255-265 (490-510)	
Num. of Fibers	~#/kg (#/lb)	200 Million (90 Million)	
Fiber Type	Monofilament		
ISO9001:2015			

### PACKAGING

Kratos Micro PS is produced in special water-soluble packages. The standard package amount is 300 gr (0.66 lb) ( $\pm 1.5\%$ ). 300 kg (660 lb) of product is shipped in one palette.

### SHELF LIFE AND STORAGE

The suitable shelf life for unopened packages is 2 years. It is recommended to store the product in its original packaging in a closed environment, protected from moisture, water and direct sunlight.

### DOSAGE

Kratos Micro PS is used in all ready mixed concrete and screed and applications at a dosage of 300 gr/m<sup>3</sup> (0.5 lb/yd<sup>3</sup>).

### DIRECTIONS FOR USE / MIXING

Kratos Micro PS is produced in special water-soluble packages. It provides speed and convenience by mixing with concrete together with its pack during plant and on-site mixing. Kratos Microfibers are compatible with all types of concrete additives and classes.

### FEATURES & BENEFITS

- Prevents shrinkage cracks in concrete up to 66.7% and limits the crack width by 43,8% at 300 gr/m<sup>3</sup> (0.5 lb/yd<sup>3</sup>) use
- Easy mixing and fast application
- Creates less labor and equipment cost advantage
- Easy to store. Provides advantageous logistics costs
- Does not affect magnetic fields with its polymer structure
- Prevents bleed in concrete by increasing the surface properties of concrete
- Reduces spalling of concrete by reducing the internal pressure stress during a fire

### CONFORMITY / COMPLIANCE

For the performance to prevent shrinkage cracks; tests have been carried out and reported at Aachen University Building Materials Research Institute in Germany.

In line with the project needs, ASTM C1579-13 test can be done and reported in Kordsa Technology Center with samples taken from the project jobsites.



# Kratos Micro Plastic Shrinkage

## Technical Data Sheet



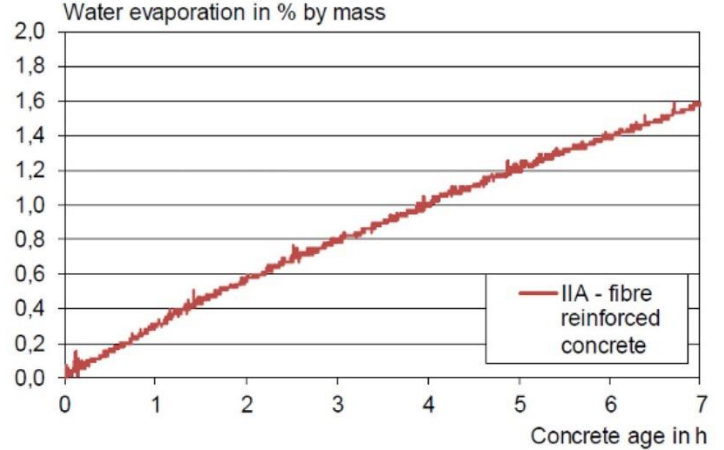
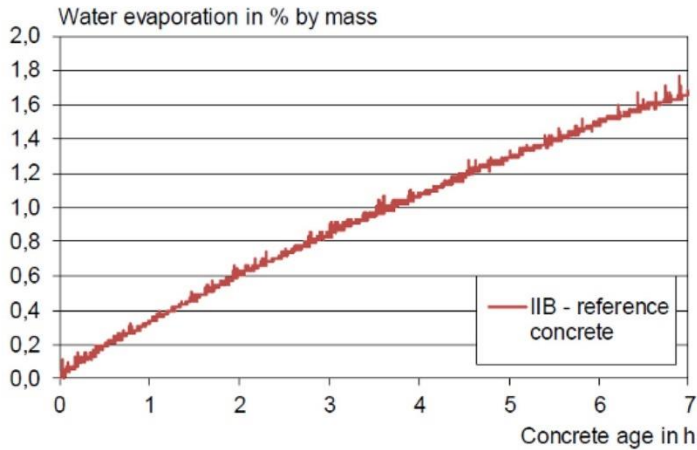
### GRAPHS AND TABLES

As a result of the shrinkage tests carried out at Aachen University Building Materials Research Institute in Germany, Kratos Micro PS prevents shrinkage cracks in concrete by 66.7% and limits the crack width by 43.8%.



Table 1: Results of the tests on the reduction of plastic shrinkage

Parameter	Unit	Concrete Mixture	
		Plain Concrete	300 gr/m <sup>3</sup> (0.5 lb/yd <sup>3</sup> ) Kratos PS Reinforced Concrete
Number of cracks	-	5	8
Total crack length	mm (inch)	3,024.8 (119.1)	1,862 (73.31)
Maximum crack width	mm (inch)	1.60 (0.063)	0.90 (0.035)
Medium crack width	mm (inch)	0.69 (0.027)	0.37 (0.015)
Total crack area	mm <sup>2</sup> (in <sup>2</sup> )	2077.9 (3.22)	692.0 (1.073)
Water Evaporation	% by mass	1.67	1.59



### LEGAL DISCLAIMER

The recommendations regarding the use of Kratos Micro PS product presented by Kordsa Teknik Tekstil A.Ş. under the document are only recommendations and may vary according to the customer's purpose of using the product and technical data. Since the customer has the expertise and knowledge regarding the intended use of the product and the products made from the product in question, regardless of whether the product is used alone or with other materials, the customer undertakes all the risks and responsibilities arising from the use of the product. Kordsa Teknik Tekstil A.Ş. expressly declares that it is not liable for any loss and/or expense that may arise in the eye of the customer, regardless of whether it is used in accordance with the usage recommendation offered to the customer.



# PT. CAHAYA ABADI GEMILANG SENTOSA

## GENERAL CONTRACTOR & SUPPLIER

### SAFETY FIRST ZERO ACCIDENT IS OUR GOAL

#### COMPANY PROFILE

PT. CAHAYA ABADI GEMILANG SENTOSA  
GENERAL CONTRACTOR & SUPPLIER  
Jl. Raya Lingkar Selatan – Babat – Legok – Tangerang 15820  
Telp : (021) 54282984 – 0812 1283 4677  
Email : [cahaya\\_abadi17@yahoo.com](mailto:cahaya_abadi17@yahoo.com)

CA



# PT. CAHAYA ABADI GEMILANG SENTOSA

GENERAL CONTRACTOR & SUPPLIER

## GALERI PERUSAHAAN



PRODUCTION BUILDING



PRODUCTION BUILDING



PRODUCTION BUILDING



PRODUCTION BUILDING



PRODUCTION BUILDING





# PT. CAHAYA ABADI GEMILANG SENTOSA

## GENERAL CONTRACTOR & SUPPLIER

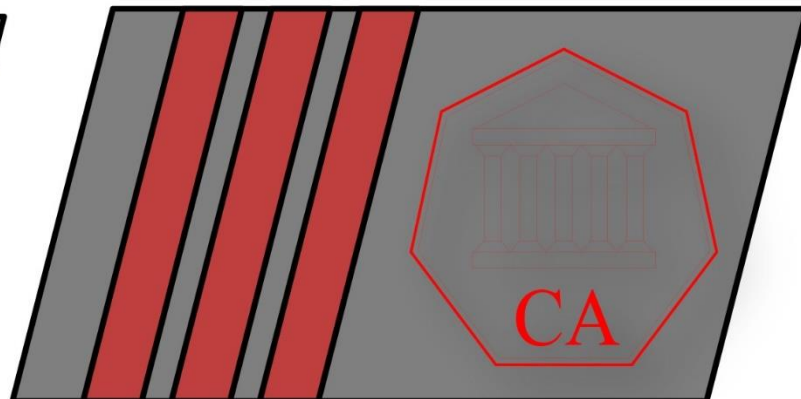




# PT. CAHAYA ABADI GEMILANG SENTOSA

GENERAL CONTRACTOR & SUPPLIER

## GALERI PERUSAHAAN





# DAFTAR ISI



KATA PENGANTAR .....	v
TESTIMONI .....	vi
DAFTAR ISI .....	xx
DAFTAR GAMBAR.....	xxii
DAFTAR TABEL .....	xxviii
<b>BAGIAN 1</b>	
<b>PENDAHULUAN.....</b>	<b>1</b>
A. Konsep Perancangan Struktur Baja Tahan Gempa.....	1
B. Desain Seismik Rangka Pemikul Momen .....	13
C. Sambungan Rangka Pemikul Momen dan Pelajaran yang Bisa Dipetik dari Gempa Northridge .....	24
<b>BAGIAN 2</b>	
<b>PEMODELAN STRUKTUR.....</b>	<b>39</b>
A. Data Umum Bangunan .....	39
B. Pembuatan Grid.....	40
C. Penentuan Properti Material.....	42
D. Penentuan Properti Penampang.....	49
E. Pemodelan Kolom dan Balok .....	56
F. Pemodelan Pelat Metal Deck .....	58
<b>BAGIAN 3</b>	
<b>PEMBEBANAN STRUKTUR.....</b>	<b>60</b>
A. Pembebanan pada Struktur Rangka Momen Khusus.....	60
B. Beban Mati pada Struktur .....	60
C. Beban Hidup pada Struktur .....	62
D. Beban Angin pada Struktur.....	62
E. Beban Hujan.....	64
F. Beban <i>Notional</i> pada Struktur .....	65
G. Pembuatan <i>Load Pattern</i> untuk Masing-masing Pembebanan .....	65
H. Aplikasi Beban pada Struktur Melalui ETABS.....	66
<b>BAGIAN 4</b>	
<b>ANALISIS STRUKTUR BAJA MENGGUNAKAN <i>DIRECT ANALYS METHOD</i> (DAM) .....</b>	<b>71</b>
A. Pengenalan Singkat Direct Analysis Method.....	71
B. Langkah 1: Input Gaya <i>Notional</i> pada Struktur.....	74
C. Langkah 2: Reduksi Kekakuan yang Berkontribusi pada Stabilitas Struktur .....	74
D. Langkah 3: Lakukan Analisis Orde Kedua dengan Mempertimbangkan P- $\Delta$ dan P- $\delta$ .....	76

E. Langkah 4: Pada Fase Desain Semua Faktor K Diambil 1.....	78
F. Langkah 5: Untuk Pengecekan Kemampulayanan Struktur, Gunakan Properti Penampang dengan Kekakuan Tidak Tereduksi.....	78
<b>BAGIAN 5</b>	
<b>ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR RANGKA MOMEN KHUSUS TERHADAP BEBAN GEMPA .....</b>	<b>80</b>
A. Analisis Kegempaan pada Struktur Rangka Baja Pemikul Momen Khusus.....	80
B. Analisis Pendahuluan untuk Struktur Rangka Baja Pemikul Momen Khusus.....	86
<b>BAGIAN 6</b>	
<b>DESAIN STRUKTUR RANGKA .....</b>	<b>115</b>
<b>MOMEN KHUSUS TAHAN GEMPA .....</b>	<b>115</b>
A. Permasalahan Prakualifikasi.....	115
B. Analisis Rangka.....	120
C. Desain Sambungan .....	124
D. Desain Pengekang Lateral .....	139
E. Desain Kekuatan Balok.....	140
F. Desain Kekuatan Kolom .....	144
G. Desain Pelat Dasar.....	151
H. Desain Kapasitas Tumpu Washer .....	155
I. Pengecekan Kombinasi Tegangan Lentur dan Geser pada Angkur .....	156
J. Desain Pelat Dasar Melalui Software Metode Elemen Hingga.....	158
K. Desain Splais Kolom.....	159
<b>BAGIAN 7</b>	
<b>DESAIN ELEMEN STRUKTUR DAN PENGECEKAN KEMAMPULAYANAN STRUKTUR .....</b>	<b>160</b>
A. Desain Elemen Kolom Rangka Pemikul Momen Khusus .....	160
B. Desain Elemen Balok Rangka Pemikul Momen Khusus.....	164
C. Desain Elemen Balok Komposit .....	166
D. Desain Elemen Kolom Rangka Pemikul Gaya Gravitasi.....	169
<b>REFERENSI.....</b>	<b>172</b>
<b>LAMPIRAN GAMBAR.....</b>	<b>174</b>
<b>LATAR BELAKANG PENULIS .....</b>	<b>180</b>

# DAFTAR GAMBAR

<b>Gambar 1. 1.</b>	Mekanisme Terbentuknya Sendi Plastis yang Diharapkan.....	7
<b>Gambar 1. 2.</b>	Mekanisme Terbentuknya Sendi Plastis yang Tidak Diharapkan.....	8
<b>Gambar 1. 3.</b>	Sambungan Penampang Balok Tereduksi.....	9
<b>Gambar 1. 4.</b>	Perilaku Rangka Batang Saat Menerima Beban Lateral.....	9
<b>Gambar 1. 5.</b>	Sistem Elemen Link pada Bagian Tengah.....	10
<b>Gambar 1. 6.</b>	Sistem Elemen Link pada Bagian Pinggir.....	10
<b>Gambar 1. 7.</b>	Contoh Aplikasi Rangka Batang Pemikul Momen Khusus.....	11
<b>Gambar 1. 8.</b>	Mekanisme Pelelehan yang Terjadi pada Segmen Khusus.....	12
<b>Gambar 1. 9.</b>	Skema Desain Breising yang Terkekang Terhadap Tekuk.....	12
<b>Gambar 1. 10.</b>	Contoh Aplikasi Dinding Geser Pelat Baja Khusus.....	13
<b>Gambar 1. 11.</b>	Diagram Momen Pada Struktur Rangka Pemikul Momen.....	14
<b>Gambar 1. 12.</b>	Perbandingan Diagram Momen Pada Struktur Rangka Pemikul Momen dengan <i>Centerline Model</i> dan Model dengan Ketinggian Penampang....	14
<b>Gambar 1. 13.</b>	Contoh Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus pada Bangunan.....	15
<b>Gambar 1. 14.</b>	Moment Probable dan Gaya Geser Probable yang Digunakan dalam Desain Sambungan.....	17
<b>Gambar 1. 15.</b>	Free Body Diagram Gaya Geser Balok dan Kolom.....	18
<b>Gambar 1. 16.</b>	Free Body Diagram Momen Lentur Balok dan Kolom.....	19
<b>Gambar 1. 17.</b>	Kurva Histeresis yang Diharapkan pada Sambungan Balok Kolom.....	20
<b>Gambar 1. 18.</b>	Gaya yang Diperhitungkan dalam Perhitungan Zona Panel.....	21
<b>Gambar 1. 19.</b>	Perhitungan Kuat Geser Zona Panel.....	22
<b>Gambar 1. 20.</b>	Perbedaan Distribusi Tegangan pada Kolom dengan Pelat Penerus dan Tanpa Pelat Penerus.....	23
<b>Gambar 1. 21.</b>	Suasana Pasca Gempa Northridge 1994.....	25
<b>Gambar 1. 22.</b>	Tipikal Sambungan Momen dengan Las pada Balok dan Kolom.....	25
<b>Gambar 1. 23.</b>	Tipikal Kegagalan yang Terjadi pada Sambungan Akibat Gempa Northridge 1994.....	26
<b>Gambar 1. 24.</b>	Kegagalan pada Transisi Pengelasan.....	27
<b>Gambar 1. 25.</b>	Kegagalan pada Sambungan Las Berkembang Menjadi Retak pada Sayap Kolom (Kegagalan Divot).....	27

<b>Gambar 1. 26.</b>	Kegagalan Retak yang Terjadi pada Sayap Kolom yang Sejajar dengan Sayap Balok.....	28
<b>Gambar 1. 27.</b>	Kegagalan Retak dari Sayap Kolom yang Merambat ke Zona Panel.....	28
<b>Gambar 1. 28.</b>	Sambungan Momen Penampang Balok Tereduksi.....	31
<b>Gambar 1. 29.</b>	Konfigurasi Pelat Ujung Diperpanjang: Empat-Baut Tanpa Pengaku (4E), Empat Baut dengan Pengaku (4ES), Delapan Baut dengan Pengaku (8ES) .....	32
<b>Gambar 1. 30.</b>	Sambungan Pelat Sayap Berbaut (PSB).....	33
<b>Gambar 1. 31.</b>	Sambungan Momen T Ganda.....	34
<b>Gambar 1. 32.</b>	Sambungan Momen Braket Kaiser Berbaut (BKB).....	35
<b>Gambar 1. 33.</b>	Tipe Konfigurasi Braket Seri W yang Tersedia .....	35
<b>Gambar 1. 34.</b>	Rakitan Sambungan Momen ConXL .....	36
<b>Gambar 1. 35.</b>	Kolom dengan Rakitan Collar Corner yang Terpasang.....	36
<b>Gambar 1. 36.</b>	Sambungan Momen SidePlate dengan Sambungan Las Lapangan.....	37
<b>Gambar 1. 37.</b>	Sambungan Momen <i>SidePlate</i> dengan Sambungan Baut.....	37
<b>Gambar 1. 38.</b>	Sambungan Momen Simpson Strong - Tie Strong Frame.....	38
<b>Gambar 1. 39.</b>	Sambungan Momen <i>SlottedWeb</i> .....	38
<b>Gambar 2. 1.</b>	Tampak 3D Struktur Hotel.....	39
<b>Gambar 2. 2.</b>	Pengaturan Ordinat Grid Arah X dan Y .....	41
<b>Gambar 2. 3.</b>	Pengaturan Story Data.....	42
<b>Gambar 2. 4.</b>	Grid yang Telah Dibuat .....	42
<b>Gambar 2. 5.</b>	Penentuan Material Baja Canai Panas A36.....	43
<b>Gambar 2. 6.</b>	Properti Desain Material Baja A36 .....	44
<b>Gambar 2. 7.</b>	Penentuan Material Baja Canai Panas A588 .....	45
<b>Gambar 2. 8.</b>	Properti Desain Material Baja A588.....	45
<b>Gambar 2. 9.</b>	Penentuan Material Beton, $f_c'$ 35 MPa.....	46
<b>Gambar 2. 10.</b>	Properti Desain Material Beton, $f_c'$ 35 MPa.....	47
<b>Gambar 2. 11.</b>	Penentuan Material Baja Tulangan, BJTS 420B .....	48
<b>Gambar 2. 12.</b>	Properti Desain Material Baja Tulangan, BJTS 420B .....	48
<b>Gambar 2. 13.</b>	Properti Penampang WF.250X125X6X9 .....	50
<b>Gambar 2. 14.</b>	Properti Penampang WF.350X175X7X11 .....	51
<b>Gambar 2. 15.</b>	Properti Penampang WF.400X200X8X13 .....	51

<b>Gambar 2. 16.</b>	Properti Penampang WF.450X200X9X14 .....	52
<b>Gambar 2. 17.</b>	Properti Penampang WF.500X200X10X16.....	52
<b>Gambar 2. 18.</b>	Properti Penampang WF.588X300X12X20.....	53
<b>Gambar 2. 19.</b>	Properti Penampang WF.600X300X12X25.....	53
<b>Gambar 2. 20.</b>	Properti Penampang WF.700X300X13X24.....	54
<b>Gambar 2. 21.</b>	Properti Penampang HB.600X600X20X42.....	54
<b>Gambar 2. 22.</b>	Properti Metal Deck 120 mm.....	55
<b>Gambar 2. 23.</b>	Contoh Properti Kolom HB.600X600X20X42 .....	56
<b>Gambar 2. 24.</b>	Pemodelan Kolom pada Elevasi +3,5 .....	56
<b>Gambar 2. 25.</b>	Merubah Tumpuan Kolom Menjadi Jepit.....	57
<b>Gambar 2. 26.</b>	Kolom Rangka Pemikul Momen Khusus dengan Tumpuan Jepit dan Kolom Rangka Pemikul Gaya Gravitasi dengan Tumpuan Sendi .....	57
<b>Gambar 2. 27.</b>	Contoh Properti Balok Rangka Pemikul Momen Khusus WF.600X300X12X25 .....	58
<b>Gambar 2. 28.</b>	Contoh Properti Balok Rangka Pemikul Gaya Gravitasi WF.300X175X7X11 .....	58
<b>Gambar 2. 29.</b>	Balok Rangka Pemikul Momen Khusus dengan Tumpuan Jepit dan Balok Rangka Pemikul Gaya Gravitasi dengan Tumpuan Sendi .....	58
<b>Gambar 2. 30.</b>	Contoh Properti Metal Deck 120 mm .....	59
<b>Gambar 2. 31.</b>	Hasil Pemodelan Pelat Metal Deck 120 mm.....	59
<b>Gambar 3. 1.</b>	Peta Angin untuk Berbagai Level Kecepatan Angin di Asia Pasifik.....	63
<b>Gambar 3. 2.</b>	<i>Load Patterns Definition</i> .....	66
<b>Gambar 3. 3.</b>	<i>Assign → Shell Loads → Uniform Load Sets</i> .....	67
<b>Gambar 3. 4.</b>	Atur Besaran Beban Sesuai Fungsi Ruangan .....	67
<b>Gambar 3. 5.</b>	<i>Apply Uniform Load Sets</i> .....	68
<b>Gambar 3. 6.</b>	<i>Wind Load Parameter</i> yang Perlu Dimasukkan pada <i>Load Pattern</i> $W_x$ dan $W_y$ .....	68
<b>Gambar 3. 7.</b>	<i>Wind Direction</i> Arah Y Dirotasikan 90 Derajat.....	69
<b>Gambar 3. 8.</b>	<i>Modify Lateral Load</i> untuk Beban <i>Notional</i> yang Ingin Diatur.....	69
<b>Gambar 3. 9.</b>	Definisikan Beban Gravitasi Acuan, Besaran Beban <i>Notinal</i> , Serta Arah Beban .....	70

<b>Gambar 4. 1.</b>	Alignment Chart - Portal Tak Bergoyang.....	72
<b>Gambar 4. 2.</b>	Alignment Chart - Portal Bergoyang .....	72
<b>Gambar 4. 3.</b>	Ilustrasi Pengaplikasian Gaya Notional pada Struktur .....	74
<b>Gambar 4. 4.</b>	<i>Stiffness Reduction Method</i> .....	76
<b>Gambar 4. 5.</b>	Preset P-Delta Options.....	77
<b>Gambar 4. 6.</b>	Konversi Kombinasi Pembebanan Menjadi <i>Nonlinear Cases</i> .....	77
<b>Gambar 5. 1.</b>	Peta Parameter Gerak Tanah $S_s$ dan $S_1$ .....	80
<b>Gambar 5. 2.</b>	Hasil Pengujian Standar Penetrasi pada BH1 dan BH2 .....	82
<b>Gambar 5. 3.</b>	Respon Spektrum Bogor .....	85
<b>Gambar 5. 4.</b>	Pemilihan Katagori Desain Seismik.....	86
<b>Gambar 5. 5.</b>	Tampak 3D Struktur Bangunan Hotel .....	89
<b>Gambar 5. 6.</b>	Tampak 3D Sistem Portal Penahan Gaya Gempa.....	89
<b>Gambar 5. 7.</b>	Hubungan Sistem Pemikul Beban Gravitasi terhadap Sistem Pemikul Beban Gempa .....	90
<b>Gambar 5. 8.</b>	Torsi Tak Terduga Akibat Perpindahan Pusat Massa .....	97
<b>Gambar 5. 9.</b>	Bentuk Ragam 1, Translasi Arah Y .....	99
<b>Gambar 5. 10.</b>	Bentuk Ragam 2, Translasi Arah X .....	99
<b>Gambar 5. 11.</b>	Bentuk Ragam 3, Rotasi Sumbu Z.....	99
<b>Gambar 5. 12.</b>	Penentuan Simpangan Antar Tingkat Izin .....	100
<b>Gambar 5. 13.</b>	Grafik Perbandingan Simpangan Antar Tingkat dengan Simpangan Antar Tingkat Izin .....	102
<b>Gambar 5. 14.</b>	Grafik Perbandingan Koefisien Stabilitas dengan Batas Pengaruh P-Delta dan Stabilitas Struktur.....	104
<b>Gambar 5. 15.</b>	Ketidakteraturan Torsi 1a dan 1b .....	105
<b>Gambar 5. 16.</b>	Ketidakteraturan Sudut Dalam.....	106
<b>Gambar 5. 17.</b>	Ketidakteraturan Diskontinuitas Diafragma .....	106
<b>Gambar 5. 18.</b>	Ketidakteraturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang .	107
<b>Gambar 5. 19.</b>	Ketidakteraturan Sistem Nonpararel .....	107
<b>Gambar 5. 20.</b>	Ketidakteraturan Kekakuan 1a dan 1b.....	108
<b>Gambar 5. 21.</b>	Ketidakteraturan Massa .....	110



<b>Gambar 5. 22.</b>	Ketidakteraturan Geometri Vertikal.....	110
<b>Gambar 5. 23.</b>	Ketidakteraturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral.....	111
<b>Gambar 6. 1.</b>	Sambungan Delapan Baut dengan Pengaku.....	115
<b>Gambar 6. 2.</b>	Zona Terlindung pada Sambungan Momen Pelat Ujung Bebaut Diperpanjang Tanpa dan Dengan Pengaku.....	117
<b>Gambar 6. 3.</b>	Detail Sambungan Momen Pelat Ujung Bebaut Diperpanjang Tanpa dan Dengan Pengaku dalam Sistem Komposit.....	117
<b>Gambar 6. 4.</b>	Tipikal Model Analisis Struktur pada Arah Melintang.....	120
<b>Gambar 6. 5.</b>	Jumlah Balok dan Kolom yang Ditinjau pada Desain <i>Strong Column Weak Beam</i> .....	123
<b>Gambar 6. 6.</b>	Gaya Geser Akibat Beban Gravitasi.....	125
<b>Gambar 6. 7.</b>	Konfigurasi Sambungan 8ES.....	127
<b>Gambar 6. 8.</b>	Parameter Garis Leleh Pelat Ujung, $Y_p$ .....	128
<b>Gambar 6. 9.</b>	Parameter Garis Leleh Pelat Kolom, $Y_c$ .....	133
<b>Gambar 6. 10.</b>	Stress Ratio Balok yang Ditinjau.....	144
<b>Gambar 6. 11.</b>	Stress Ratio Kolom yang Ditinjau Akibat Interaksi Aksial Lentur.....	150
<b>Gambar 6. 12.</b>	Stress Ratio Kolom yang Ditinjau Akibat Interaksi Aksial Murni.....	151
<b>Gambar 6. 13.</b>	Desain Pelat Dasar Melalui Metode Elemen Hingga.....	158
<b>Gambar 7. 1.</b>	Pengaturan Preferensi Desain.....	161
<b>Gambar 7. 2.</b>	Kombinasi Pembebanan untuk Pengecekan Aksial Lentur Kolom.....	162
<b>Gambar 7. 3.</b>	Stress Ratio Elemen Kolom Rangka Pemikul Momen Khusus.....	162
<b>Gambar 7. 4.</b>	Stress Ratio Kolom Rangka Pemikul Momen Khusus, $0,659 < 1$ .....	163
<b>Gambar 7. 5.</b>	Kombinasi Pembebanan untuk Pengecekan Aksial Murni Kolom.....	163
<b>Gambar 7. 6.</b>	Pengaturan Panjang Tak Terbreis pada Balok.....	164
<b>Gambar 7. 7.</b>	Balok Rangka Pemikul Momen Khusus dengan Breis Lateral.....	165
<b>Gambar 7. 8.</b>	Stress Ratio Elemen Balok Rangka Pemikul Momen Khusus.....	165
<b>Gambar 7. 9.</b>	Stress Ratio Balok, $0,82 < 1$ .....	166
<b>Gambar 7. 10.</b>	<i>Composite Beam Design Preferences for AISC 360 – 16 → Beam</i> .....	167
<b>Gambar 7. 11.</b>	<i>Composite Beam Design Preferences for AISC 360 – 16 → Vibration</i> .....	168

<b>Gambar 7. 12.</b>	Kombinasi Pembebanan untuk Desain Balok Komposit .....	168
<b>Gambar 7. 13.</b>	Stress Ratio untuk <i>Strength Checks</i> Balok Komposit WF.450X200X9/14 .....	169
<b>Gambar 7. 14.</b>	Stress Ratio untuk <i>Constructability and Serviceability Checks</i> Balok Komposit WF.450X200X9/14.....	169
<b>Gambar 7. 15.</b>	Framing Type → OMF.....	170
<b>Gambar 7. 16.</b>	<i>Ignore Seismic Code?</i> → Yes, <i>Ignore Special Seismic Load?</i> → Yes.....	170
<b>Gambar 7. 17.</b>	Stress Ratio Elemen Kolom Rangka Pemikul Gaya Gravitasi .....	170
<b>Gambar 7. 18.</b>	Stress Ratio Kolom Rangka Pemikul Gaya Gravitasi, $0,822 < 1$ .....	171



# DAFTAR TABEL

<b>Tabel 1. 1.</b>	Nilai $R_y$ dan $R_t$ untuk Material Baja dan Material Tulangan Baja .....	2
<b>Tabel 1. 2.</b>	Ketentuan Batasan Penampang I untuk Daktilitas Tinggi .....	3
<b>Tabel 1. 3.</b>	Ketentuan Batasan Penampang I untuk Daktilitas Sedang .....	4
<b>Tabel 1. 4.</b>	Sistem Struktur dan Parameter yang Digunakan untuk Baja .....	6
<b>Tabel 2. 1.</b>	Ordinat Grid Arah X.....	40
<b>Tabel 2. 2.</b>	Ordinat Grid Arah Y.....	40
<b>Tabel 2. 3.</b>	Elevasi Antar Grid .....	41
<b>Tabel 2. 4.</b>	Detail Dimensi Penampang yang Digunakan .....	49
<b>Tabel 3. 1.</b>	Berat Jenis untuk Berbagai Macam Bahan Bangunan.....	60
<b>Tabel 3. 2.</b>	Kecepatan Angin untuk Masing-masing Kategori Risiko .....	64
<b>Tabel 4. 1.</b>	Perbandingan Metode Analisis Desain Langsung dan Metode Panjang Efektif .....	73
<b>Tabel 5. 1.</b>	Kategori Risiko Gempa Berdasarkan Jenis Pemanfaatannya .....	81
<b>Tabel 5. 2.</b>	Faktor Keutamaan Gempa .....	82
<b>Tabel 5. 3.</b>	Klasifikasi Situs Berdasarkan BH-1 .....	83
<b>Tabel 5. 4.</b>	Klasifikasi Situs Berdasarkan BH-2 .....	84
<b>Tabel 5. 5.</b>	Tabel Pemilihan Sistem Struktur .....	86
<b>Tabel 5. 6.</b>	Berat Seismik Efektif pada Masing-masing Lantai.....	88
<b>Tabel 5. 7.</b>	Nilai Parameter Periode Pendekatan $C_t$ Dan $x$ .....	90
<b>Tabel 5. 8.</b>	Perhitungan Distribusi Gaya Lateral Arah X.....	93
<b>Tabel 5. 9.</b>	Perhitungan Gaya Geser Tingkat Desain dan Momen Guling Arah X.....	94
<b>Tabel 5. 10.</b>	Perhitungan Distribusi Gaya Lateral Arah Y .....	94
<b>Tabel 5. 11.</b>	Perhitungan Gaya Geser Tingkat Desain dan Momen Guling Arah Y .....	95
<b>Tabel 5. 12.</b>	Rasio Partisipasi Massa.....	98
<b>Tabel 5. 13.</b>	Simpangan Antar Tingkat Izin.....	100
<b>Tabel 5. 14.</b>	Pengecekan Simpangan Antar Tingkat Izin .....	102

<b>Tabel 5. 15.</b>	Pengecekan Pengaruh P-Delta .....	103
<b>Tabel 5. 16.</b>	Pengecekan Ketidakberaturan Torsi 1a.....	105
<b>Tabel 5. 17.</b>	Pengecekan Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak 1a.....	108
<b>Tabel 5. 18.</b>	Pengecekan Ketidakberaturan Massa .....	109
<b>Tabel 5. 19.</b>	Pengecekan Ketidakberaturan Tingkat Lemah 5a.....	112
<b>Tabel 6. 1.</b>	Batasan Parametrik untuk Sambungan Momen Pelat Ujung Bebatu Diperpanjang Tanpa dan Dengan Pengaku .....	116



# PENDAHULUAN



## A. Konsep Perancangan Struktur Baja Tahan Gempa

Dalam perencanaan struktur baja tahan gempa, struktur diharapkan dapat mendisipasi energi gempa melalui plastisifikasi yang terjadi pada elemen *fuse* atau sekring. Elemen sekring pada struktur dapat berupa balok, breising, ataupun elemen link. Dalam perkembangannya, elemen sekring yang didesain untuk mengalami sendi plastis dan diasumsikan akan rusak bila terjadi gempa, dimungkinkan untuk diganti karena kerusakan yang terlokalisir. Hal ini tentu akan sangat efisien karena struktur tidak perlu diretrofit secara menyeluruh.

Struktur baja memberikan fleksibilitas dalam pemilihan sistem struktur karena modifikasinya yang cukup variatif. Secara umum dalam SNI 1726 – 2019, terdapat tiga sistem struktur utama yang sering digunakan yaitu, sistem rangka pemikul momen, sistem rangka breising konsentrik, dan sistem rangka breising eksentrik. Pada struktur yang didesain dengan sistem rangka pemikul momen, balok dijadikan elemen sekring dan diasumsikan bahwa sendi plastis terjadi pada ujung-ujung balok. Dengan bekal pengalaman dari apa yang terjadi pada Gempa Northridge, elemen balok sebisa mungkin didorong untuk leleh terlebih dahulu. Sambungan terprakualifikasi dapat memastikan sendi plastis terjadi pada balok tidak pada muka kolom sebagaimana yang terjadi di banyak bangunan pasca Gempa Northridge.

### 1. Ketentuan Material dan Batasan Daktilitas Penampang

Dalam perencanaan struktur baja tahan gempa, tidak semua kelas material baja dapat digunakan. Terdapat spesifikasi bahan khusus yang perlu menjamin terjadinya pelelehan dengan regangan plastis material yang cukup besar. Selain itu kuat lebih bahan yang diindikasikan dengan kemampuan *strain-hardening* yang tinggi perlu disediakan. Secara spesifik SNI 7860 – 2020 mengatur beberapa batasan penggunaan material baja sebagai berikut:

- a. Rasio kuat leleh dibandingkan kuat putus perlu dijaga kurang dari 0,85

$$\frac{F_y}{F_u} \leq 0,85$$

- b. Material perlu memiliki daerah plateau yang cukup panjang
- c. Regangan putus harus lebih besar dari pada 20%
- $$\varepsilon_u = 0,2$$
- d. Tegangan leleh baja untuk komponen struktur yang didesain untuk berperilaku inelastis harus kurang dari 50 ksi ~ 345 MPa
- e. Untuk kolom yang didesain untuk leleh hanya pada ujung bawah atau atas, tegangan leleh harus kurang dari 70 ksi ~ 485 MPa.

Dalam SNI 7860 - 2020 diatur material-material baja yang dapat digunakan sesuai Tabel A3.1 - Nilai  $R_y$  dan  $R_t$  untuk Material Baja dan Material Tulangan Baja. Baiknya material didesain dengan nilai  $R_y$  dan  $R_t$  yang kecil agar momen probable yang didesain tidak terlalu besar.

**Tabel 1. 1.**

Nilai  $R_y$  dan  $R_t$  untuk Material Baja dan Material Tulangan Baja

Aplikasi	$R_y$	$R_t$
Profil baja gilas panas dan batangan: <ul style="list-style-type: none"> <li>• ASTM A36/A36M</li> <li>• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)</li> <li>• ASTM A992/A992M</li> <li>• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380)</li> <li>• ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), 65 (450), atau 70 (485)</li> <li>• ASTM A588/A588M</li> <li>• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)</li> <li>• ASTM A529 Gr. 50 (345)</li> <li>• ASTM A529 Gr. 55 (380)</li> </ul>	1,5 1,3 1,1 1,1 1,1 1,1 1,2 1,2 1,1	1,2 1,1 1,1 1,1 1,1 1,1 1,1 1,2 1,2 1,2
Penampang Struktur Berongga (PSR): <ul style="list-style-type: none"> <li>• ASTM A500/A500M Gr. B</li> <li>• ASTM A500/A500M Gr. C</li> <li>• ASTM A501/A501M</li> <li>• ASTM A53/A53M</li> <li>• ASTM A1085/A1085M</li> </ul>	1,4 1,3 1,4 1,6 1,25	1,3 1,2 1,3 1,2 1,15
Pelat, Pelat strip dan Lembaran baja: <ul style="list-style-type: none"> <li>• ASTM A36/A36M</li> <li>• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)</li> <li>• ASTM A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)</li> <li>• ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)</li> <li>• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380)</li> <li>• ASTM A588/A588M</li> <li>• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)</li> </ul>	1,3 1,3 1,1 1,3 1,1 1,1 1,2	1,2 1,1 1,1 1,0 1,2 1,2 1,1
Tulangan Baja: <ul style="list-style-type: none"> <li>• ASTM A615/A615M Gr. 60 (420)</li> <li>• ASTM A615/A615M Gr. 75 (520) and Gr. 80 (550)</li> <li>• ASTM A706/A706M Gr. 60 (420) and Gr. 80 (550)</li> </ul>	1,2 1,1 1,2	1,2 1,2 1,2

Nilai  $R_y$  dan  $R_t$  akan diperlukan pada desain kapasitas. Elemen-elemen yang didesain untuk tidak mengalami plastisifikasi terlebih dahulu selain didesain dengan faktor kuat lebih juga perlu didesain dengan  $R_y$  dan  $R_t$ . Sebagai contoh untuk desain pelat dasar, momen yang digunakan dalam desain diambil dari yang

terkecil di antara momen ultimit kolom akibat beban terkombinasi dengan faktor kuat lebih atau kekuatan penampang yang dibutuhkan sesuai Pasal D2.6b(c) SNI 7860 – 2020. Detailnya contoh penggunaan  $R_y$  dan  $R_t$  pada sambungan pelat dasar dijelaskan sebagai berikut.

Contoh Penggunaan  $R_y$  dan  $R_t$  pada Sambungan Pelat Dasar:

- Kuat Geser yang Dibutuhkan

$$V_u = \frac{2 * R_y * F_y * Z}{\alpha_s * H} > \frac{0,7 * F_y * Z}{\alpha_s * H}$$

- Kuat Lentur yang Dibutuhkan

$$M_u = \frac{1,1 * R_y * F_y * Z_x}{\alpha_s}$$

Tidak hanya diatur pada aspek material, rasio kelangsingan penampang untuk daktilitas tinggi dan sedang juga diatur untuk memastikan bahwa penampang memiliki daktilitas yang mencukupi. Batasan daktilitas penampang menjadi isu yang masih terus dikembangkan sehingga ketentuannya berubah-ubah mengikuti perkembangan hasil penelitian yang sedang dilakukan. Sebagai contoh di bawah ini dilampirkan tabel ketentuan batasan daktilitas penampang yang diatur pada SNI 7860 – 2015 dan SNI 7860 – 2020. Dapat dilihat perbedaan bahwa hasil penelitian memberikan batasan daktilitas penampang yang lebih longgar dibandingkan ketentuan sebelumnya.

**Tabel 1. 2.**  
Ketentuan Batasan Penampang I untuk Daktilitas Tinggi

Highly Ductile Member	SNI 7860 – 2015	SNI 7860 – 2020
Elemen pelat sayap	$\frac{b}{t} = \frac{b_f}{2 * t_f} < \lambda_{hd} = 0,3 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t} = \frac{b_f}{2 * t_f} < \lambda_{hd} = 0,32 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}}$
Elemen pelat badan	<p>Untuk <math>C_a \leq 0,125</math></p> $\frac{h}{t_w} \leq \lambda_{hd} = 2,45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} * (1 - 0,93 * C_a)$ <p>Untuk <math>C_a &gt; 0,125</math></p> $\frac{h}{t_w} \leq \lambda_{hd} = 0,77 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} * (2,93 - C_a)$ $\geq 1,49 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	<p>Untuk <math>C_a \leq 0,114</math></p> $\frac{h}{t_w} \leq \lambda_{hd} = 2,57 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} * (1 - 1,04 * C_a)$ <p>Untuk <math>C_a &gt; 0,114</math></p> $\frac{h}{t_w} \leq \lambda_{hd} = 0,88 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} * (2,68 - C_a)$ $\geq 1,57 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}}$

Highly Ductile Member	SNI 7860 - 2015	SNI 7860 - 2020
	Di mana: $C_a = \frac{P_u}{\Phi * F_y}$	Di mana: $C_a = \frac{P_u}{\Phi * F_y}$
Elemen struktur lentur	$L_b < 0,086 * \frac{r_y * E}{F_y}$	$L_b < 0,095 * \frac{r_y * E}{F_y}$

**Tabel 1. 3.**  
Ketentuan Batasan Penampang I untuk Daktilitas Sedang

Moderate Ductile Member	SNI 7860 - 2015	SNI 7860 - 2020
Elemen pelat sayap	$\frac{b}{t} = \frac{b_f}{2 * t_f} < \lambda_{md} = 0,38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\frac{b}{t} = \frac{b_f}{2 * t_f} < \lambda_{md} = 0,4 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}}$
Elemen pelat badan	<p>Untuk <math>C_a \leq 0,125</math></p> $\frac{h}{t_w} \leq \lambda_{md} = 3,76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} * (1 - 2,75 * C_a)$ <p>Untuk <math>C_a &gt; 0,125</math></p> $\frac{h}{t_w} \leq \lambda_{md} = 1,12 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} * (2,33 - C_a)$ $\geq 1,49 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ <p>Di mana: <math>C_a = \frac{P_u}{\Phi * P_y}</math></p>	<p>Untuk <math>C_a \leq 0,114</math></p> $\frac{h}{t_w} \leq \lambda_{md} = 3,96 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} * (1 - 3,04 * C_a)$ <p>Untuk <math>C_a &gt; 0,114</math></p> $\frac{h}{t_w} \leq \lambda_{md} = 1,29 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} * (2,12 - C_a)$ $\geq 1,57 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}}$ <p>Di mana: <math>C_a = \frac{P_u}{\Phi * P_y}</math></p>
Elemen struktur lentur	$L_b < 0,17 * \frac{r_y * E}{F_y}$	$L_b < 0,19 * \frac{r_y * E}{F_y}$

Stabilitas elemen lentur yang dikontrol dengan tersedianya breis lateral yang mencukupi dapat mengembangkan kapasitas lentur penampang mencapai



kapasitas plastisnya. Breis lateral harus disediakan pada bagian-bagian kritis di mana plastisifikasi mungkin terjadi. Utamanya breis lateral perlu disediakan pada titik-titik sebagai berikut:

- a. Pada sayap atas dan bawah
- b. Di dekat beban terpusat
- c. Di daerah terjadinya perubahan penampang
- d. Di daerah elemen yang akan mengalami sendi plastis.

Dari sisi daktilitas, struktur baja tahan dipastikan dapat mengalami deformasi pasca elastik tanpa kehilangan kapasitas momen secara signifikan. Untuk mencapai daktilitas tersebut, struktur baja yang didesain sebagai sistem penahan gaya gempa perlu memiliki material sesuai spesifikasi yang telah dijelaskan di atas. Selain itu penampang yang digunakan sebagai sistem penahan gaya gempa, perlu memiliki daktilitas lokal penampang yang memenuhi persyaratan daktilitas tinggi atau sedang. Daktilitas pada struktur hanya dapat dicapai apabila elemen sekring dapat mengalami deformasi secara bolak-balik tanpa terjadinya tekuk sehingga faktor stabilitas menjadi penting untuk dipertimbangkan. Terakhir, struktur perlu dipastikan mampu mencapai kekuatan puncaknya tanpa mengalami ketidakstabilan struktur.

Masalah daktilitas dan stabilitas menjadi hal yang tidak terpisahkan bahkan dipertentangkan. Sebagaimana diketahui bahwa, penampang akan dapat mencapai kuat lentur maksimumnya apabila stabilitas lokal penampang dan stabilitas elemennya terjamin. Itulah sebabnya SNI 7860 – 2020 memberikan batasan stabilitas lokal penampang yang lebih ketat dibandingkan dengan batasan yang diberikan pada SNI 1729 – 2020. Tidak hanya stabilitas lokal penampang, stabilitas elemen juga perlu dijamin dengan tersedianya breis lateral yang mencukupi sehingga elemen sekring tidak mengalami tekuk terlebih dahulu saat mengalami deformasi bolak balik akibat beban gempa. Batasan bentang tak terbreis yang diatur pada SNI 7860 – 2020 perlu diikuti ketentuannya untuk menjamin bahwa hal tersebut tidak terjadi.

## 2. Sistem Struktur Penahan Gaya Gempa

Tiga tipe struktur dasar yang sering digunakan sebagai sistem yang dapat mendisipasi energi gempa adalah struktur rangka pemikul momen, struktur rangka dengan breising eksntris, dan sistem struktur rangka dengan breising konsentrik. Struktur rangka pemikul momen memiliki kapasitas gaya yang rendah namun memiliki daktilitas yang tinggi. Sementara itu sistem rangka dengan breising konsentrik, meskipun memiliki kapasitas gaya yang tinggi, tingkat daktilitas yang dihasilkan tidak terlalu tinggi jika dibandingkan dengan struktur rangka pemikul momen. Di antara kinerja struktur rangka pemikul momen dan sistem rangka dengan breising konsentrik, terdapat sistem rangka dengan breising eksentrik dengan kapasitas gaya yang sedang dan tingkat daktilitas yang sedang



pula. Proses disipasi energi pada struktur rangka pemikul momen diharapkan terjadi pada ujung-ujung balok.

Dalam proses disipasi energi gempa, perlu ditentukan terlebih dahulu elemen sekring yang didesain mampu mengalami deformasi inelastik yang cukup besar sebelum terjadinya kerusakan dan instabilitas. Elemen lain yang tidak didesain tidak sebagai elemen sekring, harus didesain lebih kuat dari pada elemen sekring, sehingga proses plastisifikasi dapat terlokalisir pada elemen sekring saja. Pada struktur rangka pemikul momen, bagian sambungan balok kolom diharapkan mampu mengalami rotasi 0,04 radian dengan momen yang masih bertahan 80% dari momen plastisnya. Pada struktur rangka dengan breising konsentrik proses disipasi energi dilakukan di link dan pelat buhul. Sementara pada struktur rangka dengan breising eksentris proses disipasi energi dilakukan pada elemen link.

Struktur baja tahan gempa memberikan kesempatan yang luas untuk melahirkan sistem struktur tahan gempa yang baru. Tiga di antara sistem struktur yang sering digunakan sebagai sistem penahan gaya gempa telah di jelaskan di atas. Di luar sistem yang telah disebutkan di atas terdapat beberapa sistem struktur lain yang dapat digunakan seperti sistem dinding geser, sistem rangka batang pemikul momen khusus, dan sistem rangka breising yang terkekang terhadap tekuk. Sistem struktur yang ideal dapat dipilih sesuai fungsi bangunan, katagori desain seismik serta ketentuan-ketentuan lain yang terdapat pada SNI 1726 - 2019.

**Tabel 1. 4.**

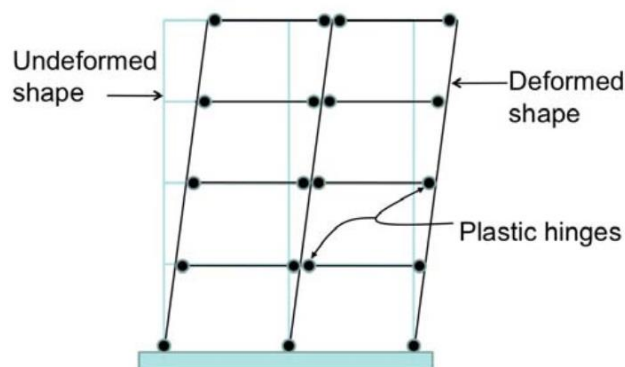
Sistem Struktur dan Parameter yang Digunakan untuk Baja

Sistem struktur	Koefisien modifikasi respons, R	Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0$	Faktor Pembesaran Defleksi, $C_d$
Rangka baja dengan breising eksentris	8	2	4
Rangka baja dengan breising konsentris khusus	6	2	5
Dinding geser pelat baja dan beton komposit khusus	6	2,5	5
Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5,5
Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5,5
Rangka baja dengan breising terkekang terhadap tekuk (dalam sistem ganda	8	2,5	5

Sistem struktur	Koefisien modifikasi respons, R	Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0$	Faktor Pembesaran Defleksi, $C_d$
dengan rangka pemikul momen khusus)			
Dinding geser pelat baja khusus (dalam sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus)	8	2,5	6,5

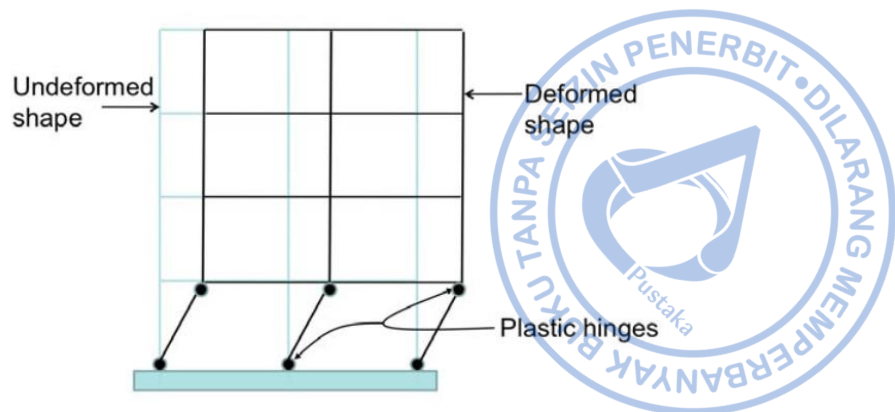
### a. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus

Sistem struktur rangka tipe ini didesain secara khusus untuk bekerja secara inelastis dengan terbentuknya sendi plastis pada ujung-ujung balok. Sistem ini dapat didesain dengan sederhana secara global dan tidak memiliki batasan ketinggian sehingga hampir bisa digunakan pada seluruh wilayah dengan batasan integritas struktur yang diatur dalam SNI 1726 - 2019. Struktur rangka pemikul momen khusus perlu didesain dengan mekanisme *strong column weak beam* sehingga sendi plastis betul terjadi pada ujung-ujung balok tidak pada kolom.



**Gambar 1. 1.** Mekanisme Terbentuknya Sendi Plastis yang Diharapkan

Sendi plastis sangat tidak diharapkan untuk terbentuk pada kolom kecuali pada ujung kolom bagian bawah. Apabila sendi plastis terbentuk pada kolom, maka sangat rawan terjadi keruntuhan tingkat lemah.

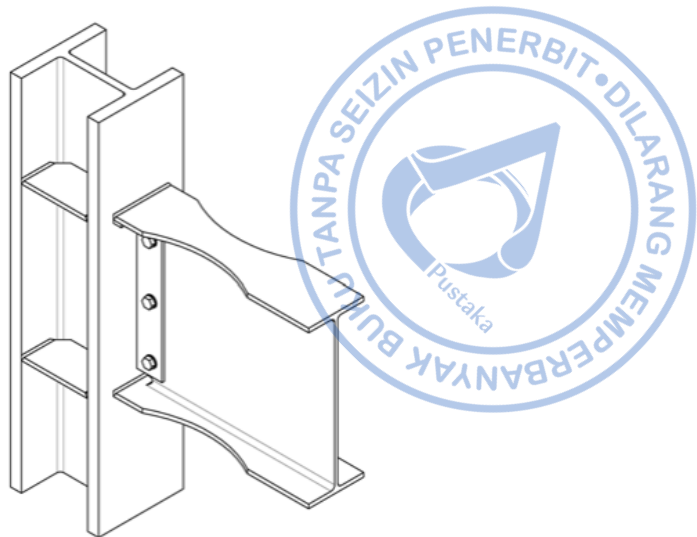


**Gambar 1. 2.** Mekanisme Terbentuknya Sendi Plastis yang Tidak Diharapkan

Struktur rangka baja pemikul momen khusus memiliki daktilitas yang sama persis dengan struktur rangka beton pemikul momen khusus. Bila ditinjau dari nilai parameter sistem struktur, struktur baja dan beton untuk rangka pemikul momen khusus memiliki nilai  $R$ ,  $\Omega_0$ , dan  $C_d$  yang sama. Karakteristik sistem struktur dengan daktilitas yang tinggi adalah detailing komponen yang cukup rumit untuk memastikan bahwa struktur tetap bersifat daktil saat gempa terjadi. Pada struktur beton, hal tersebut diantisipasi dengan memberikan tulangan geser yang rapat pada area sendi plastis dan mendorong terjadinya kegagalan lentur pada area tersebut. Detailing lain, seperti pembatasan penyambungan tulangan pada area sendi plastis juga sangat dihindari. Meski detailing penulangan pada struktur beton bisa dibilang cukup rumit, setidaknya hal tersebut masih dapat diikuti.

Detailing pada struktur baja yang didesain sebagai rangka pemikul momen khusus terlihat lebih rumit dibandingkan struktur beton. Banyak aspek yang perlu dipertimbangkan seperti tingkat daktilitas lokal penampang, batasan penggunaan material, hingga batasan parametrik yang diatur oleh masing-masing sambungan terpraktualifikasi. Secara global, rangka pemikul momen khusus untuk baja dapat mengikuti ketentuan SNI 7860 – 2020. Bila aspek – aspek umum untuk rangka pemikul momen khusus, aspek – aspek khusus yang berkaitan dengan lokal sambungan dan posisi sendi plastis pada balok diatur lebih jauh pada SNI 7972 – 2020. Meski dibilang cukup rumit, struktur baja memberikan fleksibilitas dalam pemilihan tipe sambungan sesuai keadaan yang ada di lapangan.

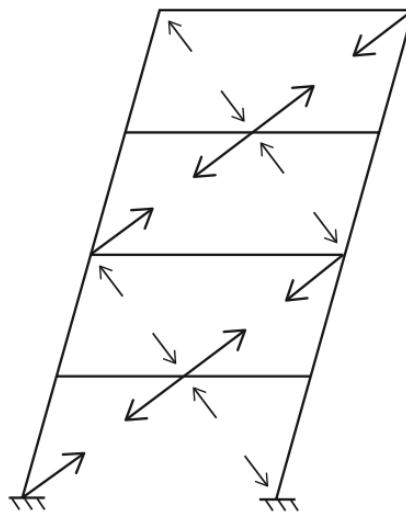




**Gambar 1. 3.** Sambungan Penampang Balok Tereduksi

#### **b. Sistem Rangka dengan Breising Konsentrik Khusus**

Sistem rangka dengan breising memiliki kekakuan lateral yang lebih tinggi dibandingkan dengan struktur rangka pemikul momen. Sistem rangka dengan breising konsentrik khusus menjadikan rangka diagonal sebagai elemen sekring yang dipersiapkan untuk leleh pada kondisi inlelastis. Pelelehan yang terjadi pada rangka batang diagonal terjadi akibat gaya aksial tekan atau tarik yang terjadi saat gempa besar.



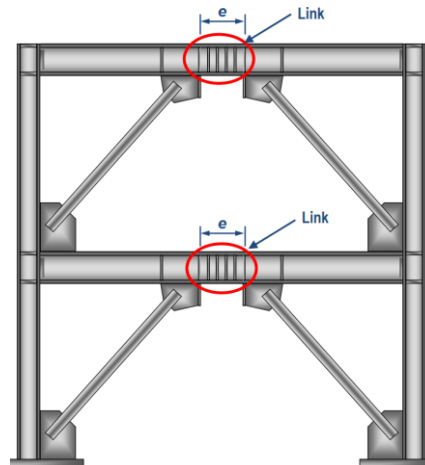
**Gambar 1. 4.** Perilaku Rangka Batang Saat Menerima Beban Lateral

Hal yang paling kritis dapat desain struktur rangka dengan breising konsentris adalah pada area sambungan. Jika elemen sekring yang didesain pada batang diagonal, maka elemen lain seperti sambungan perlu didesain lebih kuat dan masih dalam kondisi elastis saat gempa terjadi. Namun jika hal tersebut tidak memungkinkan, proses disipasi energi dapat dipindahkan pada

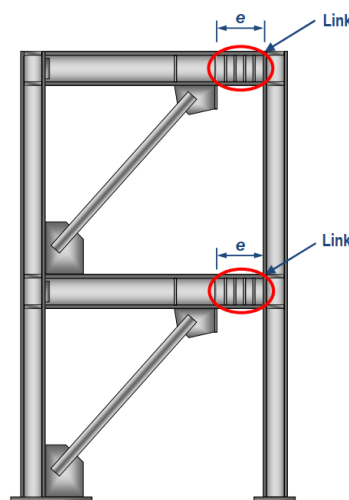
sambungan dan *gusset plate* boleh untuk mengalami pelepas. Namun demikian, perlu dipastikan bahwa kondisi inelastis tetap terlokasi pada elemen sekring rangka diagonal dan sambungan saja, tidak pada elemen lain.

### c. Sistem Rangka dengan Breising Eksentris Khusus

Sistem rangka dengan breising eksentris menjadi penengah antara sistem rangka momen dan sistem rangka dengan breising konsentris karena kinerjanya yang memiliki tingkat kekakuan lateral namun masih memiliki tingkat daktilitas yang sedang. Rangka diagonal akan dibiarkan masih dalam keadaan kondisi elastis, sementara elemen link akan ditugaskan untuk menjadi elemen sekring guna mendisipasi energi gempa. Link dapat ditempatkan di tengah ataupun di pinggir. Sistem elemen link pada bagian tengah, lebih ideal untuk digunakan karena plastisifikasi terjadi tidak dekat pada kolom. Untuk sistem elemen link pada bagian pinggir, perlu dipastikan betul bahwa proses plastisifikasi tidak merambat pada area kolom.



Gambar 1. 5. Sistem Elemen Link pada Bagian Tengah



Gambar 1. 6. Sistem Elemen Link pada Bagian Pinggir

#### d. Sistem Rangka Batang Pemikul Momen Khusus

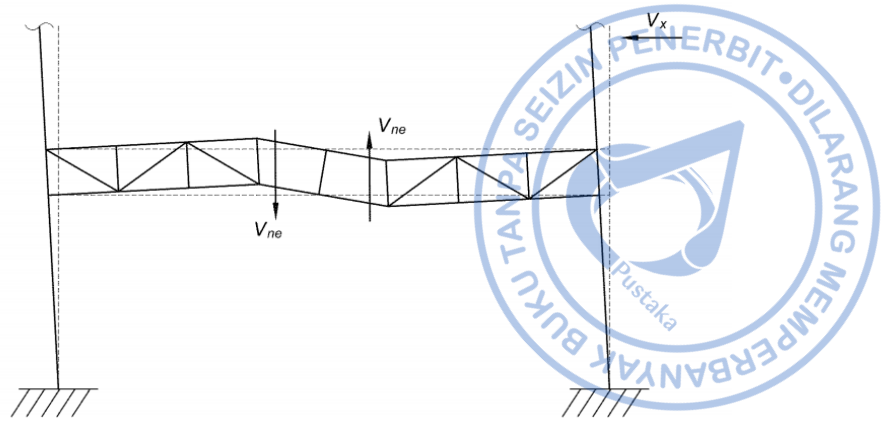
Sistem ini didesain dengan rangka batang (trus diagonal) sebagai elemen horizontalnya. Rangka batang banyak digunakan pada kasus di mana balok tunggal sudah tidak mencukupi secara kekuatan untuk digunakan pada bentang panjang. Rangka batang yang didesain dengan sedemikian kaku sangat rawan menghasilkan mekanisme *weak column strong beam* sehingga menimbulkan sendi plastis yang tidak diharapkan pada kolom.

Modifikasi pada struktur rangka batang dilakukan untuk menghasilkan mekanisme *strong column weak beam*. Hal tersebut dilakukan oleh Basha – Goel (1996) dengan cara menempatkan segmen khusus yang akan menjadi elemen sekring saat gempa terjadi. Proses platisifikasi diharapkan terjadi pada segmen khusus yang diletakkan di tengah bentang. Segmen khusus dapat berupa rangka Vierendeel ataupun rangka X-diagonal.



**Gambar 1. 7.** Contoh Aplikasi Rangka Batang Pemikul Momen Khusus

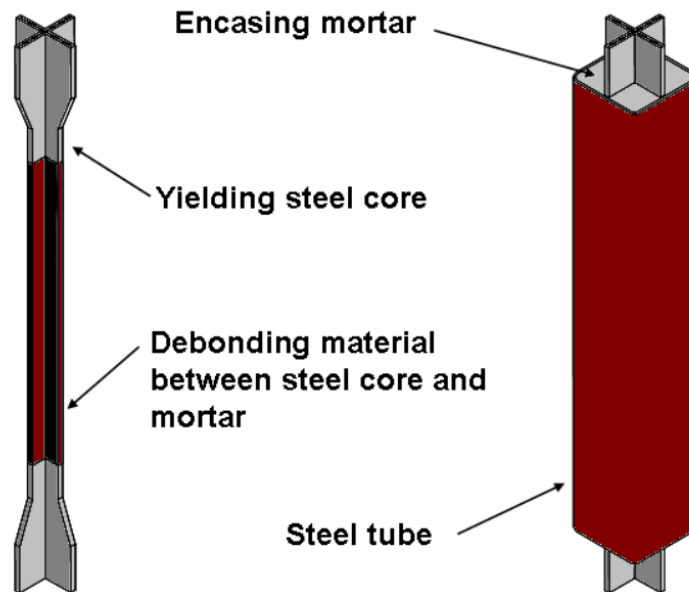




**Gambar 1. 8.** Mekanisme Pelelehan yang Terjadi pada Segmen Khusus

**e. Sistem Rangka Baja dengan Breising Terkekang Terhadap Tekuk**

Sistem struktur ini merupakan sistem struktur yang hampir serupa dengan sistem rangka dengan breising konsentrik khusus. Rangka diagonal yang rawan terhadap potensi tekuk diantisipasi dngan cara membungkusnya dengan suatu elemen khusus yang dapat mengantisipasi terjadinya tekuk sehingga rangka diagonal sebagai elemen sekring hanya mengalami pelelehan saja.



**Gambar 1. 9.** Skema Desain Breising yang Terkekang Terhadap Tekuk

**f. Dinding Geser Pelat Baja Khusus**

Sistem struktur ini memanfaatkan dinding geser dari pelat baja sebagai elemen sekring. Mekanisme pelelehan yang terjadi pada plat serta aksi medan tarik dimanfaatkan untuk mendisipasi energi gempa. Sistem dapat bekerja



untuk menahan gravitasi, dan hanya dapat dimanfaatkan untuk menahan gaya geser saja.



**Gambar 1. 10.** Contoh Aplikasi Dinding Geser Pelat Baja Khusus

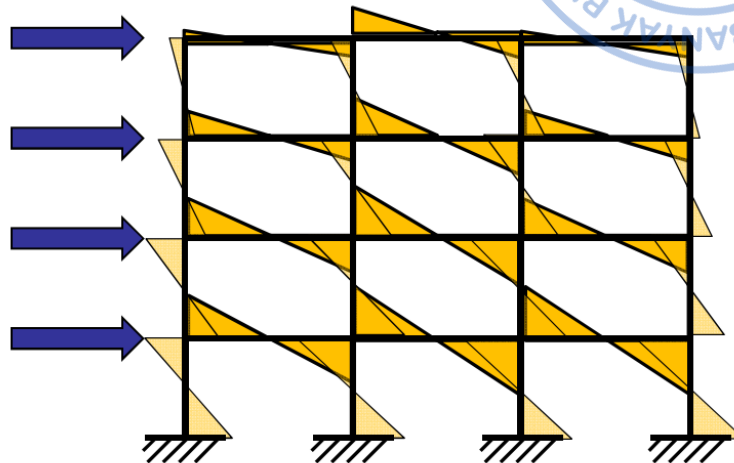
## **B. Desain Seismik Rangka Pemikul Momen**

Struktur rangka pemikul momen menjadi sistem yang jamak dipilih karena fleksibilitasnya. Selain itu keunggulan lain yang dimiliki oleh sistem ini adalah tidak adanya batasan ketinggian yang diatur oleh SNI 1726 – 2019. Sistem rangka pemikul momen meski memiliki tingkat kekakuan yang tidak terlalu tinggi, tingkat daktilitas yang dihasilkan cukup tinggi sehingga dapat mendisipasi energi gempa yang terjadi. Pemahaman penting perilaku struktur rangka pemikul momen beserta kondisi batas masing-masing elemen sangat diperlukan dalam proses analisis dan desain struktur rangka baja pemikul momen khusus.

### **1. Perilaku Rangka Pemikul Momen**

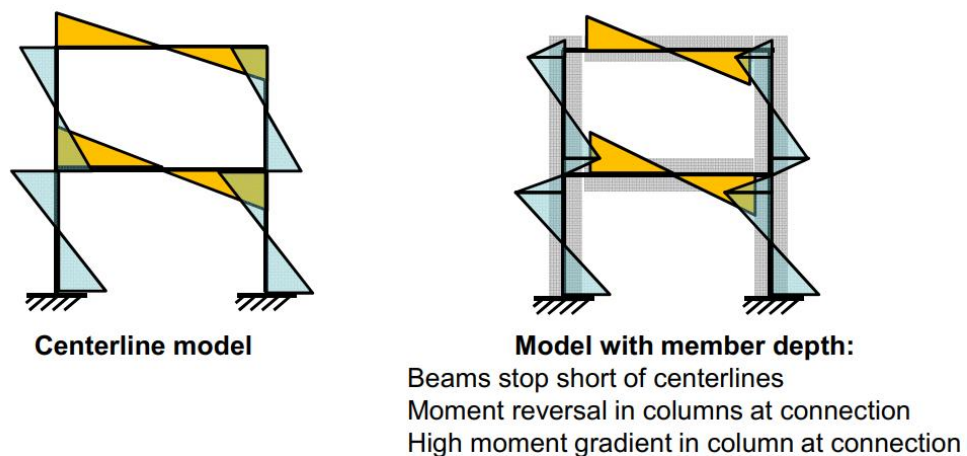
Pada sistem rangka momen, gaya lateral yang terjadi pada struktur akan ditahan oleh gaya geser dari kolom. Gaya lateral tersebut juga akan mengakibatkan momen pada balok dan kolom. Gaya geser yang terjadi pada balok akan terakumulasi pada kolom sebagai gaya overturning yang perlu ditahan oleh dasar kolom. Gaya geser yang terjadi pada kolom umumnya lebih besar untuk kolom bagian interior. Untuk kolom bagian eksterior, umumnya gaya geser yang terjadi dapat lebih kecil namun terdapat gaya overturning yang perlu ditahan oleh kolom bagian eksterior.

Gaya geser yang terjadi pada kolom mengakibatkan terjadinya momen pada kolom. Momen tersebut mengalami perpindahan dari positif ke negatif atau sebaliknya dalam kondisi kurvatur ganda. Titik perpindahan momen pada kolom akibat gaya lateral dapat berubah naik turun bergantung pada besaran gaya lateral yang terjadi pada struktur. Pada kondisi tertentu, kolom dapat mengalami momen dengan kurvatur tunggal di mana hal ini dapat menjadi cukup rumit dari sisi analisis.



**Gambar 1. 11.** Diagram Momen Pada Struktur Rangka Pemikul Momen

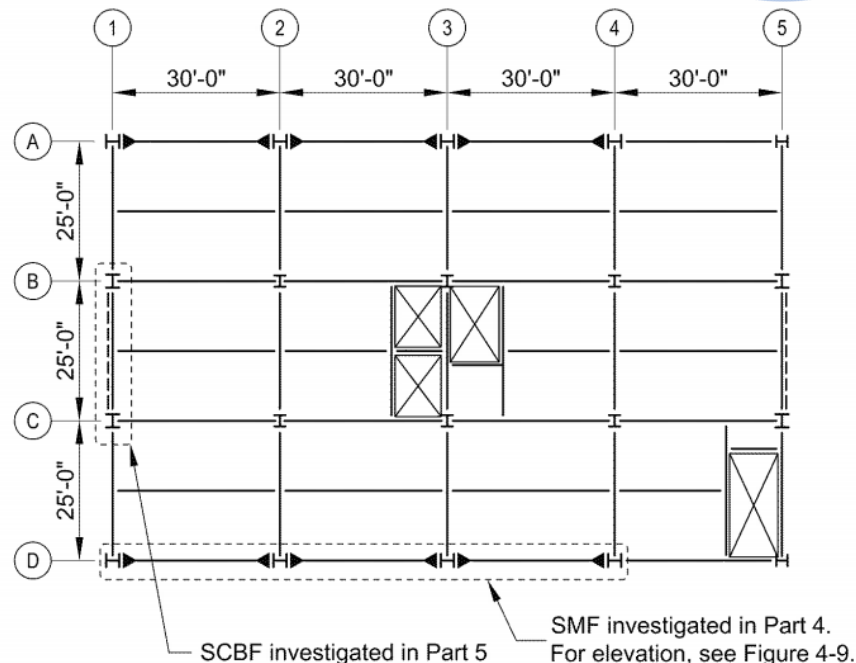
Jika ditelusuri secara mendetail, momen lentur yang terjadi pada kolom akan mengembangkan momen lentur pada balok dalam analisis secara global pada model analisis struktur yang *centerline*. Pada prakteknya, terdapat sedikit perpindahan momen tepat pada daerah sambungan. Momen akan mulai berbalik pada kolom tepat saat pertemuannya dengan hubungan balok kolom. Begitu pula yang terjadi pada diagram momen lentur untuk balok yang tepat berhenti pada hubungan balok kolom.



**Gambar 1. 12.** Perbandingan Diagram Momen Pada Struktur Rangka Pemikul Momen dengan *Centerline Model* dan Model dengan Ketinggian Penampang



Ciri utama sistem rangka pemikul momen adalah balok yang dihubungkan pada kolom dengan sambungan yang rigid dan mampu menahan momen. Momen terbesar pada balok umumnya terjadi pada ujung-ujung balok sehingga sendi plastis diharapkan terbentuk pada area tersebut. Selain itu sendi plastis juga dapat diasumsikan terjadi pada ujung kolom dasar. Struktur rangka pemikul momen pada suatu bangunan dapat diatur pada beberapa bagian saja tidak secara keseluruhan. Saat rangka didesain dengan rangka pemikul momen, perlu dipastikan bahwa balok rangka pemikul momen dapat terhubung dengan sayap kolom.



**Gambar 1. 13.** Contoh Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus pada Bangunan

Hal yang menjadi aspek fundamental dalam perencanaan struktur rangka baja pemikul momen khusus dapat disimpulkan pada beberapa poin sebagai berikut:

- Struktur rangka pemikul momen didesain mampu mengalami deformasi inelastik yang cukup besar akibat gempa rencana, melalui kelelahan balok pada rangkanya dan kelelahan pada ujung kolom dasar. Pelelahan yang terjadi pada kolom sangat tidak dikehendaki karena dapat mengakibatkan terjadinya keruntuhan tingkat lunak pada struktur.
- Kolom didesain lebih kuat daripada balok yang leleh dan mencapai *strain-hardening*. Hal tersebut dilakukan dengan desain kapasitas dengan melakukan desain kolom menggunakan beban terkombinasi dengan mempertimbangkan faktor kuat lebih akibat gempa.
- Desain sambungan balok ke kolom harus didasarkan pada hasil uji sambungan. Hal ini dahulu sulit karena kekuatan sambungan perlu dipastikan melalui

serangkaian uji laboratorium. Namun setelah sambungan terpraktualifikasi menjadi perhatian khusus pasca Gempa Northridge, basis data hasil uji sambungan mulai dihimpun dan disusun menjadi satu panduan khusus pada AISC 358. Desain sambungan terpraktualifikasi dapat dilakukan dengan mengikuti panduan yang ada pada AISC 358 atau SNI 7972.

## 2. Desain Balok Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus

Untuk struktur rangka pemikul momen khusus, elemen sekring didesain terjadi pada balok. Perlu dipastikan material baja pada balok sebagai elemen sekring didesain sesuai spesifikasi yang ada. Balok tidak boleh didesain dengan  $F_y$  yang melebihi 345 MPa. Elemen balok juga perlu didesain dengan batasan daktilitas yang mencukupi. Kelangsingan untuk elemen lokal sayap dan elemen lokal badan harus didesain memenuhi batasan *highly ductile member*. Penopang lateral harus disediakan sesuai batasan yang ditentukan pada SNI 7860 – 2020.

Kuat lentur yang dibutuhkan balok didesain berdasarkan analisis elastik baik akibat beban gravitasi ataupun beban gempa. Kuat geser yang dibutuhkan balok dihitung pula berdasarkan analisis elastik baik akibat beban gravitasi ataupun beban gempa. Kekuatan elemen sekring balok akan digunakan dalam desain kapasitas untuk desain sambungan balok kolom. Momen probable yang terjadi dan diasumsikan bahwa momen maksimum terjadi pada sendi plastis. Momen probable ditentukan berdasarkan momen kapasitas dari balok yang dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_e$$

Di mana:

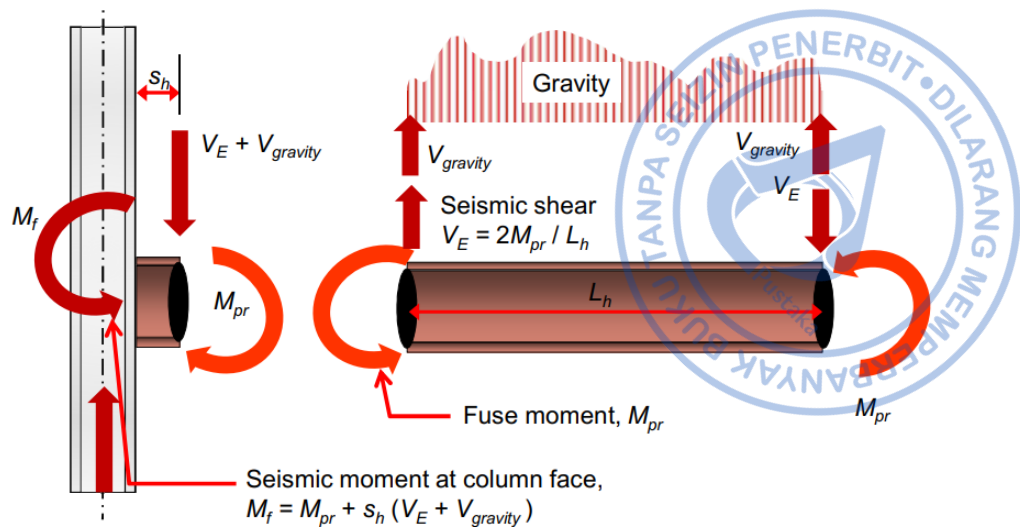
- $R_y$  = Rasio antara tegangan leleh sebenarnya terhadap tegangan leleh minimum spesifikasi  
 $Z_e$  = Modulus plastis efektif penampang pada lokasi sendi plastis  
 $C_{pr}$  = Faktor yang besarnya ditentukan oleh kondisi sambungan dan strain hardening bahan.

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2 * F_y} \leq 1,2$$

Gaya geser yang terjadi pada sendi plastis ditentukan oleh persamaan sebagai berikut:

$$V_{ub} = V_{eb} + V_{gravitasi}$$

$$V_{ub} = 2 * \left( \frac{M_{pr}}{L_h} \right) + V_{gravitasi}$$



**Gambar 1. 14.** Moment Probable dan Gaya Geser Probable yang Digunakan dalam Desain Sambungan

### 3. Desain Kolom Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus

Elemen kolom pada struktur rangka pemikul momen khusus didesain sebagai elemen non sekring dan diasumsikan tidak mengalami plastisifikasi kecuali pada ujung dasar kolom. Kuat lentur perlu dan kuat geser perlu kolom dapat dihitung berdasarkan analisis gaya pada kondisi ultimit balok (sekring) yang diantisipasi dengan aplikasi beban gempa yang lebih besar dibandingkan beban gempa rencana. Sesuai yang ditentukan oleh Pasal D1.4a. ditetapkan bahwa kekuatan kolom harus dicek pada nilai terbesar di antara dua kondisi sebagai berikut:

- a. Efek beban yang dihasilkan oleh persyaratan analisis untuk sistem yang berlaku
- b. Kekuatan aksial tekan dan tarik perlu dicek menggunakan beban seismik dengan faktor kuat lebih. Momen-momen yang dihasilkan oleh proses analisis struktur dapat diabaikan kecuali momen yang dihasilkan oleh beban yang diberikan pada kolom di antara titik-titik sokongan lateral.

Selain itu, dalam desain kapasitas, elemen non sekring perlu didesain lebih kuat dari elemen sekring. Dalam hal ini kuat lentur perlu dan kuat geser perlu kolom juga dapat didefinisikan berdasarkan kekuatan lentur balok.

- a. Kuat Geser yang Dibutuhkan Balok

Keseimbangan momen pada pusat hubungan balok kolom dapat dihitung dengan mengalikan gaya geser balok dengan lengan balok ke pusat kolom. Dengan lengan kolom yang diasumsikan setengah tinggi kolom, maka gaya geser kolom yang dibutuhkan dapat diketahui.





$$V_{ub} = 2 * \left( \frac{M_{pr}}{L_h} \right) + V_{gravitasi}$$

$$Lengan\ balok = \frac{L}{2}$$

$$Lengan\ kolom = \frac{h_c}{2}$$

Di mana:

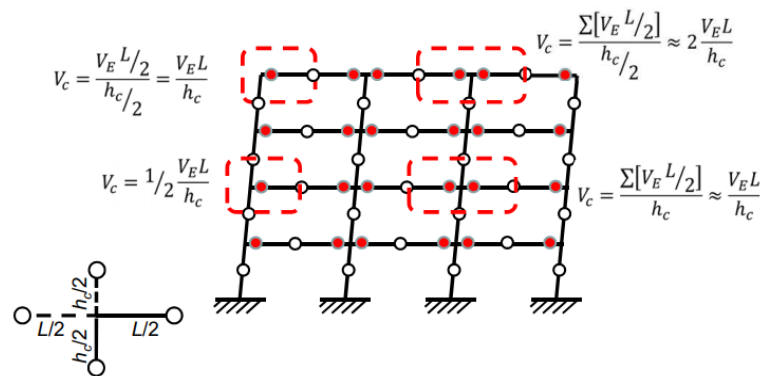
$h_c$  = Tinggi penampang kolom

$L_h$  = Panjang antar sendi plastis

$S_h$  = Panjang sendi plastis

$V_{grav.}$  = Gaya geser yang dihasilkan akibat kombinasi beban:

1.  $(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 0,5 L$
2.  $0,9 - 0,2 S_{DS}) D$



**Gambar 1. 15.** Free Body Diagram Gaya Geser Balok dan Kolom

#### b. Kuat Lentur yang Dibutuhkan Kolom

Kuat lentur yang dibutuhkan pada kolom dapat dihitung berdasarkan kuat lentur balok yang dihitung berdasarkan momen probable. Momen lentur pada balok dipertimbangkan sejumlah balok yang merangka pada kolom. Kuat lentur yang dibutuhkan pada kolom dihitung tepat pada pertemuan antara balok (sayap atas atau bawah balok) dengan kolom.

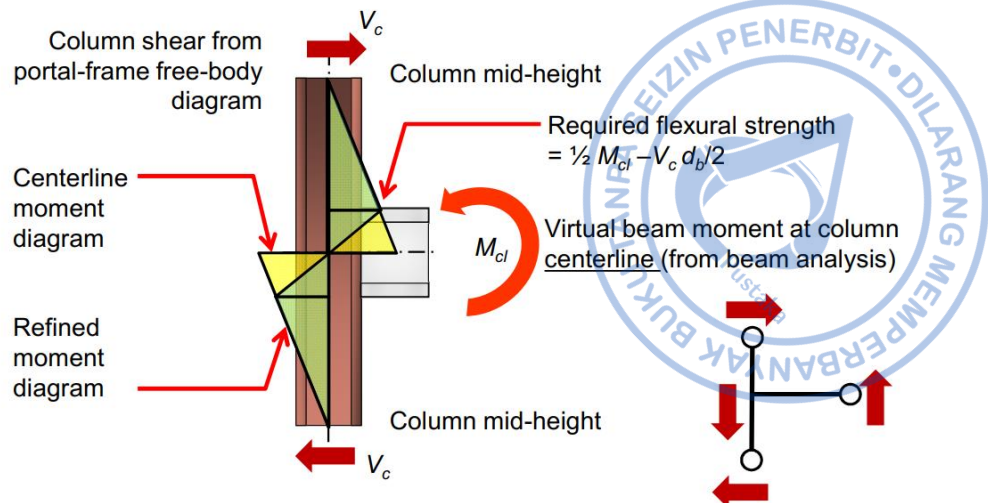
$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma \left[ M_{pr} + V_{ub} * \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right) \right]$$

$$M_{cl} = \left( \frac{1}{2} \right) \Sigma M_{pb}^* - V_{uc} * \frac{d_b}{2}$$

Di mana:

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_e$$

$$V_{ub} = 2 * \left( \frac{M_{pr}}{L_h} \right) + V_{gravitasi}$$



**Gambar 1. 16.** Free Body Diagram Momen Lentur Balok dan Kolom

#### 4. Desain Hubungan Balok Kolom Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus

Balok yang didesain sebagai elemen sekring didesain tidak lebih kuat dibandingkan elemen kolom. Rasio kapasitas momen kolom dan balok dikontrol sebagaimana persamaan di bawah. Total kapasitas momen balok dapat ditentukan sejumlah proyeksi kuat lentur nominal balok yang merangka pada kolom yang ditinjau. Sementara kuat lentur nominal kolom dapat ditentukan berdasarkan kapasitas lentur nominal pada bagian atas dan bawah sambungan dikurangi dengan reduksi akibat gaya aksial tekan kolom

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} > 1$$

Di mana:

$\Sigma M_{pb}^*$  = Jumlah momen balok pada pertemuan as balok dan as kolom, diizinkan untuk menentukan  $\Sigma M_{pb}^*$  sebagai berikut:

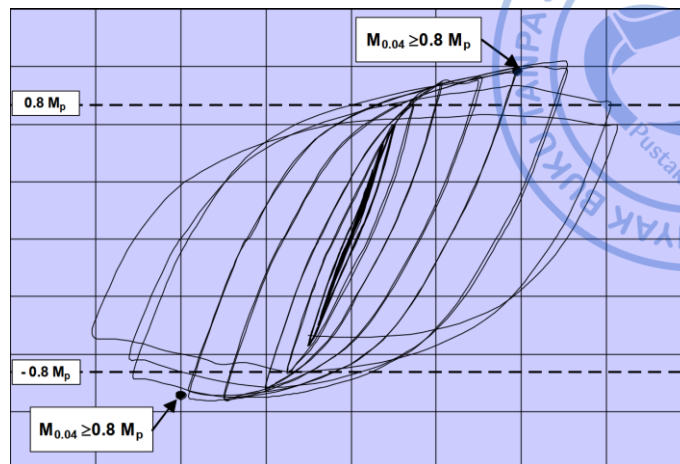
$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma (M_{pr} + \alpha_s * M_v)$$

$\Sigma M_{pc}^*$  = Jumlah proyeksi kekuatan lentur nominal kolom (termasuk voute bila digunakan) di atas dan di bawah join pada garis sumbu balok dengan gaya aksial teereduksi kolom.  $\Sigma M_{pc}^*$  diizinkan untuk diambil sebagai berikut:

$$\Sigma M_{pc}^* = \Sigma Z_c * \left( F_{yc} - \left( \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \right)$$

Hubungan balok ke kolom perlu didesain dengan sambungan terpraktualifikasi yang dapat memastikan terjadinya rotasi sudut simpangan sebesar 0,04 radian tanpa mengalami reduksi kapasitas momen yang signifikan. Tahanan momen minimum yang dipersyaratkan saat putaran sudut mencapai 0,04

radian adalah  $0,8M_p$ . Dengan demikian, sambungan terpraktualifikasi diharapkan memiliki kurva histeresis yang gemuk, dan tetap mempertahankan 80% kapasitas momen pada  $0,04$  radian.



**Gambar 1. 17.** Kurva Histeresis yang Diharapkan pada Sambungan Balok Kolom

Pada praktiknya tidak semua sambungan terpraktualifikasi dapat diaplikasikan karena beberapa keterbatasan. Beberapa aspek yang dapat dipertimbangkan dalam pemilihan tipe sambungan terpraktualifikasi untuk rangka pemikul momen khusus dan menengah antara lain adalah sebagai berikut:

- Ketersediaan material pada wilayah di mana proyek akan dibangun (diameter baut, dan lain sebagainya)
- Kemudahan pelaksanaan di lapangan
- Ketersediaan ruang yang cukup baik untuk proses pelaksanaan konstruksi sambungan maupun untuk pemasangan elemen sambungan
- Besarnya momen yang akan ditransfer dari balok ke kolom.

## 5. Desain Zona Panel pada Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus

Area zona panel sangat mungkin terjadi leleh geser dan membentuk sendi geser. Kemampuan zona panel untuk dimanfaatkan menjadi elemen sekring masih diperdebatkan. Namun beberapa penelitian terkini menunjukkan bahwa zona panel memiliki kurva histeresis yang cukup gemuk serta memiliki daktilitas yang cukup tinggi. Penelitian lebih lanjut diperlukan untuk memastikan bahwa zona panel dapat dimanfaatkan sebagai elemen sekring yang aman. Kuat geser perlu zona panel dapat ditentukan berdasarkan momen lentur yang terjadi pada muka kolom yang dihitung sebagai berikut.

$$M_f = M_{pr} + V_{ub} * S_h$$

Di mana:

$M_f$  = Momen pada muka kolom

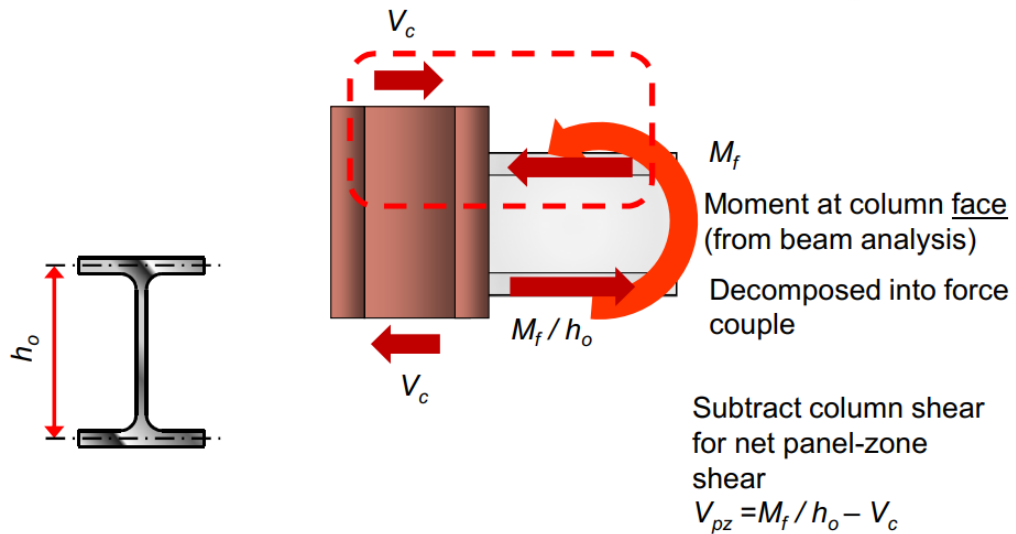
$M_{pr}$  = Momen probable pada balok

$$V_{ub} = 2 * \left( \frac{M_{pr}}{L_h} \right) + V_{gravitasi}$$

$S_h$  = Panjang sendi plastis

Momen lentur yang terjadi pada muka kolom akan dikonversi menjadi gaya geser yang digunakan dalam perhitungan zona panel dengan persamaan sebagai berikut:

$$R_u = \frac{\Sigma M_f}{d_b - t_f} - V_c$$



**Gambar 1. 18.** Gaya yang Diperhitungkan dalam Perhitungan Zona Panel

Untuk zona panel yang dirancang elastik:

Bila  $P_u \leq 0,4 * P_y$

$$R_n = 0,6 * F_y * d_c * t_w$$

Bila  $P_u > 0,4 * P_y$

$$R_n = 0,6 * F_y * d_c * t_w * \left( 1,4 - \frac{P_u}{P_y} \right)$$

Untuk zona panel yang dirancang elastik:

Bila  $P_u \leq 0,75 * P_y$

$$R_n = 0,6 * F_y * d_c * t_w * \left( 1 + \frac{3 * b_{cf} * t_{cf}^2}{d_b * d_c * t_w} \right)$$

Bila  $P_u > 0,75 * P_y$

$$R_n = 0,6 * F_y * d_c * t_w * \left( 1 + \frac{3 * b_{cf} * t_{cf}^2}{d_b * d_c * t_w} \right) * \left( 1,9 - \frac{1,2 * P_u}{P_y} \right)$$





Di mana:

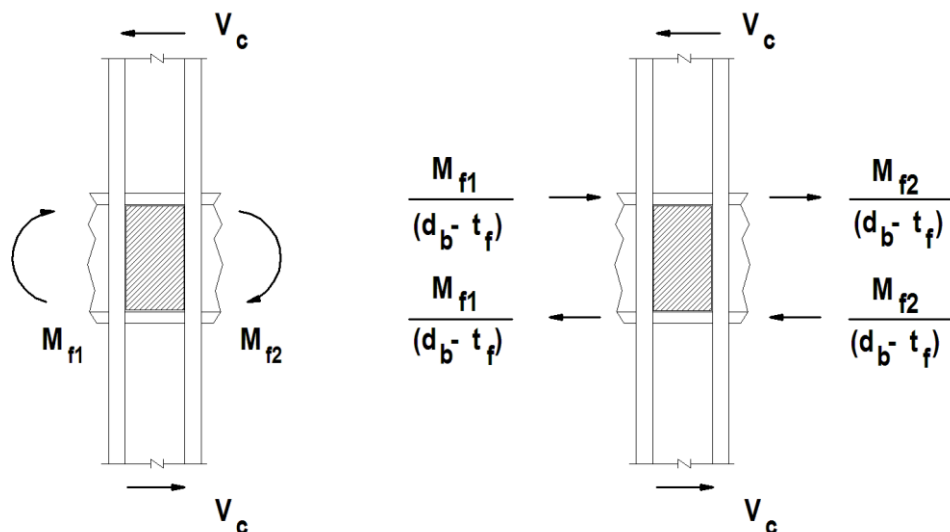
- $P_u$  = Kuat aksial perlu kolom
- $P_y$  = Kuat aksial leleh tersedia kolom
- $R_n$  = Kapasitas geser zona panel
- $d_c$  = Tinggi penampang kolom
- $t_w$  = Tebal badan penampang kolom
- $b_{cf}$  = Lebar sayap penampang kolom
- $t_{cf}$  = Tebal sayap penampang kolom
- $d_b$  = Tinggi penampang balok

Kuat geser rencana pada zona panel perlu didesain lebih kuat dibandingkan dengan kuat geser perlunya. Apabila kuat geser rencana tidak memenuhi maka pelat pengganda dibutuhkan.

$$R_u \leq \Phi_v * R_n$$

Di mana:

$$\Phi_v = 1$$



**Gambar 1. 19.** Perhitungan Kuat Geser Zona Panel

Ketebalan zona panel perlu memenuhi batas minimum ketebalan yang dipersyaratkan pada Persamaan E3-7 SNI 7860 – 2020 sebagai berikut:

$$t \geq \frac{d_z + w_z}{90}$$

Di mana:

- $d_z$  =  $d - 2 * t_f$  balok yang lebih tinggi pada sambungan (mm)
- $w_z$  = Lebar dari zona panel di antara sayap-sayap kolom (mm)

## 6. Desain Pelat Penerus

Pelat penerus seringkali dibutuhkan untuk membantu distribusi tegangan menjadi lebih merata pada sayap kolom. Dari apa yang dipelajari Gempa Northridge, elemen badan pada kolom tidak berkontribusi secara signifikan dalam menahan gaya akibat gempa. Pelat penerus tidak diperlukan apabila tebal sayap kolom lebih besar dibandingkan lebar balok dibagi 6.

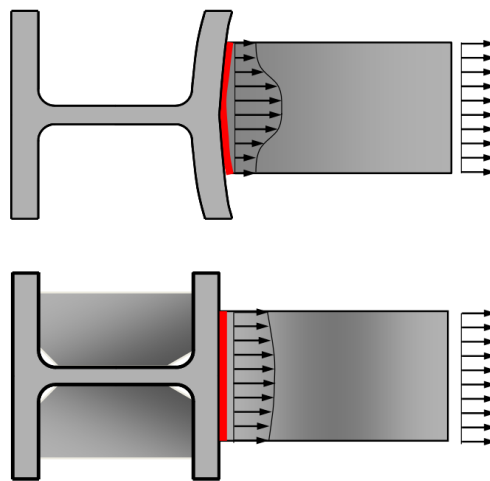
$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6}, \text{Pelat penerus tidak dibutuhkan.}$$

Pelat penerus perlu didesain dengan ketebalan yang mencukupi. Sebagai syarat minimum, tebal pelat penerus perlu memenuhi persyaratan sebagai berikut:

$$t_{cp} \geq \left(\frac{1}{2}\right) * t_{bf}$$

Apabila kolom menopang dua balok yang merangka pada kedua sisi sumbu kuat kolom, tebal pelat penerus perlu memenuhi ketentuan minimum sebagai berikut:

$$t_{cp} \geq \left(\frac{3}{4}\right) * \text{Maksimum} (t_{bf1} \text{ dan } t_{bf2})$$



**Gambar 1. 20.** Perbedaan Distribusi Tegangan pada Kolom dengan Pelat Penerus dan Tanpa Pelat Penerus

## 7. Desain Splais Kolom

Kuat perlu splais kolom yang didesain harus dapat mengakomodir kuat perlu kolom yang dihitung berdasarkan analisis elastik dan desain kapasitas. Terdapat tiga opsi splais yang dapat digunakan sesuai SNI 7860 – 2020, antara lain sebagai berikut:

- Splais sayap dan badan kolom yang dilas menggunakan las grav PJK
- Splais sayap dan badan kolom yang dilas dengan las grav PJP
- Splais kolom yang dibaut.

Untuk splais yang menggunakan las grav PJK las-las badan harus dibuat dalam alur-alur di dalam badan kolom yang diperpanjang ke lubang-lubang akses. Untuk splais yang didesain dengan las grav PJP, leher efektif total minimum 85% dari ketebalan badan kolom tertipis. Sementara untuk splais kolom yang dibaut harus memiliki kuat lentur minimum sama dengan  $R_y * F_y * \frac{Z_x}{\alpha_s}$ .

### C. Sambungan Rangka Pemikul Momen dan Pelajaran yang Bisa Dipetik dari Gempa Northridge

Sebelum terjadinya Gempa Northridge pada 1994, terdapat pemahaman umum bahwa secara material, struktur baja merupakan struktur paling ideal untuk digunakan sebagai struktur tahan gempa. Baja memiliki kekuatan material yang tinggi serta bersifat duktail dan dapat mengantisipasi gempa tanpa perlakuan khusus. Struktur baja yang umumnya merupakan material yang diprafabrikasi di workshop, juga menjamin mutu yang dihasilkan. Tingkat kepercayaan pada struktur baja sebagai struktur tahan gempa alami meningkat seiring dengan beberapa faktor yang disebutkan di atas.

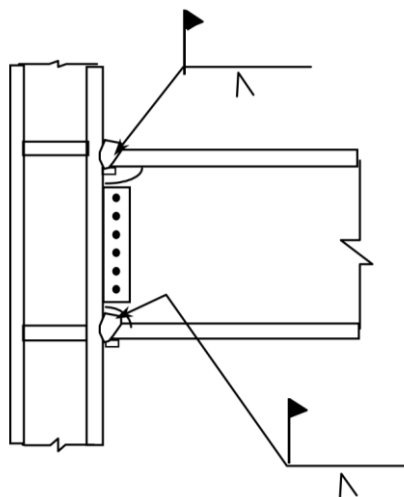
Semua asumsi bahwa struktur baja merupakan material alami tahan gempa berubah pada 17 Januari 1994. Gempa Northridge yang terjadi di hari itu memberikan pelajaran berharga bagi semua praktisi serta akademisi di bidang struktur baja. Konsep *strong column weak beam* yang seharusnya terbentuk pada struktur rangka pemikul momen khusus di sebagian besar bangunan struktur baja di California, tidak terjadi. Dari sekitar pengamatan yang dilakukan pada 2.000 rangka momen bangunan, dengan 8.600 pengamatan visual dan 7.800 uji ultrasonik pada sambungan kolom menunjukkan bahwa sebagian besar kegagalan justru terjadi pada hubungan balok ke kolom. Padahal plastifikasi seharusnya terjadi pada tumpuan balok dan tidak merambat pada kolom. Bangunan yang rusak pada saat terjadinya Gempa Northridge 1994 terdiri baik dari bangunan 1 lantai hingga 26 lantai, bangunan yang baru dibangun hingga yang sudah berumur 30 tahun. Bangunan yang rusak tidak hanya terjadi pada daerah dengan gempa yang tinggi saja, namun juga terjadi pada daerah yang hanya menerima gempa sedang.



**Gambar 1. 21.** Suasana Pasca Gempa Northridge 1994

Dari seluruh pengamatan yang terangkum pada Laporan FEMA-350 (2000), sebagian besar kegagalan terjadi pada sambungan balok kolom. Umumnya kerusakan terjadi pada sambungan las yang mengalami retak di mana 50% terjadi pada sambungan dari sayap bawah balok ke sayap kolom, sementara 18% sisanya terjadi pada sambungan sayap atas balok ke sayap kolom. Selain terjadinya kegagalan pada sambungan las, sebagian besar kegagalan juga terjadi pada pelat geser yang menghubungkan badan balok ke sayap kolom.

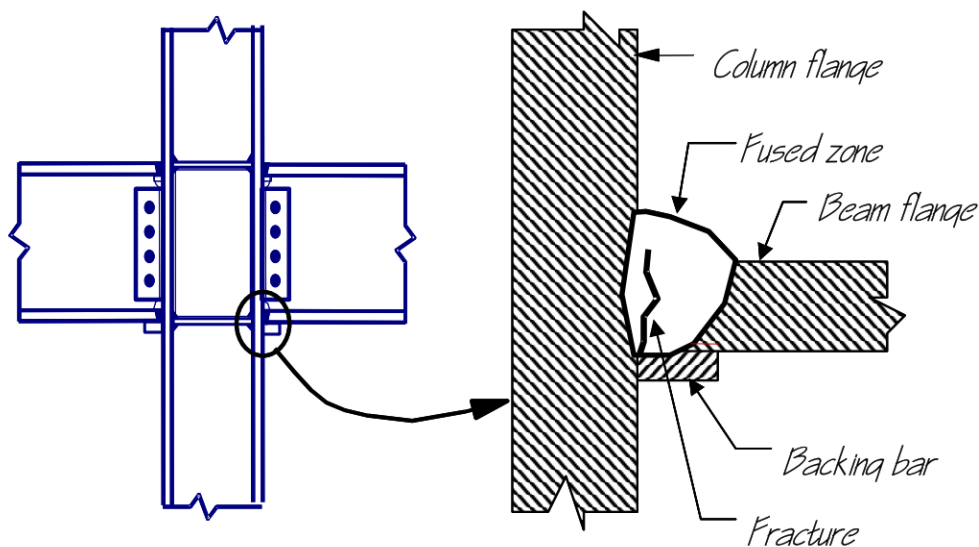
Pada saat terjadinya gempa Northridge 1994, tipikal sambungan balok kolom dilakukan dengan sambungan las antara sayap balok dengan sayap kolom. Sambungan tersebut diekspektasikan dapat menghasilkan rotasi plastis sebesar 0,02 radian atau lebih besar tanpa degradasi kekuatan yang berlebihan.



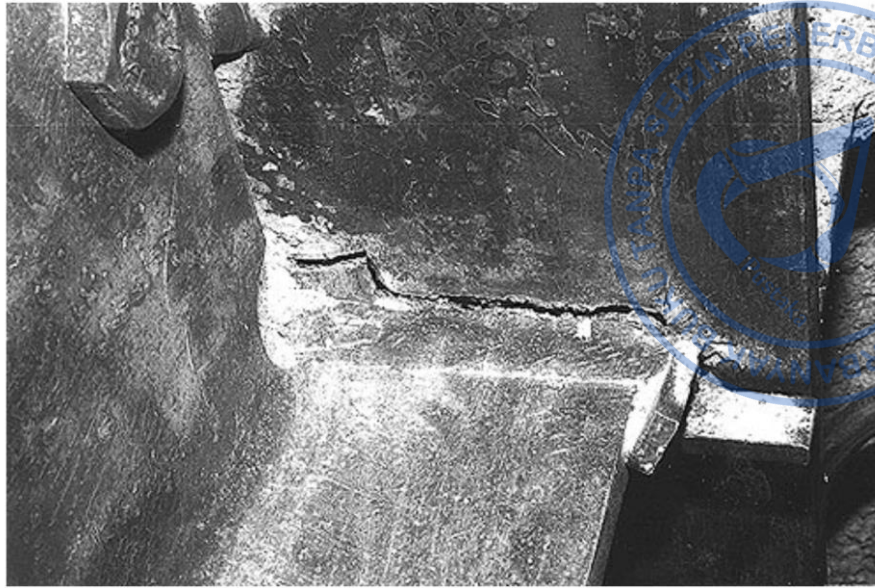
**Gambar 1. 22.** Tipikal Sambungan Momen dengan Las pada Balok dan Kolom



Pengamatan kerusakan yang dialami bangunan pada gempa Northridge tahun 1994 menunjukkan bahwa, bertentangan dengan perilaku yang diharapkan, dalam banyak kasus, patahan getas dimulai dari dalam sambungan pada tingkat permintaan plastik yang sangat rendah, dan dalam beberapa kasus, sementara strukturnya pada dasarnya tetap elastis. Berdasarkan pengamatan visual yang dilaporkan pada FEMA-350, didapatkan bahwa kegagalan yang terjadi pada sambungan di luar dari ekspektasi yang diharapkan. Kegagalan yang bersifat getas terjadi pada sambungan, sementara struktur masih bersifat elastis. Secara tipikal namun tidak selalu, kegagalan terjadi pada sambungan las antara bagian bawah sayap balok dan sayap kolom. Pada beberapa kasus berdasarkan hasil pengamatan, ditemukan bahwa kegagalan yang terjadi pada sambungan las berkembang menjadi retakan pada sayap kolom di bagian belakang sambungan las.



**Gambar 1. 23.** Tipikal Kegagalan yang Terjadi pada Sambungan Akibat Gempa Northridge 1994



**Gambar 1. 24.** Kegagalan pada Transisi Pengelasan



**Gambar 1. 25.** Kegagalan pada Sambungan Las Berkembang Menjadi Retak pada Sayap Kolom (Kegagalan Divot)

Sejumlah retakan yang terjadi pada sayap kolom, berkembang dengan sempurna sepanjang bidang yang sejajar dengan sayap bagian bawah balok. Pada kasus tertentu, retakan juga meluas pada badan kolom bahkan hingga zona panel.



**Gambar 1. 26.** Kegagalan Retak yang Terjadi pada Sayap Kolom yang Seajar dengan Sayap Balok



**Gambar 1. 27.** Kegagalan Retak dari Sayap Kolom yang Merambat ke Zona Panel

Saat patahan terjadi akibat gempa, kegagalan yang terjadi pada sambungan balok-kolom mengalami kehilangan kekauan dan kekuatan lentur secara signifikan untuk menahan beban tambahan akibat retakan yang terjadi. Sisa kekuatan lentur yang dikembangkan melalui kopel gaya pada sayap atas balok dan baut pada badan. Akibat hal tersebut kegagalan juga menjalar pada sambungan geser dari sayap kolom ke badan balok. Kegagalan pada pelat geser ini berbentuk retakan vertikal yang menjalar sepanjang baut. Kegagalan pada pelat geser sama sekali tidak pernah diprediksi sebelumnya.



Kegagalan struktur baja yang terjadi akibat gempa Northridge, membuat perkembangan penelitian pada bidang struktur baja tahan gempa semakin masif. *American Institute of Steel Construction* (AISC) membentuk satuan tugas khusus untuk mengumpulkan data terkait masalah yang terjadi akibat gempa Northridge. Terkait sambungan, secara spesifik, FEMA 350 pertama kali memperkenalkan sambungan terprakualifikasi pada tahun 2000 yang kemudian diadopsi pada AISC 341 tahun 2002. Oleh AISC 341, sambungan terprakualifikasi didefinisikan sebagai sambungan yang telah menjalani pengujian, analisis, evaluasi, dan tinjauan yang memadai sedemikian rupa sehingga diperoleh tingkat kepercayaan yang tinggi bahwa sambungan tersebut memiliki kapasitas serta kinerja yang mencukupi untuk rangka pemikul momen khusus (RMK) dan menengah (RMT).

Semua sambungan prakualifikasi yang didesain dievaluasi oleh gugus tugas yang diisi oleh para ahli dalam bidang struktur baja. AISC membentuk *Connection Prequalification Review Panel* (CPRP) medio tahun 2000-an. CPRP memiliki tugas utama untuk melakukan prakualifikasi sambungan untuk sistem RMK dan RMT. Semua sambungan terprakualifikasi harus memenuhi semua persyaratan uji eksperimental yang ditentukan pada AISC 341 pasal K1 – *Prequalification of Beam-to-Column and Link-to-Column Connections*. Sambungan terprakualifikasi harus memenuhi syarat pengujian siklik yang dilaksanakan berdasarkan AISC 341 pasal K2 – *Cyclic Test for Qualification of Beam-to-Column and Link-to-Column Connections*. Di pasal ini batasan yang ketat untuk ekstrapolasi hasil pengujian ke dimensi yang lebih besar diberlakukan.

## 1. Desain Sambungan Balok – Kolom dan Konstruksinya

Sistem sambungan balok ke kolom untuk struktur rangka pemikul momen khusus dan menengah perlu didesain sedemikian rupa agar dapat mengakomodir sudut simpangan tingkat sekurang-kurangnya 0,04 rad. Tahanan lentur yang diukur pada sambungan tersebut, ditentukan pada muka kolom harus paling sedikit sama dengan 0,8Mp dari kapasitas momen plastis balok yang terhubung. Sambungan prakualifikasi diatur dalam SNI 7972-2020: Sambungan terprakualifikasi untuk Rangka Momen Khusus dan Menengah. Terdapat sepuluh sambungan terprakualifikasi yang diatur dalam SNI 7972-2020, lima di antaranya bebas untuk digunakan, sementara lima sisanya memiliki paten. SNI 7972-2020 sendiri tidak membatasi adanya sambungan tipe lain yang tidak tercantum dalam SNI 7972-2020. Hanya saja penggunaannya harus melalui serangkaian uji prakualifikasi yang ditentukan berdasarkan SNI 7860-2020 dan disahkan oleh pihak yang berwenang.

### a. Sambungan Momen Penampang Balok Tereduksi (PBR)

Terbentuknya sendi plastis pada balok menjadi sesuatu yang menjadi patokan penting bagi sambungan terprakualifikasi. Sambungan momen Penampang Balok Tereduksi (PBR) diharapkan untuk mencapai plastifikasi



dengan memperlemah bagian tumpuan balok dengan memberinya *coakan*. Hal ini dilakukan untuk mengantisipasi kegagalan terjadi pada sambungan balok-kolom bahkan muka kolom sebagaimana yang terjadi pada banyak bangunan struktur baja saat terjadinya gempa Northridge 1994. Dalam perkembangannya sambungan momen PBR banyak dikembangkan oleh peneliti dari Amerika Serikat dan Jepang. Sambungan momen PBR memiliki batasan prakualifikasi di antaranya adalah sebagai berikut:

1) Persyaratan untuk Balok

- a) Balok untuk sambungan PBR harus berupa profil WF gilas standar atau profil I dari penampang tersusun dengan tinggi maksimum penampang 920 mm, tebal sayap maksimum 44 mm dan berat per satuan panjang maksimum 447 kg/m'
- b) Rasio bentang bersih dibagi tinggi penampang balok minimum 7 untuk Rangka Momen Khusus atau 5 untuk Rangka Momen Menengah
- c) Rasio lebar dibagi tebal sayap dan badan untuk balok harus memenuhi persyaratan daktilitas yang ditentukan pada Bab D, SNI 7860 – 2020. Nilai lebar sayap ( $b_{bf}$ ) dapat diambil dari lebar sayap penampang tereduksi, tepatnya pada bagian 2/3 tengah dari penampang tereduksi
- d) Rasio lebar dibagi tebal sayap dan badan untuk balok harus memenuhi persyaratan daktilitas yang ditentukan pada Bab D, SNI 7860 – 2020. Nilai lebar sayap ( $b_{bf}$ ) dapat diambil dari lebar sayap penampang tereduksi, tepatnya pada bagian 2/3 tengah dari penampang tereduksi
- e) Breis lateral perlu disediakan berdasarkan SNI 7860 – 2020. Pengekang lateral ditempatkan pada  $d/2$  dari ujung penampang balok tereduksi dan tidak dapat ditempatkan pada zona terlindung sepanjang penampang balok tereduksi
- f) Pengekang lateral tambahan untuk sayap atas dan bawah balok tidak diperlukan apabila sayap atas balok dikekang oleh pelat beton struktural yang terhubung dengan shear connector dengan jarak maksimum 300 mm.

2) Persyaratan untuk Kolom

- a) Kolom harus berupa profil gilas panas atau profil penampang tersusun dengan tinggi maksimum 920 mm. Tidak ada persyaratan tambahan pada berat per satuan panjang dan ketebalan sayap. Sementara untuk profil *king-cross* tidak boleh melebihi tinggi dan penampang profil gilas. Untuk profil boks WF tidak boleh melebihi ketinggian 610 mm
- b) Balok PBR harus dihubungkan ke sayap kolom
- c) Rasio lebar dibagi tebal untuk sayap dan badan harus sesuai dengan ketentuan pada SNI 7860 – 2020
- d) Breis lateral perlu disediakan berkesesuaian dengan SNI 7860 – 2020.



Gambar 1. 28. Sambungan Momen Penampang Balok Tereduksi

**b. Sambungan Momen Pelat Ujung Berbaut Diperpanjang Tanpa Pengaku (PUDBTP) dan Dengan Pengaku (PUDBDP)**

Sambungan prakualifikasi bertipe PUDBTP dan PUDBDP didesain dengan kekuatan pada muka kolom yang lebih kuat dibandingkan kekuatan balok sehingga plastisifikasi dimungkinkan terjadi pada balok tidak pada muka kolom. Beberapa persyaratan untuk balok dan kolom yang didesain dengan sambungan PUDBTP dan PUDBDP adalah sebagai berikut:

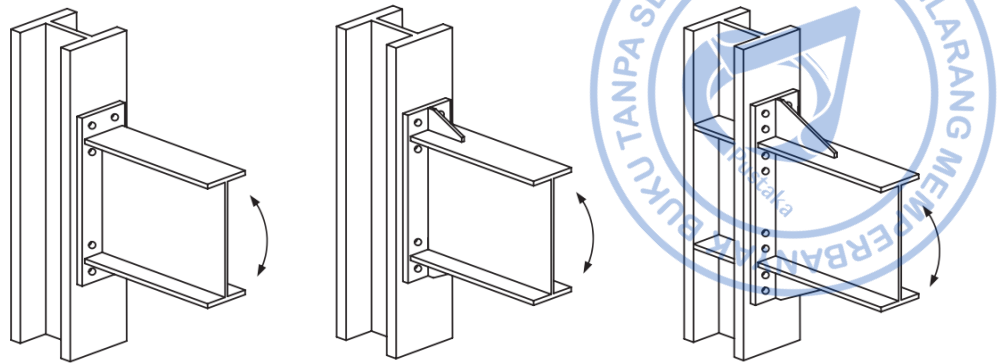
1) Persyaratan untuk Balok

- a) Balok didesain dengan penampang WF atau profil I tersusun dengan batasan parametrik yang berkesesuaian dengan Tabel 6.1. Pembatasan Parametrik pada Prakualifikasi di SNI 7972 – 2020
- b) Pembatasan pada berat per satuan panjang tidak dikenakan
- c) Rasio bentang bersih dibagi tinggi penampang balok minimum 7 untuk Rangka Momen Khusus atau 5 untuk Rangka Momen Menengah
- d) Zona terlindung perlu disediakan sepanjang sama dengan yang terkecil di antara tinggi penampang balok atau 3 kali lebar sayap balok untuk PUDBTP, sementara untuk PUDBDP, zona terlindung perlu disediakan sama dengan yang terkecil di antara lokasi ujung pengaku ditambah setengah tinggi penampang balok atau 3 kali lebar sayap balok.

2) Persyaratan untuk Kolom

- a) Kolom didesain dari profil gilas atau susun sesuai Pasal 2.3. SNI 7972 – 2020
- b) Balok perlu disambung ke sayap kolom
- c) Tinggi penampang kolom untuk profil gilas dan susun dibatasi maksimum setinggi 920 mm

- d) Tidak ada batasan berat per satuan panjang dan tebal sayap untuk kolom.



**Gambar 1. 29.** Konfigurasi Pelat Ujung Diperpanjang: Empat-Baut Tanpa Pengaku (4E), Empat Baut dengan Pengaku (4ES), Delapan Baut dengan Pengaku (8ES)

### c. Sambungan Momen Pelat Sayap Berbaut (PSB)

Sambungan prakualifikasi bertipe PSB menjadikan balok sebagai elemen sekring. Pelat sambung pada bagian sayap atas berperan untuk menyalurkan momen dari balok ke kolom. Badan balok sama sekali tidak ditugaskan untuk memikul momen. Jumlah baut pada sambungan PSB bergantung pada besaran momen probable yang dipikul oleh balok. Adapun persyaratan balok dan kolom secara singkat dijelaskan sebagai berikut:

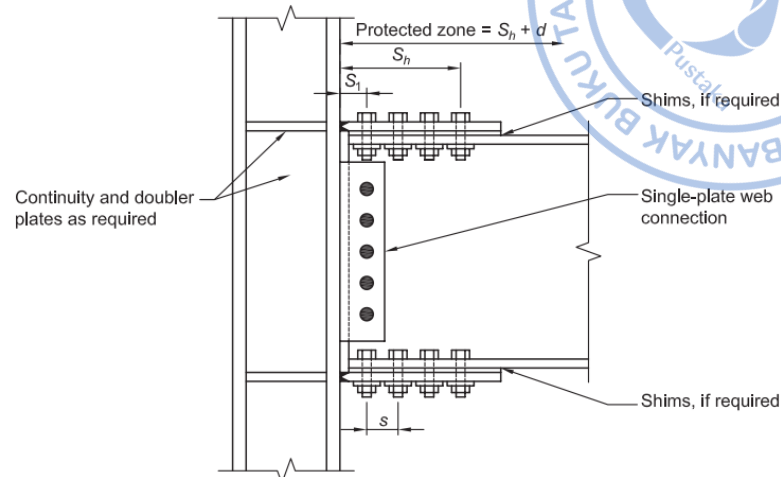
#### 1) Persyaratan untuk Balok

- Balok didesain dengan penampang WF atau profil I tersusun dengan tinggi maksimum 920 mm
- Pembatasan pada berat per satuan panjang ditentukan maksimum 223 kg/m
- Tebal sayap balok dibatasi 25 mm
- Rasio bentang bersih dibagi tinggi penampang balok minimum 7 untuk Rangka Momen Khusus atau 5 untuk Rangka Momen Menengah
- Breis lateral tambahan pada sendi plastis perlu disediakan di kedua sayap bagian atas dan bawah serta perlu disediakan sejarak  $d$  sampai  $1,5 d$  dari baut terjauh dari muka kolom
- Untuk sistem RMK dan RMT, ketika balok mendukung pelat beton struktural, breis pada sayap atas dan bawah tidak dipersyaratkan.

#### 2) Persyaratan untuk Kolom

- Kolom didesain dari profil gelas atau susun sesuai Pasal 2.3. SNI 7972 – 2020
- Balok perlu disambung ke sayap kolom

- c) Tinggi penampang kolom untuk profil gilas dan susundibatasi maksimum setinggi 920 mm
- d) Tidak ada batasan berat per satuan panjang dan tebal sayap untuk kolom.



**Gambar 1. 30.** Sambungan Pelat Sayap Berbaut (PSB)

#### d. Sambungan Momen T Ganda

Sambungan prakualifikasi bertipe Momen T Ganda memanfaatkan penggunaan Stab T yang dibaut pada sayap balok dan kolom. Sambungan ini banyak diminati karena pelaksanaannya yang mudah di lapangan. Sendi plastis direncanakan terjadi pada balok dekat ujung badan Stab T. Adapun persyaratan balok dan kolom secara singkat dijelaskan sebagai berikut:

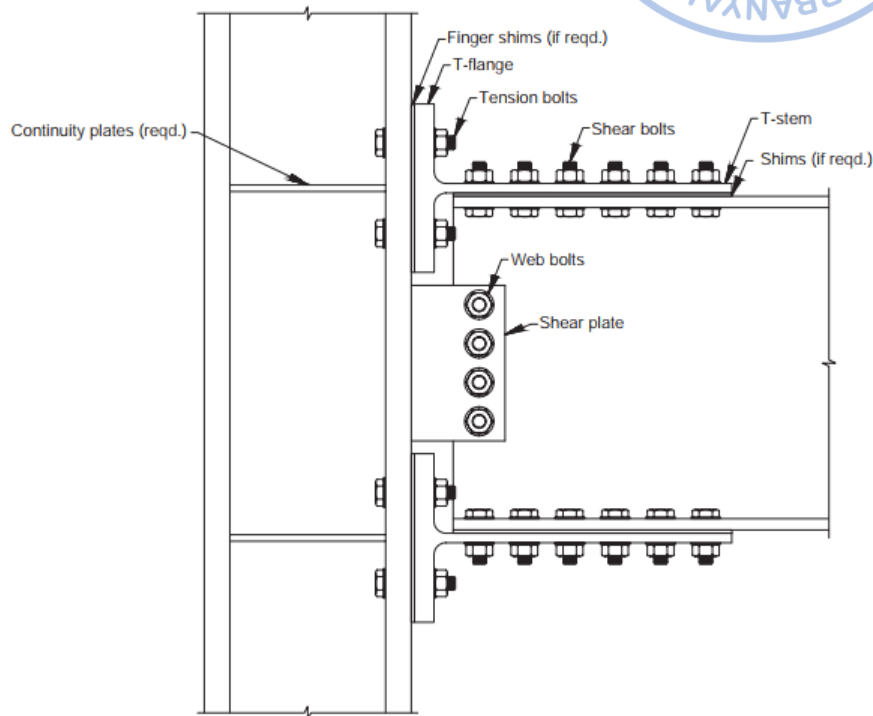
##### 1) Persyaratan untuk Balok

- a) Konektor geser yang disambung las pada sayap balok antara muka kolom perlu ditiadakan sejarak satu tinggi penampang balok dari baut geser terjauh dari muka kolom
- b) Pelat beton perlu diberi jarak minimal 25 mm dari sayap kolom
- c) Balok didesain dengan penampang WF atau profil I tersusun dengan tinggi maksimum 610 mm
- d) Pembatasan pada berat per satuan panjang ditentukan maksimum 82 kg/m
- e) Tebal sayap balok dibatasi 15 mm
- f) Rasio bentang bersih dibagi tinggi penampang balok minimum 9 untuk Rangka Momen Khusus dan Rangka Momen Menengah
- g) Breis lateral pada sendi plastis perlu disediakan sejarak  $d$  sampai  $1,5 d$  dari baut terjauh dari muka kolom
- h) Untuk sistem RMK dan RMT, ketika balok mendukung pelat beton struktural, breis pada sayap atas dan bawah tidak dipersyaratkan.



## 2) Persyaratan untuk Kolom

- a) Kolom didesain dari profil gilas atau susun sesuai Pasal 2.3. SNI 7972 – 2020
- b) Balok perlu disambung ke sayap kolom
- c) Tinggi penampang kolom untuk profil gilas dan susun dibatasi maksimum setinggi 920 mm ketika terdapat pelat struktur, dan 360 mm ketika tidak terdapat pelat struktural.



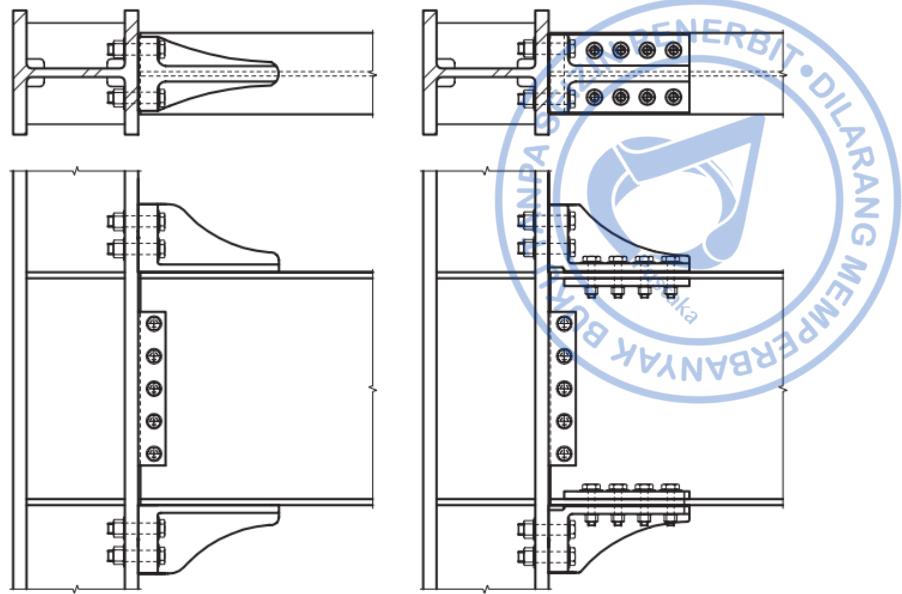
Gambar 1. 31. Sambungan Momen T Ganda

### e. Sambungan Terprakualifikasi Berpaten

Sambungan terprakualifikasi yang dijelaskan sebelumnya merupakan tipe sambungan yang dapat digunakan secara langsung. Selain itu terdapat sambungan terprakualifikasi berpaten yang dikomersilkan. Beberapa sambungan terprakualifikasi berpaten di antaranya: Sambungan Momen Braket Kaiser Berbaut (BKB), Sambungan Momen *ConXtech ConXL*, Sambungan Momen *SidePlate*, Sambungan Momen *Simpson Strong - Tie Strong Frame* serta Sambungan Momen *Slotted Web*.

#### 1) Sambungan Momen Braket Kaiser Berbaut (BKB)

Sambungan ini didesain dengan braket cor dengan kekuatan yang tinggi yang diikat pada sayap balok dan dibaut di sayap kolom. Braket dapat diikat ke sayap balok dengan cara dilas atau dibaut. Terdapat lima konfigurasi braket tipe W yang tersedia.



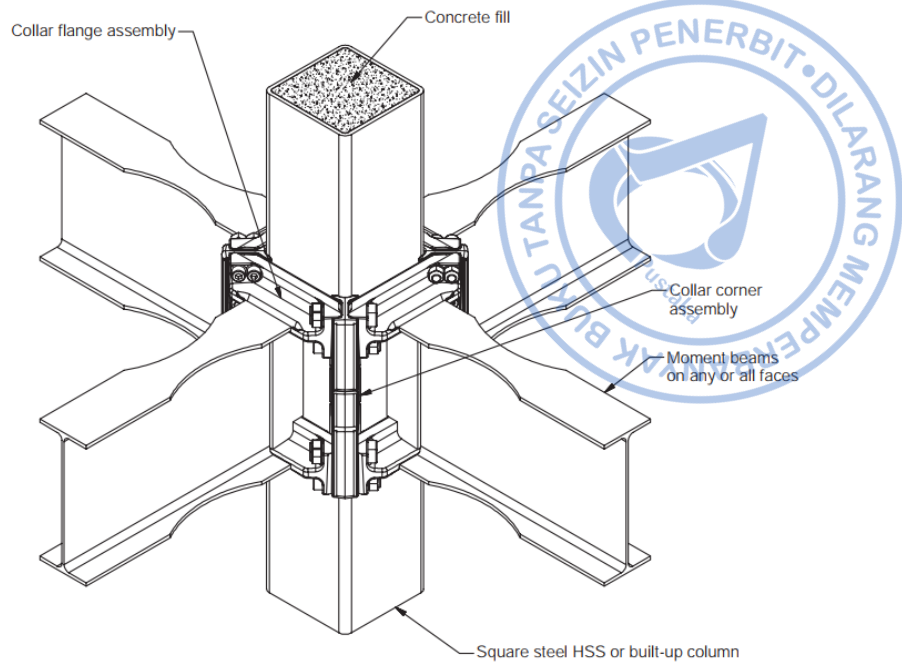
**Gambar 1. 32.** Sambungan Momen Braket Kaiser Berbaut (BKB)



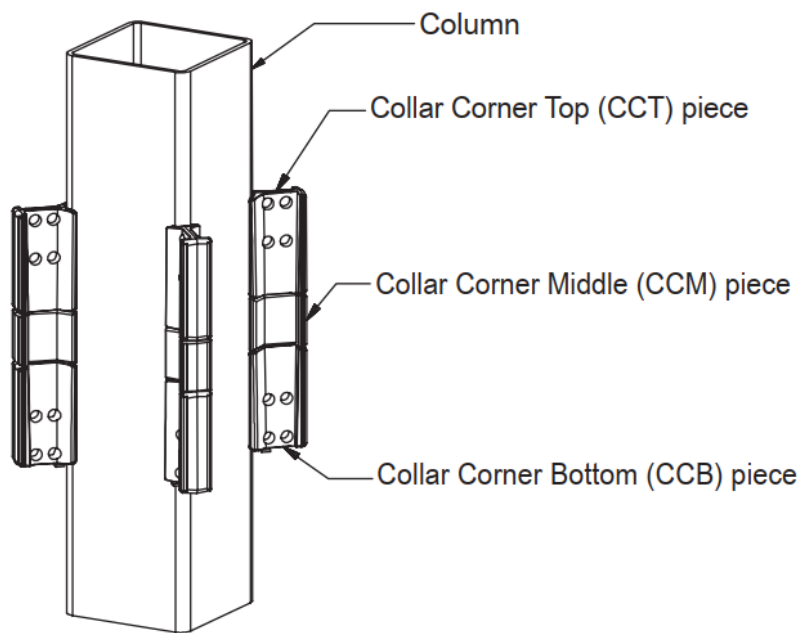
**Gambar 1. 33.** Tipe Konfigurasi Braket Seri W yang Tersedia

## 2) Sambungan Momen *ConXtech ConXL*

Sambungan ini didesain memungkinkan terjadinya sendi plastis pada dua arah. Sambungan ini hanya bisa didesain pada balok WF dan kolom PSR persegi dengan dimensi 400 mm yang diisi beton atau kolom boks tersusun dengan tambahan *Collar Corner Top (CCT)*, *Collar Corner Middle (CCM)*, dan *Collar Corner Bottom (CCB)*. Pada kondisi tertentu balok perlu diperlemah menjadi Penampang Balok Tereduksi (PBR) untuk memenuhi persyaratan kolom kuat balok lemah. Balok yang merangka pada kolom perlu memiliki tinggi penampang nominal yang sama.



**Gambar 1. 34.** Rakitan Sambungan Momen ConXL

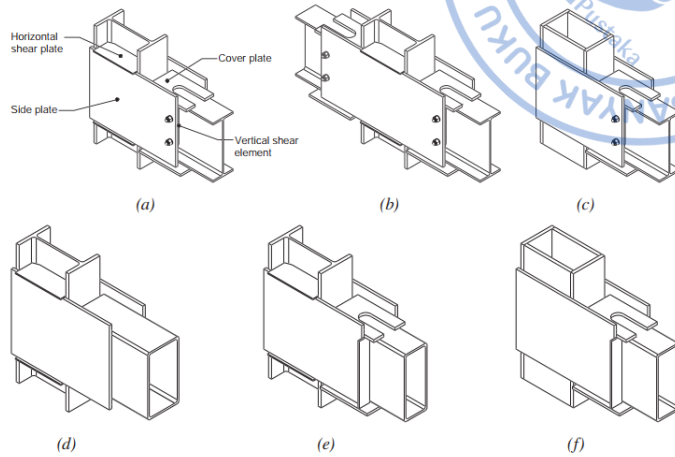


**Gambar 1. 35.** Kolom dengan Rakitan Collar Corner yang Terpasang

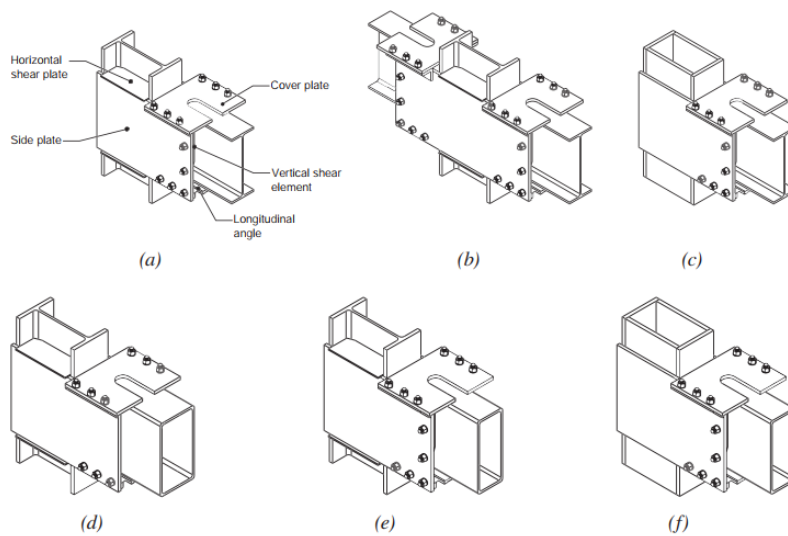
### 3) Sambungan Momen *SidePlate*

Sambungan ini pertama kali masuk ke dalam AISC 358 – 10 pada Februari 2014. Sambungan ini mengandalkan pelat samping yang mengait balok dan kolom untuk mentransfer gaya dari balok ke kolom. Balok tidak terhubung secara langsung ke kolom dan memiliki sedikit gap dengan kolom. Dengan adanya pelat samping, gaya akan dipindahkan

melalui pelat sebelum dipindahkan ke kolom. Saat pertama kali dikembangkan, Sambungan Momen *SidePlate* hanya didesain menggunakan las fillet secara keseluruhan. Pada perkembangannya Sambungan Momen *SidePlate* dengan sambungan baut kini juga telah tersedia.



**Gambar 1. 36.** Sambungan Momen *SidePlate* dengan Sambungan Las Lapangan



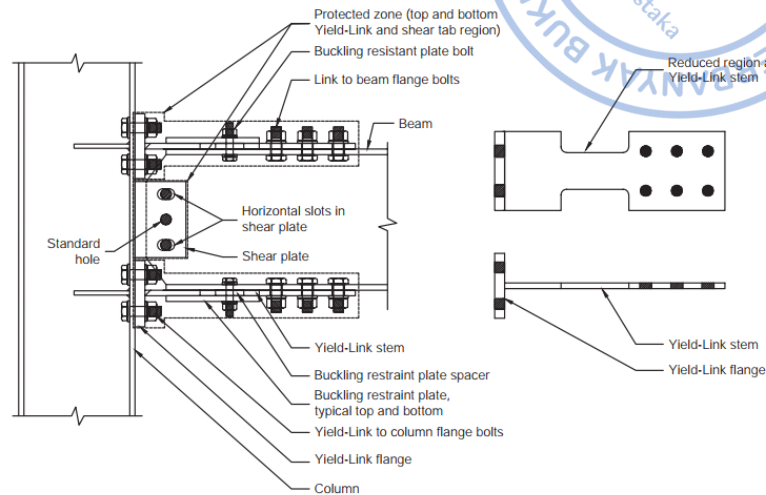
**Gambar 1. 37.** Sambungan Momen *SidePlate* dengan Sambungan Baut

#### 4) Sambungan Momen *Simpson Strong – Tie Strong Frame*

Sambungan ini merupakan sambungan yang unik karena memiliki karakteristik “sambungan momen terkekang parsial” yang pertama dalam AISC 358. Sambungan momen terkekang parsial dapat menyalurkan momen dengan rotasi dari sambungan yang perlu dipertimbangkan dalam model analisis struktur pada komponen yang disambung. Fleksibilitas rotasi dari sambungan dapat mempengaruhi gaya-gaya dalam elemen serta simpangan yang terjadi pada rangka. Selain itu, Sambungan SSTSF juga



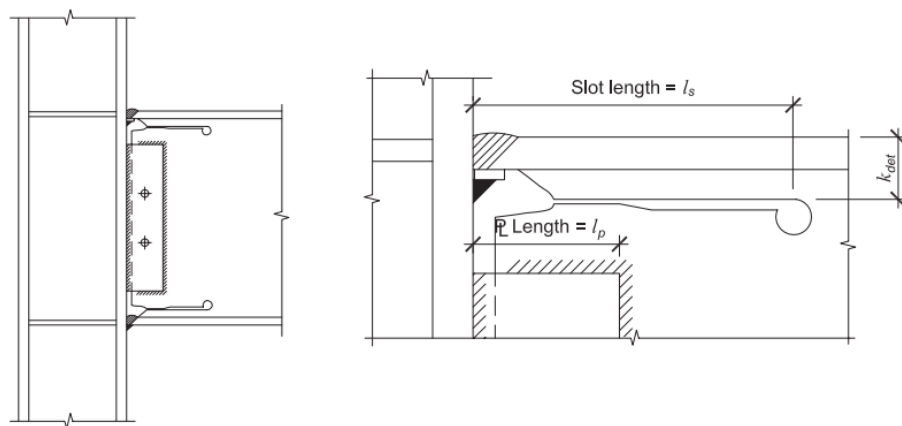
memiliki elemen unik yang disebut Yield Link. Elemen ini merupakan elemen dari profil T yang dimodifikasi sedemikian rupa dengan melemahkan bagian badannya. Elemen Yield Link dibaut ke sayap balok sementara sayap link akan dibaut ke sayap kolom. Plastisifikasi direncanakan terjadi pada elemen Yield Link yang telah diperlemah dan memungkinkan balok masih dalam kondisi elastis.



**Gambar 1. 38.** Sambungan Momen Simpson Strong - Tie Strong Frame

#### 5) Sambungan Momen *SlottedWeb*

Sambungan ini memanfaatkan balok sebagai elemen sekring dengan cara memberikan sobekan pada badan balok. Adanya pelemahan ini diharapkan memicu terjadinya perilaku inelastis berupa pelelehan dan tekuk dari sayap balok dalam daerah sobekan yang disertai dengan pelelehan badan di dekat ujung pelat geser.



**Gambar 1. 39.** Sambungan Momen *SlottedWeb*

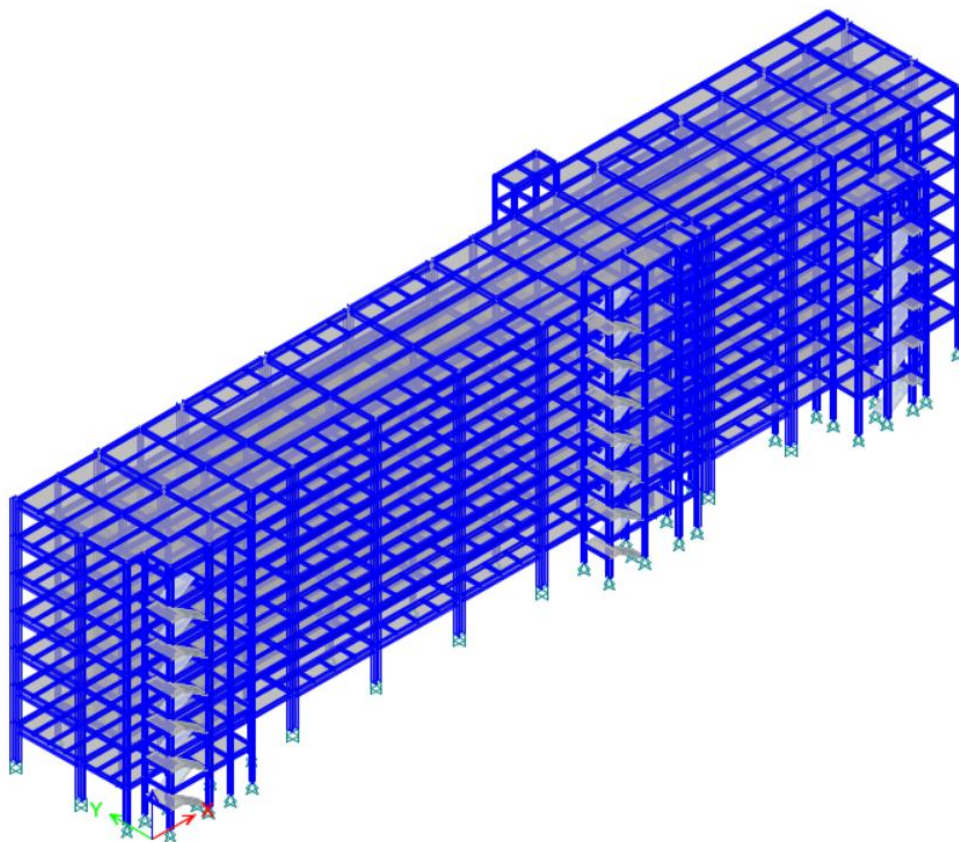
# PEMODELAN STRUKTUR



## A. Data Umum Bangunan

Struktur yang didesain akan difungsikan sebagai hotel dan masuk ke dalam kategori risiko II. Adapun data geometri bangunan yang akan didesain adalah sebagai berikut:

Lebar bangunan, B	=	16,88 m
Panjang bangunan, L	=	90 m
Tipe struktur	=	Struktur rangka baja pemikul momen khusus
Tinggi antar lantai	=	3,5 m
Fungsi bangunan	=	Hotel



Gambar 2. 1. Tampak 3D Struktur Hotel

## B. Pembuatan Grid

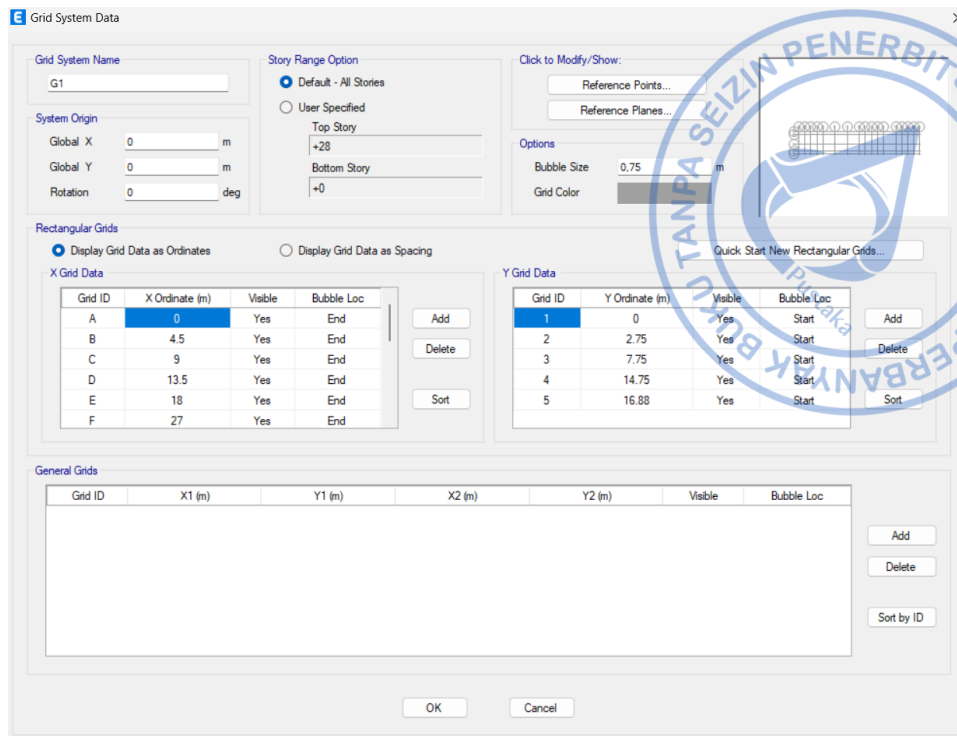
Untuk membuat grid acuan dari struktur yang akan didesain, klik Edit → Edit *Stories and Grid Systems* → *Modify*. Atur jarak antar kolom pada masing-masing arah X dan Y serta ketinggian antar lantai pada arah Z. Ordinat dari masing-masing grid pada arah X dan Y dapat mengikuti tabel di bawah.

**Tabel 2. 1.**  
Ordinat Grid Arah X

Grid ID	X Ordinate (m)
A	0
B	4,5
C	9
D	13,5
E	18
F	27
G	36
H	45
I	49,5
J	54
K	58,5
L	63
M	72
N	76,5
O	81
P	85,5
Q	90

**Tabel 2. 2.**  
Ordinat Grid Arah Y

Grid ID	Y Ordinate (m)
1	0
2	2,75
3	7,75
4	14,75
5	16,88



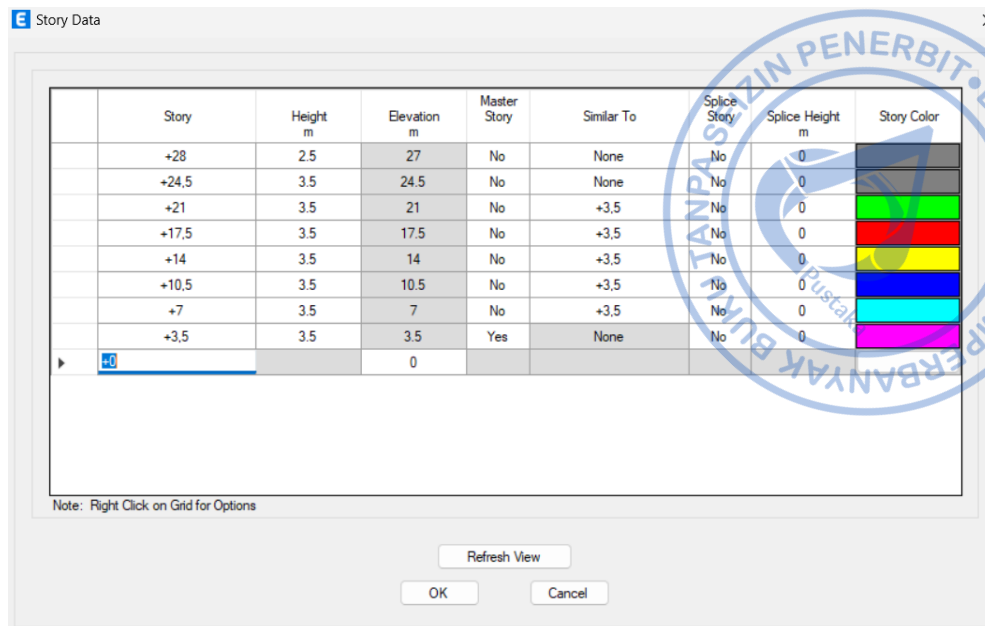
**Gambar 2. 2.** Pengaturan Ordinat Grid Arah X dan Y

Untuk elevasi antar grid, dapat disesuaikan dengan tabel sebagai berikut.

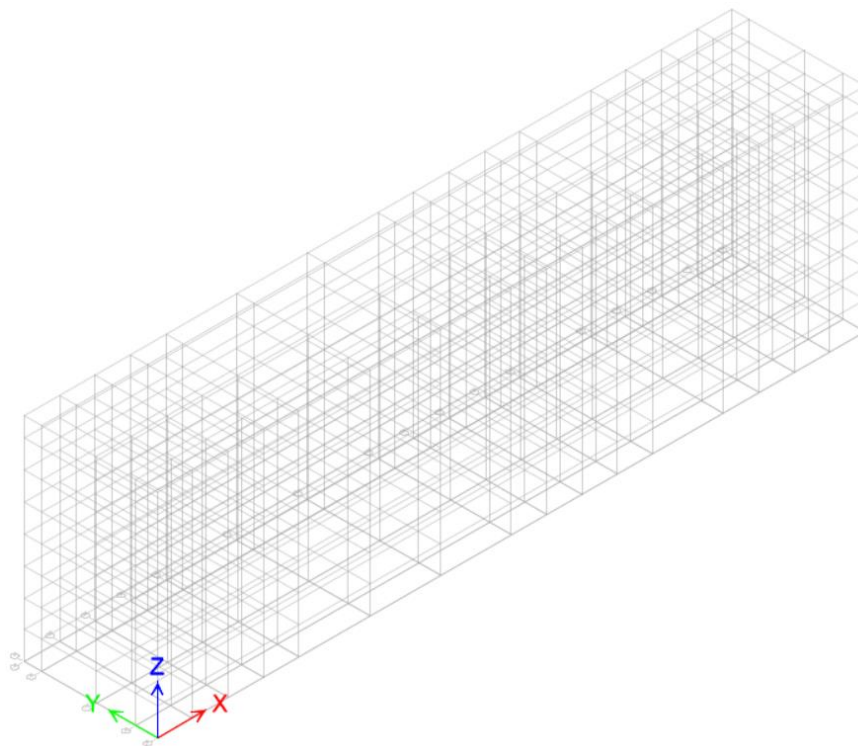
**Tabel 2. 3.**  
Elevasi Antar Grid

Story	Height (m)	Elevation (m)
28	2,5	27
24,5	3,5	24,5
21	3,5	21
17,5	3,5	17,5
14	3,5	14
10,5	3,5	10,5
7	3,5	7
3,5	3,5	3,5
0		0





Gambar 2. 3. Pengaturan Story Data



Gambar 2. 4. Grid yang Telah Dibuat

### C. Penentuan Properti Material

Langkah selanjutnya yang perlu dilakukan dalam pemodelan struktur adalah penentuan properti material. Utamanya, material yang digunakan pada struktur yang didesain terdiri dari baja gilas panas. Penentuan material dapat dilakukan dengan cara klik *Define* → *Materials*. Untuk balok dan kolom rangka momen khusus didesain

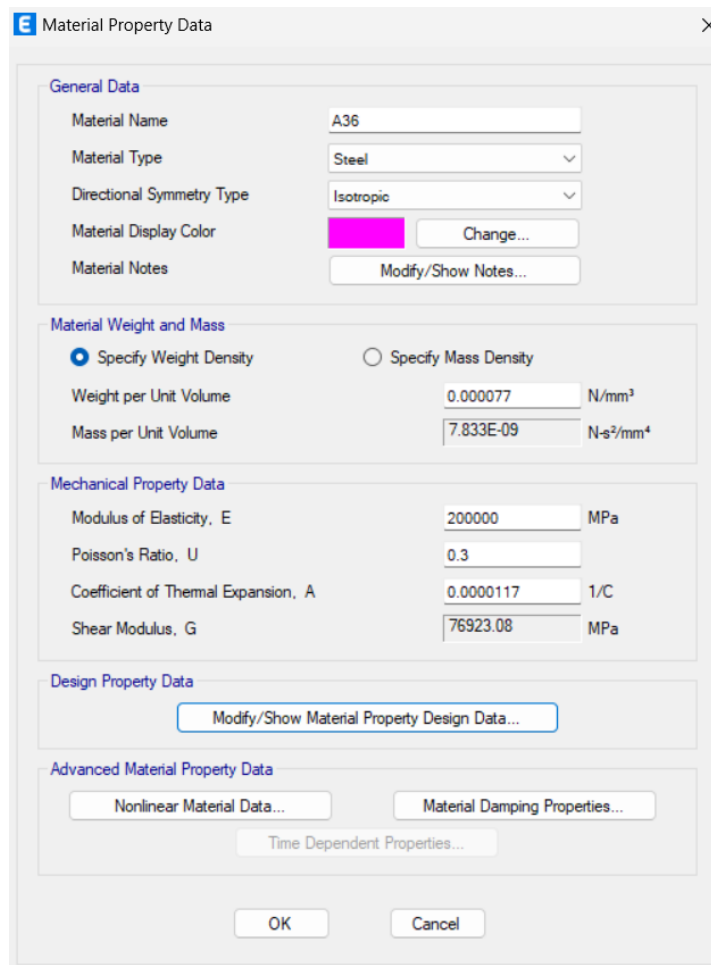
dengan menggunakan mutu baja. Untuk elemen rangka pemikul gaya gravitasi, digunakan mutu baja A36 baik untuk balok maupun kolom. Material beton bertulang hanya digunakan pada elemen pelat yang dimodelkan sebagai penampang komposit.

### 1. Material Baja A36

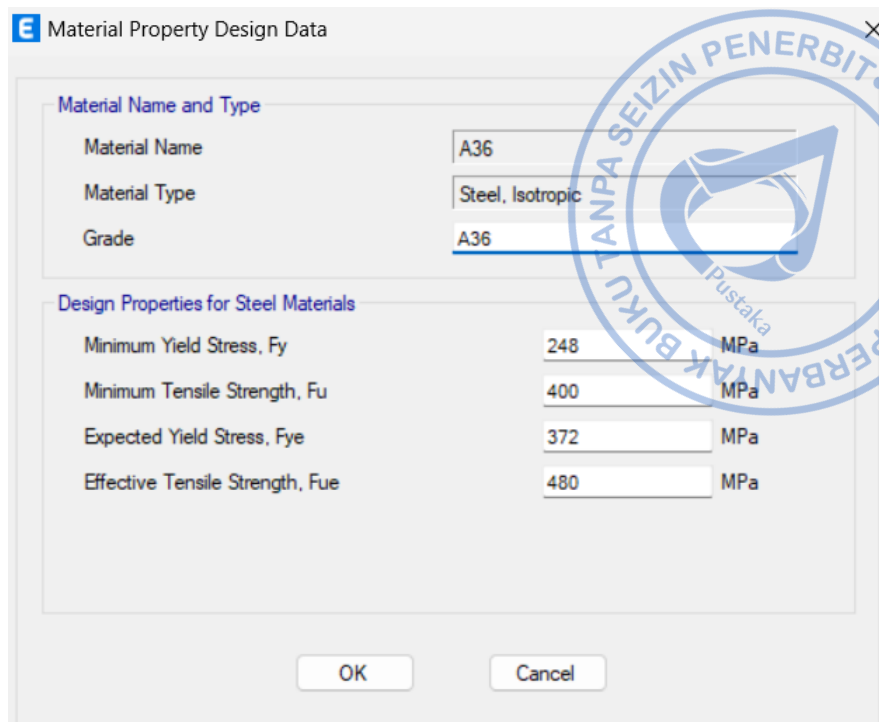
Mutu Baja Profil	=	A36	
Berat Jenis Baja	=	7850	kg/m <sup>3</sup>
Modulus Elastisitas Baja, E <sub>s</sub>	=	200.000	MPa
Tegangan Leleh, F <sub>y</sub>	=	248	MPa
Tegangan Putus, F <sub>u</sub>	=	400	MPa

Nilai *expected yield strength*, F<sub>ye</sub> dan *expected tensile strength*, F<sub>ue</sub> untuk material baja canai panas bisa didapatkan berdasarkan Tabel A.3-1 SNI 7860 – 2020. Faktor untuk mengkonversi kuat leleh menjadi untuk kuat leleh terekspektasi untuk baja canai panas A36 adalah 1,5, sementara untuk kuat putus baja, nilai konversi yang diberikan adalah 1,2.

<i>Expected Yield Strength</i> , F <sub>ye</sub>	= 1,5 x 248 MPa	=	372	MPa
<i>Expected Tensile Strength</i> , F <sub>ue</sub>	= 1,2 x 400 MPa	=	480	MPa



**Gambar 2. 5.** Penentuan Material Baja Canai Panas A36



**Gambar 2. 6.** Properti Desain Material Baja A36

## 2. Material Baja A588

Mutu Baja Profil	=	A588	
Berat Jenis Baja	=	7850	kg/m <sup>3</sup>
Modulus Elastisitas Baja, $E_s$	=	200.000	MPa
Tegangan Leleh, $F_y$	=	345	MPa
Tegangan Putus, $F_u$	=	483	MPa

Nilai *expected yield strength*,  $F_{ye}$  dan *expected tensile strength*,  $F_{ue}$  untuk material baja canai panas bisa didapatkan berdasarkan Tabel A.3-1 SNI 7860 – 2020. Faktor untuk mengkonversi kuat leleh menjadi untuk kuat leleh terekspektasi untuk baja canai panas A588 adalah 1,1, sementara untuk kuat putus baja, nilai konversi yang diberikan adalah 1,1.

$$\begin{aligned}
 \text{Expected Yield Strength, } F_{ye} &= 1,1 \times 345 \text{ MPa} &= & 379,5 \text{ MPa} \\
 \text{Expected Tensile Strength, } F_{ue} &= 1,1 \times 483 \text{ MPa} &= & 531,3 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name	A588
Material Type	Steel
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	<span style="background-color: cyan; border: 1px solid black; display: inline-block; width: 20px; height: 10px;"></span> Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density       Specify Mass Density

Weight per Unit Volume	0.000077	N/mm <sup>3</sup>
Mass per Unit Volume	7.849E-09	N-s <sup>2</sup> /mm <sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E	200000	MPa
Poisson's Ratio, U	0.3	
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117	1/C
Shear Modulus, G	76923.08	MPa

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

Nonlinear Material Data...      Material Damping Properties...  
Time Dependent Properties...

OK      Cancel

**Gambar 2. 7.** Penentuan Material Baja Canai Panas A588

**Material Property Design Data**

**Material Name and Type**

Material Name	A588
Material Type	Steel, Isotropic
Grade	A588

**Design Properties for Steel Materials**

Minimum Yield Stress, Fy	345	MPa
Minimum Tensile Strength, Fu	483	MPa
Expected Yield Stress, Fye	379.5	MPa
Effective Tensile Strength, Fue	531.3	MPa

OK      Cancel

**Gambar 2. 8.** Properti Desain Material Baja A588



### 3. Material Beton

Mutu Beton,  $f_c$  = 35 MPa  
Berat Jenis Beton Bertulang = 2400 kg/m<sup>3</sup>

Nilai modulus elastisitas beton ditentukan berdasarkan Pasal 19.2.2.1 SNI 2847-2019 sebagai berikut:

Modulus Elastisitas Beton,  $E_c$  =  $4700 \sqrt{f_c}$   
=  $4700 \times \sqrt{35}$   
= 27805,6 MPa  
Nisbah Poison,  $\mu$  = 0,2

Material Property Data

**General Data**

Material Name: FC35

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: ■ Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density  Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0.000024 N/mm<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 0 N-s<sup>2</sup>/mm<sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 27805.57 MPa

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 11585.65 MPa

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

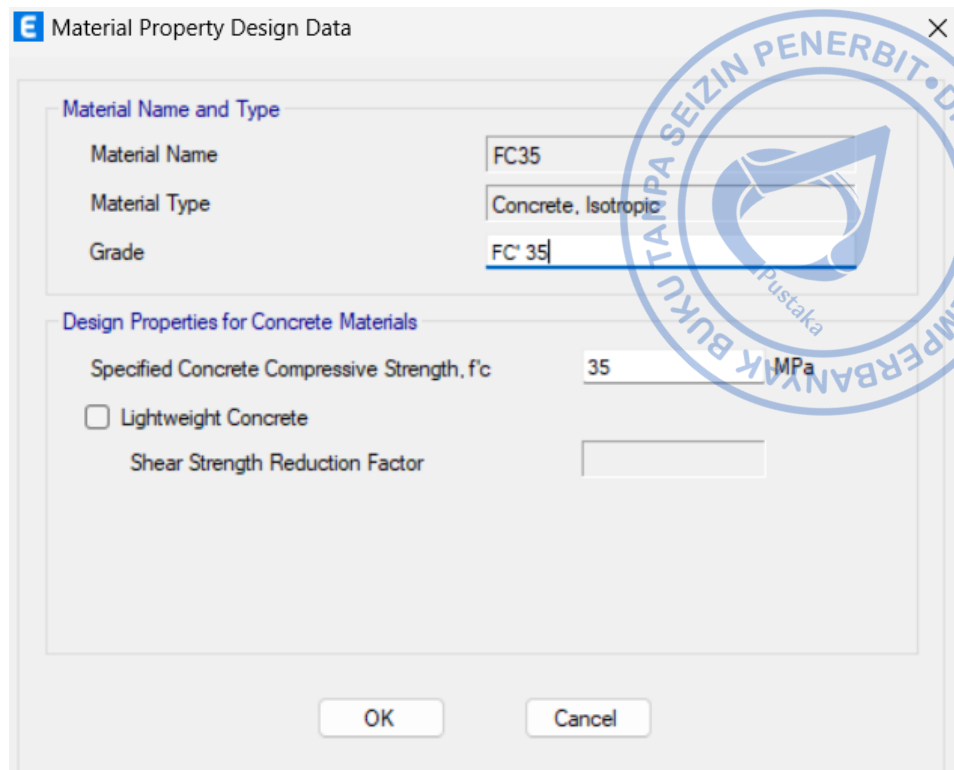
Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

**Modulus of Rupture for Cracked Deflections**

Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)  User Specified

OK Cancel

Gambar 2. 9. Penentuan Material Beton,  $f_c$  35 MPa



**Gambar 2. 10.** Properti Desain Material Beton,  $f_c$  35 MPa

#### 4. Material Baja Tulangan BJTS 420B

Berdasarkan SNI 2847 – 2019, spesifikasi material baja tulangan memenuhi persyaratan Pasal 20.2.5 adalah baja tulangan tulangan kelas BJTS 420B. Spesifikasi teknis dari baja tulangan kelas BJTS 420B dapat diketahui berdasarkan Tabel 6 SNI 2052 – 2017.

Mutu Baja Tulangan	=	BJTD 420B	
Berat Jenis Tulangan	=	7850	kg/m <sup>3</sup>
Modulus Elastisitas Baja, $E_s$	=	200.000	MPa
Tegangan Leleh, $F_y$	=	420	MPa
Tegangan Putus, $F_u$	=	525	MPa

*Expected yield strength*,  $F_{ye}$  dan *expected tensile strength*,  $F_{ue}$  untuk material baja tulangan bisa didapatkan berdasarkan Tabel 6 – 4 FEMA 356. Faktor konversi yang diberikan untuk kuat leleh dan yang diekspektasikan pada baja tulangan adalah 1,25.

<i>Expected Yield Strength</i> , $F_{ye}$	=	1,25 x 420 MPa	=	525 MPa
<i>Expected Tensile Strength</i> , $F_{ue}$	=	1,25 x 545 MPa	=	681,25MPa

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name	BJTS 420B
Material Type	Rebar
Directional Symmetry Type	Uniaxial
Material Display Color	<span style="background-color: yellow;"> </span> Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density       Specify Mass Density

Weight per Unit Volume	0.000077	N/mm <sup>3</sup>
Mass per Unit Volume	7.849E-09	N-s <sup>2</sup> /mm <sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E	200000	MPa
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117	1/C

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

Nonlinear Material Data...      Material Damping Properties...  
Time Dependent Properties...

OK      Cancel

**Gambar 2. 11.** Penentuan Material Baja Tulangan, BJTS 420B

**Material Property Design Data**

**Material Name and Type**

Material Name	BJTS 420B
Material Type	Rebar, Uniaxial
Grade	BJTS 420B

**Design Properties for Rebar Materials**

Minimum Yield Strength, Fy	420	MPa
Minimum Tensile Strength, Fu	525	MPa
Expected Yield Strength, Fye	462	MPa
Expected Tensile Strength, Fue	577.5	MPa

OK      Cancel

**Gambar 2. 12.** Properti Desain Material Baja Tulangan, BJTS 420B

## D. Penentuan Properti Penampang

Ukuran penampang yang digunakan untuk elemen struktur yang direncanakan yaitu sebagaimana tabel berikut:

**Tabel 2. 4.**  
Detail Dimensi Penampang yang Digunakan

STANDARD SECTIONAL DIMENSION										Sec.of Area	Unit Weight
Nominal Dimensional	ht (mm)	X X	bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)	h1 (mm)	h2 (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	(kg/m)		
WF 250X125X6X9	250	X	125	6,0	9,0	21,0	208,0	36,42	29,30		
HB 300X300X10X15	300	X	300	10,0	15,0	33,0	234,0	117,00	94,14		
WF 350X175X7X11	350	X	175	7,0	11,0	25,0	300,0	61,46	49,45		
HB 350X350X12X19	350	X	350	12,0	19,0	39,0	272,0	170,44	137,14		
WF 400X200X8X13	400	X	200	8,0	13,0	29,0	342,0	81,92	65,91		
WF 450X200X9X14	450	X	200	9,0	14,0	32,0	386,0	93,98	75,62		
WF 500X200X10X16	500	X	200	10,0	16,0	36,0	428,0	110,80	89,15		
WF 588X300X12X20	588	X	300	12,0	20,0	48,0	492,0	185,76	149,47		
WF 700X300X13X24	700	X	300	13,0	24,0	52,0	596,0	228,76	184,07		
WF 600X300X12X25	600	X	300	12,0	25,0	53,0	494,0	216,00	173,80		
HB 600X600X20X42	600	X	600	20,0	42,0	70,0	460,0	607,20	488,57		

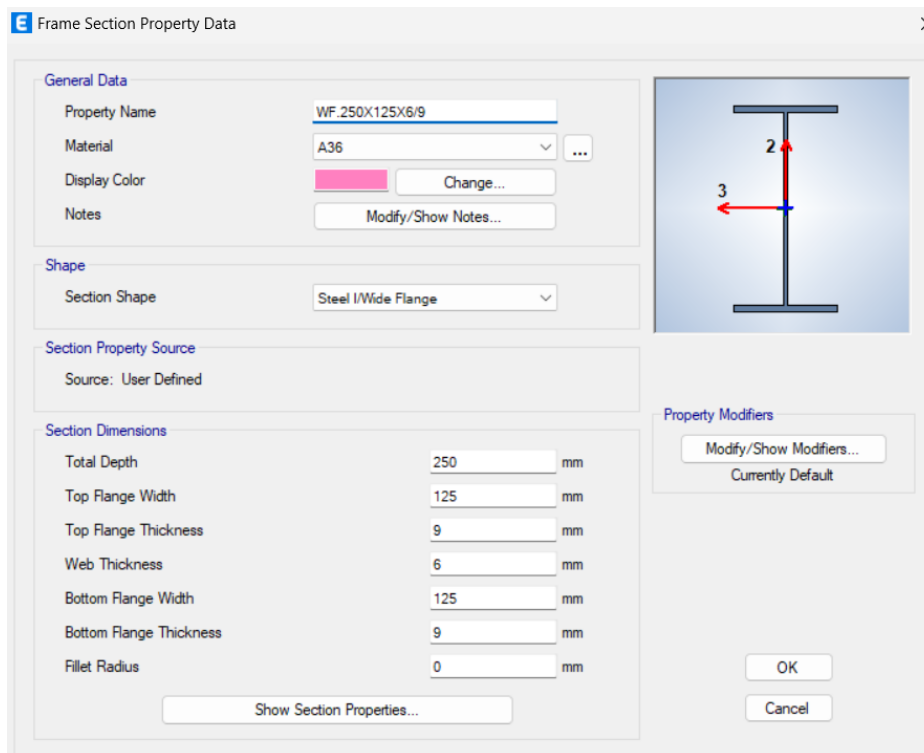
Masing - masing penampang akan difungsikan sebagai balok kolom dengan detail sebagai berikut:

- |                    |   |                                      |
|--------------------|---|--------------------------------------|
| 1. WF.250X125X6X9  | = | Balok anak                           |
| 2. WF.350X175X7X11 | = | Balok utama (pemikul gaya gravitasi) |
| 3. WF.400X200X8X13 | = | Balok utama (pemikul gaya gravitasi) |
| 4. WF.450X200X9X14 | = | Balok utama (pemikul gaya gravitasi) |

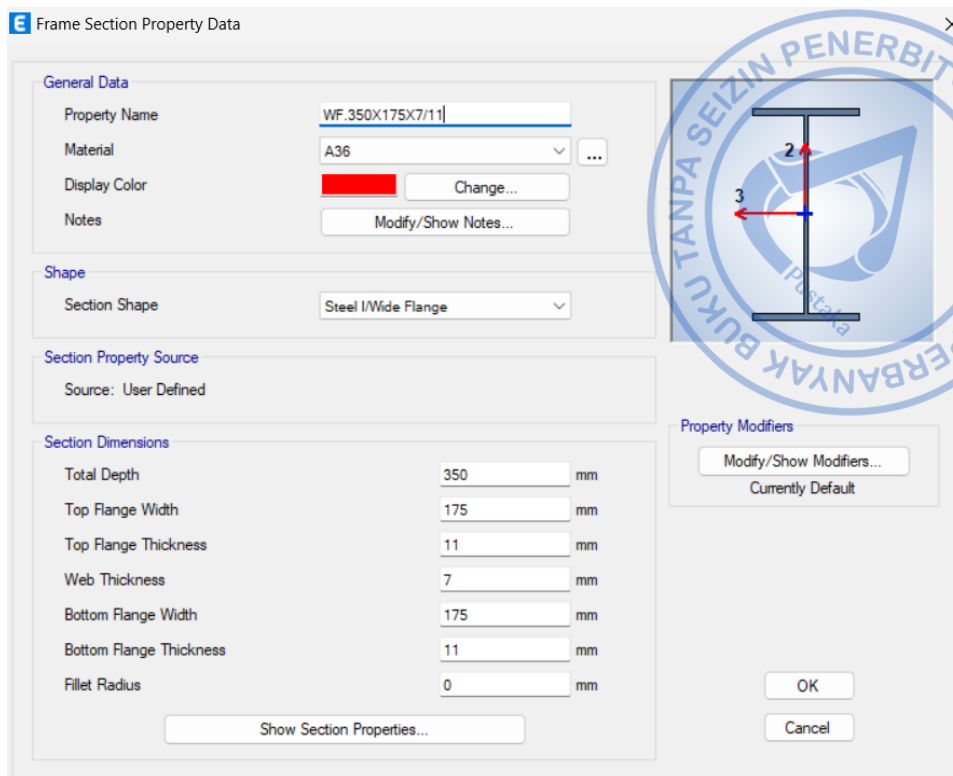


- |                             |   |  |
|-----------------------------|---|--|
| 5. WF.500X200X10X16         | = | Balok utama (pemikul gaya gravitasi)     |
| 6. WF.588X300X12X20         | = | Balok utama (pemikul gaya gravitasi)     |
| 7. <b>WF.600X300X12X25</b>  | = | <b>Balok utama (rangka momen khusus)</b> |
| 8. <b>WF.700X300X12X24</b>  | = | <b>Balok utama (rangka momen khusus)</b> |
| 9. HB.300X300X10X15         | = | Kolom utama (pemikul gaya gravitasi)     |
| 10. HB.350X350X12X19        | = | Kolom utama (pemikul gaya gravitasi)     |
| 11. <b>HB.600X600X20X42</b> | = | <b>Kolom utama (rangka momen khusus)</b> |

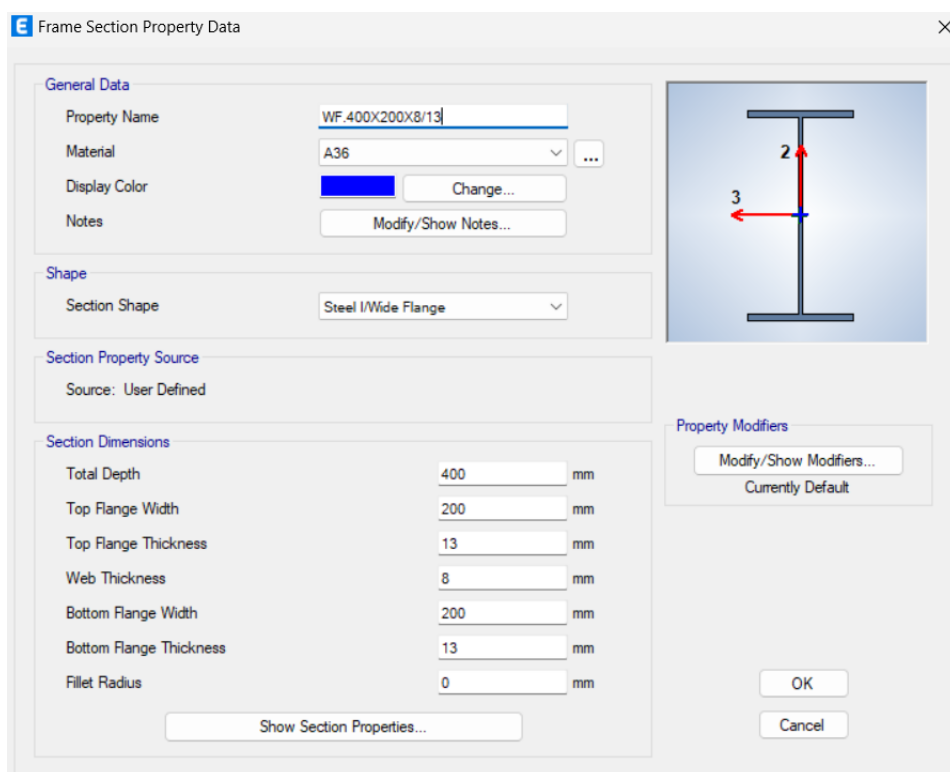
Penentuan dimensi penampang/profil baja dilakukan dengan cara klik *Define* – *Section Properties* – *Frame Sections* – *Add New Property*. Dimensi penampang disesuaikan dengan tabel yang telah diuraikan di atas.



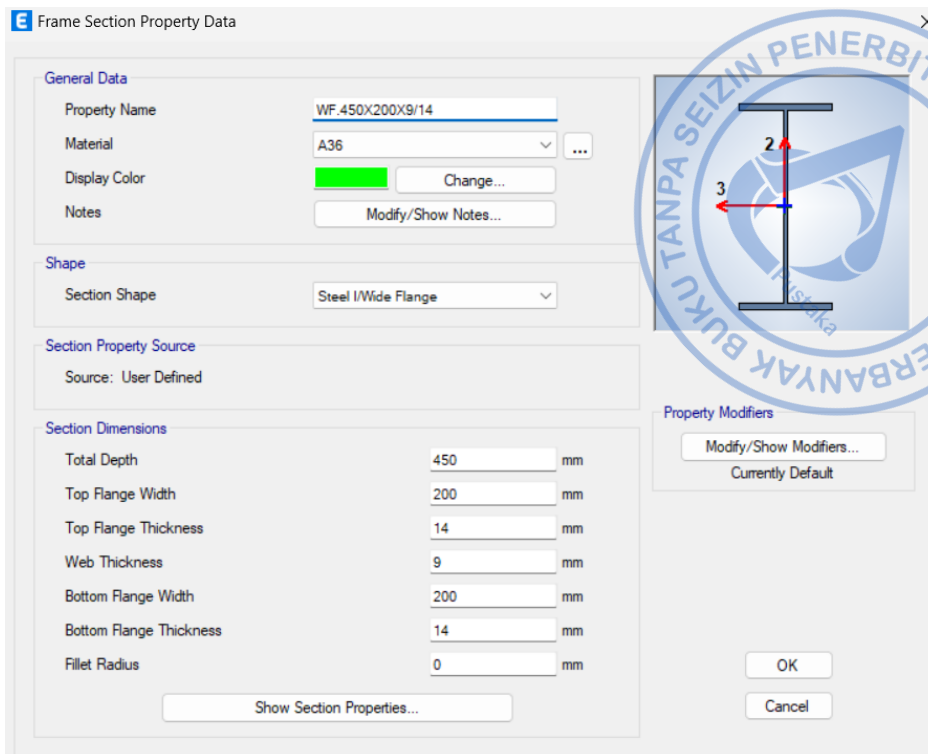
**Gambar 2. 13.** Properti Penampang WF.250X125X6X9



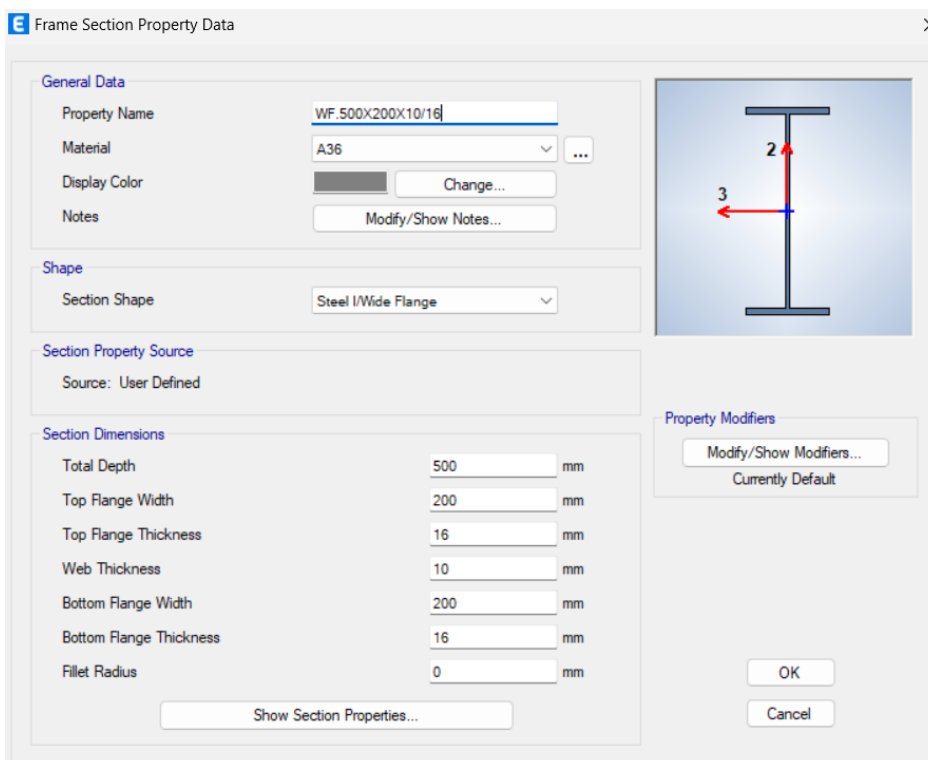
**Gambar 2. 14.** Properti Penampang WF.350X175X7X11



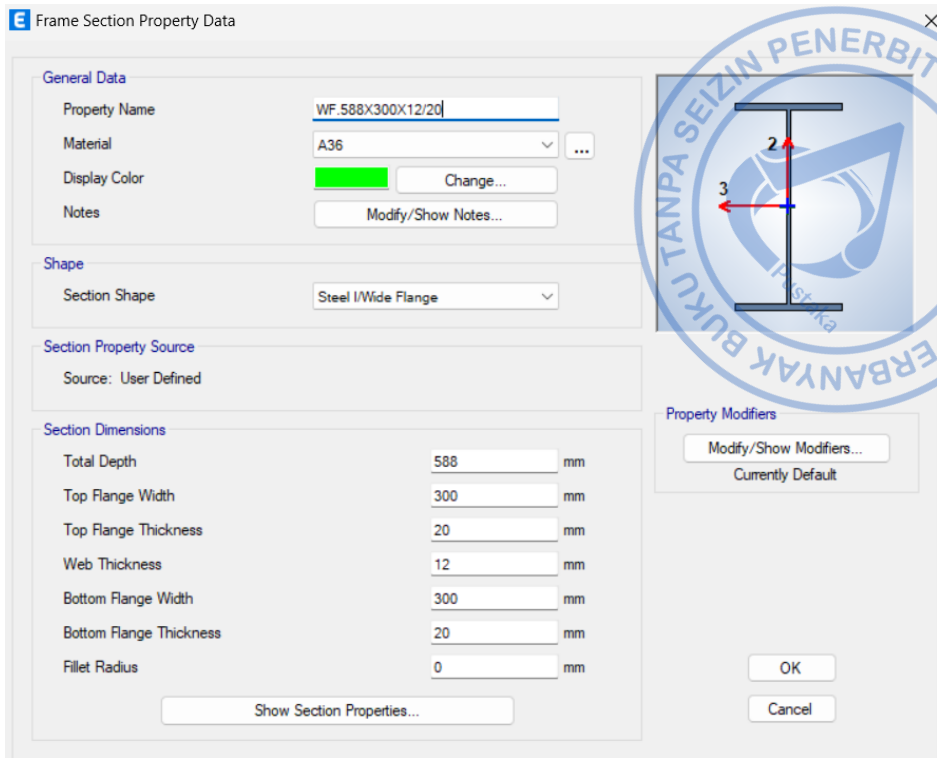
**Gambar 2. 15.** Properti Penampang WF.400X200X8X13



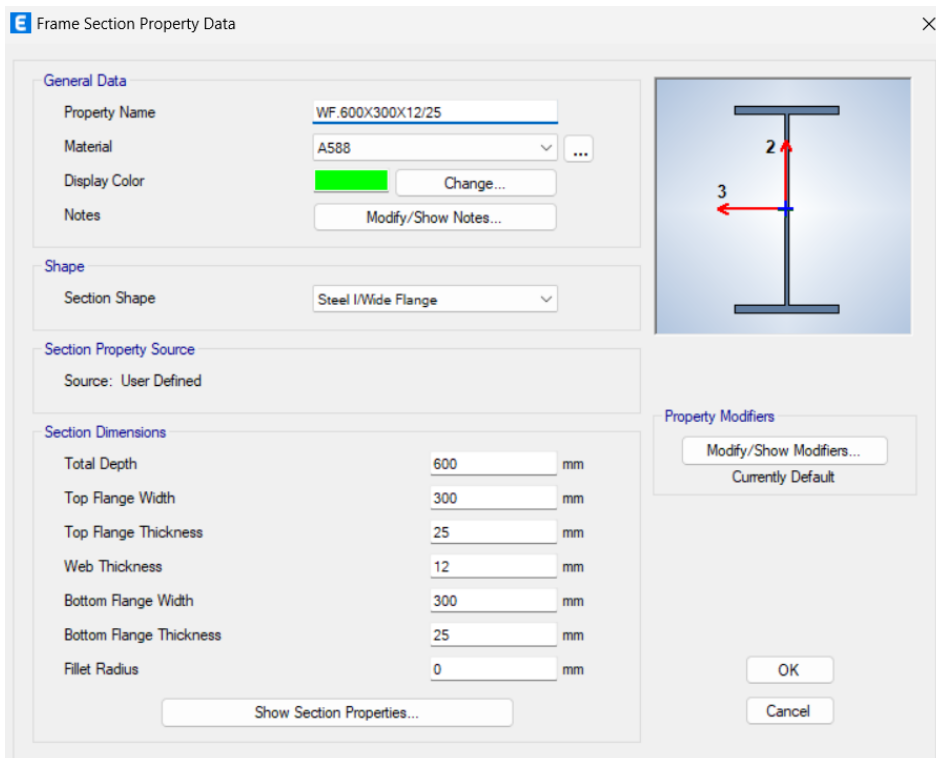
**Gambar 2. 16.** Properti Penampang WF.450X200X9X14



**Gambar 2. 17.** Properti Penampang WF.500X200X10X16

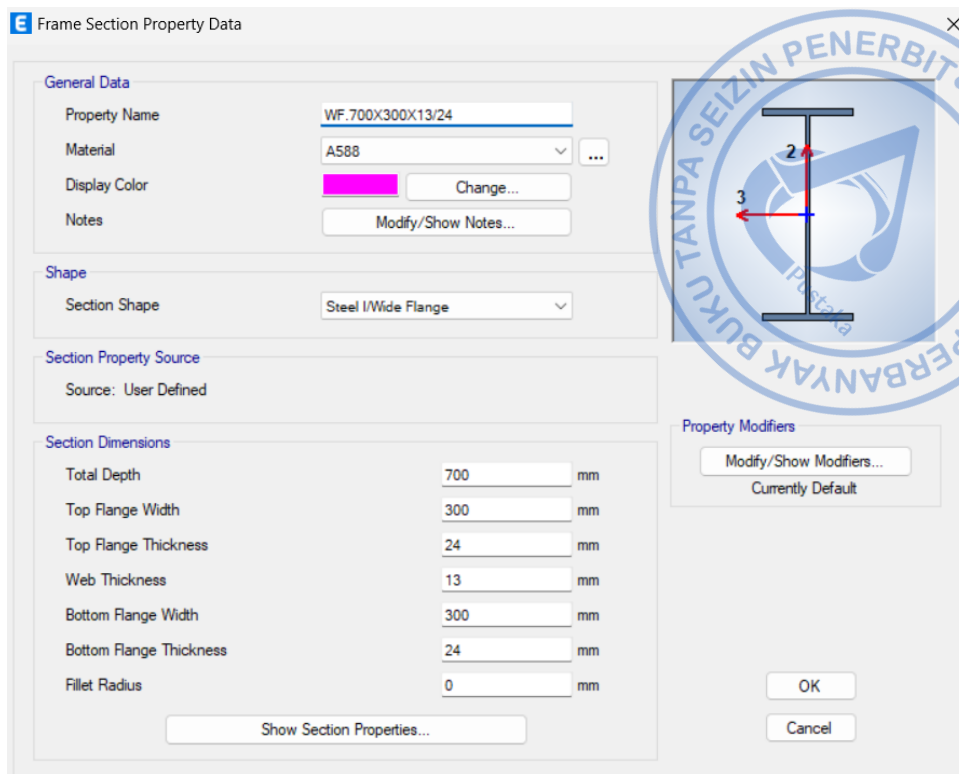


**Gambar 2. 18.** Properti Penampang WF.588X300X12X20

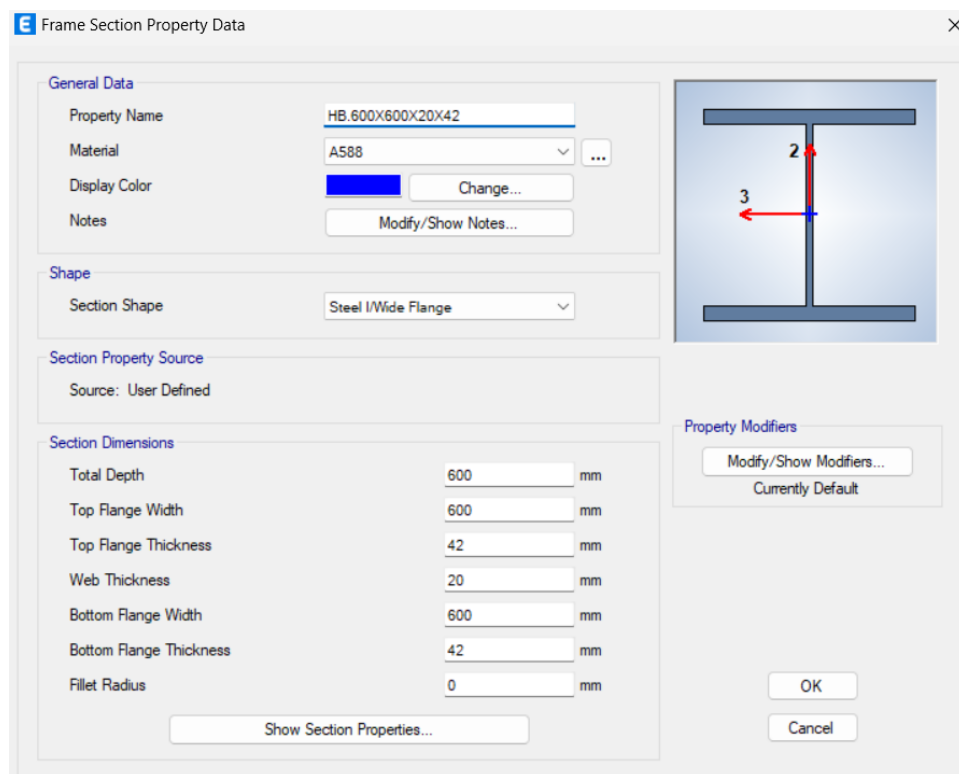


**Gambar 2. 19.** Properti Penampang WF.600X300X12X25





**Gambar 2. 20.** Properti Penampang WF.700X300X13X24



**Gambar 2. 21.** Properti Penampang HB.600X600X20X42

Pemodelan properti penampang pelat dapat dilakukan baik melalui pemodelan *Slab Sections* atau *Deck Sections*. Untuk struktur yang didesain, digunakan pelat dari metal deck W1000 dengan detail sebagaimana gambar di bawah. Pemodelan pelat sebagai *Deck Sections*, dapat memberikan efek komposit antara pelat dan balok baja. Dalam ETABS, efek komposit hanya dapat muncul jika pelat di-assign sebagai *Deck Sections*. Penentuan properti penampang pelat dapat dilakukan dengan *Define – Section Properties – Slab Sections – Add New Property*.

General Data	
Property Name	MD120
Type	Filled
Slab Material	FC35
Deck Material	G550
Modeling Type	Membrane
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

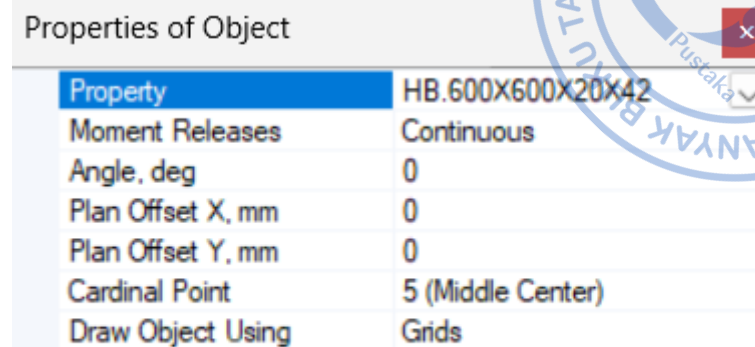
  

Property Data	
Slab Depth, tc	65 mm
Rib Depth, hr	55 mm
Rib Width Top, wrt	187 mm
Rib Width Bottom, wrb	132 mm
Rib Spacing, sr	333 mm
Deck Shear Thickness	1 mm
Deck Unit Weight	0.0001 N/mm <sup>2</sup>
Shear Stud Diameter	16 mm
Shear Stud Height, hs	100 mm
Shear Stud Tensile Strength, Fu	400 MPa

**Gambar 2. 22.** Properti Metal Deck 120 mm

## E. Permodelan Kolom dan Balok

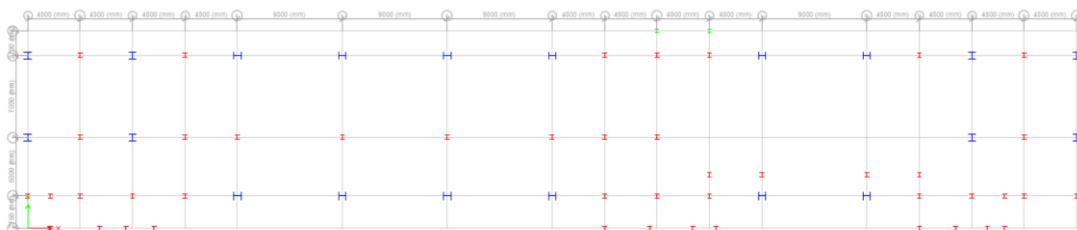
Permodelan elemen kolom dilakukan dengan cara klik *Draw* → *Draw Beam/Column/Brace Objects* → *Quick Draw Column*. Akan muncul tampilan seperti di bawah ini. Tentukan Section Properties kolom yang akan digunakan dan arah kolom.



Property	Value
Section Properties	HB.600X600X20X42
Moment Releases	Continuous
Angle, deg	0
Plan Offset X, mm	0
Plan Offset Y, mm	0
Cardinal Point	5 (Middle Center)
Draw Object Using	Grids

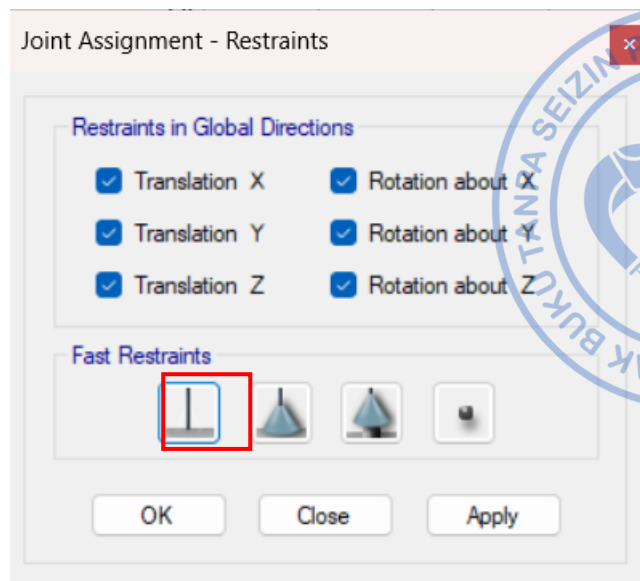
**Gambar 2. 23.** Contoh Properti Kolom HB.600X600X20X42

Masuk ke elevasi +3,5 di mana kolom-kolom akan dimodelkan, caranya dengan klik *View* → *Set Plan View* → Pilih +3,5. Untuk memodelkan kolom, drag cursor di posisi di mana kolom dibutuhkan.



**Gambar 2. 24.** Permodelan Kolom pada Elevasi +3,5

Di pemodelan awal, secara *default* tumpuan kolom akan bertipe sendi (*pinned*). Tumpuan kolom yang didesain sebagai rangka pemikul momen khusus perlu diubah menjadi tumpuan jepit. Sementara untuk kolom yang didesain sebagai rangka pemikul gaya gravitasi akan dibiarkan dengan tumpuan sendi. Untuk mengubah tipe tumpuan kolom, Select join bawah dari kolom rangka pemikul momen khusus → *Assign* → *Restraints* → *Fixed*.

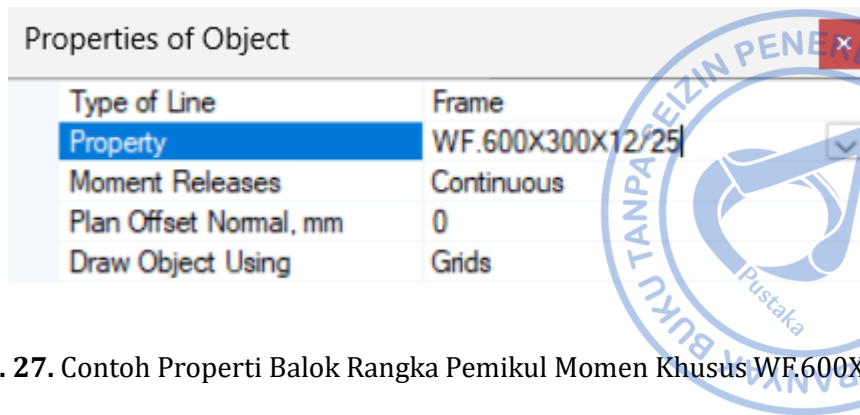


**Gambar 2. 25.** Merubah Tumpuan Kolom Menjadi Jepit

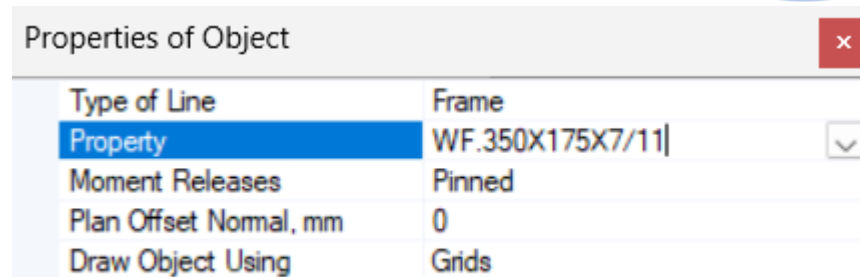


**Gambar 2. 26.** Kolom Rangka Pemikul Momen Khusus dengan Tumpuan Jepit dan Kolom Rangka Pemikul Gaya Gravitasi dengan Tumpuan Sendi

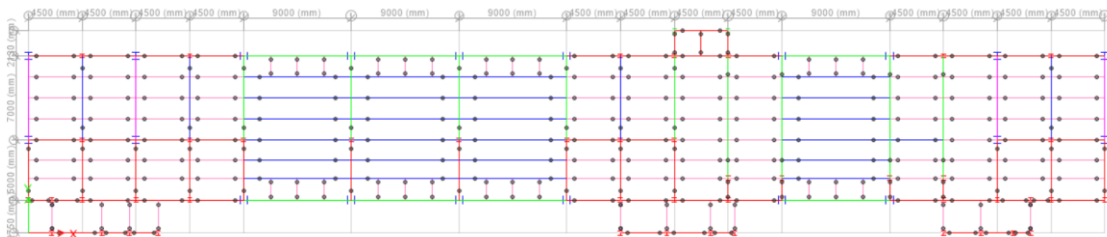
Langkah selanjutnya yang perlu dilakukan adalah pemodelan balok utama dan balok anak. Untuk balok anak dan balok utama yang didesain sebagai rangka pemikul gaya gravitasi, kedua ujung tumpuan balok perlu direlease untuk meniadakan momen pada tumpuan. Sementara untuk balok utama yang didesain sebagai rangka pemikul momen khusus, tumpuan balok dibiarkan continuous. Pemodelan balok dilakukan dengan cara klik *Draw Beam/Column/Brace Objects* pada ribbon bagian kiri → Tentukan *Section Properties* balok anak dan utama → Drag cursor pada area di mana balok dibutuhkan.



**Gambar 2. 27.** Contoh Properti Balok Rangka Pemikul Momen Khusus WF.600X300X12X25



**Gambar 2. 28.** Contoh Properti Balok Rangka Pemikul Gaya Gravitasi WF.300X175X7X11



**Gambar 2. 29.** Balok Rangka Pemikul Momen Khusus dengan Tumpuan Jepit dan Balok Rangka Pemikul Gaya Gravitasi dengan Tumpuan Sendi

Langkah yang sama untuk pemodelan balok dan kolom dapat dilakukan pada tingkat selanjutnya dengan menyesuaikan denah balok dan kolom yang ada. Selain itu, jika penempatan balok dan kolom dirasa tipikal untuk masing-masing lantai, opsi Replicate dapat dimanfaatkan.

## F. Pemodelan Pelat Metal Deck

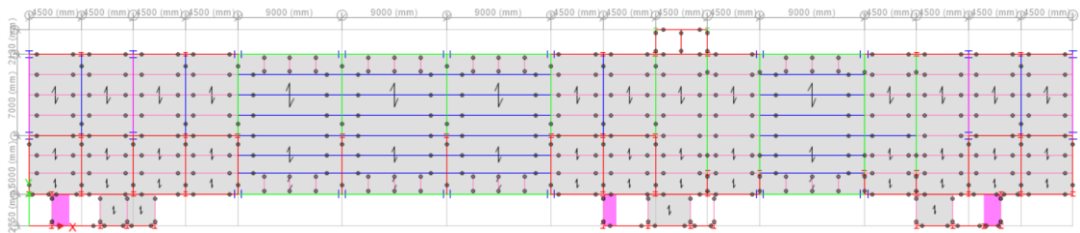
Pelat yang didesain dengan metal deck dapat dimodelkan dengan cara klik *Draw* → *Draw Floor/Wall Objects* → *Quick Draw Floor/ Wall (Plan, Elev)* → Modelkan pelat pada area yang diinginkan.



Properties of Object	
Property	MD120
Local Axis	0
Draw Object Using	Grids

**Gambar 2. 30.** Contoh Properti Metal Deck 120 mm

Hal yang penting dipertimbangkan dalam pemodelan pelat adalah arah pembebanan dari pelat dikarenakan *metal deck* didesain dengan *one way load distribution*. Dalam hal ini penting untuk mengatur alur pembebanan berdasarkan arah pembebanan pelat. Pada struktur yang ditinjau pembebanan diarahkan ke balok anak terlebih dahulu sebelum kemudian beban dialirkan ke balok utama dan ditransfer melalui kolom. Arah pembebanan pelat dapat diatur pada *Local Axis* saat *Properties of Object* ditentukan. Beban akan dialirkan oleh pelat sesuai sumbu lokal X-nya.



**Gambar 2. 31.** Hasil Pemodelan Pelat Metal Deck 120 mm

# PEMBEBANAN STRUKTUR



## A. Pembebanan pada Struktur Rangka Momen Khusus

Pembebanan pada struktur perlu mengacu pada fungsi bangunan berdasarkan *term of reference* yang ditentukan oleh pemilik proyek. Apabila data-data yang rinci terkait pembebanan tidak ditentukan, pembebanan struktur, terutama beban gravitasi perlu mengacu pada Tabel 4.3-1 – Beban hidup terdistribusi merata minimum,  $L_0$  dan beban hidup terpusat minimum pada SNI 1727 – 2020. Struktur yang didesain memiliki fungsi sebagai **hotel** dan pembebanan gravitasi ditentukan berdasarkan tabel yang telah disebutkan sebelumnya.

## B. Beban Mati pada Struktur

Beban mati pada struktur terdiri dari berat sendiri elemen struktur serta beban mati tambahan akibat finishing arsitektur, HVAC serta tambahan elemen pendukung lain untuk mendukung operasional bangunan. Berat sendiri dari struktur perlu dihitung berdasarkan volume elemen struktur dikalikan berat jenis dari masing-masing material. Berdasarkan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1997, ditentukan bahwa dalam memperhitungkan beban mati, berat jenis material dapat mengacu pada tabel di bawah.

**Tabel 3. 1.**  
Berat Jenis untuk Berbagai Macam Bahan Bangunan

No.	Material	Berat (kg/m <sup>3</sup> )	Keterangan
1.	Baja	7850	
2.	Batu alam	2600	
3.	Batu belah, batu bulat, batu gunung	1500	Berat tumpuk
4.	Batu karang	700	Berat tumpuk
5.	Batu pecah	1450	
6.	Besi tuang	7250	

No.	Material	Berat (kg/m <sup>3</sup> )	Keterangan
7.	Beton	2200	
8.	Beton bertulang	2400	
9.	Kayu	1000	Kelas I
10.	Kerikil, koral	1650	Kering udara sampai lembab, tanpa diayak
11.	Pasangan bata merah	1700	
12.	Pasangan batu belah, batu bulat, batu gunung	2200	
13.	Pasangan batu cetak	2200	
14.	Pasangan batu karang	1450	
15.	Pasir	1600	Kering udara sampai lembab
16.	Pasir	1800	Jenuh air
17.	Pasir kerikil, koral	1850	Kering udara sampai lembab

Sementara itu beban mati tambahan pada struktur yang terdiri dari beban plafon penggantung, beban MEP, beban finisihng plat lantai dan lain sebagainya, **ditentukan sebesar 150 kg/m<sup>2</sup> untuk pelat lantai dan 100 kg/m<sup>2</sup> untuk atap dak** dengan rincian sebagai berikut.

### 1) Perhitungan Beban Mati Tambahan pada Pelat Lantai

Finishing	0,03	×	2200 kg/m <sup>3</sup>	=	66	kg/m <sup>2</sup>
Keramik 1 cm	0,01	×	2200 kg/m <sup>3</sup>	=	22	kg/m <sup>2</sup>
Pasir 1 cm	0,01	×	1600 kg/m <sup>3</sup>	=	16	kg/m <sup>2</sup>
Plafond				=	20	kg/m <sup>2</sup>
ME Ducting				=	25	kg/m <sup>2</sup> +
Total				=	149	kg/m <sup>2</sup>

## 2) Perhitungan Beban Mati Tambahan pada Atap Dak

Finishing	0,015 ×	2200 kg/m <sup>3</sup>	=	33	kg/m <sup>2</sup>
Keramik 1 cm	0,01 ×	2200 kg/m <sup>3</sup>	=	0	kg/m <sup>2</sup>
Pasir 1 cm	0,01 ×	1600 kg/m <sup>3</sup>	=	16	kg/m <sup>2</sup>
Plafond			=	20	kg/m <sup>2</sup>
ME Ducting			=	25	kg/m <sup>2</sup> +
Total			=	94	kg/m <sup>2</sup>

**Beban mati tambahan pada lantai diambil, SIDL** = **150 kg/m<sup>2</sup>**

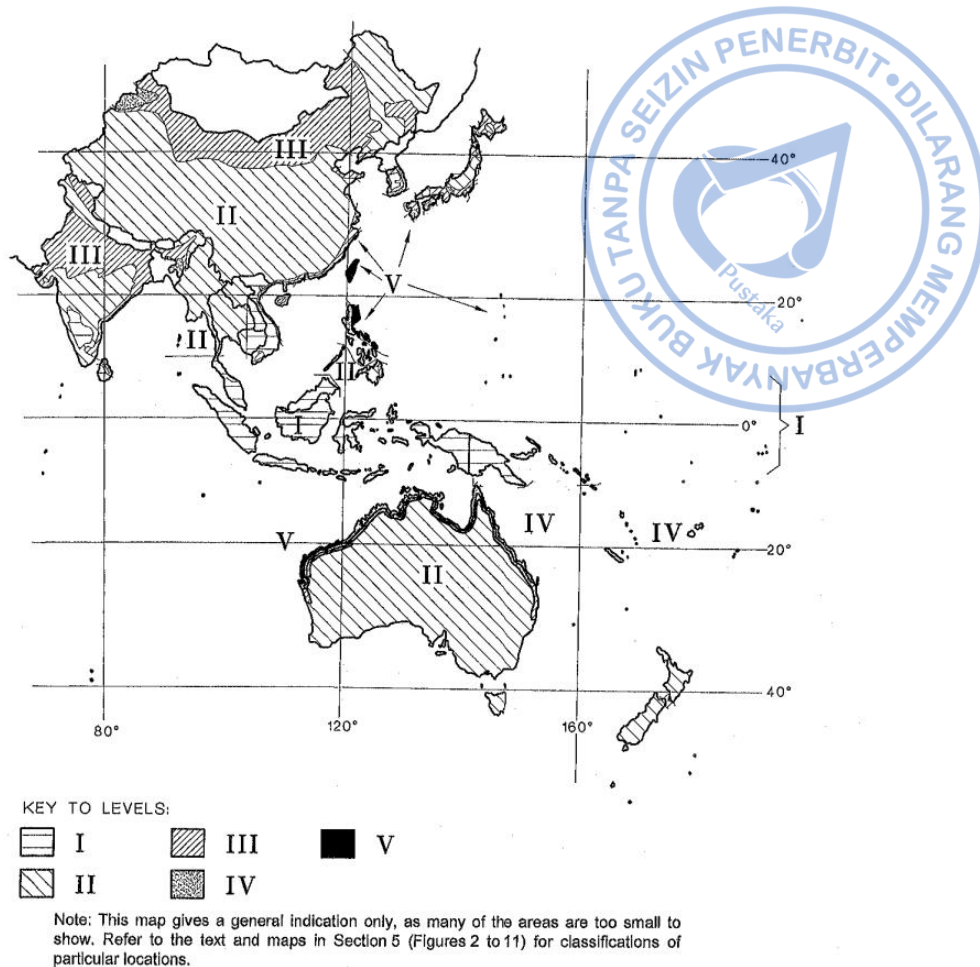
**Beban mati tambahan pada atap diambil, SIDL** = **100 kg/m<sup>2</sup>**

## C. Beban Hidup pada Struktur

Beban hidup pada struktur ditentukan berdasarkan Tabel 4.3-1 SNI 1727 – 2020. Dengan fungsi ruangan sebagai koridor, beban hidup pada pelat lantai diaplikasikan sebesar 4,79 kN/m<sup>2</sup>. Untuk ruangan yang difungsikan sebagai kamar, beban hidup yang diaplikasikan adalah 1,92 kN/m<sup>2</sup>. Sementara untuk atap dak beban yang diaplikasikan adalah 0,96 kN/m<sup>2</sup>.

## D. Beban Angin pada Struktur

Pada struktur yang didesain dengan cukup tinggi, beban angin perlu dipertimbangkan karena dapat mempengaruhi struktur. Dalam mempertimbangkan beban angin, kecepatan angin menjadi aspek penting yang perlu ditentukan. Mengacu pada HB 212 – 2002 *Design Wind Speeds for the Asia Pacific Region*, Indonesia masuk ke dalam Level I dari negara Asia Pasifik. Indonesia tergabung bersamaan dengan Singapura Malaysia dan Papua Nugini.



**Gambar 3. 1.** Peta Angin untuk Berbagai Level Kecepatan Angin di Asia Pasifik

Pada wilayah dengan kecepatan angin di Level I, Indonesia di kategorikan sebagai negara dalam garis khatulistiwa dengan dengan dominasi cuaca badai petir dan angin monsoon. SNI 1727 - 2020 yang mengacu pada ASCE 7 - 16 menetapkan bahwa kecepatan angin ditentukan berdasarkan kategori risiko bangunan dan periode ulang. Dari HB 212 - 2000, diketahui bahwa hubungan antara periode ulang ditentukan dengan persamaan sebagai berikut:

$$V_R = 70 - 56R^{-0,1}$$

Dengan:

R = Periode ulang (tahun)

Dengan persamaan di atas kecepatan angin untuk masing-masing kategori risiko dapat ditentukan berdasarkan tabel di bawah. Untuk bangunan yang didesain sebagai hotel dengan kategori risiko II, maka kecepatan angin yang digunakan pada *strength design* adalah 40,9 m/s.



**Tabel 3. 2.**  
Kecepatan Angin untuk Masing-masing Kategori Risiko

Kategori Risiko	Periode Ulang	Kecepatan Angin (m/s)	Kecepatan Angin (mph)
I	300	38,3	85,8
II	700	40,9	91,5
III	1700	43,4	97,0
IV	1700	43,4	97,0
Servis	10	25,5	57,1

## E. Beban Hujan

Atap perlu didesain agar dapat menahan beban genangan air hujan apabila sistem drainase primer pada atap tertutup. Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung - 1987, memberikan rekomendasi perhitungan beban air hujan berdasarkan sudut kemiringan atap dengan persamaan sebagai berikut:

$$R = 40 - 0,8 * \alpha \leq 20 \text{ kg/m}^2$$

Dengan:

R = Beban hujan ( $\text{kg/m}^2$ )

$\alpha$  = Sudut atap (derajat)

Sebagai alternatif lain, SNI 1727 - 2020 juga memberikan rekomendasi beban yang dapat diberikan pada atap akibat genangan air hujan dengan persamaan sebagai berikut:

$$R = 0,0098 * (d_s + d_n)$$

R = Beban hujan ( $\text{kN/m}^2$ )

$d_s$  = Kedalaman air pada atap yang tidak melendut meningkat ke lubang masuk sistem drainase sekunder apabila sistem drainase primer tertutup (tinggi statis), dalam in. (mm)

$d_n$  = Tambahan kedalaman air pada atap yang tidak melendut di atas lubang masuk sistem drainase sekunder pada aliran air rencana (tinggi hidrolis), dalam in. (mm).

Beban akibat genangan air hujan dapat dihitung dengan detail perhitungan sebagai berikut:

Sudut atap, $\alpha$	=	0 derajat
Beban hujan, R	=	$40 - 0,8 \times 0 \leq 20 \text{ kg/m}^2$
	=	$40 \leq 20 \text{ kg/m}^2$
	=	$20 \text{ kg/m}^2$



## F. Beban *Notional* pada Struktur

Analisis stabilitas yang dilakukan pada struktur yang ditinjau dilakukan melalui metode analisis langsung atau *direct analysis method* (DAM). Dalam analisis stabilitas yang dilakukan dengan DAM, efek ketidaksempurnaan geometri (*geometry imperfection*) dan efek tegangan sisa (*residual stress*) diantisipasi dengan beban lateral tambahan yang disebut dengan *notional*.

Besaran beban *notional* yang diberikan pada struktur ditetapkan pada SNI 1729 – 2020 sebagai berikut:

$$N_i = 0,002 Y_i$$

Dengan:

$N_i$  = Beban *notional* yang diaplikasikan pada lantai ke (i)

$Y_i$  = Beban gravitasi yang diaplikasikan pada lantai ke (i)

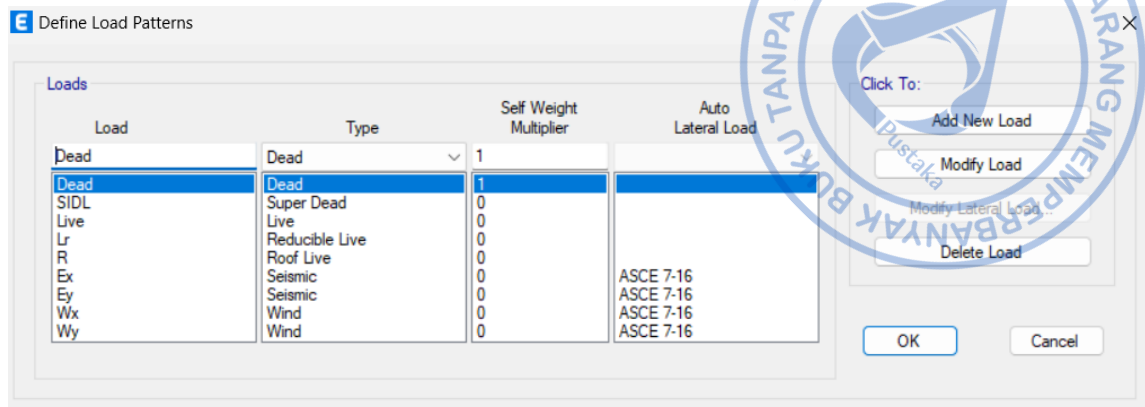
Besaran nilai 0,002 diambil dari nilai toleransi untuk ketidaklurusan struktur (*story-out of plumbness*) yang dibatasi sebesar  $1/500 H$ . Beban *notional* diaplikasikan pada kombinasi gravitasi secara ortogonal masing-masing untuk arah positif dan negatif. Jika beban *notional* juga dipersyaratkan untuk diaplikasikan pada kombinasi beban lateral (akibat  $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st} \geq 1,5$  – untuk elemen dengan properti kekakuan nominal,  $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st} \geq 1,71$  – untuk elemen dengan properti kekakuan tereduksi) maka beban *notional* perlu diaplikasikan pada arah yang sama dengan arah resultan beban lateral pada lantai yang ditinjau. Hal ini perlu dilakukan agar penambahan beban *notional* memberikan hasil gaya akibat beban terkombinasi dengan nilai yang lebih konservatif.

Tambahan besaran beban *notional* dengan besaran  $N_i = 0,001 Y_i$ , perlu dilakukan apabila nilai reduksi kekakuan,  $\tau_b$  diambil 1 dengan mengabaikan proses iterasi. Jika hal tersebut dilakukan maka beban *notional* yang diaplikasikan pada masing-masing lantai adalah  $N_i = 0,003 Y_i$ .

## G. Pembuatan *Load Pattern* untuk Masing-masing Pembebanan

Beban yang dihasilkan oleh proses yang berbeda-beda perlu diklasifikasikan berdasarkan masing-masing tipenya. Dalam ETABS setiap pola beban memiliki peran tersendiri tergantung pada arah dan tipe gaya yang dihasilkan. Di antara pola beban yang diakomodir oleh ETABS antara lain adalah *Dead* untuk beban mati, *Live* untuk

beban hidup, *Seismic* untuk beban gempa, serta *Wind* untuk beban angin. Dalam ETABS, penentuan *Load Pattern* dapat dilakukan dengan cara klik *Define – Load Patterns*. Masukkan semua jenis beban seperti gambar di bawah.



Gambar 3. 2. Load Patterns Definition

## H. Aplikasi Beban pada Struktur Melalui ETABS

Aplikasi beban mati, SIDL dan beban hidup pada pelat lantai akan dilakukan dengan bantuan opsi *Uniform Load Sets* pada ETABS. Opsi ini memungkinkan pengaplikasian beban pada pelat lantai sesuai dengan fungsi masing-masing ruangan. Pada struktur ini, diaplikasikan tiga fungsi *Load Sets* yang mengikuti fungsi masing-masing ruangan.

### 1) Load Sets 1 = Kamar

Superimposed Dead Load, SIDL	=	150	kg/m <sup>2</sup>
Live Load, Live	=	200	kg/m <sup>2</sup>

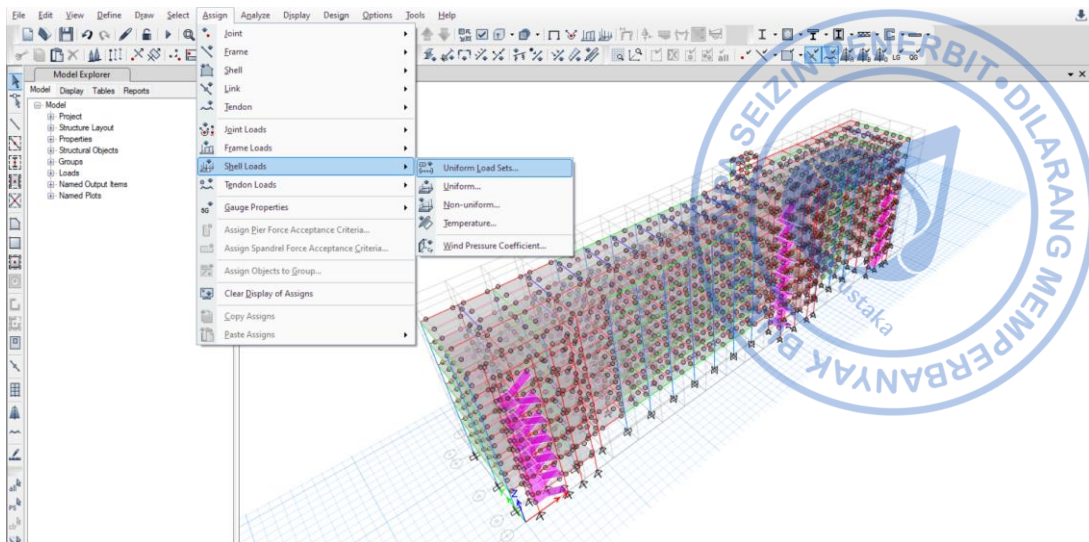
### 2) Load Sets 2 = Koridor

Superimposed Dead Load, SIDL	=	150	kg/m <sup>2</sup>
Live Load, Live	=	475	kg/m <sup>2</sup>

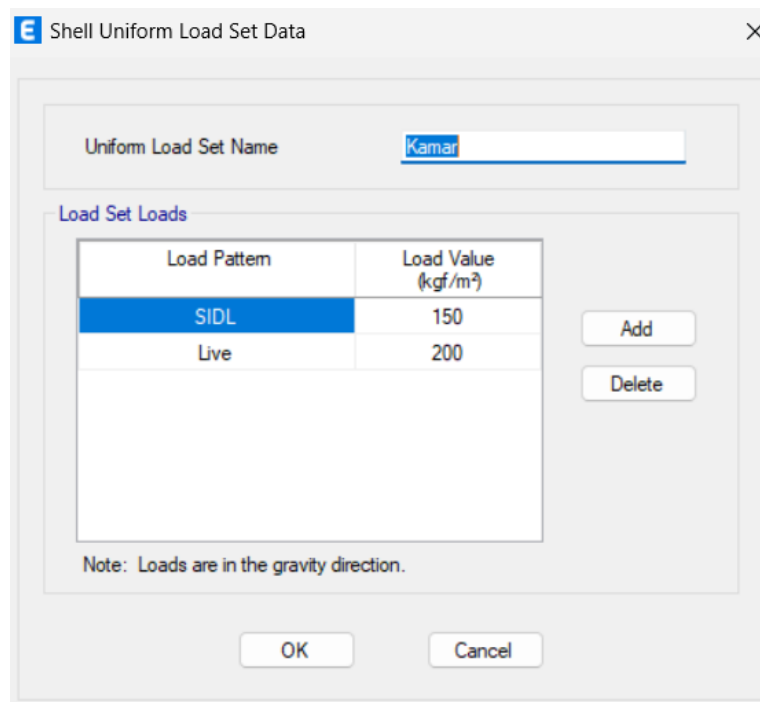
### 3) Load Sets 3 = Atap

Superimposed Dead Load, SIDL	=	100	kg/m <sup>2</sup>
Roof Live Load, L <sub>r</sub>	=	100	kg/m <sup>2</sup>
Roof Live Load, R	=	20	kg/m <sup>2</sup>

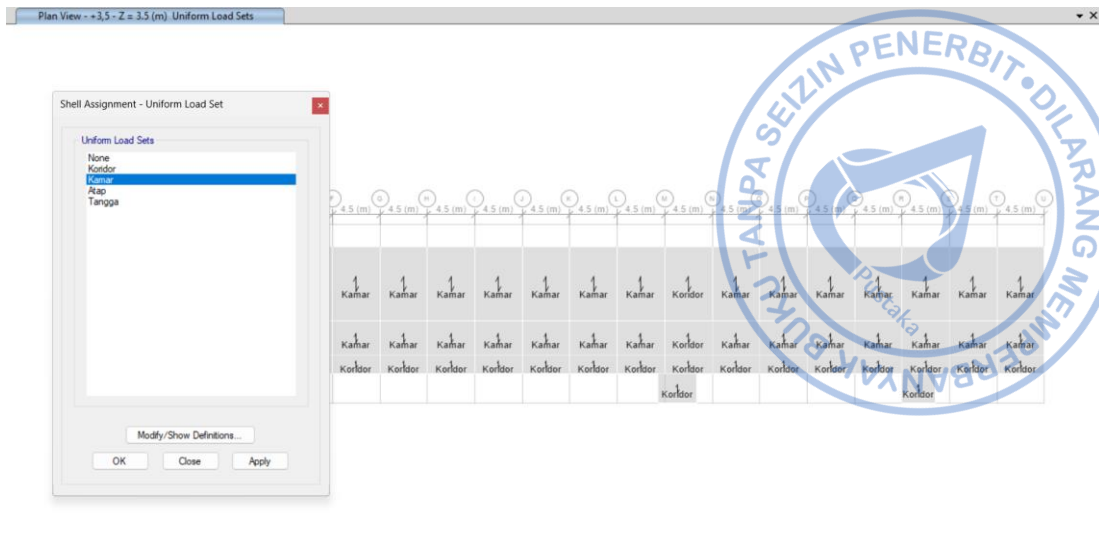
Input beban area dengan opsi *Uniform Load Sets* dapat dilakukan dengan cara *Select* semua elemen pelat lantai atau atap → *Assign* → *Shell Loads* → *Uniform Load Sets* → *Modify/ Show Definitions* → *Add New Load Set* → Beri nama pada *Load Set* sesuai fungsi ruangan → Atur besaran SIDL dan beban hidup → *OK* → *Apply*.



**Gambar 3. 3.** Assign → Shell Loads → Uniform Load Sets

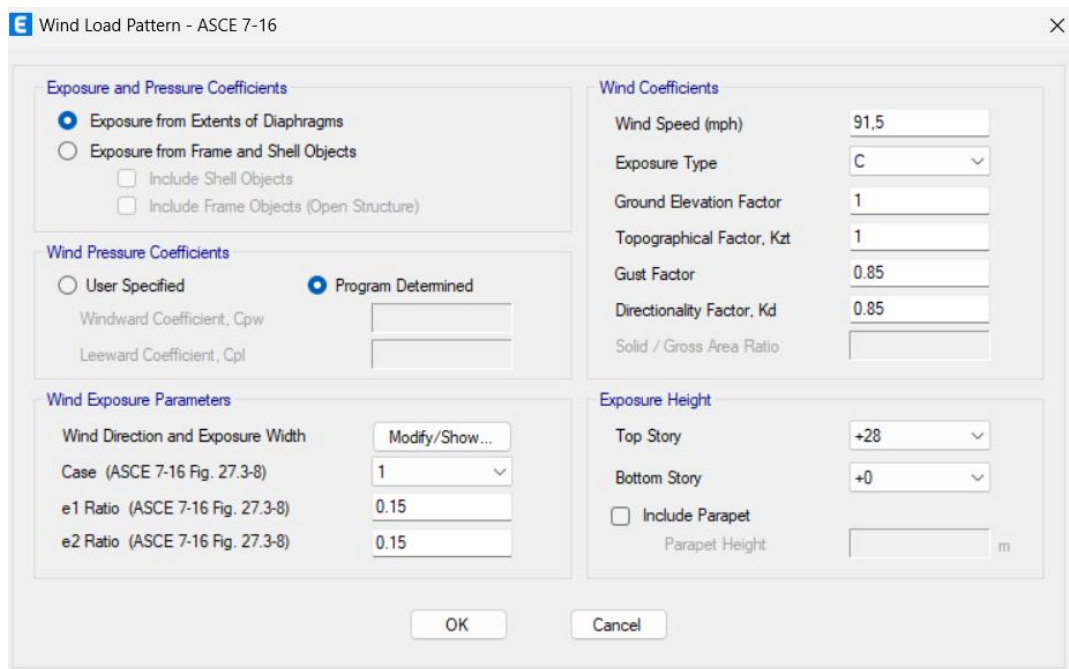


**Gambar 3. 4.** Atur Besaran Beban Sesuai Fungsi Ruang



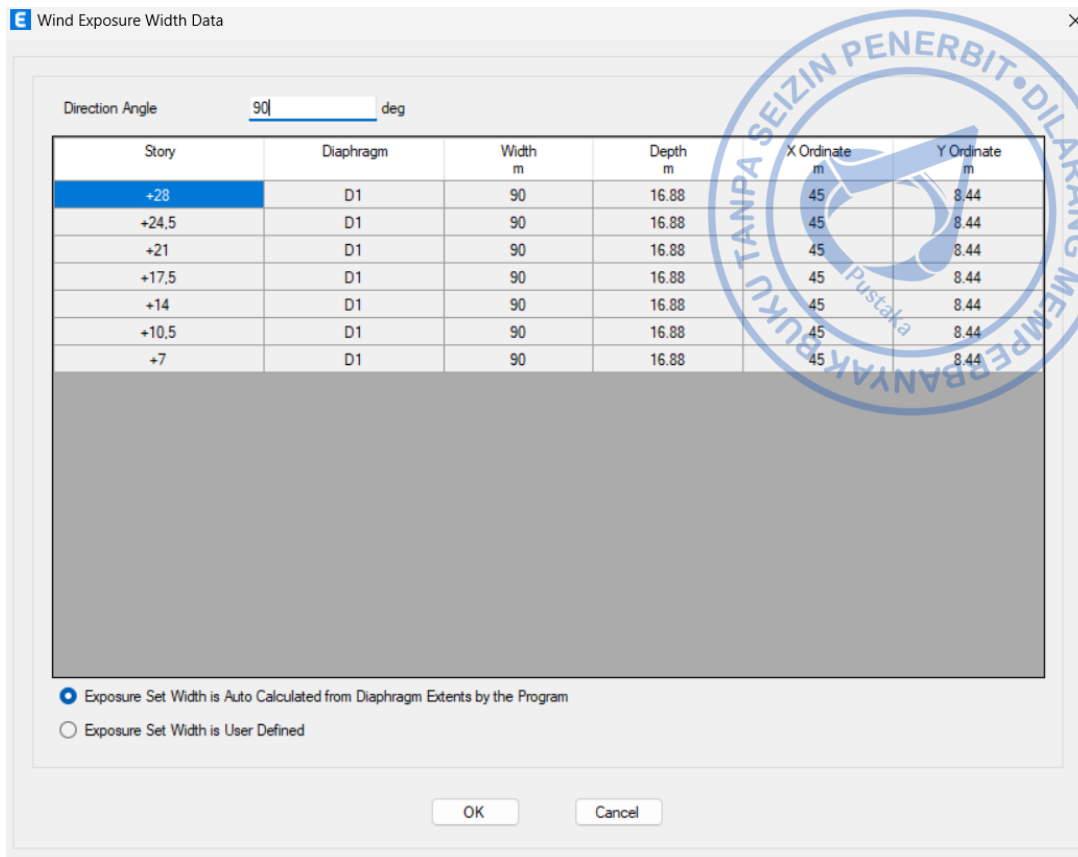
**Gambar 3. 5.** *Apply Uniform Load Sets*

Pada ETABS, beban angin diaplikasikan dengan opsi *Auto Wind Loads* berdasarkan ASCE 7 – 16 yang ekuivalen dengan SNI 1727 – 2020. Pengaplikasian beban angin secara otomatis dapat dilakukan dengan cara *Define* → *Load Patterns* → Pilih *Load Pattern*  $W_x$  atau  $W_y$  → *Modify Lateral Load* → *Input* parameter seperti gambar di bawah. Untuk beban angin arah Y, arah angin perlu dirotasikan sebesar 90 derajat. Hal tersebut dapat dilakukan dengan klik *Modify/Show* pada opsi *Wind Direction and Exposure Width* → *Direction Angle* = 90 degrees.



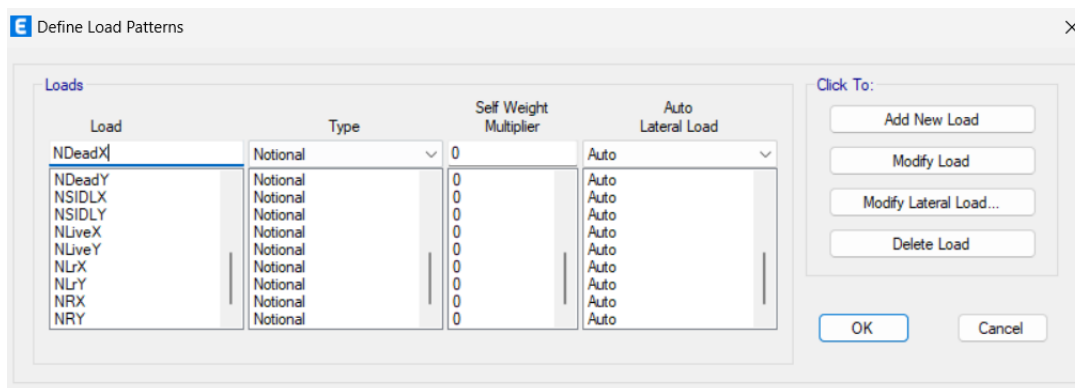
**Gambar 3. 6.** *Wind Load Parameter yang Perlu Dimasukkan pada Load Pattern  $W_x$  dan  $W_y$*



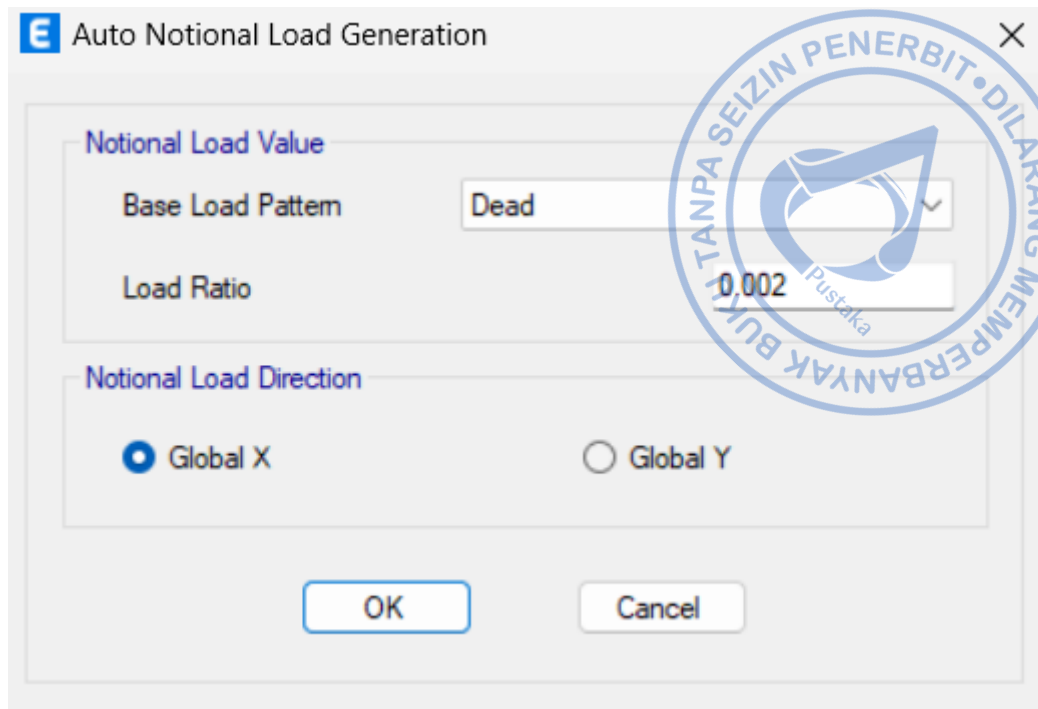


**Gambar 3. 7.** Wind Direction Arah Y Dirotasikan 90 Derajat

Untuk beban *notional* diaplikasikan dengan besaran  $0,002 Y_i$  atau  $0,002$  dari beban gravitasi dari lantai yang ditinjau. Pada ETABS, hal tersebut dapat dilakukan secara otomatis melalui opsi *Load Pattern* → Pilih beban *notional* yang ingin diatur → *Modify Lateral Load* → Sesuaikan *Base Load Pattern* dengan tipe beban gravitasi acuan untuk beban *notional* → *Load Ratio* =  $0,002$  → *Notional Load Direction* = *Global X* (untuk arah X) atau *Global Y* (untuk arah Y).



**Gambar 3. 8.** Modify Lateral Load untuk Beban Notional yang Ingin Diatur



**Gambar 3. 9.** Definisikan Beban Gravitasi Acuan, Besaran Beban *Notinal*, Serta Arah Beban

# ANALISIS STRUKTUR BAJA MENGUNAKAN *DIRECT ANALYSIS METHOD (DAM)*

## A. Pengenalan Singkat Direct Analysis Method

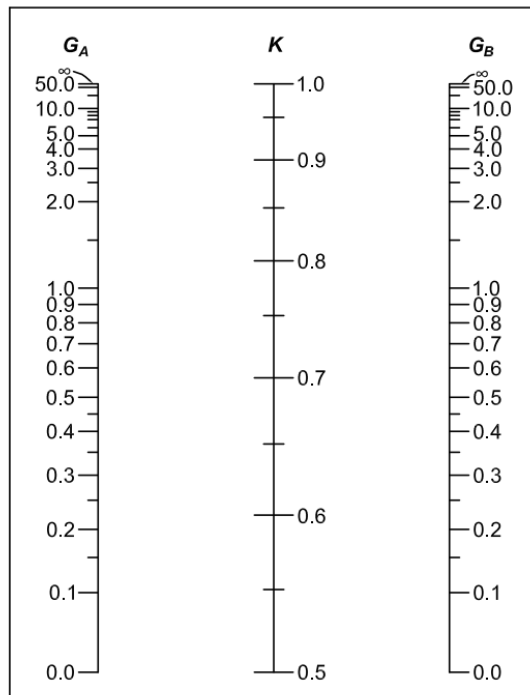
Metode Desain Analisis Langsung merupakan satu dari beberapa metode analisis yang diperkenankan untuk analisis stabilitas sesuai SNI 1729 – 2020. Metode Desain Analisis Langsung menjadi metode yang ringkas untuk digunakan dan mencakup beberapa ketidaksempurnaan dalam proses desain dan analisis struktur. Kondisi tidak menentu dari amplifikasi momen pada kolom akibat P-Delta, rumitnya perhitungan panjang tekuk efektif, dan kondisi elemen yang sudah leleh dan tidak linear dapat disederhanakan dengan Metode Desain Analisis Langsung. Metode Desain Analisis Langsung juga dapat dengan baik mengakomodir masalah analisis orde dua. Tambahan momen akibat deformasi yang terjadi pada analisis orde pertama dapat diakomodir dengan adanya beban notional.

Metode konvensional dalam analisis stabilitas yang didekati dengan Metode Panjang Efektif hanya dapat digunakan pada kondisi-kondisi tertentu di antaranya:

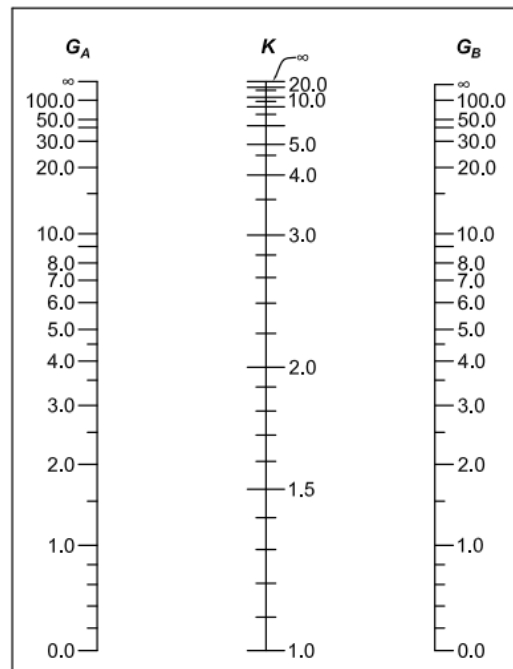
1. Kolom masih dalam kondisi elastis
2. Properti penampang dalam keadaan konstan
3. Rangka tidak bergoyang harus dalam keadaan *single curvature*
4. Rangka bergoyang harus dalam keadaan *double curvature*
5. Parameter kekakuan kolom harus sama
6. Tekuk terjadi secara bersamaan pada kolom
7. Balok harus mengalami dominan lentur

Selain itu Metode Panjang Efektif akan tampak begitu rumit karena perhitungan faktor panjang tekuk efektif yang rumit yang perlu dianalisis baik melalui alignment chart atau persamaan yang diajukan oleh Vinnakota. Perbedaan utama antara Metode Panjang Efektif dengan Metode Desain Langsung ada pada metode pendekatan yang digunakan dalam analisis stabilitas. Dalam Metode Panjang Efektif, masalah stabilitas didekati dengan faktor panjang tekuk,  $K$  dan amplifikasi momen dengan faktor,  $B_1$  dan  $B_2$ . Semua pendekatan tersebut

dilakukan pada fase desain. Sementara itu, Metode Analisis Desain Langsung, melakukan pendekatan dalam masalah stabilitas dengan reduksi kekakuan dan beban notional.



**Gambar 4. 1.** Alignment Chart - Portal Tak Bergoyang



**Gambar 4. 2.** Alignment Chart - Portal Bergoyang

Perbedaan antara Metode Analisis Desain Langsung dan Metode Panjang Efektif, secara ringkas dirangkum pada tabel sebagai berikut.

**Tabel 4. 1.**  
Perbandingan Metode Analisis Desain Langsung dan Metode Panjang Efektif

<b>Metode Analisis Desain Langsung</b>			
<b>Opsi</b>	<b>Variabel</b>	<b>Batasan Penggunaan</b>	<b>Esensi Penggunaan</b>
Analisis Umum Orde Kedua	Faktor Reduksi Kekakuan Variatif	Tidak ada batasan	<ul style="list-style-type: none"> <li>Analisis orde kedua</li> <li><math>EI^* = 0,8 * \tau_b * EI</math></li> <li><math>EA^* = 0,8 * EA</math></li> <li><math>\tau_b = 1</math>, untuk <math>\alpha * \frac{P_r}{P_y} \leq 0,5</math></li> <li><math>\tau_b = 4 * \left( \alpha * \frac{P_r}{P_y} \right) * \left( 1 - \alpha * \frac{P_r}{P_y} \right)</math>, untuk <math>\alpha * \frac{P_r}{P_y} &gt; 0,5</math></li> <li><math>B_1</math> dan <math>B_2</math> tidak digunakan</li> <li><math>K_2 = 1</math></li> <li>Beban notional pada semua kombinasi pembebanan kecuali untuk <math>\frac{\Delta_{2nd}}{\Delta_{1st}} \leq 1,7</math></li> <li>Koefisien beban notional = 0,002</li> </ul>
Analisis Umum Orde Kedua	Faktor Reduksi Kekakuan Fix ( $\tau_b = 1$ )	Tidak ada batasan	<ul style="list-style-type: none"> <li>Analisis orde kedua</li> <li><math>EI^* = 0,8 * \tau_b * EI</math></li> <li><math>EA^* = 0,8 * EA</math></li> <li><math>\tau_b = 1</math></li> <li><math>B_1</math> dan <math>B_2</math> tidak digunakan</li> <li><math>K_2 = 1</math></li> <li>Beban notional pada semua kombinasi pembebanan kecuali untuk <math>\frac{\Delta_{2nd}}{\Delta_{1st}} \leq 1,7</math></li> <li>Koefisien beban notional = 0,003</li> </ul>
<b>Metode Panjang Efektif</b>			
Amplifikasi Analisis Orde Pertama		$\frac{\Delta_{2nd}}{\Delta_{1st}} \leq 1,5$ (untuk semua lantai) $\alpha * \frac{P_r}{P_y} =$ Setiap kolom	<ul style="list-style-type: none"> <li>Analisis orde pertama</li> <li>Tidak ada faktor reduksi kekakuan</li> <li><math>B_1</math> dan <math>B_2</math> digunakan</li> <li><math>K_1</math> untuk <math>B_1</math></li> <li><math>K_2</math> untuk <math>B_2</math></li> <li><math>K = K_2</math> digunakan pada perhitungan <math>P_n</math></li> <li>Beban notional pada kombinasi pembebanan gravitasi</li> <li>Koefisien beban notional = 0,002</li> </ul>

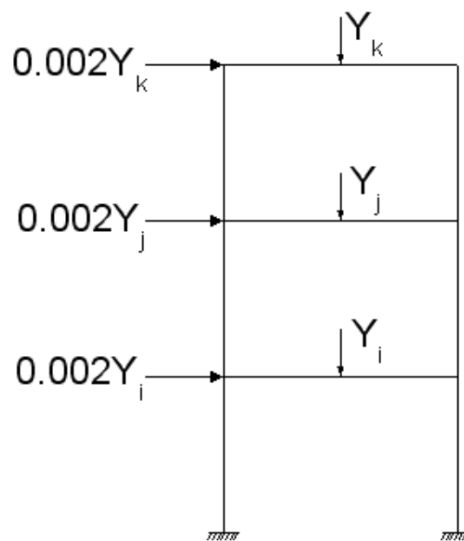


## B. Langkah 1: Input Gaya Notional pada Struktur

Gaya notional pada struktur perlu dipertimbangkan untuk mengakomodir ketidaksempurnaan geometri (*geometric imperfection*) dan kondisi inelastic material. Gaya notional pada struktur diambil dengan besaran 0,2% dari gaya gravitasi yang ada dan dimasukkan pada masing-masing lantai. Gaya notional sebesar 0,2% diaplikasikan sebagai gaya lateral pada masing-masing lantai. Besaran nilai 0,2% diambil dari batasan ketidaktegakkan kolom yang ditoleransi maksimum 1/500.

Gaya notional utamanya perlu dimasukkan ke dalam kombinasi pembebanan gravitasi secara orthogonal. Apabila gaya notional perlu dimasukkan ke dalam kombinasi yang mempertimbangkan gaya lateral pada kondisi tertentu, maka gaya notional perlu ditambahkan pada arah yang sama di mana gaya lateral akibat gaya gempa atau angin bekerja. Gaya notional pada kombinasi yang mempertimbangkan gaya lateral tidak boleh mengurangi (berlawanan arah) terhadap gaya lateral yang bekerja.

$$\begin{aligned} \text{Gaya notional, } N_i &= 0,2\% \cdot \alpha \cdot Y_i \\ Y_i &= \text{Gaya gravitasi yang diaplikasikan pada lantai ke-}i \\ \alpha &= 1,0 \text{ (LRFD)}, 1,6 \text{ (ASD)} \end{aligned}$$



Gambar 4. 3. Ilustrasi Pengaplikasian Gaya Notional pada Struktur

## C. Langkah 2: Reduksi Kekakuan yang Berkontribusi pada Stabilitas Struktur

Dalam proses produksi profil baja, selalu ditemukan ketidaksempurnaan akibat perbedaan tingkatan pendinginan saat proses produksi. Hal ini mengakibatkan pelelehan setempat akibat tegangan sisa dan dapat memberikan

pelemahan pada elemen struktur. Pada Metode Analisis Desain Langsung hal tersebut diantisipasi dengan cara mereduksi kekakuan lentur dan aksial dari elemen yang didesain.

$$\begin{aligned} \text{Faktor reduksi kekakuan untuk elemen tekan, } EA &= 0,8 * E * A \\ \text{Faktor reduksi kekakuan untuk elemen lentur, } EI &= 0,8 * \tau_b * E * I \end{aligned}$$

Nilai reduksi kekakuan aksial ditetapkan berdasarkan kondisi batas stabilitas elastis untuk elemen langsing yang ditetapkan berdasarkan persamaan E3-3 SNI 1729 – 2020 sebagai berikut.

$$\Phi P_n = 0,9 * 0,877 * P_e = 0,79 * P_e \sim 0,8 * P_e$$

Untuk nilai reduksi kekakuan elemen lentur, pelemahan (*softening*) akibat kombinasi aksial tekan dan lentur diantisipasi dengan nilai  $0,8 * \tau_b$ . Nilai  $\tau_b$  ditentukan berdasarkan perbandingan gaya aksial yang dibutuhkan dengan gaya aksial akibat pelelehan sebagai berikut:

Untuk kondisi  $P_r \leq 0,5 * P_y$ ,

$$\tau_b = 1$$

Untuk kondisi  $P_r > 0,5 * P_y$ ,

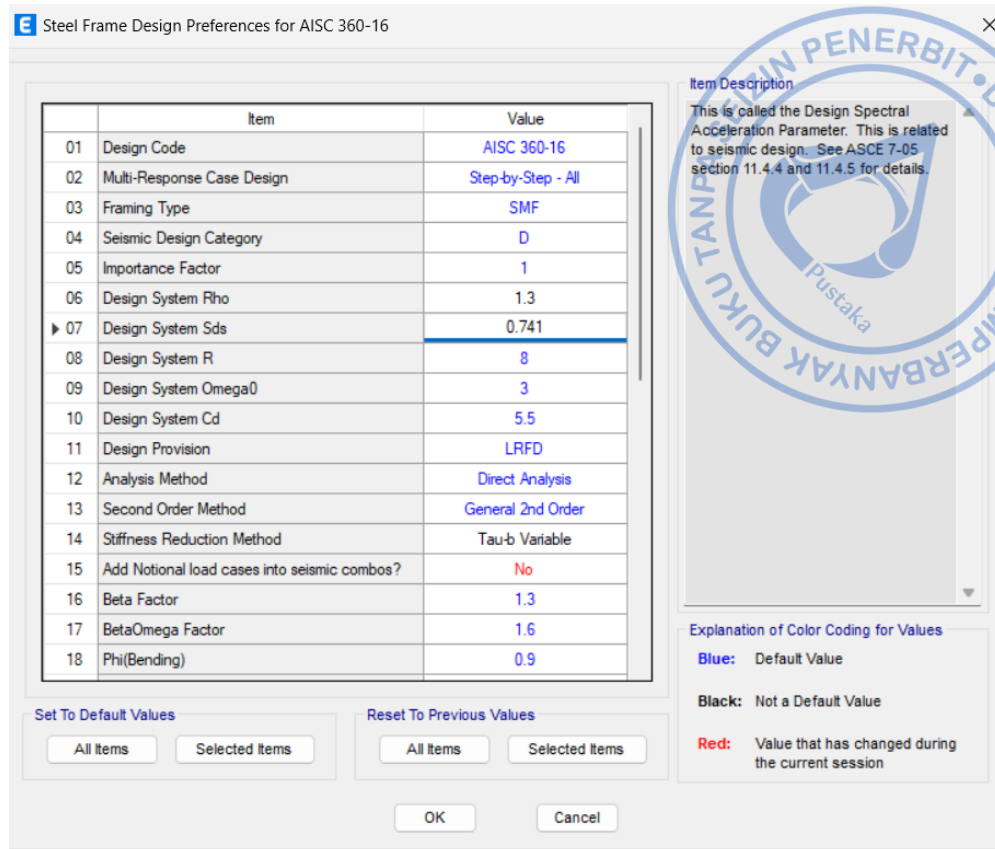
$$\tau_b = 4 * \left( \frac{P_r}{P_y} \right) * \left( 1 - \frac{P_r}{P_y} \right)$$

Untuk nilai reduksi kekakuan elemen lentur, pelemahan (*softening*) akibat kombinasi aksial tekan dan lentur diantisipasi dengan nilai  $0,8 * \tau_b$ . Nilai  $\tau_b$  ditentukan berdasarkan perbandingan gaya aksial yang dibutuhkan dengan gaya aksial akibat pelelehan sebagai berikut: Nilai  $\tau_b$  akan didapatkan melalui proses yang iteratif karena berkaitan dengan gaya dalam. Untuk simplifikasi nilai  $\tau_b$  dapat diambil 1 dengan konsekuensi menambah besaran gaya notional sebesar  $0,1\% * \alpha * N_i$  sehingga total gaya notional yang diaplikasikan,  $N_i = 0,3\% * \alpha * N_i$

Dalam ETABS reduksi kekakuan dapat diatur pada menu Design → Steel Frame Design → View/Revise Preferences → Stiffness Reduction Method. Terdapat beberapa metode reduksi kekakuan yang dapat dipilih seperti gambar di bawah.

- Tau-b Variable = Nilai  $\tau_b$  ditentukan secara iteratif oleh ETABS dari gaya dalam
- Tau-b Fixed = Nilai  $\tau_b = 1$
- No modification = Tidak diambil nilai reduksi kekakuan.

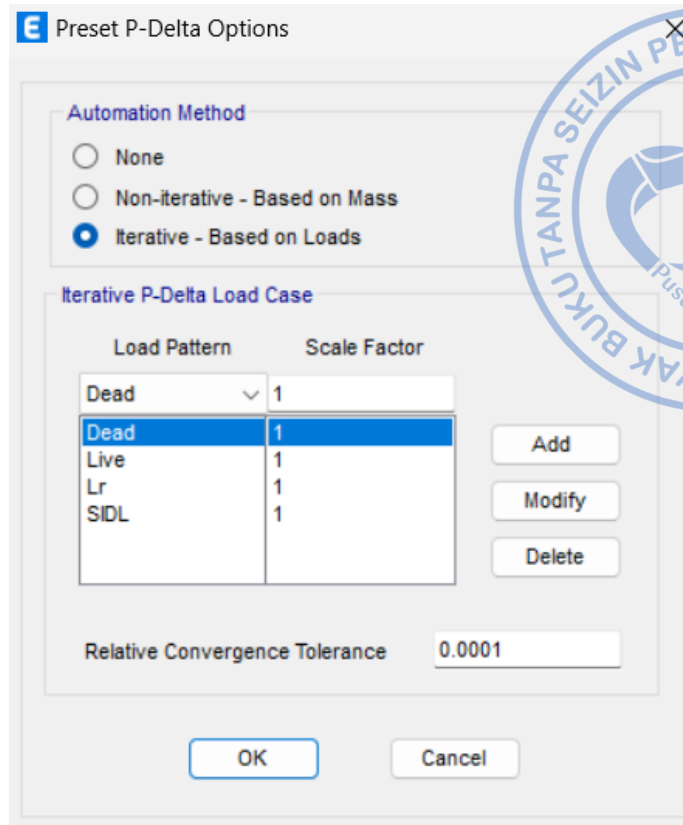
Opsi Tau-b Variable dapat dipilih dalam analisis yang dilakukan untuk kemudian nilai  $\tau_b$  dihitung secara iteratif dan otomatis oleh ETABS.



Gambar 4. 4. Stiffness Reduction Method

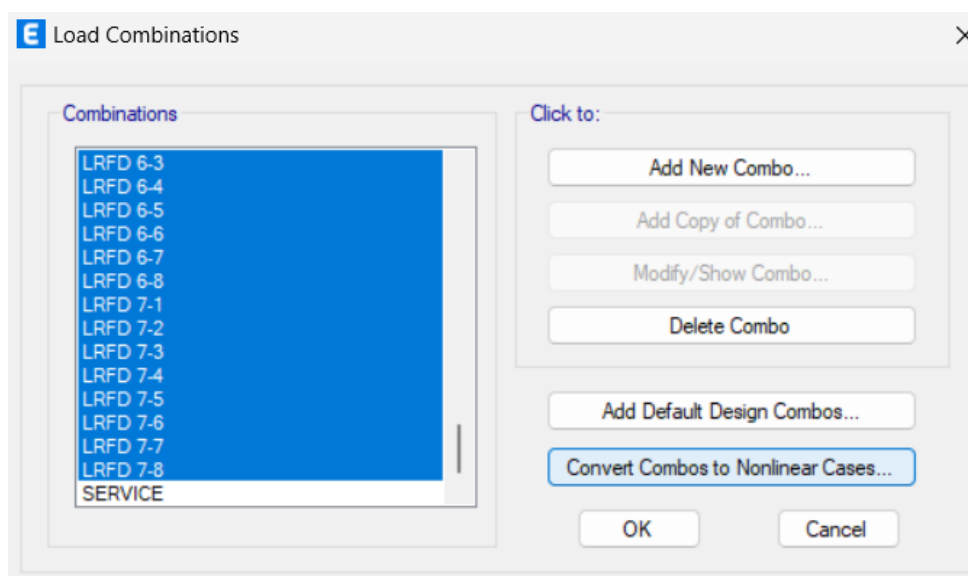
#### D. Langkah 3: Lakukan Analisis Orde Kedua dengan Mempertimbangkan $P-\Delta$ dan $P-\delta$

Analisis orde kedua yang mempertimbangkan pengaruh  $P-\Delta$  dan  $P-\delta$  perlu dilakukan untuk mengetahui nilai perbandingan deformasi orde pertama dan orde kedua pada langkah berikutnya. Beberapa aplikasi analisis struktur seperti ETABS, dapat dengan baik mempertimbangkan faktor pengaruh  $P-\Delta$  dan  $P-\delta$  dalam proses analisis. Dalam ETABS, secara otomatis efek pengaruh  $P-\delta$  sudah terhitung secara otomatis oleh program. Sementara opsi untuk  $P-\Delta$  perlu diaktifkan terlebih dahulu melalui opsi *Define* → *P-Delta Options* → *Atur Preset P-Delta Options* sebagai mana di bawah.



**Gambar 4. 5.** Preset P-Delta Options

Analisis orde kedua yang dilakukan dengan mempertimbangkan pengaruh efek P- $\Delta$  dan P- $\delta$  perlu dilakukan secara nonlinear. Dalam ETABS hal tersebut bisa dilakukan dengan mengkonversi kombinasi pembebanan linear menjadi nonlinear. Konversi kombinasi pembebanan menjadi nonlinear load case dapat dilakukan dengan cara *Define*  $\rightarrow$  *Load Combinations*  $\rightarrow$  *Select* kombinasi yang ingin diubah  $\rightarrow$  *Convert Combos to Nonlinear Load Cases*.



**Gambar 4. 6.** Konversi Kombinasi Pembebanan Menjadi *Nonlinear Cases*

Simpangan yang terjadi akibat deformasi orde kedua akan dibandingkan dengan simpangan yang terjadi akibat deformasi orde pertama. Apabila rasio simpangan orde kedua dibandingkan orde pertama lebih besar daripada yang ditentukan sebagaimana dijelaskan di bawah, maka gaya notional tidak hanya diaplikasikan pada kombinasi pembebanan yang mempertimbangkan beban gravitasi saja, tapi perlu dipertimbangkan pada kombinasi pembebanan yang mempertimbangkan efek gaya lateral.

$$\begin{aligned}\Delta_{2\text{nd order}}/\Delta_{1\text{st order}} &\leq 1,7 - \text{Untuk kekakuan penampang tereduksi} \\ \Delta_{2\text{nd order}}/\Delta_{1\text{st order}} &\leq 1,5 - \text{Untuk kekakuan penampang tidak tereduksi}\end{aligned}$$

Jika syarat di atas terpenuhi, maka beban notional,  $N_i$  hanya perlu diaplikasikan pada kombinasi pembebanan gravitasi saja. Jika syarat di atas tidak terpenuhi, beban notional,  $N_i$  perlu diaplikasikan pada seluruh kombinasi pembebanan. Sebagai simplifikasi, analisis orde kedua boleh untuk tidak dilakukan dengan konsekuensi beban notional,  $N_i$  dimasukkan pada seluruh kombinasi pembebanan.

#### **E. Langkah 4: Pada Fase Desain Semua Faktor K Diambil 1**

Berbeda dibandingkan dengan metode analisis stabilitas yang lain seperti metode panjang efektif di mana Faktor K perlu ditentukan berdasarkan tingkat kekakuan penjepitan elemen, Metode Analisis Desain Langsung mengambil Faktor K = 1. Hal tersebut dapat dilakukan karena efek P- $\Delta$  dan P- $\delta$  sudah dipertimbangkan pada fase analisis. Selain itu faktor ketidaksempurnaan geometri secara eksplisit diatasi dengan penambahan beban notional sebesar 0,2% $Y_i$ . Faktor lain seperti kekakuan yang berkurang akibat gaya aksial tekan karena faktor tegangan sisa, sudah diantisipasi dengan reduksi kekakuan. Atas beberapa alasan yang telah disebutkan sebelumnya, pada analisis stabilitas dengan Metode Analisis Desain Langsung, nilai Faktor K dapat diambil 1.

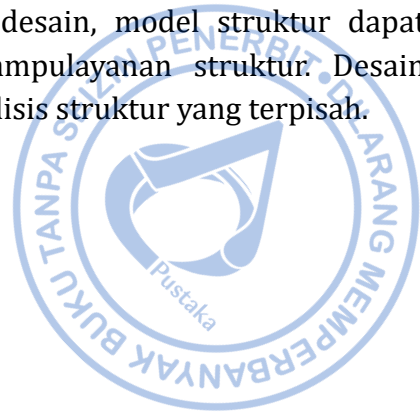
#### **F. Langkah 5: Untuk Pengecekan Kemampuan Struktur, Gunakan Properti Penampang dengan Kekakuan Tidak Tereduksi**

Faktor reduksi kekakuan aksial dan kekakuan aksial – lentur pada penampang hanya dilakukan pada analisis dan desain kekuatan. Untuk pengecekan kemampuan struktur properti penampang dengan kekakuan tidak tereduksi dapat digunakan. Di antara pengecekan kemampuan yang dilakukan dengan nilai kekakuan penampang yang tidak tereduksi, antara lain adalah sebagai berikut:

1. Pengecekan simpangan struktur akibat beban gempa dan angin
2. Pengecekan periode fundamental struktur
3. Pengecekan vibrasi.



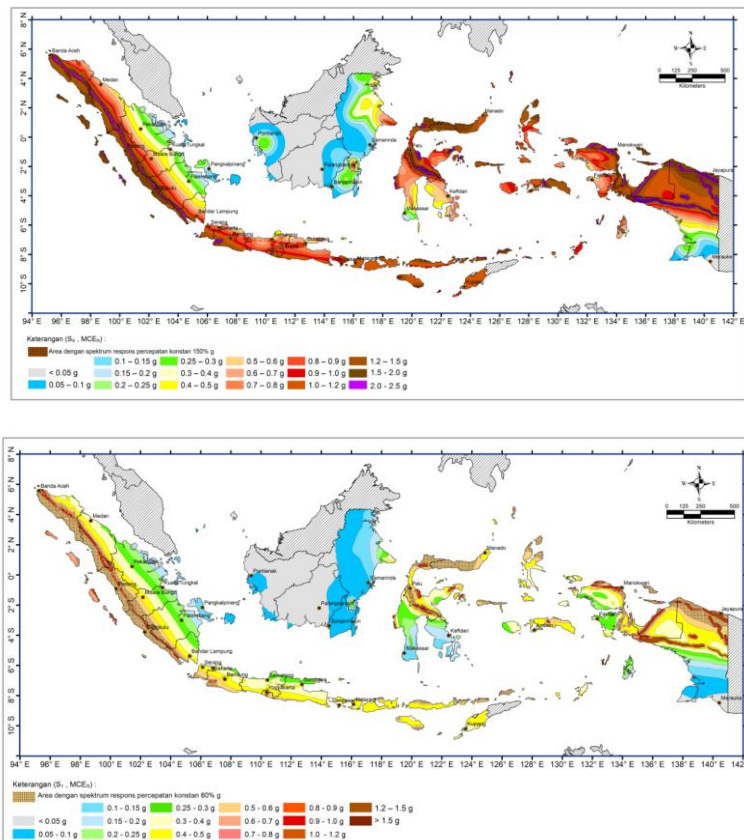
Untuk mempermudah proses analisis dan desain, model struktur dapat disimpan ulang khusus untuk pengecekan kemampuan struktur. Desain kekuatan elemen dapat dilakukan dengan model analisis struktur yang terpisah.



# ANALISIS DAN DESAIN STRUKTUR RANGKA MOMEN KHUSUS TERHADAP BEBAN GEMPA

## A. Analisis Kegempaan pada Struktur Rangka Baja Pemikul Momen Khusus

Indonesia sendiri merupakan salah satu wilayah yang masuk ke dalam wilayah rawan gempa. Secara geografis Indonesia terletak di tengah-tengah himpitan tiga lempeng tektonik utama yang ada di bumi. Ketiga lempeng tektonik tersebut adalah Lempeng Indo-Australia terhadap Lempeng Eurasia, Lempeng Indo-Australia terhadap Lempeng Pasifik, dan Lempeng Pasifik terhadap Lempeng Eurasia. Adanya pergerakan pada lempeng tersebut mengakibatkan dorongan pada permukaan bumi hingga dapat mengakibatkan gempa maupun tsunami. Di Indonesia, semua struktur yang didesain tahan gempa diatur secara kompresif melalui SNI 1726 – 2019.



Gambar 5. 1. Peta Parameter Gerak Tanah S<sub>s</sub> dan S<sub>1</sub>

Analisis kemapuan pada desain struktur tahan gempa sangat bergantung pada lokasi proyek, fungsi bangunan, serta sistem struktur yang digunakan. Berdasarkan SNI 1726 – 2019 lokasi proyek akan berkaitan dengan parameter-parameter kemapuan yang ditentukan berdasarkan investigasi tanah di lapangan. Sementara fungsi bangunan serta sistem struktur akan sangat mempengaruhi target kinerja dari struktur yang didesain yang dikontrol oleh batasan simpangan antar tingkat sesuai SNI 1726 – 2019.

### 1. Penentuan Kategori Risiko Gempa dan Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko gempa ditentukan berdasarkan dari fungsi bangunan yang didesain. Hal ini diatur cukup lengkap pada Tabel 3 – Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa di SNI 1726 – 2019. Struktur yang didesain akan difungsikan sebagai hotel sehingga masuk ke jenis pemanfaatan gedung apartemen/ rumah susun dengan kategori risiko II.

**Tabel 5. 1.** Kategori Risiko Gempa Berdasarkan Jenis Pemanfaatannya

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III

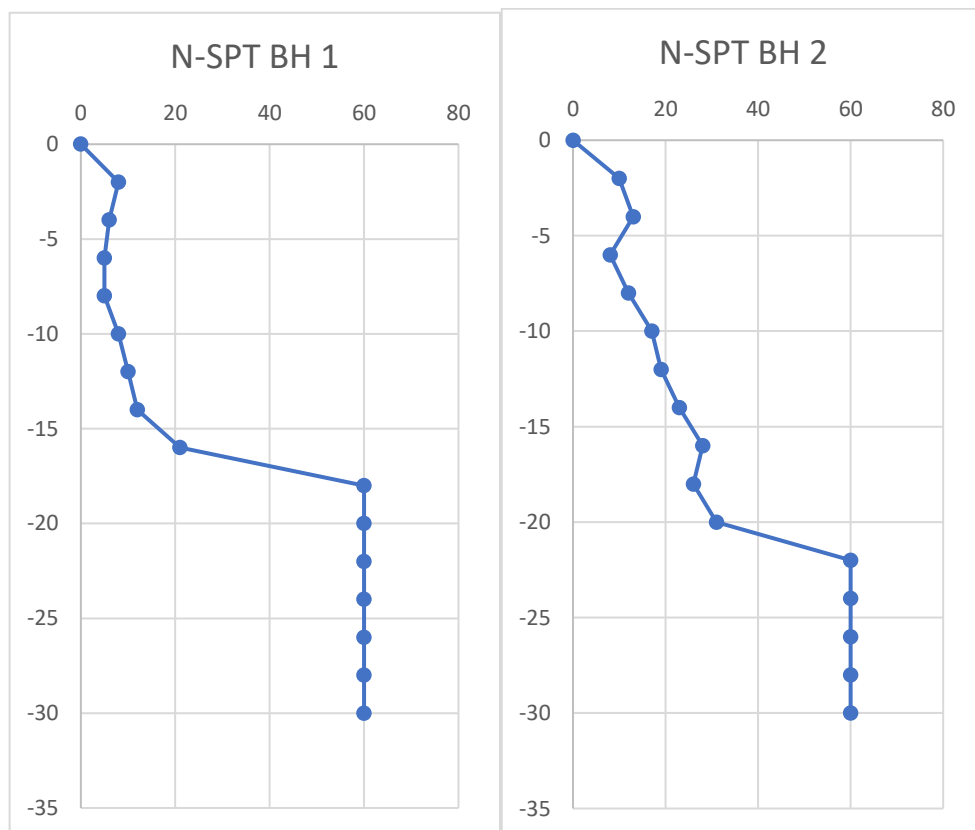
Dengan kategori risiko II maka faktor keutamaan gempa dapat ditentukan berdasarkan Tabel 4 – Faktor keutamaan gempa SNI 1726 – 2019. Untuk kategori risiko II, faktor keutamaan gempa ( $I_e$ ) diambil 1.

**Tabel 5. 2.**  
Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

## 2. Penentuan Kelas Situs dan Koefisien Situs, $F_a$ dan $F_v$

Kelas situs ditentukan berdasarkan Tabel 5 – Klasifikasi situs di SNI 1726 – 2019. Di tabel tersebut kelas situs ditentukan berdasarkan nilai  $V_s$  (m/detik), N-SPT, atau  $S_u$  (kPa). Untuk kelas situs C, D, dan E dapat diklasifikasikan berdasarkan salah satu dari tiga parameter tersebut (ASCE 7 – 16). Sementara untuk kelas situs A dan B, klasifikasi situs perlu didukung dengan pengukuran *shear wave velocity* yang dilakukan oleh insinyur geoteknik yang kompeten. Penentuan klasifikasi kelas situs berdasarkan data N-SPT dilampirkan pada perhitungan di tabel berikut.



**Gambar 5. 2.** Hasil Pengujian Standar Penetrasi pada BH1 dan BH2

**Tabel 5. 3.**  
Klasifikasi Situs Berdasarkan BH-1

Depth (m)	N-SPT	Ni	di	di/Ni
0	0			
		4	2	0,500
2	8			
		7	2	0,286
4	6			
		5,5	2	0,364
6	5			
		5	2	0,400
8	5			
		6,5	2	0,308
10	8			
		9	2	0,222
12	10			
		11	2	0,182
14	12			
		16,5	2	0,121
16	21			
		40,5	2	0,049
18	60			
		60	2	0,033
20	60			
		60	2	0,033
22	60			
		60	2	0,033
24	60			
		60	2	0,033
26	60			
		60	2	0,033
28	60			
		60	2	0,033
30	60			
Total			30	2,632
N <sub>rerata</sub>			11,4	



**Tabel 5. 4.**  
Klasifikasi Situs Berdasarkan BH-2

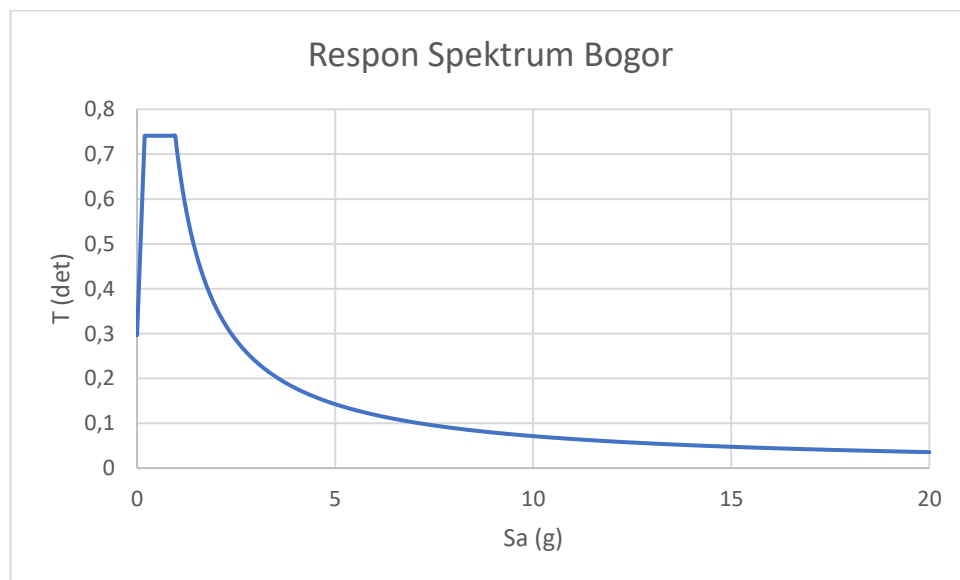
Depth (m)	N-SPT	Ni	di	di/Ni
0	0			
		5	2	0,400
2	10			
		11,5	2	0,174
4	13			
		10,5	2	0,190
6	8			
		10	2	0,200
8	12			
		14,5	2	0,138
10	17			
		18	2	0,111
12	19			
		21	2	0,095
14	23			
		25,5	2	0,078
16	28			
		27	2	0,074
18	26			
		28,5	2	0,070
20	31			
		45,5	2	0,044
22	60			
		60	2	0,033
24	60			
		60	2	0,033
26	60			
		60	2	0,033
28	60			
		60	2	0,033
30	60			
Total			30	1,709
N <sub>rerata</sub>			17,6	

Berdasarkan hasil analisis diketahui bahwa menurut BH-1 nilai  $N_{rerata}$  adalah 11,4 sementara menurut BH-2 nilai  $N_{rerata}$  adalah 17,6. Dengan mempertimbangkan kondisi paling kritis maka situs dapat diklasifikasikan ke dalam kelas situs SE (tanah lunak).

### 3. Penentuan Parameter Gempa

Dalam analisis yang melibatkan beban gempa, penentuan parameter kegempaan yang tepat menjadi hal yang penting. Parameter kegempaan dapat ditentukan berdasarkan kelas situs dan lokasi proyek yang didesain. Berdasarkan data yang didapatkan diketahui bahwa lokasi proyek terletak pada daerah Bogor dengan kelas situs tanah lunak (SE). Melalui website Desain Spektra Indonesia (pu.go.id), parameter kegempaan diperoleh sebagai berikut.

$S_s$	=	1,043628 g
$S_1$	=	0,476205 g
$T_L$	=	20 detik
$F_a$	=	1,065097
$F_v$	=	2,247589
$S_{MS}$	=	1,111 g
$S_{M1}$	=	1,070 g
$S_{DS}$	=	0,741 g
$S_{D1}$	=	0,713 g
$T_0$	=	0,192 detik
$T_s$	=	0,962 detik



Gambar 5. 3. Respon Spektrum Bogor

### 4. Penentuan Kategori Desain Seismik

Kategori desain seismik ditentukan berdasarkan nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$ , yang mengacu pada Tabel 8 - Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek dan Tabel 9 - Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik di SNI 1726 – 2019. Berdasarkan kedua nilai tersebut dapat ditentukan bahwa struktur masuk ke dalam KDS D.

Nilai $S_{DS}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Nilai $S_{D1}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Gambar 5. 4. Pemilihan Katagori Desain Seismik

## B. Analisis Pendahuluan untuk Struktur Rangka Baja Pemikul Momen Khusus

Pada analisis peendahuluan untuk rangka momen khusus, dibahas hal-hal yang terkait desain awal untuk analisis struktur terkait beban gempa. Analisis pendahuluan mencakup pemilihan sistem struktur, perhitungan berat seismik efektif, pemilihan konfigurasi portal Sistem Penahan Gempa, hingga pengecekan terhadap ketidakberaturan horizontal dan vertikal.

### 1. Pemilihan Sistem Struktur

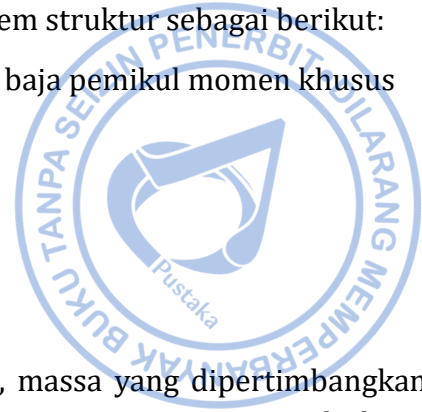
Sistem penahan gempa yang dipilih merupakan sistem rangka pemikul momen khusus di mana portal baja yang terdiri dari balok kolom ditugaskan untuk mendisipasi energi gempa. Pemilihan koefisien modifikasi respon (R), faktor kuat lebih ( $\Omega_0$ ), dan faktor pembesaran defleksi ditentukan berdasarkan Tabel 12 - Faktor R,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  untuk sistem pemikul gaya seismik, SNI 1726 - 2019.

Tabel 5. 5.  
Tabel Pemilihan Sistem Struktur

C. Sistem rangka pemikul momen									
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 <sup>k</sup>	TI <sup>k</sup>	TI <sup>k</sup>	TI <sup>k</sup>
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI'	TI'	TI'	TI'
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus <sup>m</sup>	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan <sup>n</sup>	3½	3 <sup>o</sup>	3½	10	10	10	10	10	10

Dari tabel di atas dapat ditentukan parameter sistem struktur sebagai berikut:

Sistem struktur	=	Rangka baja pemikul momen khusus
KDS	=	D
Faktor modifikasi respon, R	=	8
Faktor kuat lebih, $\Omega_0$	=	3
Faktor pembesaran defleksi, $C_d$	=	5,5



## 2. Perhitungan Berat Seismik Efektif

Dalam perhitungan analisis beban gempa, massa yang dipertimbangkan menjadi hal yang penting. Dalam perhitungan gaya gempa, secara sederhana hubungan massa dan gaya gempa dapat dianalisis dengan persamaan berikut:

$$F = m \times a$$

Dengan:

F	=	Gaya
m	=	Massa
a	=	Percepatan

Dari persamaan di atas, semakin besar massa yang diperhitungkan maka gaya gempa desain akan semakin besar. Berdasarkan Pasal 7.7.2. Berat seismik efektif, ditetapkan bahwa berat seismik efektif yang dihitung dalam analisis gaya gempa harus menyertakan seluruh beban mati dan beban lainnya sebagai berikut:

- Dalam daerah yang digunakan untuk penyimpanan: minimum sebesar 25% beban hidup lantai

Pengecualian:

- 1) Bila beban penyimpanan tidak lebih dari 5% terhadap berat seismik efektif pada tingkat tersebut, beban tidak perlu dimasukkan dalam berat seismik efektif.
  - 2) Beban hidup lantai di tempat parkir umum dan struktur parkir terbuka tidak perlu dimasukkan.
- b. Jika ketentuan desain beban lantai untuk partisi disyaratkan SNI 1727 pasal 4.3.2, sebesar beban terbesar antara berat partisi aktual atau berat daerah lantai minimum sebesar  $0,48 \text{ kN/m}^2$ ;
  - c. Berat operasional total dari peralatan yang permanen;
  - d. Berat lanskap dan beban lainnya pada taman atap dan area sejenis.

Pada struktur yang sedang didesain, berat seismik efektif yang dipertimbangkan adalah berat sendiri struktur dan beban mati tambahan. Berat seismik efektif untuk masing-masing lantai dapat dilihat pada tabel berikut.

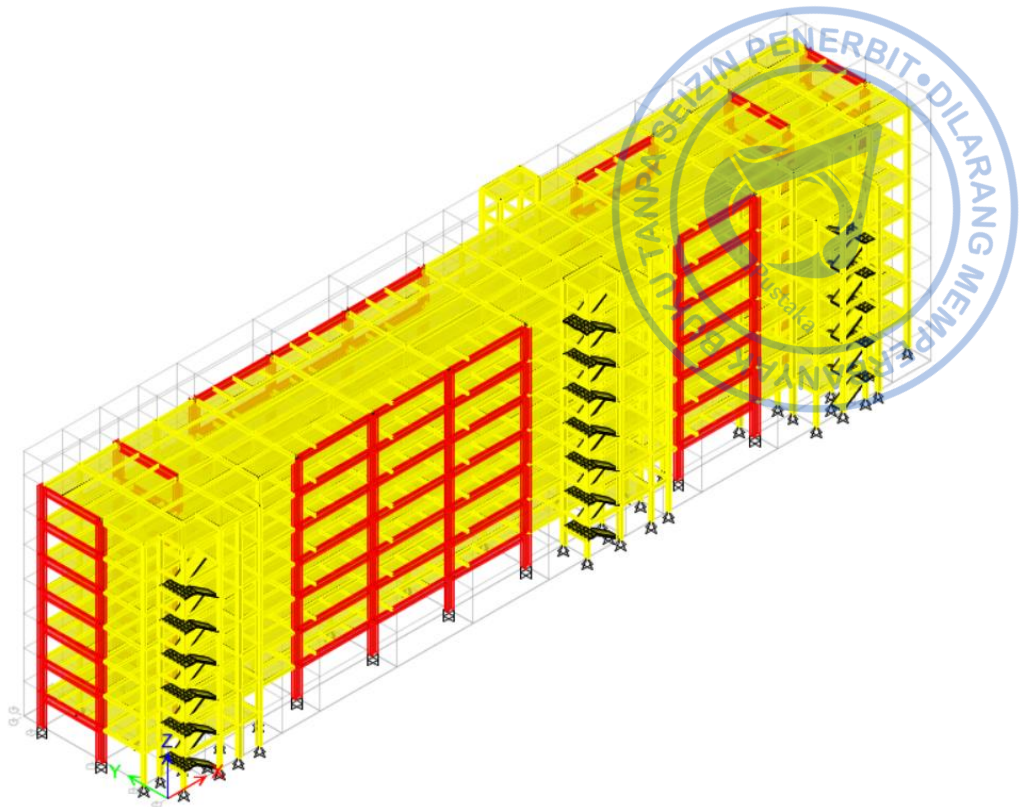
**Tabel 5. 6.**  
Berat Seismik Efektif pada Masing-masing Lantai

Elevasi	Massa X	Massa y
	kg	kg
+28	17139,6	17139,6
+24,5	505147,7	505147,7
+21	1059969,2	1059969,2
+17,5	1047846,3	1047846,3
+14	1038723,7	1038723,7
+10,5	1050592,5	1050592,5
+7	1038723,7	1038723,7
+3,5	1039230,7	1039230,7
+0,0	34489,7	34489,7
Total	6831863,1	6831863,1

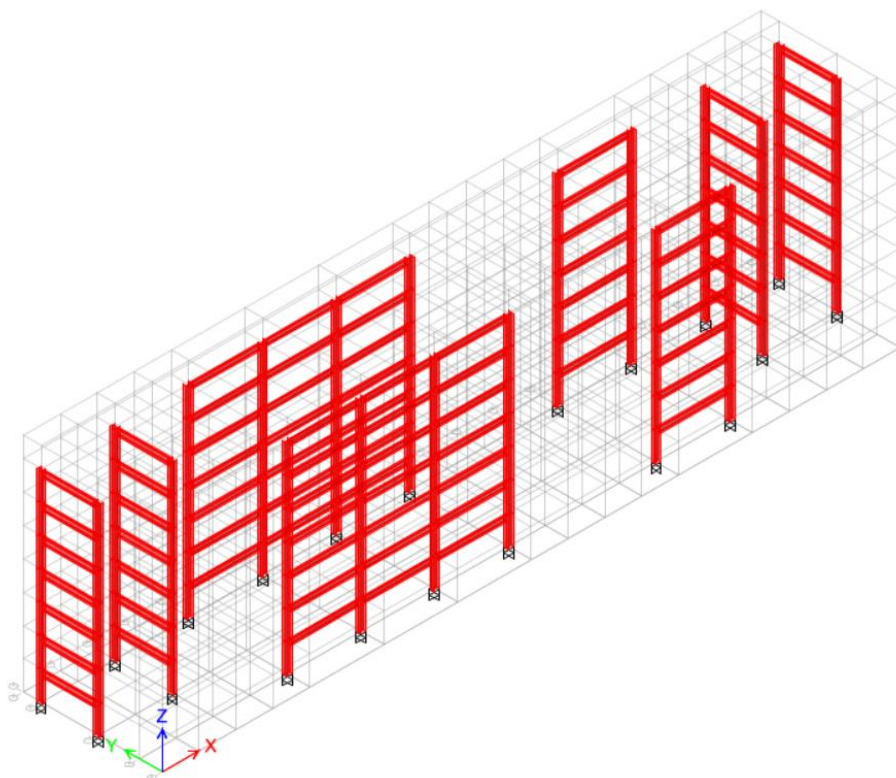
### 3. Pemilihan Konfigurasi Portal Struktur Rangka Baja Pemikul Momen Khusus

Sebagaimana yang sudah dijelaskan sebelumnya di Bagian 1 bahwasannya dalam perencanaan struktur baja tahan gempa, sistem struktur terdiri dari Sistem Pemikul Beban Gempa, yaitu struktur yang difungsikan untuk mendisipasi energi gempa yang terjadi, serta Sistem Pemikul Beban Gravitasi, yaitu struktur yang hanya didesain hanya untuk memikul beban gravitasi. Dalam struktur yang didesain, gaya gempa pada arah X akan ditahan oleh Portal As E2 – H2, Portal As E4 – H4, Portal As L2 – M2, dan Portal As L4 – M4. Sementara untuk gempa arah Y akan ditahan oleh Portal As A3 – A4, Portal As C3 – C4, Portal As O3 – O4, dan Portal As P3 – P4.



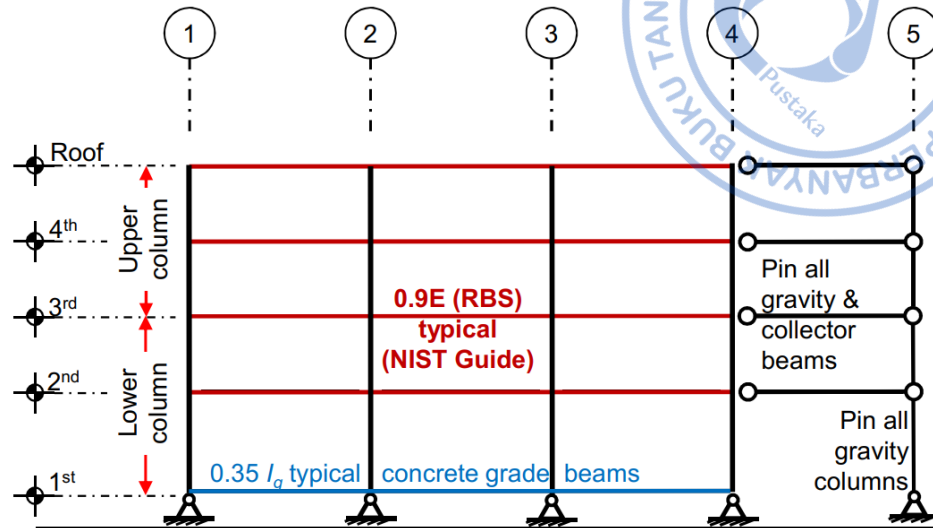


**Gambar 5. 5.** Tampak 3D Struktur Bangunan Hotel



**Gambar 5. 6.** Tampak 3D Sistem Portal Penahan Gaya Gempa

Untuk elemen lain yang hanya didesain sebagai pemikul gaya seismik saja, perlu direlease bahkan terhadap yang merangka pada portal Sistem Pemikul Beban Gempa. Hal tersebut bertujuan agar seluruh gaya dapat didisipasi oleh portal Sistem Pemikul Beban Gempa.



**Gambar 5. 7.** Hubungan Sistem Pemikul Beban Gravitasi terhadap Sistem Pemikul Beban Gempa

#### 4. Perhitungan Periode Struktur

Periode struktur analisis perlu dibatasi sehingga gaya gempa desain tidak terlalu kecil. Nilai periode struktur dalam analisis statik ekuivalen ditentukan dengan parameter nilai periode pendekatan  $C_t$  dan  $x$  dari Tabel 18 – Nilai parameter periode pendekatan  $C_t$  dan  $x$  SNI 1726 – 2019.

**Tabel 5. 7.**  
Nilai Parameter Periode Pendekatan  $C_t$  Dan  $x$

Tipe struktur	$C_t$	$x$
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 % gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:		
• Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
• Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Dari tabel di atas didapatkan parameter penentuan periode sebagai berikut:

Tipe struktur = Rangka baja pemikul momen  
 $C_t$  = 0,0724  
 $x$  = 0,8

Perhitungan periode struktur arah X dan Y:

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi bangunan (seismik), } h &= 28 \text{ m} \\
 \text{Periode Fundamental Pendekatan, } T_a &= C_t \times h_x \\
 &= 1,0410 \text{ detik} \\
 \text{Periode maksimum, } T_{\max} &= C_u \times T_a \\
 &= 1,457 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Dalam analisis modal yang dilakukan dengan bantuan komputer, diperoleh nilai periode untuk arah X dan Y sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Periode hasil analisis arah-X, } T_{cx} &= 1,651 \text{ detik} \\
 \text{Periode hasil analisis arah-Y, } T_{cy} &= 1,746 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan, periode berdasarkan hasil analisis modal melebihi nilai periode maksimum berdasarkan metode pendekatan sehingga nilai periode yang diambil adalah 1,457 detik.

$$\begin{aligned}
 T_{\max} > T_{cx} &= \text{NOT OKAY} \\
 T &= T_{\max} = 1,457 \text{ detik} \\
 T_{\max} > T_{cy} &= \text{NOT OKAY} \\
 T &= T_{\max} = 1,457 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

## 5. Penentuan *Base Shear* dan Distribusi Gaya Lateral

Gaya geser dasar (*base shear*) dihitung berdasarkan metode statik ekuivalen baik untuk arah X maupun arah Y. Perhitungan gaya geser dasar disajikan sebagai berikut:

### 1) Perhitungan koefisien respon seismik

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien respon seismik (} C_s \text{)} &= S_{DS}/(R/I_e) \\
 &= (0,741/8) \times 1 \\
 &= 0,0926
 \end{aligned}$$

### 2) Pengecekan terhadap batas atas dan bawah

Untuk arah X:

$$\begin{aligned}
 T_{\text{pakai}} &= 1,457 \text{ detik} \\
 T < T_L &= \text{OKAY} \\
 \text{Batas atas, } C_{S \max} &= S_{D1}/(T \times (R/I_e)) \\
 &= 0,741/(1,457 \times (8/1)) \\
 &= 0,0612 \\
 \text{Batas bawah, } C_{S \min} &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e > 0,01 \\
 &= 0,044 \times 0,741 \times 1 > 0,01 \\
 &= 0,0326 > 0,01 \\
 &= 0,0326
 \end{aligned}$$

$C_{smin} < C_{smax} < C_s$ , sehingga  $C_s = 0,0612$ .

Untuk arah Y:

$$\begin{aligned} T_{ypakai} &= 1,457 \text{ detik} \\ T < T_L &= \text{OKAY} \\ \text{Batas atas, } C_{smax} &= S_{D1}/(T \times (R/I_e)) \\ &= 0,741/(1,457 \times (8/1)) \\ &= 0,0612 \\ \text{Batas bawah, } C_{smin} &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e > 0,01 \\ &= 0,044 \times 0,741 \times 1 > 0,01 \\ &= 0,0326 > 0,01 \\ &= 0,0326 \end{aligned}$$



$C_{smin} < C_{smax} < C_s$ , sehingga  $C_s = 0,0612$ .

### 3) Perhitungan gaya geser dasar

Kedua arah struktur memiliki sistem struktur yang sama yaitu struktur rangka pemikul momen sehingga tidak ada perbedaan gaya geser pada arah X dan arah Y. Berat massa seismik efektif pada lantai dasar tidak dipertimbangkan sehingga berat massa yang diambil adalah 6797373,4 kg.

Untuk arah X:

$$\begin{aligned} V &= C_s \times W \\ &= 0,0612 \times 6797373,4 \\ &= 415985,2 \text{ kg} \\ &= 4079,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk arah Y:

$$\begin{aligned} V &= C_s \times W \\ &= 0,0612 \times 6797373,4 \\ &= 415985,2 \text{ kg} \\ &= 4079,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

### 4) Distribusi gaya lateral seismik

Gaya seismik lateral ( $F_x$ ) yang disebar ke semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} * V$$

$$C_{vx} = \frac{(w_x \times h_x^k)}{\sum_{i=1}^n w_i \times h_i^k}$$



Dengan:

- $C_{vx}$  = Faktor distribusi vertikal  
 $V$  = Gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)  
 $w_i$  dan  $w_x$  = Bagian berat seismik efektif total struktur (Wt) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat  $i$  atau  $x$   
 $h_i$  dan  $h_x$  = Tinggi dari dasar sampai tingkat  $i$  atau  $x$  (m)

$$k = 0,5 \times T + 0,75$$

Sementara gaya geser tingkat desain akan dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i$$

Gaya geser tingkat yang terjadi akan menghasilkan momen guling pada struktur yang dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$M_x = \tau \times \sum_{i=1}^n F_i \times (h_i - h_x)$$

**Tabel 5. 8.**  
Perhitungan Distribusi Gaya Lateral Arah X

Elevasi Lantai	$h_x$	$k$	$h_x^k$	$W_i$	$W_i * h_x^k$	$C_{vx}$	$F_x$
	m			kg			kg
+28	28,0	1,479	138,022	17140	2365632	0,007	2912
+24,5	24,5	1,479	113,290	505148	57228388	0,169	70452
+21	21,0	1,479	90,198	1059969	95607193	0,283	117699
+17,5	17,5	1,479	68,883	1047846	72178476	0,214	88857
+14	14,0	1,479	49,523	1038724	51440715	0,152	63327
+10,5	10,5	1,479	32,364	1050592	34000973	0,101	41858
+7	7,0	1,479	17,769	1038724	18457239	0,055	22722
+3,5	3,5	1,479	6,376	1039231	6625801	0,020	8157
Total				6797373	337904417		



**Tabel 5. 9.**  
Perhitungan Gaya Geser Tingkat Desain dan Momen Guling Arah X

<b>Elevasi Lantai</b>	<b><math>h_x</math></b>	<b><math>F_x</math></b>	<b><math>M_x</math></b>	<b><math>V_x</math></b>
	<b>m</b>	<b>kg</b>	<b>kgm</b>	<b>kg</b>
+28	28	2912	0	2912
+24,5	24,5	70452	246583	73365
+21	21	117699	823896	191064
+17,5	17,5	88857	932999	279921
+14	14	63327	886582	343248
+10,5	10,5	41858	732510	385106
+7	7	22722	477167	407828
+3,5	3,5	8157	199843	415985

**Tabel 5. 10.**  
Perhitungan Distribusi Gaya Lateral Arah Y

<b>Elevasi Lantai</b>	<b><math>h_x</math></b>	<b>k</b>	<b><math>h_x^k</math></b>	<b><math>W_i</math></b>	<b><math>W_i * h_x^k</math></b>	<b><math>C_{vx}</math></b>	<b><math>F_x</math></b>
	<b>m</b>			<b>kg</b>			<b>kg</b>
+28	28,0	1,479	138,022	17140	2365632	0,007	2912
+24,5	24,5	1,479	113,290	505148	57228388	0,169	70452
+21	21,0	1,479	90,198	1059969	95607193	0,283	117699
+17,5	17,5	1,479	68,883	1047846	72178476	0,214	88857
+14	14,0	1,479	49,523	1038724	51440715	0,152	63327
+10,5	10,5	1,479	32,364	1050592	34000973	0,101	41858
+7	7,0	1,479	17,769	1038724	18457239	0,055	22722
+3,5	3,5	1,479	6,376	1039231	6625801	0,020	8157
Total				6797373	337904417		

**Tabel 5. 11.**

Perhitungan Gaya Geser Tingkat Desain dan Momen Guling Arah Y

Elevasi Lantai	$h_x$	$F_x$	$M_x$	$V_x$
	m	kg	kgm	kg
+28	28	2912	0	2912
+24,5	24,5	70452	246583	73365
+21	21	117699	823896	191064
+17,5	17,5	88857	932999	279921
+14	14	63327	886582	343248
+10,5	10,5	41858	732510	385106
+7	7	22722	477167	407828
+3,5	3,5	8157	199843	415985

## 5) Gaya geser dasar hasil analisis ragam terkombinasi

Berdasarkan hasil analisis linear dinamik melalui metode respons spektrum diketahui bahwa *base shear* memiliki nilai sebagai berikut:

$$\text{Gaya geser dasar dinamik arah-x, } (V_{t,x}) = 2877,6 \text{ kN}$$

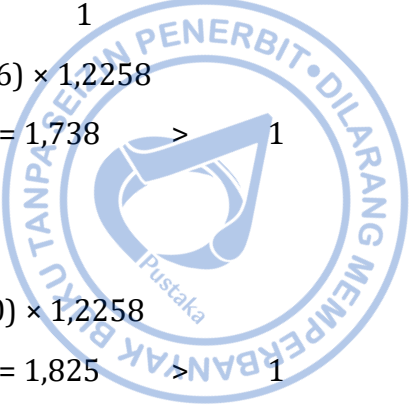
$$\text{Gaya geser dasar dinamik arah-y, } (V_{t,y}) = 2740,0 \text{ kN}$$

**6. Penskalaan Gaya**

Penskalaan gaya ini diperlukan karena sesuai dengan ketentuan pada 7.9.1.4.1 Penskalaan gaya pada SNI 1726-2019 menyatakan bahwa apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam ( $V_t$ ) kurang dari 100 % dari gaya geser ( $V$ ) yang dihitung melalui metode statik ekuivalen, maka gaya tersebut harus dikalikan dengan  $V/V_t$ . Perhitungan faktor skala dapat dijabarkan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Faktor skala awal } SF &= g/(R/I_e) \\ &= 9,80665/(8/1,0) \\ &= 1,2258 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan gaya geser dasar seismik pada Subbab 2.2.5. perlu dicek bahwa untuk gaya geser dasar hasil analisis statik ekuivalen yang memiliki nilai lebih besar dibandingkan dengan gaya geser dasar seismik hasil analisis modal respon spektrum berdasarkan Subbab 2.2.5 perlu diskalakan. Penskalaan gaya diperoleh dari nilai sesuai dengan perhitungan sebagai berikut



$$\begin{aligned}
 \text{Faktor skala baru } SF_x &= (V_x/V_{t,x}) \times SF > 1 \\
 &= (4079,4/2877,6) \times 1,2258 \\
 &= 1,418 \times 1,2258 = 1,738 > 1 \\
 &= 1,738 \\
 SF_y &= (V_y/V_{t,y}) \times SF \\
 &= (4079,4/2740,0) \times 1,2258 \\
 &= 1,489 \times 1,2258 = 1,825 > 1 \\
 &= 1,825
 \end{aligned}$$

Sehingga, gaya geser seismik dinamik setelah dikalikan dengan faktor skala yang baru menjadi:

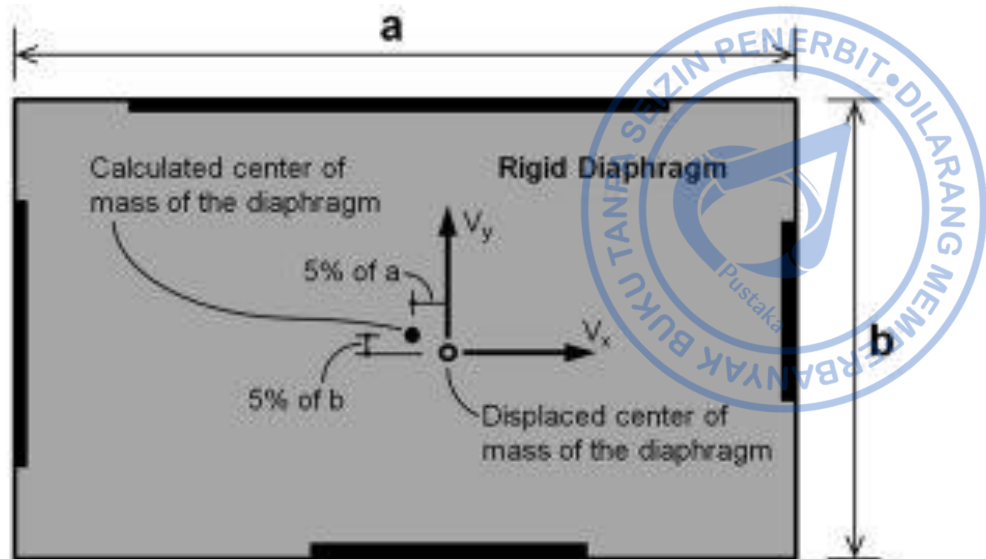
$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser dasar dinamik arah-x} \quad (V_{t,x}) &= 1,418 \times 2877,6 \\
 &= 4079,4 \text{ kN} \\
 \text{Gaya geser dasar dinamik arah-y} \quad (V_{t,y}) &= 1,489 \times 2740,0 \\
 &= 4079,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## 7. Torsi Bawaan dan Torsi Tak Terduga

Berdasarkan Pasal 7.8.4.1. Torsi bawaan SNI 1726 – 2019 ditetapkan bahwa untuk diafragma yang tidak fleksibel, pengaruh torsi bawaan akibat perbedaan antara pusat kekakuan dan pusat massa perlu dipertimbangkan. ETABS sendiri sudah mempertimbangkan torsi bawaan (*inherent torsion*) ini untuk seluruh tipe diafragma yang didesain.

Tidak hanya torsi bawaan yang perlu dipertimbangkan, torsi tak terduga akibat perpindahan pusat massa dari lokasi aktualnya juga perlu dipertimbangkan. Perpindahan pusat massa diasumsikan 5% dari lokasi aktualnya. Torsi tak terduga ini perlu dipertimbangkan untuk mengakomodir hal-hal sebagai berikut:

- 1) Gerakan tanah torsional yang mungkin menyebabkan struktur berputar terhadap sumbu vertikal.
- 2) Distribusi massa beban hidup yang tidak merata selama pembebanan lateral.
- 3) Variasi antara nilai properti struktural yang dihitung dan sebenarnya
- 4) Untuk perhitungan ketidakberaturan torsi horizontal 1.a. dan 1.b.



Gambar 5. 8. Torsi Tak Terduga Akibat Perpindahan Pusat Massa

## 8. Pengecekan terhadap Bentuk dan Jumlah Ragam pada Struktur

Ragam getar harus berbetuk tranlasional untuk dua arah ortogonal dan rotasi terhadap sumbu vertikal. Ragam getar ini dapat dianalisis dengan menggunakan software metode elemen hingga. Partisipasi massa ragam juga harus dicek persentasenya terhadap SNI 1726 – 2019. Pada peraturan tersebut, tepatnya pada Pasal 7.9.1.1 ditentukan bahwa partisipasi massa ragam harus 100% dari massa struktur. Namun, terdapat pengecualian bahwa analisis diizinkan untuk mencapai paling sedikit 90% dari massa aktual dalam arah horizontal ortogonal dari model.

Bentuk dan jumlah ragam yang digunakan harus sesuai dengan persyaratan yang ada. Bentuk ragam yang dialami oleh struktur harus berupa translasi-translasi-rotasi, maksudnya adalah mode 1 dan 2 pada analisis ragam struktur harus dominan terhadap translasi baik itu ke arah-x atau ke arah-y dan mode 3 harus dominan rotasi ke arah sumbu-z. Jumlah ragam minimal yang digunakan adalah sebanyak 3 kali jumlah lantai. Pengecekan terhadap bentuk dan jumlah ragam pada struktur dapat dijabarkan sebagai berikut:

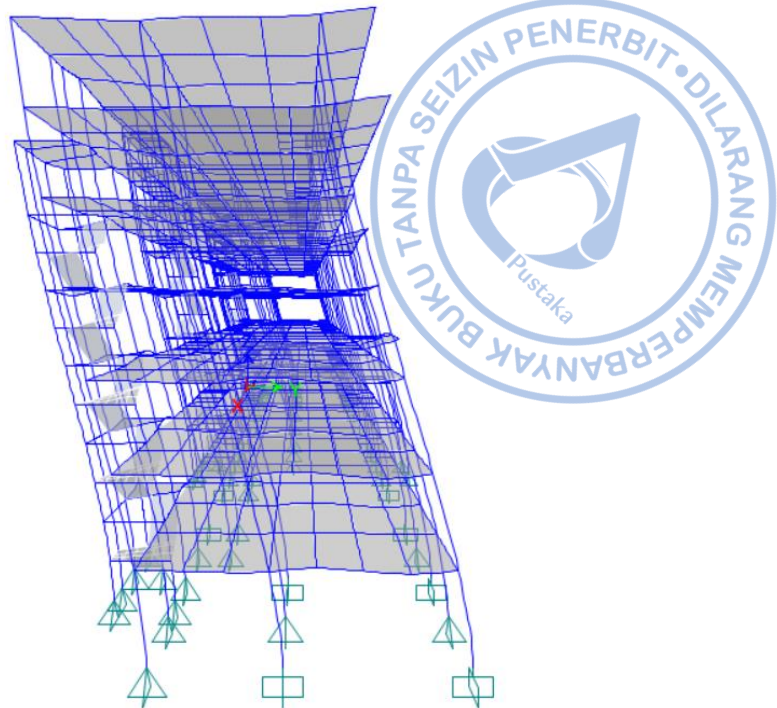
Jumlah lantai, n	= 7 lantai
Jumlah ragam	= 3 × n
	= 21 ragam

**Tabel 5. 12.**  
Rasio Partisipasi Massa

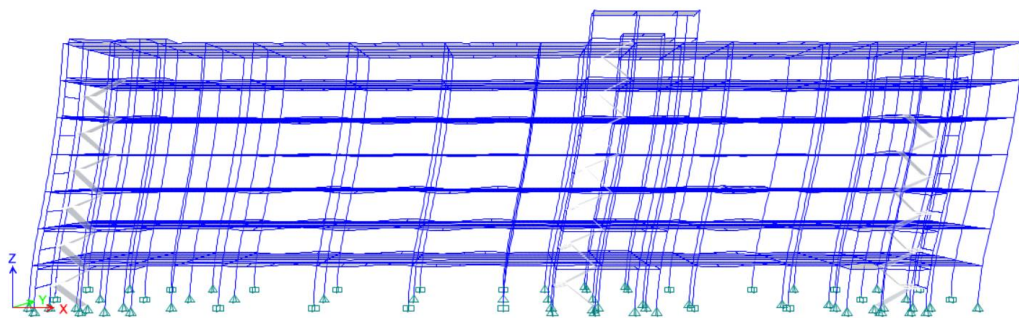
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumU X	SumU Y	RZ	SumRZ
		sec							
Modal	1	1,746	0,0504	0,7196	0	0,0504	0,7196	0,0000 1762	1,762E- 05
Modal	2	1,65	0,7275	0,049	0	0,7778	0,7686	0,004	0,004
Modal	3	1,235	0,0034	0,0004	0	0,7812	0,7689	0,7782	0,7822
Modal	4	0,521	0,0125	0,1156	0	0,7938	0,8846	0,0002	0,7823
Modal	5	0,499	0,1036	0,0141	0	0,8974	0,8986	0,0002	0,7826
Modal	6	0,377	0,0002	0,0004	0	0,8975	0,899	0,1232	0,9057
Modal	7	0,265	0,0218	0,0273	0	0,9193	0,9263	0,0001	0,9059
Modal	8	0,261	0,0262	0,0222	0	0,9455	0,9486	0,0001	0,9059
Modal	9	0,198	0,0001	0,0001	0	0,9456	0,9487	0,046	0,9519
Modal	10	0,186	0,0098	5,363E- 06	0	0,9555	0,9487	0,0009	0,9528
Modal	11	0,164	0,0002	0,0247	0	0,9557	0,9734	0,0001	0,9529
Modal	12	0,154	0,0145	0,000019 85	0	0,9701	0,9734	0,0001	0,953
Modal	13	0,152	0,0061	0,0004	0	0,9762	0,9739	0,0007	0,9537
Modal	14	0,127	0	0,0016	0	0,9762	0,9754	0,021	0,9747
Modal	15	0,118	0,0001	0,0093	0	0,9762	0,9848	0,0032	0,9779
Modal	16	0,111	0,0139	0,000014 68	0	0,9901	0,9848	0,0000 1164	0,9779
Modal	17	0,101	8,645E- 06	0,0066	0	0,9901	0,9914	0,0004	0,9784
Modal	18	0,089	6,389E- 07	1,254E- 06	0	0,9901	0,9914	0,0127	0,991
Modal	19	0,086	0,0072	0,000034 04	0	0,9974	0,9914	2,924E -06	0,991
Modal	20	0,073	0,0023	0,0002	0	0,9996	0,9917	0,0001	0,9911
Modal	21	0,079	0	0,0079	0	0,9996	0,9996	0	0,9911

Berdasarkan hasil analisis diketahui bahwa struktur mengalami dominan translasi searah sumbu Y pada mode pertama dengan persentase 71,96%. Pada mode kedua struktur kembali mengalami dominan translasi pada arah X dengan besaran persentase 72,75%. Pada mode ketiga struktur baru mengalami dominan rotasi sumbu Z dengan persentase 77,82%. Rasio partisipasi massa pada mode ke – 21 juga telah memenuhi persyaratan yang ada dengan rasio mendekati 100%.

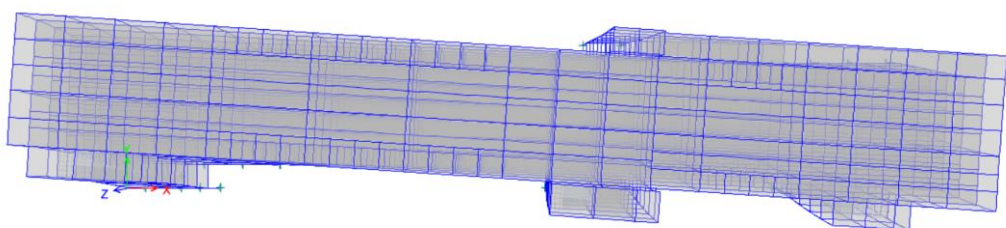




**Gambar 5. 9.** Bentuk Ragam 1, Translasi Arah Y



**Gambar 5. 10.** Bentuk Ragam 2, Translasi Arah X



**Gambar 5. 11.** Bentuk Ragam 3, Rotasi Sumbu Z

## 9. Pemeriksaan Terhadap Simpangan Antar Tingkat

Struktur yang direncanakan perlu dicek terhadap simpangan antar tingkat untuk memastikan kerusakan yang terjadi tidak berlebihan. Dalam desain pendahuluan struktur baja tahan gempa, pengecekan simpangan menjadi hal yang

penting karena pemilihan profil biasanya lebih ditentukan oleh kondisi batas akibat simpangan. Batasan simpangan antar tingkat ditentukan pada Pasal 7.12. Simpangan antar tingkat dan deformasi pada SNI 1726 - 2019.

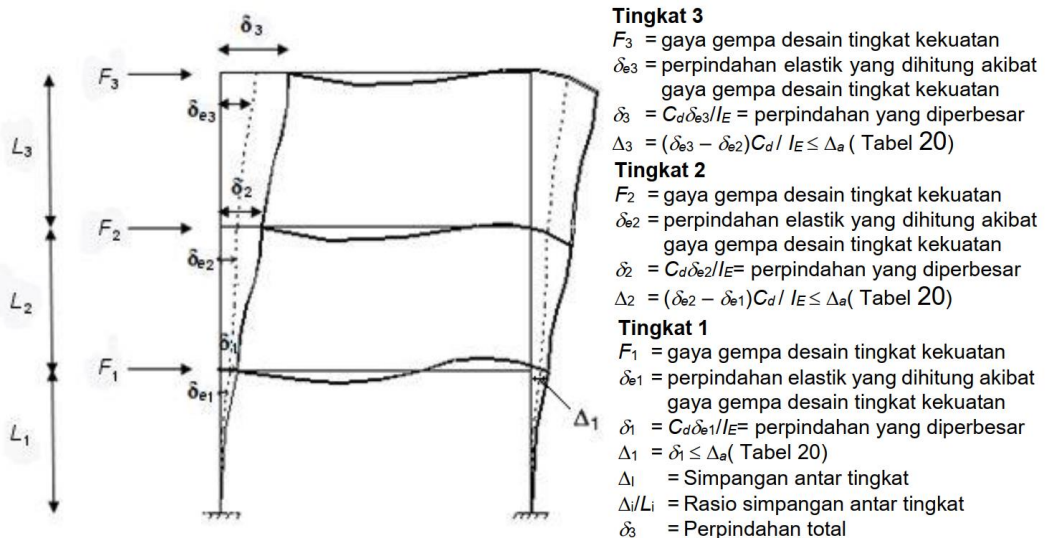
**Tabel 5. 13.**  
Simpangan Antar Tingkat IZIN

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat.	$0,025h_{sx}$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata <sup>d</sup>	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

Struktur yang didesain masuk ke dalam KDS D, sehingga batasan simpangan antar tingkat perlu dibagi dengan faktor redundansi.

$$\begin{aligned} \text{Simpangan antar tingkat izin, } \Delta_a &= 0,02 \times h \\ \text{Faktor redundansi, } \rho &= 1,3 \\ \text{Story drift inelastik izin, } \Delta_{\max} &= \Delta / \rho \\ &= 0,0154 \times h \\ \text{Faktor pembesaran defleksi, } C_d &= 5,5 \\ \text{Faktor keutamaan gempa, } I_e &= 1,0 \end{aligned}$$

Simpangan antar tingkat desain dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak segaris dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung simpangan di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya.



**Gambar 5. 12.** Penentuan Simpangan Antar Tingkat IZIN

Simpangan pada pusat massa dihitung sesuai dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \delta_{xe} \times \frac{C_d}{I_e}$$

Dengan:

$$\begin{aligned} \delta_x &= \text{Simpangan inelastik} \\ C_d &= \text{Faktor pembesaran defleksi} \\ I_e &= \text{Faktor keutamaan gempa} \end{aligned}$$

Simpangan antar tingkat merupakan perbedaan simpangan pada pusat massa di tingkat yang ditinjau dengan tingkat di bawahnya yang dapat dijabarkan dengan persamaan berikut:

$$\Delta = \delta_x - \delta_{(x-1)}$$

Berdasarkan Pasal 7.9.1.4.1. Penskalaan simpangan pada SNI 1726-2019, ditetapkan apabila gaya geser dasar dari hasil analisis ragam kurang dari  $C_s \times W$  dengan  $C_s$  yang ditentukan berdasarkan persamaan di bawah, maka nilai simpangan yang dihitung harus dikalikan dengan faktor  $C_s \times W / V_t$ .

$$C_s = 0,5 \times \frac{S_1}{R} \frac{1}{I_e}$$

#### Pengecekan Skala Simpangan Arah X

$$\begin{aligned} C_s &= 0,0298 \\ W &= 66659,5 \text{ kN} \\ C_s \times W &= 1984,0 \text{ kN} \\ V_{dx} &= 2877,6 \text{ kN} \\ V_d > C_s \times W &= \text{Simpangan tidak diskalakan} \\ \text{Faktor skala} &= 1 \end{aligned}$$

#### Pengecekan Skala Simpangan Arah Y

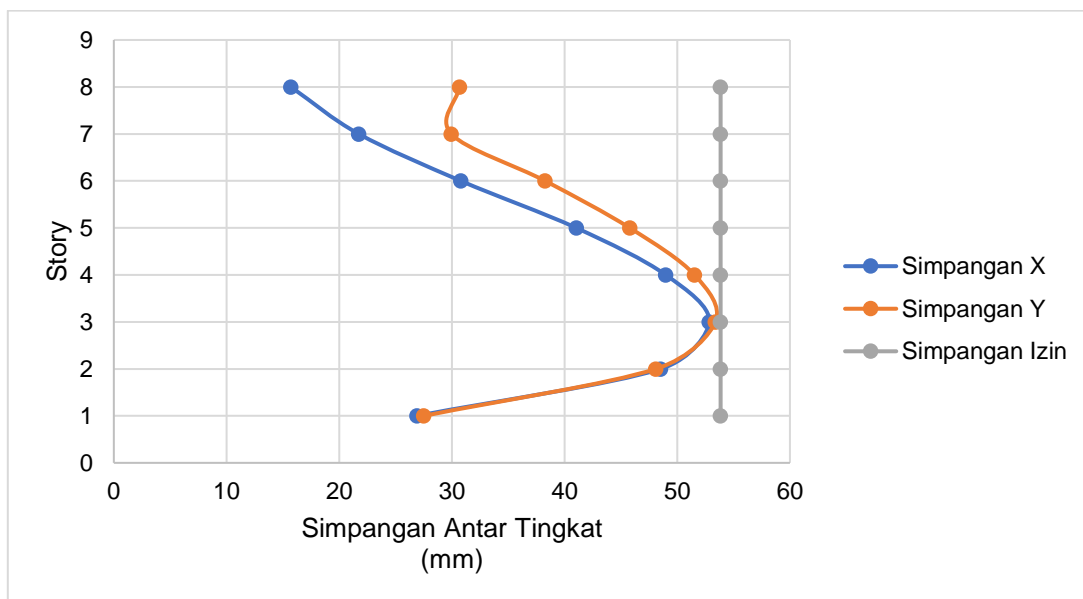
$$\begin{aligned} C_s &= 0,0298 \\ W &= 66659,5 \text{ kN} \\ C_s \times W &= 1984,0 \text{ kN} \\ V_{dy} &= 2877,6 \text{ kN} \\ V_d > C_s \times W &= \text{Simpangan tidak diskalakan} \\ \text{Faktor skala} &= 1 \end{aligned}$$

Perhitungan pengecekan simpangan antar tingkat disajikan pada tabel perhitungan sebagai berikut:



**Tabel 5. 14.**  
Pengecekan Simpangan Antar Tingkat Izin

Story	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastic Drift		Drift Limit	Cek
	$\delta_{eX}$	$\delta_{eY}$	$\Delta_{eX}$	$\Delta_{eY}$		$\Delta_x$	$\Delta_y$		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(mm)	(mm)		
8	52,103	59,131	2,857	5,577	3500	15,714	30,674	53,846	OK
7	49,246	53,554	3,953	5,446	3500	21,742	29,953	53,846	OK
6	45,293	48,108	5,600	6,960	3500	30,800	38,280	53,846	OK
5	39,693	41,148	7,463	8,325	3500	41,047	45,788	53,846	OK
4	32,230	32,823	8,906	9,370	3500	48,983	51,535	53,846	OK
3	23,324	23,453	9,608	9,705	3500	52,844	53,378	53,846	OK
2	13,716	13,748	8,823	8,745	3500	48,527	48,098	53,846	OK
1	4,893	5,003	4,893	5,003	3500	26,912	27,517	53,846	OK



**Gambar 5. 13.** Grafik Perbandingan Simpangan Antar Tingkat dengan Simpangan Antar Tingkat Izin

## 10. Pemeriksaan Terhadap Pengaruh P-Delta

Pengaruh P-Delta pada struktur perlu diperhitungkan sesuai dengan Pasal 7.8.7. Pengaruh P-Delta pada SNI 1726-2019. Pengaruh P-Delta baru dipertimbangkan berdasarkan nilai koefisien stabilitas ( $\theta$ ) yang dihitung berdasarkan persamaan sebagai berikut.

$$\theta = \frac{P_x \times \Delta \times I_e}{V_x \times h_{sx} \times C_d}$$

Dengan:

$\theta$  = Koefisien stabilitas

$P_x$  = Beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat x, bila menghitung  $P_x$  faktor beban individu < 1,0

$\Delta$  = Simpangan antar lantai tingkat desain, terjadi secara serentak dengan  $V_x$

$I_e$  = Faktor keutamaan gempa

$V_x$  = Gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan x-1

$h_{sx}$  = Tinggi tingkat di bawah tingkat x

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi

Nilai koefisien stabilitas perlu dicek terhadap batasan koefisien stabilitas ( $\theta_{max}$ ) yang dihitung berdasarkan persamaan sebagai berikut:

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta \times C_d} \leq 0,25$$

Dengan:

$\theta_{max}$  = Koefisien stabilitas maksimal

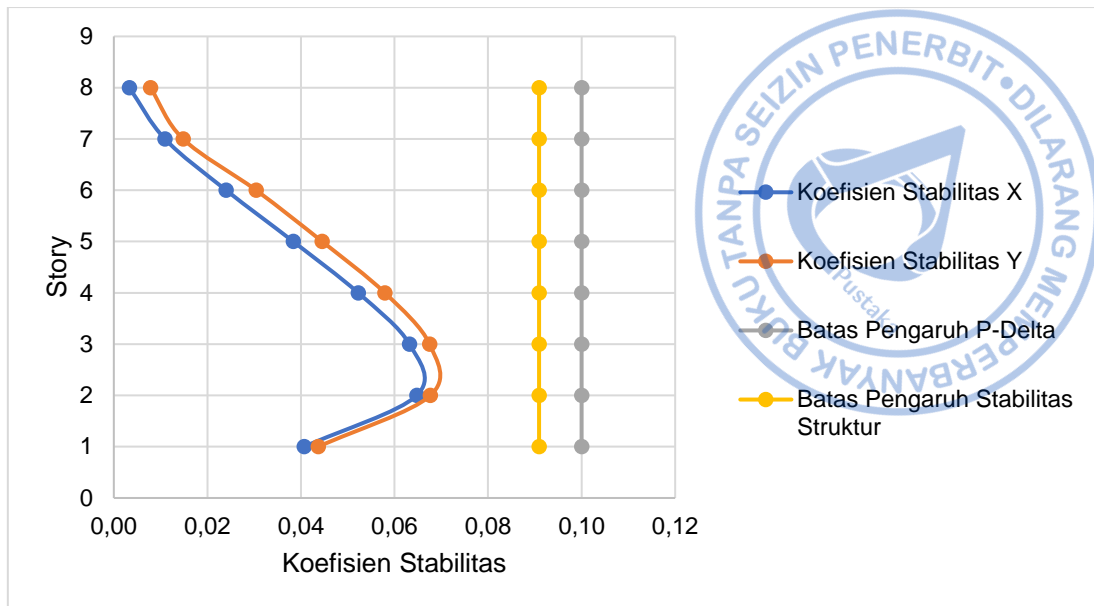
$\beta$  = Rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat x dan x-1.  
Rasio ini diizinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi

**Tabel 5. 15.**  
Pengecekan Pengaruh P-Delta

Story	Inelastic Drift		Story Forces			h (mm)	Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, $\theta_{max}$	Cek
	$\Delta_x$	$\Delta_y$	P	$V_x$	$V_y$		$\theta_X$	$\theta_Y$			
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)						
8	15,714	30,674	151,08	37,21	30,78	3500	0,003	0,008	0,1	0,091	OK
7	21,742	29,953	4870,83	503,04	511,70	3500	0,011	0,015	0,1	0,091	OK
6	30,800	38,280	18124,33	1207,27	1184,47	3500	0,024	0,030	0,1	0,091	OK
5	41,047	45,788	31278,86	1738,57	1669,76	3500	0,038	0,045	0,1	0,091	OK
4	48,983	51,535	44365,74	2161,12	2050,08	3500	0,052	0,058	0,1	0,091	OK
3	52,844	53,378	57625,42	2502,75	2367,51	3500	0,063	0,067	0,1	0,091	OK
2	48,527	48,098	70712,31	2752,69	2610,38	3500	0,065	0,068	0,1	0,091	OK
1	26,912	27,517	83799,20	2876,99	2739,41	3500	0,041	0,044	0,1	0,091	OK





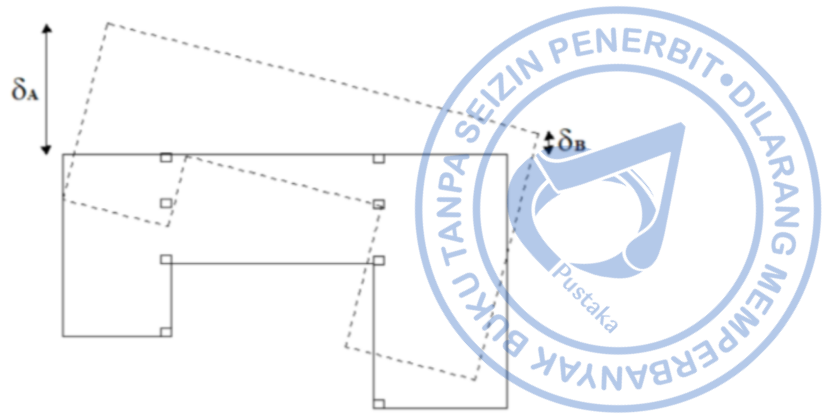
**Gambar 5. 14.** Grafik Perbandingan Koefisien Stabilitas dengan Batas Pengaruh P-Delta dan Stabilitas Struktur

## 11. Pengecekan Terhadap Ketidakberaturan Horizontal

Ketidakberaturan struktur perlu dicek terhadap arah horizontal untuk memastikan bahwa struktur yang telah dibuat stabil dan sesuai dengan persyaratan pada peraturan yang digunakan. Pengecekan terhadap ketidakberaturan struktur horizontal didasarkan pada Tabel 13 - Ketidakberaturan horizontal pada struktur di SNI 1726-2019. Data yang digunakan adalah data yang diakibatkan oleh respon akibat beban gempa dinamis baik arah X maupun arah Y. Pengecekan yang perlu dilakukan adalah sebagai berikut:

### a. Ketidakberaturan Torsi

Menurut Tabel 13 – Ketidakberaturan horizontal pada SNI 1726 – 2019, ketidakberaturan torsi 1a dipertimbangkan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan  $A_x = 1$ , di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Sementara itu ketidakberaturan torsi 1b didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan  $A_x = 1,0$ , di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur.



**Gambar 5. 15.** Ketidakberaturan Torsi 1a dan 1b

1) Ketidakberaturan Torsi 1a

Perhitungan ketidakberaturan horizontal torsi disajikan dalam tabel berikut.

**Tabel 5. 16.**  
Pengecekan Ketidakberaturan Torsi 1a

Lantai	Arah X		Arah Y	
	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek	$\Delta_{max}/\Delta_{avg}$	Cek
8	1,011	OK	1,003	OK
7	1,015	OK	1,07	OK
6	1,018	OK	1,077	OK
5	1,022	OK	1,071	OK
4	1,023	OK	1,065	OK
3	1,021	OK	1,065	OK
2	1,02	OK	1,067	OK
1	1,015	OK	1,079	OK

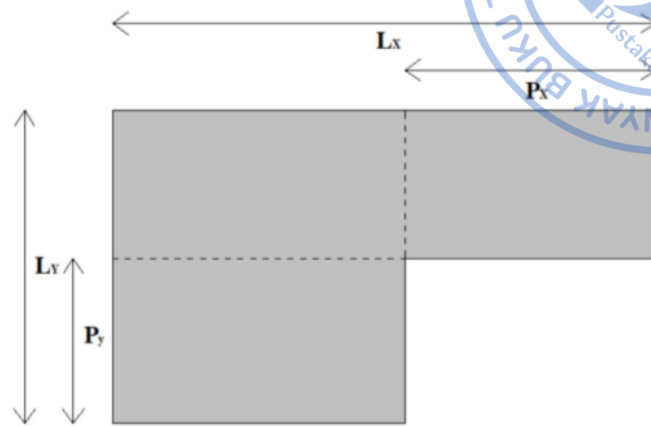
Berdasarkan tabel di atas dapat dilihat bahwa nilai rasio  $\Delta_{max}/\Delta_{avg}$  pada tiap lantai masih kurang dari ketentuan yang disyaratkan, yaitu sebesar 1,2. Sehingga, dapat disimpulkan bahwa struktur ini tidak memiliki ketidakberaturan torsi 1a.

2) Ketidakberaturan Torsi 1b

Karena ketidakberaturan torsi 1a tidak ditemukan, maka ketidakberaturan torsi 1b (berlebih) tidak perlu dicek lebih lanjut.

b. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau. Dalam kasus ini ketidakberaturan sudut dalam tidak terjadi.



**Gambar 5. 16.** Ketidakberaturan Sudut Dalam

c. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan jika pada suatu struktur terdapat diafragma yang diskontinyu atau memiliki variasi kekakuan yang mendadak termasuk daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma tertutup. Ketidakberaturan ini juga didefinisikan jika terdapat diafragma efektif lebih dari 50% dari satu tingkat ke tingkat selanjutnya. Dalam kasus ini ketidakberaturan diskontinuitas diafragma tidak terjadi.

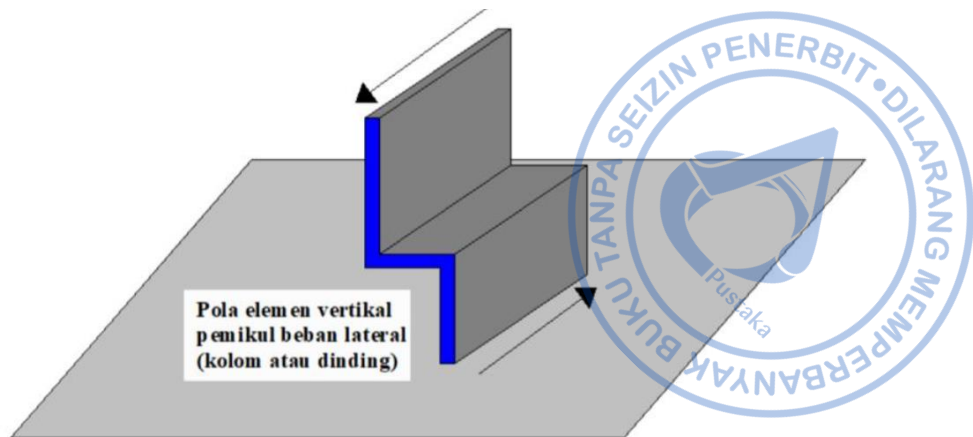


**Gambar 5. 17.** Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

d. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang didefinisikan jika pada suatu struktur terdapat pergeseran tegak lurus bidang dari elemen vertikal pemikul gaya lateral. Dalam kasus ini ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang tidak terjadi.

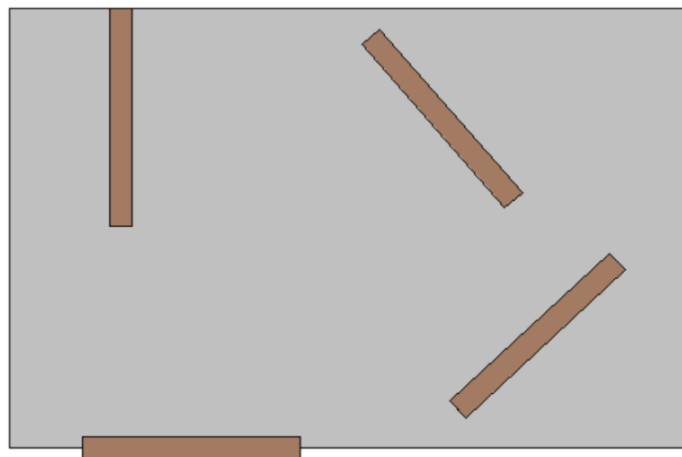




**Gambar 5. 18.** Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

e. Ketidakberaturan Sistem Nonpararel

Ketidakberaturan sistem nonpararel didefinisikan jika pada suatu struktur terdapat sistem penahan gaya lateral yang tidak pararel terhadap sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik. Dalam kasus ini ketidakberaturan sistem nonpararel tidak terjadi.



**Gambar 5. 19.** Ketidakberaturan Sistem Nonpararel

## 12. Pengecekan Terhadap Ketidakberaturan Vertikal

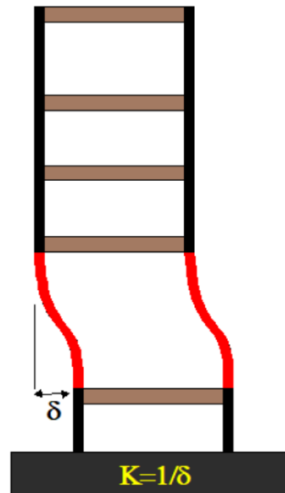
Sebagaimana ketidakberaturan horizontal, ketidakberaturan vertikal juga ditentukan berdasarkan Kriteria Desain Seismik (KDS) bangunan. Ketentuan mengenai ketidakberaturan vertikal pada struktur diatur pada Tabel 14 – Ketidakberaturan vertikal pada struktur di SNI 1726 – 2019. Ketidakberaturan vertikal perlu dicek untuk mempertimbangkan stabilitas bangunan. Pengecekan yang perlu dilakukan adalah sebagai berikut:

a. Ketidakberaturan Kekakuan

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak 1a didefinisikan ada apabila terdapat suatu tingkat pada bangunan di mana tingkat kekakuan lateralnya

kurang dari 70% dari tingkat kekakuan lateral pada tingkat di atasnya atau kurang dari 80% pada rata-rata tiga tingkat di atasnya maka ketidakberaturan ini perlu diperhitungkan.

Sementara itu, ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak 1b didefinisikan ada apabila terdapat suatu tingkat pada bangunan di mana tingkat kekakuan lateralnya kurang dari 70% dari tingkat kekakuan lateral pada tingkat di atasnya atau kurang dari 80% pada rata-rata tiga tingkat di atasnya maka ketidakberaturan ini perlu diperhitungkan.



Gambar 5. 20. Ketidakberaturan Kekakuan 1a dan 1b

1) Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak 1a

Perhitungan ketidakberaturan vertikal kekakuan tingkat lunak 1a disajikan dalam tabel berikut.

Tabel 5. 17.

Pengecekan Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak 1a

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan kN/m	Cek	Kekakuan kN/m	Cek
8	9048,0		7107,3	
7	110729,9	OK	83644,4	OK
6	191201,2	OK	150562,3	OK
5	215165,2	OK	177570,6	OK
4	233623,6	OK	200428,4	OK
3	263192,8	OK	227870,7	OK
2	350765,8	OK	302617,5	OK
1	585034,9	OK	504737,1	OK



2) Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak 1b

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak 1b tidak perlu dicek lebih lanjut karena struktur tidak memiliki ketidakberaturan tingkat lunak 1a.

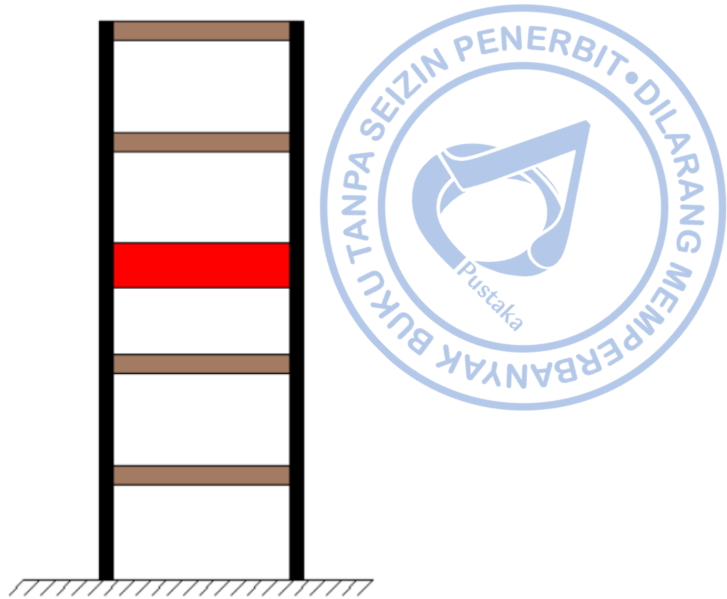
b. Ketidakberaturan Massa

Ketidakberaturan massa didefinisikan ada apabila terdapat massa efektif pada suatu tingkat dengan lebih dari 150% dari massa efektif tingkat didekatnya maka ketidakberaturan ini perlu ditinjau. Untuk massa efektif atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau. Perhitungan yang dilakukan untuk pengecekan ketidakberaturan massa ditabulasikan pada tabel di bawah.

**Tabel 5. 18.**  
Pengecekan Ketidakberaturan Massa

Lantai	Massa	Cek
	kg	
8	17139,6	OK
7	505147,7	Tidak perlu ditinjau terhadap lantai atap
6	1059969,2	Tidak perlu ditinjau terhadap lantai atap
5	1047846,3	OK
4	1038723,7	OK
3	1050592,5	OK
2	1038723,7	OK
1	1039230,7	OK

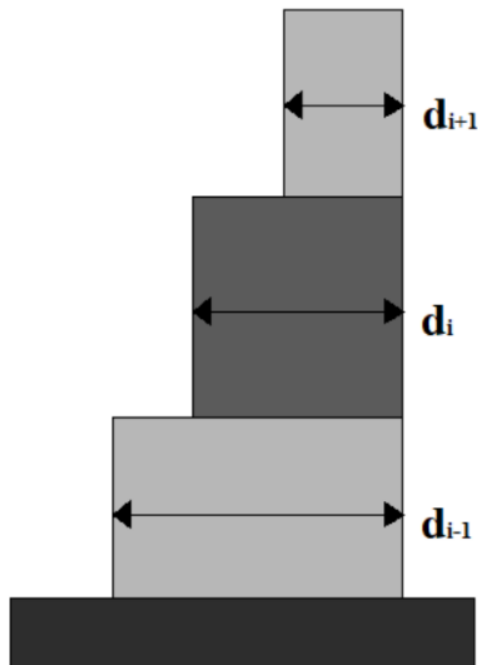
Berdasarkan hasil analisis massa pada setiap tingkat hampir tidak ada yang lebih besar 150% dari tingkat yang ada di dekatnya. Meski lantai 6 memiliki massa tingkat yang lebih besar dari pada massa tingkat di atasnya, hal ini masih diperbolehkan sesuai Tabel 14 – Ketidakberaturan vertikal pada struktur di SNI 1726 – 2019.



**Gambar 5. 21.** Ketidakberaturan Massa

c. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

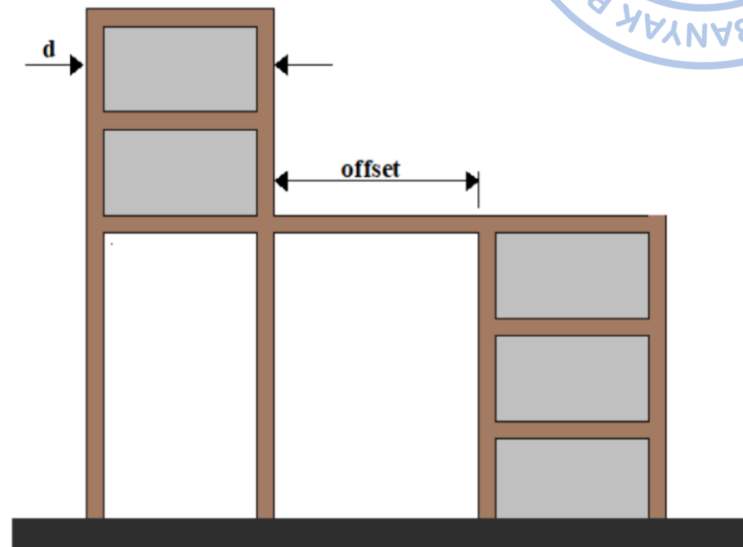
Ketidakberaturan ini didefinisikan jika ditemukan terdapat sistem pemikul gaya seismik di sembarang tingkat yang lebih besar dari 130% dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat di dekatnya. Ketidakberaturan tersebut tidak ditemukan pada struktur yang ditinjau.



**Gambar 5. 22.** Ketidakberaturan Geometri Vertikal

d. Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

Ketidakberaturan ini didefinisikan jika ditemukan pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral yang lebih besar dari panjang elemen tersebut. Ketidakberaturan ini juga terjadi jika terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul tingkat dibawahnya. Ketidakberaturan ini tidak ditemukan pada struktur yang ditinjau.



**Gambar 5. 23.** Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral

e. Ketidakberaturan Tingkat Lemah

Ketidakberaturan tingkat lemah 5a didefinisikan jika ditemukan kekuatan lateral suatu tingkat yang kurang dari 80% dari kekuatan lateral tingkat di atasnya. Sementara ketidakberaturan tingkat lemah 5b didefinisikan jika ditemukan kekuatan lateral suatu tingkat yang kurang dari 65% dari kekuatan lateral tingkat di atasnya.

1) Ketidakberaturan Tingkat Lemah 5a

Perhitungan ketidakberaturan tingkat lemah 5a disajikan dalam tabel berikut.

**Tabel 5. 19.**  
Pengecekan Ketidakberaturan Tingkat Lemah 5a

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
8	37,2		30,8	
7	505,2	OK	513,8	OK
6	1210,9	OK	1188,0	OK
5	1742,6	OK	1673,5	OK
4	2164,4	OK	2053,1	OK
3	2505,3	OK	2370,0	OK
2	2754,3	OK	2612,1	OK
1	2877,6	OK	2740,0	OK

2) Ketidakberaturan Tingkat Lemah 5b

Karena ketidakberaturan tingkat lemah 5a tidak ditemukan, maka ketidakberaturan tingkat lemah 5b tidak perlu dicek lebih lanjut.

### 13. Faktor Redundansi

Nilai dari faktor redundansi ditetapkan berdasarkan SNI 1726 – 2019. Berdasarkan Pasal 7.3.4. faktor redundansi ( $\rho$ ) harus diaplikasikan pada masing-masing arah ortogonal bangunan, yaitu arah-x dan arah-y, untuk semua sistem struktur pemikul gaya seismik. Selanjutnya, Nilai redundansi ( $\rho$ ) dapat diambil sama dengan 1,0 sesuai dengan Pasal 7.3.4.1 apabila sesuai dengan persyaratan berikut:

- a. Desain struktur untuk kategori desain seismik B atau C
- b. Perhitungan simpangan antar tingkat dan pengaruh P-Delta
- c. Desain komponen nonstruktural
- d. Desain struktur nongedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung
- e. Desain elemen kolektor, sambungan lewatan, dan sambungan yang memperhitungkan kombinasi pengaruh beban seismik termasuk faktor kuat lebih berdasarkan Pasal 7.4.3
- f. Desain elemen struktur atau sambungan yang memperhitungkan kombinasi pengaruh beban seismik termasuk faktor kuat lebih berdasarkan Pasal 7.4.3
- g. Beban diafragma beserta batasannya
- h. Desain struktur dengan sistem peredam sesuai Pasal 13

- i. Desain dinding struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkurnya.

Sedangkan, faktor redundansi ( $\rho$ ) pada kategori desain seismik D sampai dengan F dijelaskan pada Pasal 7.3.4.2., yaitu untuk struktur dengan kategori desain seismik D yang memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan sesuai dengan Tabel 13 SNI 1726: 2019, nilai  $\rho$  harus sebesar 1,3. Untuk struktur yang tidak memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan dengan kategori desain seismik D, E, dan F, nilai  $\rho$  juga harus diambil sebesar 1,3. **Pada struktur yang dianalisis kali ini faktor redundansi diambil 1,3.**

#### 14. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diperlukan baik untuk metode LRFD (*Load Resistance Factored Design*) yang biasa digunakan untuk desain elemen maupun ASD (*Allowable Stress Design*) yang biasa digunakan dalam analisis struktur bawah. Kombinasi pembebanan dasar dalam analisis struktur mencakup pengaruh beban gravitasi dan beban lateral angin. Selain itu kombinasi pembebanan dasar juga dikombinasikan dengan pengaruh gempa normal yang mempertimbangkan faktor redundansi dan pengaruh gempa kuat yang mempertimbangkan faktor kuat lebih. Nantinya semua elemen yang didesain harus memiliki kapasitas yang melebihi gaya yang terjadi akibat beban terkombinasi.

Kombinasi pembebanan dasar yang dipertimbangkan adalah sebagai berikut:

- a.  $1,4D$
- b.  $1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$
- c.  $1,2D + 1,6(L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
- d.  $1,2D + 1W + L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$
- e.  $0,9D + 1W$

Keterangan:

D	=	Beban mati
L	=	Beban hidup
$L_r$	=	Beban hidup atap
R	=	Beban hujan
W	=	Beban angin

Untuk kombinasi pembebanan dasar yang mempertimbangkan faktor pengaruh gempa, didefinisikan sebagai berikut:

- f.  $1,2D + E_v + E_h + L$
- g.  $0,9D - E_v + E_h$



Keterangan:

$E_v$  = Pengaruh beban seismik vertikal  
 $E_h$  = Pengaruh beban seismik horizontal

Pengaruh beban seismik horizontal didefinisikan oleh Pasal 7.4.2.1. Pengaruh beban seismik horizontal SNI 1726 – 2019 dengan persamaan sebagai berikut:

$E_h = \rho \times Q_E$

Dengan:

$\rho$  = Faktor redundansi  
 $Q_E$  = Pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau  $F_p$

Pengaruh beban seismik vertikal didefinisikan oleh Pasal 7.4.2.2. Pengaruh beban seismik vertikal SNI 1726 – 2019 dengan persamaan sebagai berikut:

$E_h = 0,2S_{DS}D$

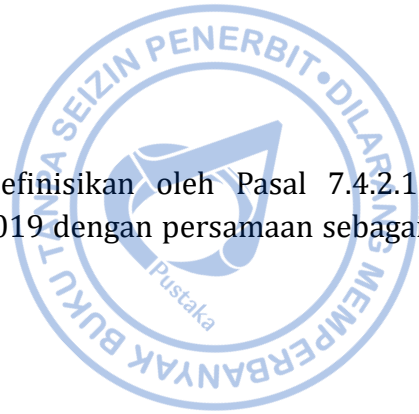
Untuk kombinasi pembebanan dasar yang mempertimbangkan faktor pengaruh gempa dengan faktor kuat lebih, didefinisikan sebagai berikut:

- a.  $1,2D + E_v + E_{mh} + L$
- b.  $0,9D - E_v + E_{mh}$

Dengan:

$E_{mh} = \Omega_0 Q_E$   
 $\Omega_0$  = Faktor kuat lebih  
 $Q_E$  = Pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau  $F_p$

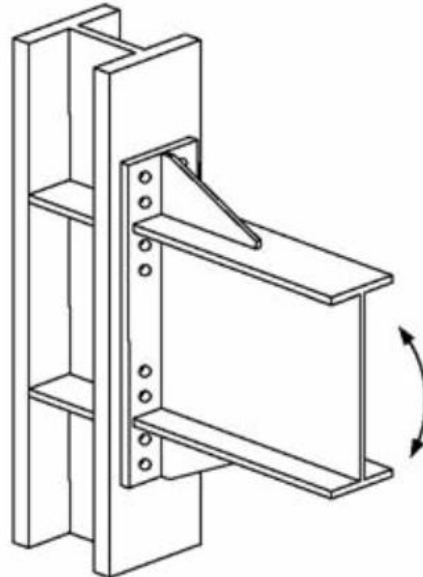
Jika disyaratkan pengaruh beban gempa horizontal perlu dilakukan secara serentak dalam dua arah ortogonal dengan besaran 100% gaya untuk satu arah ditambah 30% gaya untuk arah tegak lurus.



# DESAIN STRUKTUR RANGKA MOMEN KHUSUS TAHAN GEMPA

## A. Permasalahan Prakualifikasi

Sambungan prakualifikasi memberikan batasan-batasan tertentu dalam pemilihan profil balok dan kolom. Dalam hal ini, terdapat ketentuan-ketentuan khusus yang dikualifikasikan terlebih dahulu sebelum fase analisis dan desain. Pada struktur yang ditinjau, sambungan didesain dengan tipe *eight bolt stiffened* (8ES) atau biasa didefinisikan sebagai Sambungan Momen Pelat Ujung Berbaut Diperpanjang dengan Pengaku pada SNI 7972 – 2020. Sambungan ini dipilih karena pemasangan yang mudah di lapangan. Dengan bantuan dari pelat pengaku pada bagian atas dan bawah sayap balok, diharapkan proses disipasi energi akibat beban siklik dapat diakomodir oleh balok sebagai elemen sekring.



Gambar 6. 1. Sambungan Delapan Baut dengan Pengaku

### 1. Batasan Balok

Balok yang difungsikan sebagai Sistem Penahan Gaya Gempa dan didesain dengan Sambungan Momen Pelat Ujung Berbaut Diperpanjang Dengan Pengaku memiliki batasan parametrik sebagaimana Tabel 6.1. Pembatasan Parametri

pada Prakuifikasi di SNI 7972 - Sambungan terprakuifikasi untuk rangka momen khusus dan menengah baja pada aplikasi seismik.

**Tabel 6. 1.**

Batasan Parametrik untuk Sambungan Momen Pelat Ujung Bebaut Diperpanjang Tanpa dan Dengan Pengaku

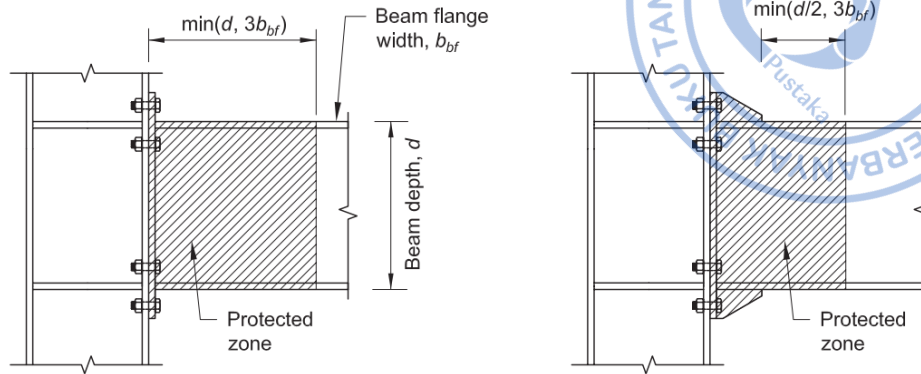
TABEL 6.1 Pembatasan Parametrik pada Prakuifikasi						
Parameter	Tanpa pengaku dengan Empat-Baut (4E)		Dengan pengaku dengan Empat-Baut (4ES)		Dengan pengaku dengan Delapan-Baut (8ES)	
	Maksimum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maksimum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maksimum in. (mm)	Minimum in. (mm)
$t_{bf}$	$\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{3}{8}$ (10)	$\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{3}{8}$ (10)	1 (25)	$\frac{9}{16}$ (14)
$b_{bf}$	$9 \frac{1}{4}$ (235)	6 (152)	9 (229)	6 (152)	$12 \frac{1}{4}$ (311)	$7 \frac{1}{2}$ (190)
$d$	55 (1 400)	$13 \frac{3}{4}$ (349)	24 (610)	$13 \frac{3}{4}$ (349)	36 (914)	18 (457)
$t_p$	$2 \frac{1}{4}$ (57)	$\frac{1}{2}$ (13)	$1 \frac{1}{2}$ (38)	$\frac{1}{2}$ (13)	$2 \frac{1}{2}$ (64)	$\frac{3}{4}$ (19)
$b_p$	$10 \frac{3}{4}$ (273)	7 (178)	$10 \frac{3}{4}$ (273)	7 (178)	15 (381)	19 (229)
$g$	6 (152)	4 (102)	6 (152)	$3 \frac{1}{4}$ (83)	6 (152)	5 (127)
$p_{fi}$ , $p_{fo}$	$4 \frac{1}{2}$ (114)	$1 \frac{1}{2}$ (38)	$5 \frac{1}{2}$ (140)	$1 \frac{3}{4}$ (44)	2 (51)	$1 \frac{5}{8}$ (41)
$p_b$	-	-	-	-	$3 \frac{3}{4}$ (95)	$3 \frac{1}{2}$ (89)

$b_{bf}$  = lebar sayap balok, in. (mm)  
 $b_p$  = lebar pelat-ujung, in. (mm)  
 $d$  = tinggi penampang balok penyambung, in. (mm)  
 $g$  = jarak horizontal antara baut-baut, in. (mm)  
 $p_b$  = jarak vertikal antara baris baut sebelah dalam dan sebelah luar dalam sambungan 8ES, in. (mm)  
 $p_{fi}$  = jarak vertikal dari bagian dalam dari suatu sayap tarik balok ke baris baut bagian dalam terdekat, in. (mm)  
 $p_{fo}$  = jarak vertikal dari bagian luar dari suatu sayap tarik balok ke baris baut bagian luar terdekat, in. (mm)  
 $t_{bf}$  = tebal sayap balok, in.(mm)  
 $t_p$  = tebal pelat-ujung, in. (mm)

Selain batasan parametrik, balok yang didesain sebagai pemikul rangka juga perlu didesain dengan batasan sebagai berikut:

- Berat per satuan panjang balok tidak dibatasi
- Tebal tinggi balok dibatasi sesuai tabel di atas
- Tebal sayap balok dibatasi sesuai tabel di atas
- Rasio bentang bersih terhadap tinggi penampang balok harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:
  - Untuk sistem RMK, 7 atau lebih besar
  - Untuk sistem RMT, 5 atau lebih besar
- Rasio kelangsingan sayap dan badan balok harus memenuhi persyaratan daktilitas penampang sesuai SNI 7860 – 2020
- Pembreisan lateral balok harus sesuai dengan SNI 7860 – 2020
- Zona terlindung harus ditentukan sebagai berikut:
  - Untuk sambungan pelat-ujung yang diperpanjang tanpa pengaku: bagian balok antara muka kolom dan suatu jarak sama dengan tinggi penampang balok atau 3 kali lebar sayap balok dari muka kolom, pilih yang terkecil.

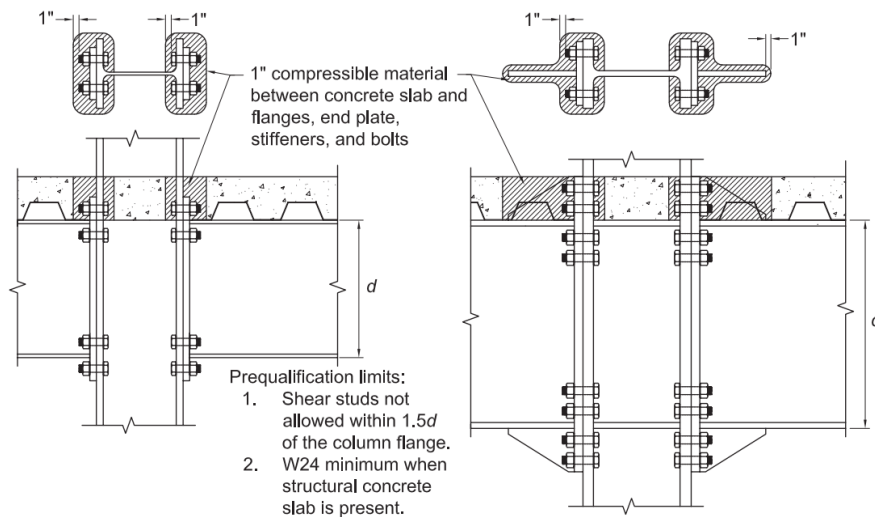
- 2) Untuk sambungan pelat-ujung yang diperpanjang dengan pengaku: bagian balok antara muka kolom dan suatu jarak sama dengan lokasi ujung pengaku ditambah setengah tinggi penampang balok atau 3 kali lebar sayap balok, pilih yang terkecil.



**Gambar 6. 2.** Zona Terlindung pada Sambungan Momen Pelat Ujung Bbaut Diperpanjang Tanpa dan Dengan Pengaku

Untuk balok yang didesain dalam sistem balok komposit dan menyatu dengan pelat struktural di atasnya perlu memenuhi ketentuan sebagai berikut:

- Tinggi penampang nominal tidak kurang dari 600 mm
- Shear connector* diletakkan sejauh 1,5 kali tinggi penampang balok dari muka sayap kolom yang disambung
- Pelat beton struktural diletakkan minimal 25 mm dari kedua sisi sayap kolom. Material kompresibel antara sayap kolom dan pelat beton struktural boleh untuk diberikan.



**Gambar 6. 3.** Detail Sambungan Momen Pelat Ujung Bbaut Diperpanjang Tanpa dan Dengan Pengaku dalam Sistem Komposit

Profil yang didesain sebagai balok pada portal Sistem Penahan Gempa adalah WF.600X300X12X25. Pengecekan terhadap batasan parametrik dan sistem dilakukan pada perhitungan di bawah.

**a. Data Awal Profil**

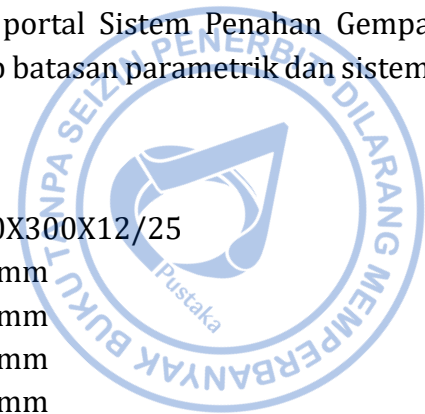
Profil yang digunakan	=	WF 600X300X12/25
Tinggi profil, H	=	600 mm
Tebal sayap, $t_{bf}$	=	25 mm
Lebar sayap, $b_{bf}$	=	300 mm
Tebal web, $t_w$	=	12 mm
Tinggi badan, $h_w$	=	522 mm
Luas profil, $A_g$	=	21600 mm <sup>2</sup>
Mutu baja	=	ASTM A588
Kuat leleh baja, $F_y$	=	345 MPa
Kuat putus baja, $F_u$	=	483 MPa

**b. Pengecekan Syarat Sistem**

Apakah balok menopang pelat beton struktural	=	YA
Cek batas tinggi minimum balok	=	$H \Rightarrow 600 \text{ mm} = \text{OK}$
Jarak <i>shear connector</i> dari muka kolom	=	$1,5 * H = 900 \text{ mm}$
Jarak pelat beton dari muka kolom	=	25 mm

**c. Pembatasan Parametrik**

Tipe sambungan yang digunakan	=	8ES
Tebal sayap digunakan, $t_{bf}$	=	25 mm
Tebal sayap minimum, $t_{bf \text{ min.}}$	=	14 mm
Tebal sayap maksimum, $t_{bf \text{ maks.}}$	=	25 mm
Cek $t_{bf \text{ min.}} \leq t_{bf} \leq t_{bf \text{ maks.}}$	=	OK
Lebar sayap digunakan, $b_{bf}$	=	300 mm
Lebar sayap minimum, $b_{bf \text{ min.}}$	=	190 mm
Lebar sayap maksimum, $b_{bf \text{ maks.}}$	=	311 mm
Cek $b_{bf \text{ min.}} \leq b_{bf} \leq b_{bf \text{ maks.}}$	=	OK
Ketinggian profil digunakan, d	=	600 mm
Ketinggian profil minimum, $d_{\text{min.}}$	=	457 mm
Ketinggian profil maksimum, $d_{\text{maks.}}$	=	914 mm
Cek $d_{\text{min.}} \leq d \leq d_{\text{maks.}}$	=	OK
Bentang bersih, $L_n$ (terpendek)	=	8400 mm
Rasio bentang bersih terhadap tinggi profil, $L_n/d$	=	14,0
Cek $L_n/d \geq 7$	=	OK



## 2. Batasan Kolom

Untuk kolom yang didesain dengan balok yang merangka dengan Sambungan Momen Pelat Ujung Berbaut Diperpanjang Dengan Pengaku, perlu memenuhi persyaratan sebagai berikut:

- Kolom harus didesain dengan salah satu bentuk profil gilas atau susun yang diizinkan pada Pasal 2.3. SNI 7972 – 2020
- Pelat-ujung harus disambungkan ke sayap kolom
- Tinggi penampang kolom profil gilas dibatasi maksimum ( $W920 \sim 920$  mm). Tinggi penampang kolom WF tersusun tidak boleh melebihi profil gilas. Kolom profil silang tidak boleh memiliki lebar atau tinggi penampang lebih besar dari tinggi penampang yang diizinkan untuk profil gilas.
- Berat per satuan panjang kolom tidak dibatasi
- Tidak ada persyaratan tambahan untuk tebal sayap
- Rasio kelangsingan sayap dan badan balok harus memenuhi persyaratan daktilitas penampang sesuai SNI 7860 – 2020
- Pembreisan lateral kolom harus sesuai dengan SNI 7860 – 2020.

Profil yang didesain sebagai balok pada portal Sistem Penahan Gempa adalah HB.600X600X19X40. Pengecekan terhadap batasan parametrik dan sistem dilakukan pada perhitungan di bawah.

### a. Data Awal Profil

Profil yang digunakan	=	HB 600X600X20X42 (Built-up)
Tinggi profil, $d$	=	600 mm
Tebal sayap, $t_{bf}$	=	42 mm
Lebar sayap, $b_{bf}$	=	600 mm
Tebal web, $t_w$	=	20 mm
Tinggi badan, $h_w$	=	460 mm
Luas profil, $A_g$	=	60720 mm <sup>2</sup>
Mutu baja	=	ASTM A588
Kuat leleh baja, $F_y$	=	345 MPa
Kuat putus baja, $F_u$	=	483 MPa

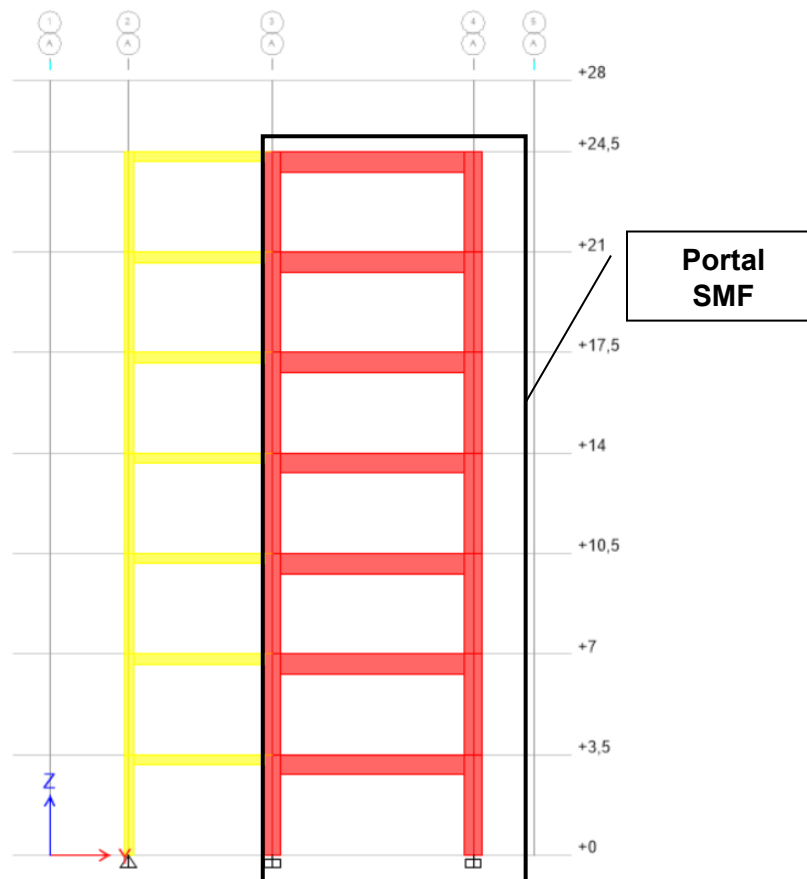
### b. Batasan Parametrik

Ketinggian profil digunakan, $d$	=	600 mm
Ketinggian profil maksimum, $d_{maks.}$	=	920 mm
Cek	=	$d \leq d_{maks.}$ = OK



## B. Analisis Rangka

Portal rangka momen khusus didesain dengan balok WF.600X300X12/25, WF.700X300X13/24 dan kolom HB.600X600X19/40. Portal rangka momen khusus diaplikasikan pada arah X dan arah Y untuk menahan gempa dari dua arah ortogonal. Dalam memodelkan balok-kolom, perlu dipastikan bahwa balok merangka pada sumbu kuat kolom. Selain itu portal yang didesain sebagai rangka momen khusus diberi tumpuan jepit sementara portal yang didesain sebagai rangka pemikul beban gravitasi diberi tumpuan sendi. Hubungan balok-kolom untuk portal rangka momen khusus dimodelkan sebagai tumpuan jepit agar plastifikasi dapat terbentuk pada sambungan balok kolom. Sementara hubungan balok-kolom untuk portal pemikul beban gravitasi cukup didesain dengan tumpuan sendi. Dengan cara demikian seluruh gaya lateral akan ditahan oleh portal rangka momen khusus yang memiliki kekakuan lebih tinggi dibandingkan dengan portal rangka pemikul beban gravitasi.



**Gambar 6. 4.** Tipikal Model Analisis Struktur pada Arah Melintang

Pada model analisis struktur, tidak end offset yang dimodelkan secara khusus demikian juga untuk zona panel. Dalam proses analisis tidak ada faktor reduksi kekakuan khusus yang diberikan karena balok tidak dimodelkan sebagai penampang balok tereduksi. Semua elemen kolom yang didesain sebagai rangka pemikul momen khusus didesain dengan tumpuan jepit untuk mengakomodir gaya overturning dari beban lateral yang ada.

## 1. Pemilihan Elemen Balok

Elemen balok yang didesain dengan WF.600X300X12X25 perlu dipastikan memenuhi batasan daktilitas tinggi sesuai Tabel D1.1. SNI 7860 - 2020. Batasan daktilitas tinggi untuk WF.600X300X12X25 dicek melalui perhitungan sebagai berikut.

### a. Data Awal Profil

Profil yang digunakan	=	WF 600X300X12/25
Tinggi profil, H	=	600 mm
Tebal sayap, $t_{bf}$	=	25 mm
Lebar sayap, $b_{bf}$	=	300 mm
Tebal web, $t_w$	=	12 mm
Tinggi badan, $h_w$	=	550 mm
Luas profil, $A_g$	=	21600 mm <sup>2</sup>
Mutu baja	=	ASTM A588
Kuat leleh baja, $F_y$	=	345 MPa
Kuat putus baja, $F_u$	=	483 MPa

### b. Pengecekan Terhadap Batasan Daktilitas Tinggi pada Sayap

Batas rasio untuk komponen daktil tinggi untuk komponen sayap

$$\lambda_{hd} = 0,32 * \left( \frac{E}{F_y} \right)^{0,5} = 7,705$$

Rasio lebar terhadap tebal sayap

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = 6,000$$

$\lambda_f \leq \lambda_{hd}$  - Penampang termasuk kategori *high ductile*

### c. Pengecekan Terhadap Batasan Daktilitas Tinggi pada Badan

Batas rasio untuk komponen daktil tinggi untuk komponen badan

Rasio kuat leleh terekspektasi terhadap kuat leleh minimum,  $R_y = 1,5$

Rasio gaya aksial terfaktor terhadap kuat aksial terekspektasi,  $C_a = 0,1$

\*Nilai  $C_a$  diasumsikan terlebih dahulu, untuk  $C_a \leq 0,114$ ,

$$2,57 * \left( \frac{E}{R_y * F_y} \right)^{0,5} * (1 - 1,04 * C_a) = 52,875$$

Rasio tinggi terhadap tebal badan

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 45,833$$

$\lambda_w \leq \lambda_{hd}$  - Penampang termasuk kategori *high ductile*

d. Bentang Tak Terbreis Maksimum

Untuk komponen struktur balok daktail tinggi, spasi maksimum atau bentang tak terbreis maksimum dibatasi. Bentang tak terbreis maksimum ditentukan pada perhitungan sebagai berikut.

$$L_{b\text{maks}} = 0,095 * r_y * \frac{E}{R_y * F_y} = 3687 \text{ mm} \sim 3,65 \text{ m}$$

Dengan demikian, balok WF.600X300X12X25 perlu diberi pengekang lateral pada jarak tertentu dengan nilai maksimum 3,65 m.

## 2. Pemilihan Elemen Kolom

Elemen kolom yang didesain dengan HB.600X600X20X42 perlu dipastikan memenuhi batasan daktilitas tinggi sesuai Tabel D1.1. SNI 7860 – 2020. Batasan daktilitas tinggi untuk HB.600X600X20X42 dicek melalui perhitungan sebagai berikut.

a. Data Awal Profil

Profil yang digunakan	=	HB 600X600X20X42
Tinggi profil, H	=	600 mm
Tebal sayap, $t_{bf}$	=	42 mm
Lebar sayap, $b_{bf}$	=	600 mm
Tebal web, $t_w$	=	20 mm
Tinggi badan, $h_w$	=	516 mm
Luas profil, $A_g$	=	60720 mm <sup>2</sup>
Mutu baja	=	ASTM A588
Kuat leleh baja, $F_y$	=	345 MPa
Kuat putus baja, $F_u$	=	483 MPa

b. Pengecekan Terhadap Batasan Daktilitas Tinggi pada Sayap

Batas rasio untuk komponen daktail tinggi untuk komponen sayap

$$\lambda_{hd} = 0,32 * \left(\frac{E}{F_y}\right)^{0,5} = 7,705$$

Rasio lebar terhadap tebal sayap

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = 7,143$$

$\lambda_f \leq \lambda_{hd}$  - Penampang termasuk kategori *high ductile*

c. Pengecekan Terhadap Batasan Daktilitas Tinggi pada Badan

Batas rasio untuk komponen daktail tinggi untuk komponen badan

Rasio kuat leleh terekspektasi terhadap kuat leleh minimum,  $R_y = 1,1$

Rasio gaya aksial terfaktor terhadap kuat aksial terekspektasi,  $C_a = 1,0$

\*Nilai  $C_a$  diasumsikan terlebih dahulu, untuk  $C_a > 0,114$ ,

$$0,88 * \left( \frac{E}{R_y * F_y} \right)^{0,5} * (2,68 - C_a) \Rightarrow 1,57 * \left( \frac{E}{R_y * F_y} \right)^{0,5} = 36,042$$

Rasio tinggi terhadap tebal badan

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = 25,800$$

$\lambda_w \leq \lambda_{hd}$  - Penampang termasuk kategori *high ductile*

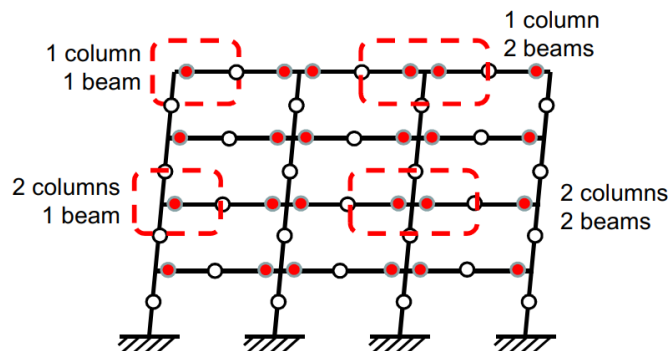
d. Pengecekan Awal Terhadap *Strong Column Weak Beam*

Dalam pemilihan profil kolom, aspek *strong column weak beam* dapat menjadi penentu. Pada desain pendahuluan, perlu dipastikan bahwa rasio modulus penampang plastis kolom lebih besar 150% dibandingkan modulus penampang plastis balok.

Profil balok yang digunakan	=	WF 600X300X12/25
Modulus penampang plastis, $Z_{xb}$	=	5220000 mm <sup>3</sup>
Profil kolom yang digunakan	=	HB 600X600X20X42
Modulus penampang plastis, $Z_{xc}$	=	15392880 mm <sup>3</sup>
Jumlah balok	=	2
Jumlah kolom	=	2
Rasio modulus penampang plastis	=	2,9

$$\frac{\Sigma Z_{xc}}{\Sigma Z_{xb}} = 2,9 > 1,5$$

Berdasarkan hasil perhitungan, diketahui bahwa rasio modulus penampang plastis antara kolom dan balok adalah 2,9. Sebagai *rule of thumbs* lainnya, pada rasio modulus penampang plastis lebih dari 3, perkuatan tambahan pada kolom seperti tambahan pelat penerus atau pelat pengganda dapat dihindari. Meski secara desain pendahuluan, kapasitas *strong column weak beam* sudah diprediksi dapat dipenuhi, pada fase analisis dan desain secara komprehensif kapasitas *strong column weak beam* perlu dihitung sesuai SNI 7860 - 2020.



**Gambar 6. 5.** Jumlah Balok dan Kolom yang Ditinjau pada Desain *Strong Column Weak Beam*

## C. Desain Sambungan

Pada desain untuk sambungan 8ES perhitungan dibagi menjadi dua bagian, yaitu Desain pada Sisi Pelat Ujung dan Baut, dan Desain pada Sisi Kolom.

### 1. Desain pada Sisi Pelat Ujung dan Baut

#### a. Material Balok, Kolom dan Pelat

Modulus elastis baja, E	=	200000	MPa
Properti material balok	=	ASTM A588	
Kuat leleh baja, Fy	=	345	MPa
Kuat putus baja baja, Fu	=	483	MPa
Rasio kuat leleh terekspektasi terhadap kuat leleh minimum,			
Ry	=	1,1	
Properti material kolom	=	ASTM A588	
Kuat leleh baja, Fy	=	345	MPa
Kuat putus baja baja, Fu	=	483	MPa
Rasio kuat leleh terekspektasi terhadap kuat leleh minimum,			
Ry	=	1,1	
Properti material pelat	=	ASTM A36	
Kuat leleh baja, Fy	=	248	MPa
Kuat putus baja baja, Fu	=	400	MPa

#### b. Gaya yang Terjadi pada Sambungan

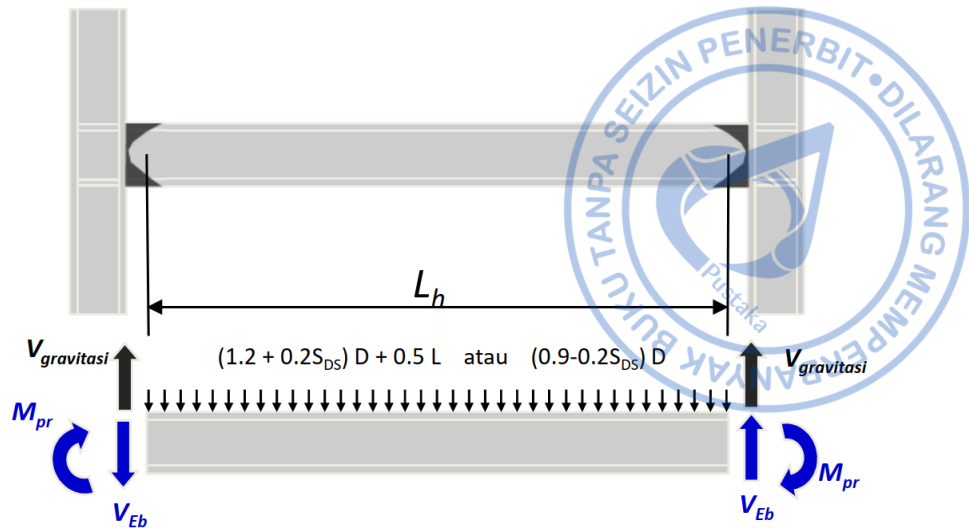
Gaya aksial tekan atau tarik pada balok, P <sub>ub</sub>	=	0,293	kN
Gaya geser pada balok akibat beban gravitasi, V <sub>gravity</sub>	=	110,7	kN
Gaya tekan pada kolom akibat beban gravitasi, P <sub>uc</sub>	=	2522,5	kN
Bentang antar kolom, L	=	9000	mm
Panjang sendi plastis, S <sub>h</sub>	=	L <sub>st</sub> + t <sub>p</sub>	= 377,7 mm
$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_b = 2377188000$			<i>Nmm</i>
Jarak antar sendi plastis, L <sub>h</sub>	=	L - d <sub>c</sub> - 2*S <sub>h</sub>	= 7644,5 mm
Gaya geser akibat momen probable, V <sub>eb</sub>			

$$V_{eb} = \frac{2 * M_{pr}}{L_h} = 621934,2 \text{ N}$$

Gaya geser pada kolom di atas sambungan, V<sub>uc</sub>

$$V_{uc} = \frac{\sum[V_{eb} * L/2]}{h_c} = 1599259,3 \text{ N} = 1599,3 \text{ kN}$$

Gaya geser pada balok akibat beban terkombinasi, V <sub>ub</sub>	=	252,8	kN
--	---	-------	----



**Gambar 6. 6.** Gaya Geser Akibat Beban Gravitasi

- c. Perhitungan Momen Probable,  $M_{pr}$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2 * F_y} \leq 1,2 = 1,20$$

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_b = 2377188000 \text{ Nmm}$$

- d. Perhitungan Jarak Sendi Plastis dari Muka Kolom,  $S_h$

Langkah selanjutnya yang perlu dilakukan adalah menghitung jarak dari muka kolom ke sendi plastis,  $S_h$  serta jarak di antara sendi plastis,  $L_h$ . Tinggi stiffener ditentukan sama dengan perpanjangan pelat ujung di atas top flange balok,  $p_{ext}$ . Panjang stiffener ditentukan berdasarkan Persamaan 6.6 – 1 SNI 7972 – 2020.

$$\text{Tinggi stiffener, } h_{st} = p_{ext} = 195 \text{ mm}$$

Panjang stiffener,  $L_{st}$

$$L_{st} = \frac{h_{st}}{\tan(30)} = 338 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal end plate, } t_p = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang sendi plastis, } S_h = L_{st} + t_p = 377,7 \text{ mm}$$

$$\text{Bentang antar kolom, } L = 9000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar sendi plastis, } L_h = L - d_c - 2 * S_h = 7644,5 \text{ mm}$$

- e. Perhitungan Gaya Geser pada Sendi Plastis,  $V_h$

Perhitungan gaya geser yang terjadi pada sendi plastis dapat dihitung sebagai berikut:

$$\text{Gaya geser akibat beban gravitasi, } V_{gravity} = 110700,0 \text{ N}$$

$$\text{Gaya geser pada sendi plastis, } V_h$$



$$V_h = \frac{2 * M_{pr}}{L_h} + V_{gravity} = 732634,2 \text{ N}$$

f. Perhitungan Momen Maksimum Di Muka Kolom,  $M_f$

Momen probable yang terjadi pada muka kolom dapat dihitung sebagai berikut:

Momen pada muka kolom,  $M_f$

$$M_f = M_{pr} + V_h * S_h = 2653940496,0 \text{ Nmm}$$

Momen probable yang terjadi pada muka kolom akan digunakan sebagai gaya desain saat desain elemen sambungan dilakukan.

g. Pemilihan Konfigurasi Sambungan

Tipe sambungan yang digunakan	=	8ES
Jarak horizontal antar baut digunakan, g	=	150 mm
Jarak horizontal antar baut minimum, $g_{min}$ .	=	127 mm
Jarak horizontal antar baut maksimum, $g_{maks}$ .	=	152 mm
Cek, $g_{min} \leq g \leq g_{maks}$ .	=	OK

Jarak vertikal dari bagian dalam dan luar dari sayap tarik balok ke garis baut bagian luar terdekat digunakan,  $p_{fi}$

=	50 mm
---	-------

Jarak vertikal dari bagian dalam dan luar dari sayap tarik balok ke garis baut bagian luar terdekat minimum,  $p_{fi \text{ min}}$ .

=	41 mm
---	-------

Jarak vertikal dari bagian dalam dan luar dari sayap tarik balok ke garis baut bagian luar terdekat maksimum,  $p_{fi \text{ maks}}$ .

=	51 mm
---	-------

Cek,  $p_{fi \text{ min}} \leq p_{fi} \leq p_{fi \text{ maks}}$ .

=	OK
---	----

Jarak vertikal antara baris baut sebelah dalam dan sebelah luar dalam sambungan 8ES digunakan,  $p_b$

=	95 mm
---	-------

Jarak vertikal antara baris baut sebelah dalam dan sebelah luar dalam sambungan 8ES minimum,  $p_{b \text{ min}}$ .

=	89 mm
---	-------

Jarak vertikal antara baris baut sebelah dalam dan sebelah luar dalam sambungan 8ES maksimum,  $p_{b \text{ maks}}$ .

=	95 mm
---	-------

Cek,  $p_{b \text{ min}} \leq p_b \leq p_{b \text{ maks}}$ .

=	OK
---	----

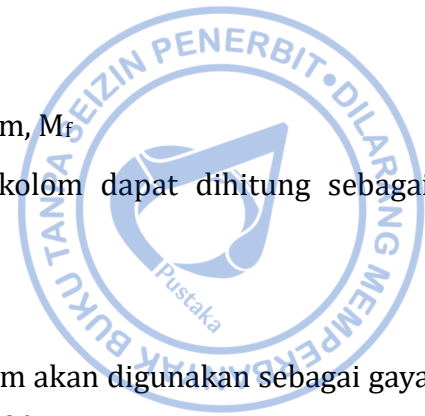
Jarak dari baut teratas terhadap pusat sayap bawah,  $h_1$

$$h_1 = d - \frac{t_{bf}}{2} + p_{fo} + p_b = 732,5 \text{ mm}$$

Jarak dari baut baris kedua terhadap pusat sayap bawah,  $h_2$

$$h_2 = d - \frac{t_{bf}}{2} + p_{fo} = 637,5 \text{ mm}$$

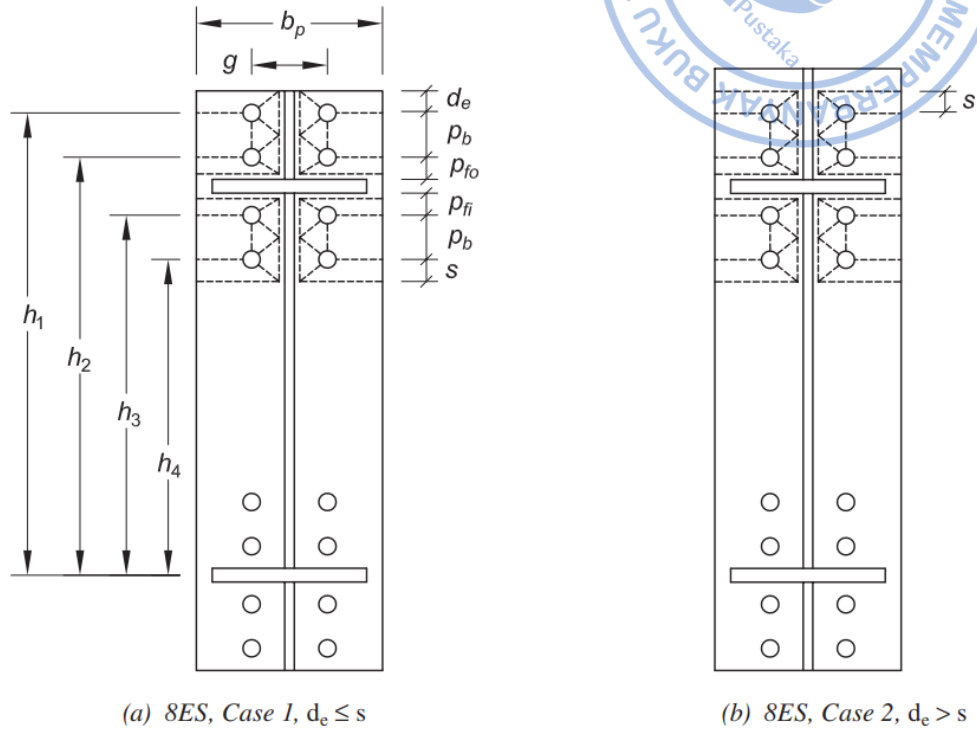
Jarak dari baut baris ketiga terhadap pusat sayap bawah,  $h_3$



$$h_3 = d - t_{bf} * \left(\frac{3}{2}\right) - p_{fo} = 512,5 \text{ mm}$$

Jarak dari baut baris keempat terhadap pusat sayap bawah,  $h_4$

$$h_4 = d - t_{bf} * \left(\frac{3}{2}\right) - p_{fo} - p_b = 417,5 \text{ mm}$$



**Gambar 6. 7.** Konfigurasi Sambungan 8ES

h. Penentuan Dimensi Baut yang Dibutuhkan

Untuk sambungan tipe 8ES, digunakan persamaan 6.7 – 4 SNI 7972 -2020 untuk menghitung dimensi baut yang dibutuhkan. Digunakan baut dengan mutu A490 dengan kuat tarik nominal,  $F_{nt} = 780 \text{ MPa}$ . Faktor tahanan untuk batasan non daktai ditetapkan sebesar,  $\Phi_n = 0,9$ .

Mutu baut yang digunakan	=	A490
Kuat tarik nominal baut, $F_{nt}$	=	780 MPa
Faktor tahanan, $\Phi_n$	=	0,9

$$d_{b,req} = \sqrt{\frac{2 * M_f}{\pi * F_{nt} * (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)}} = 32,0 \text{ mm}$$

Ukuran baut yang digunakan, $d_b$	=	1-3/8 inch
	=	34,925mm
Cek, $d_b \geq d_{b,req}$	=	OK

i. Penentuan Ketebalan *End Plate* yang Dibutuhkan

Perhitungan lebar pelat ujung efektif,  $b_{p, eff}$  ditentukan dengan persamaan sebagai berikut:

$$b_{p, eff} \leq b_{bf} + 1 in = 325,4 mm$$

Lebar end plate yang digunakan,  $b_p$

$$= 300 mm$$

Dimensi,  $s$  perlu dihitung untuk menentukan tipe garis pelelehan,  $Y_p$  yang menentukan. Dimensi,  $s$  dihitung dengan persamaan berikut:

$$s = \sqrt{\frac{(b_p * g)}{2}} = 106,1 mm$$

Cek,  $d_e \leq s$  atau  $d_e > s$

$$= d_e \leq s$$

Maka yang terjadi adalah Kasus 1.

TABEL 6.4 Ringkasan Parameter Mekanisme Garis Leleh Pelat Ujung Diperpanjang Dengan Pengaku Dengan Delapan Baut		
Geometri Pelat Ujung dan Pola Garis Leleh		Model Gaya Baut
Kasus 1 ( $d_e \leq s$ )	Kasus 2 ( $d_e > s$ )	
Kasus 1 ( $d_e \leq s$ )	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{2d_e} \right) + h_2 \left( \frac{1}{p_{fo}} \right) + h_3 \left( \frac{1}{p_{fi}} \right) + h_4 \left( \frac{1}{s} \right) \right]$ $+ \frac{2}{g} \left[ h_1 \left( d_e + \frac{3p_b}{4} \right) + h_2 \left( p_{fo} + \frac{p_b}{4} \right) + h_3 \left( p_{fi} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_4 \left( s + \frac{p_b}{4} \right) \right] + g$	
Kasus 2 ( $d_e > s$ )	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{s} \right) + h_2 \left( \frac{1}{p_{fo}} \right) + h_3 \left( \frac{1}{p_{fi}} \right) + h_4 \left( \frac{1}{s} \right) \right]$ $+ \frac{2}{g} \left[ h_1 \left( s + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \left( p_{fo} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_3 \left( p_{fi} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \left( s + \frac{3p_b}{4} \right) \right] + g$	
$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$ Catatan: Jika $p_n > s$ , gunakan $p_n = s$		

Gambar 6. 8. Parameter Garis Leleh Pelat Ujung,  $Y_p$

$$Y_p = \frac{b_p}{2} * \left[ h_1 * \left( \frac{1}{2 * d_e} \right) + h_2 * \left( \frac{1}{p_{fo}} \right) + h_3 * \left( \frac{1}{p_{fi}} \right) + h_4 * \left( \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \\ * \left[ h_1 * \left( d_e + \frac{3 * p_b}{4} \right) + h_2 * \left( p_{fo} + \frac{p_b}{4} \right) + h_3 * \left( p_{fi} + \frac{3 * p_b}{4} \right) \right. \\ \left. + h_4 * \left( s + \frac{p_b}{4} \right) \right] + g = 8651,5 \text{ mm}$$

Ketebalan pelat ujung yang dibutuhkan,  $t_{p, req}$  ditentukan dengan Persamaan 6.7 – 5 SNI 7972 – 2020. Faktor tahanan yang digunakan adalah,  $\Phi_d = 1,00$ .

$$t_{p, req} = \sqrt{\left( \frac{1,11 * M_f}{\Phi_d * F_{yp} * Y_p} \right)} = 37,1 \text{ mm}$$

Tebal end plate digunakan, $t_p$	=	40	mm
Cek terhadap tebal yang dibutuhkan	=	$t_p \geq t_{p, req}$	= OK
Tebal pelat ujung digunakan, $t_p$	=	40	mm
Tebal pelat ujung minimum, $t_{pmin}$ .	=	19	mm
Tebal pelat ujung maksimum, $t_{pmaks}$ .	=	64	mm
Cek, $t_{pmin} \leq t_p \leq t_{pmaks}$ .	=	OK	
Lebar pelat ujung digunakan, $b_p$	=	300	mm
Lebar pelat ujung minimum, $b_{pmin}$ .	=	229	mm
Lebar pelat ujung minimum maksimum, $b_{pmaks}$ .	=	381	mm
Cek, $b_{pmin} \leq b_p \leq b_{pmaks}$ .	=	OK	

j. Perhitungan Gaya pada Sayap Balok,  $M_f$

Gaya terfaktor pada sayap balok,  $F_{fu}$  ditentukan dengan Persamaan 6.7 – 6 SNI 7972 – 2020 sebagai berikut:

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d - t_{bf}} = 4530550,1 \text{ N}$$

k. Pengecekan Pelelehan Geser pada Perpanjangan Pelat

Pelelehan geser tidak perlu dicek karena perpanjangan pelat diperkuat dengan stiffener (*extended stiffened*).

l. Pengecekan Keruntuhan Geser pada Perpanjangan Pelat

Keruntuhan geser tidak perlu dicek karena perpanjangan pelat diperkuat dengan stiffener (*extended stiffened*).

m. Penentuan Ketebalan Stiffener dan Tebal Las Stiffener

Ketebalan stiffener minimum,  $t_{s, req}$  ditentukan berdasarkan persamaan 6.7 – 9 SNI 7972 – 2020, sebagai berikut:

Tebal stiffener yang dibutuhkan,  $t_{s, req}$

$$t_{s, req} = t_{bw} * \left( \frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) = 17 \text{ mm}$$

Tebal stiffener untuk ekstensi end plate,  $t_s = 19 \text{ mm}$   
 Cek terhadap tebal yang dibutuhkan  $= t_s \geq t_{s, req} = \text{OK}$

Geometri stiffener perlu memenuhi ketentuan tekuk lokal berdasarkan Persamaan 6.7 – 10 SNI 7972 – 2020.

Tinggi stiffener,  $h_{st} = 195 \text{ mm}$   
 Kelangsingan stiffener,  $h_{st}/t_s = 10,3$

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0,56 * \left( \frac{E}{F_{ys}} \right)^{0,5} = 15,9, \text{OK!}$$

Kebutuhan las stiffener per satuan panjang,  $R_u$

$$R_u = 0,6 * F_{ys} * t_s = 2827,2 \text{ N/mm}$$

Jumlah sisi las digunakan,  $n_{weld} = 2$  sisi  
 Tipe las yang digunakan  $= E70XX$   
 Kuat putus las,  $F_{EXX} = 482 \text{ MPa}$   
 Tebal las digunakan,  $t_{weld} = 10 \text{ mm}$   
 Sudut las terhadap arah gaya,  $\theta = 0$  derajat  
 Kapasitas las persatuan panjang,  $\Phi R_n$

$$\Phi R_n = 0,75 * n_{weld} * 0,6 * F_{EXX} * \left( \frac{t_{weld}}{\sqrt{2}} \right) * (1 + 0,5 * \sin(\theta)^{1,5}) = 3067,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Cek terhadap kebutuhan las  $= \Phi R_n \geq R_u = \text{OK}$

#### n. Pengecekan Kekuatan Geser Balok

Kekuatan geser pada balok dicek berdasarkan Pasal G2.1. SNI 1729 – 2020 sebagai berikut:

$$C_{v1} = 1$$

Kapasitas geser,  $\Phi V_n$

$$\Phi V_n = 1 * 0,6 * F_{yb} * d * t_{bw} * C_{v1} = 1072273,1 \text{ N}$$

Kebutuhan kekuatan geser,  $V_{ub} = V_h = 732634,2 \text{ N}$

Cek terhadap kebutuhan geser  $= \Phi V_n \geq V_{ub} = \text{OK}$

#### o. Kebutuhan Geser pada Sambungan

Kebutuhan geser yang dihitung pada sambungan ditentukan berdasarkan nilai gaya geser probable akibat momen probable yang terjadi pada sendi plastis,  $V_u = V_h = 732634,2 \text{ N}$ .



p. Kuat Runtuh Geser Baut

Kebutuhan geser vertikal pada sambungan pelat ujung ditentukan oleh gaya geser yang terjadi pada sendi plastis akibat momen probable,  $V_u = V_h = 722362,6$  N. Kapasitas geser baut,  $\Phi R_n$  ditentukan berdasarkan Persamaan 6.7 - 11 SNI 7972 - 2020. Gaya geser yang terjadi ditahan oleh baut pada sayap tekan balok saja, sehingga baut yang menahan hanya 8 buah.

Jumlah baut yang digunakan,  $n_b = 8$  buah

Kuat geser nominal baut,  $F_{nv} = 469$  MPa

Ukuran baut yang digunakan,  $d_b = 34,925$  mm

Kuat geser baut tereduksi,  $\Phi R_n$

$$\Phi R_n = \Phi_n * n_b * F_{nv} * A_b = 3234953,6 \text{ N}$$

$$\text{Cek terhadap kebutuhan geser} = \Phi R_n \geq V_u = \text{OK}$$

q. Pengecekan Kegagalan Tumpu/ Sobek pada Pelat Ujung Di Sayap Kolom

Sama dengan pengecekan di langkah sebelumnya, kebutuhan geser untuk pengecekan kegagalan tumpu atau sobek pada pelat ujung ditentukan oleh gaya geser yang terjadi pada sendi plastis akibat momen probable,  $V_u = V_h = 722362,6$  N. Gaya geser vertikal ditahan oleh sayap tekan balok dan ditahan oleh grup baut bagian atas, sementara kekuatan tumpu atau sobek dicek pada lubang baut bagian bawah.

Jarak bersih pada arah gaya,  $L_c$

$$L_c = \min(p_b - (d_b + 2); p_{fi} - (d_b + 2) * 0,5) = 31,5 \text{ mm}$$

Kapasitas sobek pelat ujung,  $\Phi R_n$

$$\Phi R_n = \Phi_n * n_b * 1,2 * L_c * t_p * F_{up} = 4359744,0 \text{ N}$$

Kapasitas tumpu end plate,  $\Phi R_n$

$$\Phi R_n = \Phi_n * n_b * 2,4 * d_b * t_p * F_{up} = 9656064,0 \text{ N}$$

Dari perhitungan di atas diketahui bahwa kapasitas sobek pada pelat ujung lebih menentukan dibandingkan kapasitas tumpu sehingga,  $\Phi R_n = 4359744,0$  N.

$$\text{Cek terhadap kebutuhan geser} = \Phi R_n \geq V_u = \text{OK}$$

r. Desain Las dari Balok Baja ke Pelat Ujung

Pada bagian ini dilakukan desain terhadap las. Sesuai SNI 7972 - 2020 Pasal 6.6.6(2), sayap balok perlu dihubungkan ke pelat ujung menggunakan *complete joint penetration groove weld*. Muka sayap bagian dalam balok perlu dilas dengan las fillet dengan ketebalan minimum 5/16-inch (8 mm). Badan balok dihubungkan pada pelat ujung menggunakan las fillet atau las gruv PJK. Las fillet harus memiliki ukuran yang dapat menyalurkan kekuatan penuh



badan balok dalam tarik dari muka sebelah dalam sayap sampai 6-inch (150 mm) melebihi lajur baut terjauh dari sayap balok.

Kuat butuh las,  $R_u$

$$R_u = F_{yb} * t_{bw} = 4140 \frac{N}{mm}$$

Jumlah sisi las digunakan, $n_{weld}$	=	2	sisi
Tipe las yang digunakan	=	E70XX	
Kuat putus las, $F_{EXX}$	=	482	MPa
Tebal las digunakan, $t_{weld}$	=	10	mm
Sudut las terhadap arah gaya, $\theta$	=	90	derajat
Kapasitas las persatuan panjang, $\Phi R_n$			

$$\Phi R_n = 0,75 * n_{weld} * 0,6 * F_{EXX} * \left(\frac{t_{weld}}{\sqrt{2}}\right) * (1 + 0,5 * \sin(\theta)^{1,5}) = 4481,3 \frac{N}{mm}$$

$$\text{Cek terhadap kebutuhan las, } \Phi R_n \geq R_u = \text{OK}$$

Panjang bagian tarik,  $l_{wt}$

$$l_{wt} = p_{fi} + p_b + 6 \text{ in} = 297,4 \text{ mm}$$

$$\text{Sudut las terhadap arah gaya, } \theta = 0 \text{ derajat}$$

Kapasitas las,  $\Phi R_n$

$$\Phi R_n = 0,75 * n_{weld} * 0,6 * F_{EXX} * \left(\frac{t_{weld}}{\sqrt{2}}\right) * l_{wt} * (1 + 0,5 * \sin(\theta)^{1,5}) = 912253,4 \text{ N}$$

$$R_u = V_h = 732634,2 \text{ N}$$

$$\text{Cek terhadap kebutuhan las, } \Phi R_n \geq R_u = \text{OK}$$

## 2. Desain pada Sisi Kolom

Pada desain sambungan untuk sisi kolom dilakukan pengecekan terhadap kapasitas pelelehan lentur pada sayap kolom sehingga dapat diketahui pelat penerus perlu disediakan atau tidak. Selain itu dilakukan juga pengecekan pada kapasitas geser pada zona panel untuk menentukan kebutuhan pelat pengganda.

### a. Pengecekan Kebutuhan Pelat Penerus

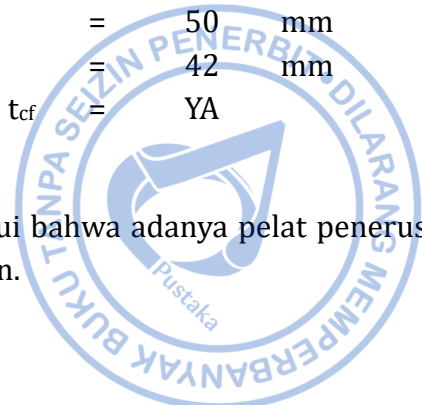
Berdasarkan SNI 7860 – 2020 ditetapkan batasan minimum untuk ketebalan sayap kolom. Jika batasan tersebut tidak dapat dipenuhi maka pelat penerus diperlukan untuk memperkuat kolom.

Tebal sayap kolom yang dibutuhkan

$$t_{cf,req1} = \frac{b_{bf}}{6} = 50,0 \text{ mm}$$

$$t_{cf,req2} = 0,4 * (1,8 * b_{bf} * t_{bf} * \left(\frac{R_{yb} * F_{yb}}{R_{yc} * F_{yc}}\right)^{0,5}) = 46,5 \text{ mm}$$

Tebal flange kolom yang dibutuhkan,  $t_{cf,req}$  = 50 mm  
 Tebal flange kolom yang digunakan,  $t_{cf}$  = 42 mm  
 Apakah pelat penerus dibutuhkan?  $t_{cf,req} \leq t_{cf}$  = YA



b. Pengecekan Pelelehan pada Kolom

Berdasarkan hasil pengecekan sudah diketahui bahwa adanya pelat penerus sebagai pengaku sayap kolom tetap dibutuhkan.

$$s = 0,5 * (bp * g)^{0,5} = 150,0 \text{ mm}$$

$$c = p_{fi} + t_{bf} + p_{fo} = 125,0 \text{ mm}$$

<b>TABEL 6.6</b> <b>Ringkasan Parameter Mekanisme Garis Leleh Sayap Kolom Yang Diperpanjang Dengan Delapan Baut</b>	
Geometri Sayap Kolom Tanpa pengaku dan Pola Garis Leleh	Geometri Sayap Kolom Dengan Pengaku dan Pola Garis Leleh
<b>Sayap Kolom Tanpa pengaku</b>	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{s} \right) + h_4 \left( \frac{1}{s} \right) \right]$ $+ \frac{2}{g} \left[ h_1 \left( p_b + \frac{c}{2} + s \right) + h_2 \left( \frac{p_b}{2} + \frac{c}{4} \right) + h_3 \left( \frac{p_b}{2} + \frac{c}{2} \right) + h_4 (s) \right] + \frac{g}{2}$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g}$
<b>Sayap Kolom Diperkaku</b>	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{s} \right) + h_2 \left( \frac{1}{p_{so}} \right) + h_3 \left( \frac{1}{p_{si}} \right) + h_4 \left( \frac{1}{s} \right) \right]$ $+ \frac{2}{g} \left[ h_1 \left( s + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \left( p_{so} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_3 \left( p_{si} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \left( s + \frac{3p_b}{4} \right) + p_b^2 \right] + g$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g} \quad \text{Catatan: Jika } p_{si} > s, \text{ gunakan } p_{si} = s$

Gambar 6. 9. Parameter Garis Leleh Pelat Kolom,  $Y_c$

Apakah kolom menggunakan pelat penerus? = YA

Tebal pelat penerus,  $t_{cp}$  = 30 mm

$$p_{si} = p_{fi} + 0,5 * t_{bf} - 0,5 * t_{cp} = 47,5 \text{ mm}$$

$$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} + \left[ h_1 * \left( \frac{1}{s} \right) + h_2 * \left( \frac{1}{p_{so}} \right) + h_3 * \left( \frac{1}{p_{si}} \right) + h_4 * \left( \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \\ * \left[ h_1 * \left( s + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 * \left( p_{so} + 3 * \frac{p_b}{4} \right) + h_3 * \left( p_{si} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 * \right. \\ \left. * \left( s + 3 * \frac{p_b}{4} \right) + p_b^2 \right] + g = 14258,3 \text{ mm}$$

Tebal sayap kolom yang dibutuhkan,  $t_{cf,req}$

$$t_{cf,req} = \left( \frac{1,11 * M_f}{\Phi_d * F_{yc} * Y_c} \right)^{0,5} = 24,5 \text{ mm}$$

Tebal sayap kolom yang digunakan,  $t_{cf}$  = 42,0 mm

Cek terhadap tebal yang dibutuhkan =  $t_{cf} \geq t_{cf,req}$  = OK

Berdasarkan hasil perhitungan, ketebalan sayap kolom untuk kolom yang diperkaku dengan pelat penerus sudah mencukupi ketentuan yang ada. Namun kondisi batas lain yang menentukan perlu dicek lebih lanjut.

- c. Kekuatan Sayap Kolom Tersedia untuk Perhitungan Kebutuhan Pelat Penerus (Apabila Dibutuhkan)

Momen pada sayap kolom,  $\Phi_d M_{cf}$

$$\Phi_d * M_{cf} = \Phi_d * F_{yc} * Y_c * t_{cf}^2 = 8677331161,6 \text{ Nmm}$$

Kapasitas pelelehan lentur,  $\Phi_d R_n$

$$\Phi_d * R_n = \Phi_d * \frac{M_{cf}}{d - t_{bf}} = 15091010,7 \text{ N}$$

Apakah pelat penurus dibutuhkan?

$$\Phi_d R_n < F_{fu} = \text{TIDAK}$$

Berdasarkan hasil perhitungan, kekuatan sayap kolom masih mencukupi sehingga pelat penerus tidak dibutuhkan keberadaannya. Namun keadaan batas lain seperti lipat pada badan, pelelehan pada badan kolom serta tekuk pada badan kolom masih dapat terjadi.

- d. Pelelehan Lokal pada Web Kolom

Apakah kolom ada di top story? = TIDAK

Tebal welding dari flange balok ke end plate, w = 10 mm

Lebar efektif bearing,  $l_b$

$$l_b = t_{bf} + w + 2 * t_p = 115,0 \text{ mm}$$

$$C_t = 1$$

$$k_c = 70 \text{ mm}$$

Kapasitas pelelehan lokal di web kolom (tidak top story),  $\Phi_d R_n$

$$\Phi_d * R_n = \Phi_d * (6 * C_t * k_c + l_b) * F_{yc} * t_{cw} = 3691500,0 \text{ N}$$

Apakah pelat penerus dibutuhkan?

$$\Phi_d * R_n < F_{fu} = YA$$

Berdasarkan hasil perhitungan, untuk keadaan batas pelelehan lokal pada badan kolom, pelat penerus tetap dibutuhkan.

e. *Web Crippling* (Lipat Badan) pada Kolom

Pemeriksaan terhadap potensi lipat badan akibat beban terpusat pada kolom perlu dilakukan.

Apakah kolom ada di top story? = TIDAK

$$\Phi * R_n = 0,75 * 0,8 * t_{wc}^2 * \left[ 1 + 3 * \left( \frac{t_{fb}}{d_c} \right) * \left( \frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E * F_{yc} * t_{fc}}{t_{wc}}} = 3434849,8 \text{ N}$$

Kapasitas web crippling = 3434849,8 N

Apakah pelat penerus dibutuhkan?

$$\Phi_d * R_n < F_{fu} = YA$$

Berdasarkan hasil perhitungan, untuk keadaan batas lipat badan pada kolom, pelat penerus tetap dibutuhkan.

f. Kekuatan Tekuk Badan Kolom

Apakah kolom ada di top story? = TIDAK

$$h = d_c - t_{cf} = 558 \text{ mm}$$

$$\Phi * R_n = \frac{24 * t_{cw}^3 * (E * F_{yc})^{0,5}}{h} = 2858193,2 \text{ N}$$

Kapasitas tekuk badan pada kolom = 2858193,2 N

Apakah pelat penerus dibutuhkan?

$$\Phi_d * R_n < F_{fu} = YA$$

Berdasarkan hasil perhitungan, untuk keadaan batas tekuk badan pada kolom, pelat penerus tetap dibutuhkan.



g. Desain Pelat Penerus

Berdasarkan hasil perhitungan, keadaan batas yang menentukan bagi kolom yang dibebani beban terpusat pada sayap adalah kekuatan tekuk badan pada kolom.

$$\Phi * R_{nmin} = 2858193,2 \text{ N}$$

Kekuatan perlu,  $F_{su}$

$$F_{su} = F_{fu} - \min(\Phi * R_n) = 1757355,5 \text{ N}$$

Tebal continuity plate digunakan,  $t_{cp} = 30,0 \text{ mm}$

Tebal continuity plate dibutuhkan,  $t_{cp,req}$

$$t_{cp,req} = t_{bf} * 0,5 \geq \frac{bbf}{16} = 18,75 \text{ mm}$$

Cek terhadap tebal yang dibutuhkan  $= t_{cp} \geq t_{cp,req} = \text{OK}$

Lebar continuity plate digunakan,  $w_{cp} = 150,0 \text{ mm}$

Lebar continuity plate dibutuhkan,  $w_{cp,req}$

$$w_{cp,req} = \left( \frac{b_{bf}}{3} - \frac{t_{cw}}{2} \right) = 90,0 \text{ mm}$$

Cek terhadap lebar yang dibutuhkan  $= w_{cp} \geq w_{cp,req} = \text{OK}$

Luas continuity plate digunakan,  $A_{gcp}$

$$A_{gcp} = t_{cp} * w_{cp} * 2 = 9000,0 \text{ mm}^2$$

Rasio kelangsingan pelat penerus,  $L_c/r = 41,4$

Untuk  $L_c/r > 25$

Tegangan kritis elastis,  $F_e$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left( \frac{L_c}{r} \right)^2} = 1152,4 \text{ MPa}$$

Untuk  $L_c/r \leq 4,71 * (E/F_y)^{0,5}$

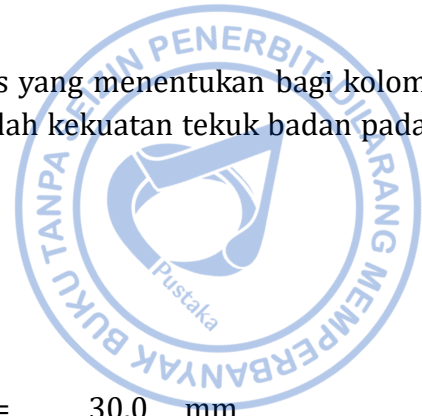
Tegangan tekuk lentur,  $F_{cr1}$

$$F_{cr1} = \left( 0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) * F_y = 226,6 \text{ MPa}$$

Kuat aksial pelat penerus,  $\Phi P_n$

$$\Phi P_n = 0,9 * F_{cr} * A_{gcp} = 1837190,5 \text{ N}$$

Cek kekuatan yang tersedia  $= F_{su} \leq \Phi * P_n = \text{OK}$



Panjang kontak antara sayap kolom dengan pelat penerus,  $l_{cpw}$

$$Clip = 0,75 * 1 \text{ inch}$$

$$l_{cpw} = d_c - 2 * t_{cf} - 2 * clip = 477,9 \text{ mm}$$

Panjang kontak antara badan kolom dengan pelat penerus,  $l_{cpf}$

$$l_{cpf} = w_{cp} - 1 * clip = 131,0 \text{ mm}$$

Kuat tarik nominal pelat penerus,  $R_{u1}$

$$R_{u1} = F_y * 2 * l_{cpf} * t_{cp} = 1948536,0 \text{ N}$$

Kuat geser nominal pelat penerus,  $R_{u2}$

$$R_{u2} = 0,6 * F_{ycp} * 2 * l_{cpw} * t_{cp} = 4266691,2 \text{ N}$$

Kebutuhan kuat aksial kolom,  $P_{uc}$

$$P_{uc} = V_h = 732634,2 \text{ N}$$

Kuat aksial leleh kolom,  $P_y$

$$P_y = F_{yc} * A_c = 20948400,0 \text{ N}$$

$$\frac{P_{uc}}{P_y} = 0,035 \leq 0,75, \text{ OK!}$$

Kuat geser zona panel,  $R_{u3}$

$$R_{u3} = \Phi * 0,6 * F_y * d_c * t_{cw} * \left( 1 + \left( \frac{3 * b_{cf} * t_{cf}^2}{d * d_c * t_{cw}} \right) \right) = 3579444,0 \text{ N}$$

Berdasarkan hasil perhitungan keadaan batas untuk pelat penerus dikontrol oleh kapasitas tarik nominal zona panel.

$$R_{umin} = 1948536,0 \text{ N}$$

Jumlah las digunakan	=	4	buah
Tipe las yang digunakan	=	E70XX	
Kuat putus las, $F_{EXX}$	=	482	MPa
Tebal las digunakan, $t_{weld}$	=	10	mm
Sudut las terhadap arah gaya, $\theta$	=	0	derajat

Kapasitas las,  $\Phi R_n$

$$\Phi * R_n = 0,75 * n_{weld} * 0,6 * F_{EXX} * \left( \frac{t_{weld}}{\sqrt{2}} \right) * (1 + 0,5 * \sin^{1,5}(\theta)) = 2931848,8 \text{ N}$$

$$\text{Cek kekuatan yang tersedia} = \Phi * R_n \geq R_u = \text{OK}$$

$$\text{Jumlah garis} = 2 \text{ garis}$$

Kuat runtuh geser,  $\Phi R_n$





$$\Phi * R_n = 0,75 * n_{lines} * 0,6 * F_u * A_{nv} = 4587840,0 N$$

$$\text{Cek kekuatan yang tersedia} = \Phi * R_n \geq R_u = \text{OK}$$

h. Geser pada Zona Panel

Kuat geser perlu pada zonal panel,  $V_{upz}$

$$V_{upz} = F_{fu} - V_{uc} - 0,5 * P_{ub} = 3016143,0 N$$

Kuat aksial perlu kolom,  $P_{uc,total}$

$$P_{uc,total} = P_{uc} + V_{ub} = 3255102,0 N$$

Kuat leleh aksial,  $P_y$

$$P_y = F_{yc} * A_{cg} = 20948400,0 N$$

$$\frac{P_{uc,total}}{P_y} = 0,155 \leq 0,75$$

Kuat geser zona panel,  $\Phi R_n$

$$\Phi * R_n = \Phi * 0,6 * F_y * d_c * t_{cw} * \left( 1 + \left( \frac{3 * b_{cf} * t_{cf}^2}{d * d_c * t_{cw}} \right) \right) = 3579444,0 N$$

Cek terhadap kekuatan yang dibutuhkan,

$$V_{upz} \leq \Phi * R_n = \text{OK!}$$

$$d_z = d - 2 * t_{bf} = 550 \text{ mm}$$

$$w_z = d_c - 2 * t_{cf} = 516 \text{ mm}$$

$$t_{cw,req} = \frac{d_z + w_z}{90} = 11,844 \text{ mm}$$

Cek terhadap tebal yang dibutuhkan

$$t_{cw} \geq t_{cwreq} = \text{OK}$$

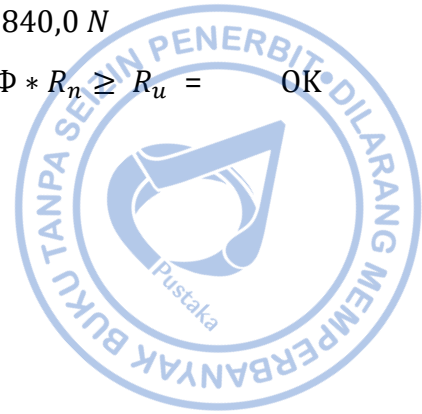
Apakah doubler plate dibutuhkan? = TIDAK

Pelat pengganda tidak dibutuhkan keberadaannya karena kapasitas geser zona panel yang masih di atas kuat geser zona panel yang dibutuhkan. Selain itu tebal badan kolom sudah memenuhi persyaratan yang ada.

i. Desain Doubler Plate (Perhitungan Dapat Diabaikan)

Tebal pelat yang dibutuhkan untuk  $P_r/P_y \leq 0,75$ ,  $t_p$

$$t_p = \left( \frac{\frac{V_{upz}}{\Phi}}{0,6 * F_{yc} * d_c} \right) - \left( \frac{3 * b_{cf} * t_{cf}^2}{d_b * d_c} \right) = 15,5 \text{ mm}$$



$$\begin{aligned} \text{Tebal pelat yang dibutuhkan, } t_p &= 15,5 \text{ mm} \\ \text{Tebal doubler plate yang dibutuhkan, } t_{dp} &= t_p - t_{cw} = 0 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka tidak dibutuhkan pelat pengganda tambahan pada badan kolom.

j. *Strong Column Weak Beam*

Kuat aksial perlu kolom,  $P_{uc,total}$

$$P_{uc,total} = P_{uc} + V_{ub} = 3255102,0 \text{ N}$$

$$\text{Jumlah kolom yang dipertimbangkan, } n_c = 2$$

Total kapasitas momen kolom,  $\Sigma M_{pc}^*$

$$\Sigma M_{pc}^* = \Sigma Z_c * (F_{yc} - \alpha_s * \left(\frac{P_{uc,total}}{A_{gc}}\right)) = 8970711895,0 \text{ Nmm}$$

$$\text{Jumlah balok yang dipertimbangkan, } n_b = 2$$

Dengan  $V_u = V_h$ , maka

$$M_v = V_u * \left(S_h + \frac{d_c}{2}\right) = 496542751,8 \text{ Nmm}$$

Total kapasitas momen balok,  $\Sigma M_{pb}^*$

$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma (M_{pr} + \alpha_s * M_v) = 5747461503,6 \text{ Nmm}$$

Rasio strong column weak beam,

$$\Sigma M_{pc}^* / \Sigma M_{pb}^* = 1,56 > 1, \text{ OKAY}$$

Berdasarkan hasil pengecekan, rasio *strong column weak beam* masih memenuhi persyaratan yang ada.

## D. Desain Pengekang Lateral

Pengekang lateral yang mencukupi perlu disediakan sesuai ketentuan pada

### 1. Data Awal Profil

Profil yang digunakan	=	WF 600X300X12X25
Tinggi profil, H	=	600 mm
Tebal sayap, $t_f$	=	25 mm
Lebar sayap, $b_f$	=	300 mm
Tebal web, $t_w$	=	12 mm
Tinggi badan, $h_w$	=	494 mm
Luas profil, $A_g$	=	21600 mm <sup>2</sup>
Mutu baja	=	ASTM A588
Kuat leleh baja, $F_y$	=	345 MPa
Kuat putus baja, $F_u$	=	483 MPa

## 2. Kebutuhan Breis

$$\text{Radius girasi sumbu lemah, } r_y = 72,2 \text{ mm}$$

$$\text{Rasio kuat leleh terekspektasi terhadap kuat leleh minimum, } R_y = 1,1$$

Jarak maksimum breis lateral,  $L_b \text{ maks.}$

$$L_{b \text{ maks.}} = 0,095 * r_y * \frac{E}{R_y * F_y} = 3614 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus penampang plastis, } Z_x = 5220000 \text{ mm}^3$$

Kekuatan lentur perlu balok dalam panjang tak terbreis,  $M_r$

$$M_r = R_y * F_y * Z_x = 1980990000 \text{ Nmm}$$

Kekuatan perlu breis titik tengah dan ujung,  $P_{br}$

$$P_{br} = 0,02 * \left( M_r * \frac{C_d}{h_0} \right) = 68904 \text{ N}$$

$$\text{Panjang breis, } L = 2250 \text{ mm}$$

$$\text{Perbedaan tinggi breis, } H = 0 \text{ mm}$$

Sudut yang dibentuk breis,  $\theta$

$$\theta = \tan^{-1} * (H/L) = 0$$

$$\text{Profil breis yang digunakan} = \text{WF 250X125X6X9}$$

$$\text{Luas breis yang digunakan, } A_g = 3642 \text{ mm}^2$$

Kekakuan breis,  $K$

$$K = \left( \frac{A_g * E}{L} \right) * \cos(\theta)^2 = 323733 \frac{N}{mm}$$

$$C_d = 1$$

Kekakuan minimum breis,  $\beta_{br}$

$$\beta_{br} = \left( \frac{1}{\Phi} \right) * \left( \frac{10 * M_r * C_d}{L_{br} * h_0} \right) = 20416 \frac{N}{mm}$$

$$\text{Cek persyaratan minimum kekakuan} = \beta_{br} < K = OK$$



## E. Desain Kekuatan Balok

Balok merupakan elemen struktur yang dominan terhadap gaya geser dan momen lentur. Atas dasar tersebut balok perlu didesain berdasarkan Pasal F dan G SNI 1729 - 2020. Berikut ini dilampirkan contoh perhitungan balok WF.600X300X12X25 sesuai dengan standar yang berlaku.

## 1. Kekuatan Lentur Balok

Kekuatan lentur untuk balok dianalisis berdasarkan Pasal F pada SNI 1729 – 2020. Perhitungan untuk kuat lentur untuk balok WF.600X300X12X25 disajikan sebagai berikut:

### a. Data Awal Profil

Profil yang digunakan	=	WF.600X300X12X25
Mutu baja, $F_y$	=	345 MPa
Tinggi profil, H	=	600 mm
Lebar sayap, $b_f$	=	300 mm
Tebal sayap, $t_f$	=	25 mm
Tebal badan, $t_w$	=	12 mm
Luas profil, A	=	216,0 cm <sup>2</sup>
	=	21600,0 mm <sup>2</sup>
Momen inersia sumbu kuat, $I_x$	=	140700,0 cm <sup>4</sup>
Momen inersia sumbu lemah, $I_y$	=	11257,9 cm <sup>4</sup>
Radius girasi sumbu kuat, $r_x$	=	25,5 cm
Radius girasi sumbu lemah, $r_y$	=	7,2 cm
Modulus elastis sumbu kuat, $S_x$	=	4690,0cm <sup>3</sup>
	=	4690000,0 mm <sup>3</sup>
Modulus elastis sumbu lemah, $S_y$	=	750,5 cm <sup>3</sup>
	=	750528,0 mm <sup>3</sup>
Modulus elastisitas baja, E	=	200000 MPa
Tinggi efektif, h	=	550,0 mm
Jarak antara titik berat sayap, $h_o$	=	575,0 mm
Konstanta pilin, $C_w$	=	9305374500000 mm <sup>6</sup>

### b. Rasio Kelangsingan Sayap

Rasio kelangsingan sayap,  $\lambda_f$

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 * t_f} = 6,0$$

Batas kelangsingan untuk penampang kompak,  $\lambda_p$

$$\lambda_p = 0,38 * \left(\frac{E}{F_y}\right)^{0,5} = 9,2$$

Cek kelangsingan sayap,

$$\lambda_f \leq \lambda_p = \text{OK}$$

Rasio kelangsingan badan,  $\lambda_w$

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} = 45,8$$

Batas kelangsingan untuk penampang kompak,  $\lambda_p$

$$\lambda_p = 3,76 * \left(\frac{E}{F_y}\right)^{0,5} = 90,6$$

Cek kelangsingan badan

$$\lambda_w \leq \lambda_p = \text{OK}$$

Dapat ditarik simpulan bahwa sayap dan badan untuk profil WF.600X300X12X25 termasuk dalam kategori kompak.

c. Kapasitas Momen Pelelehan

Titik berat tegangan plastis, $y_o$	=	241,7	mm
Luas tegangan plasits, $A_t$	=	10800,0	mm <sup>2</sup>
Titik berat, d	=	483,3	mm
Modulus penampang plastis, $Z_x$	=	5220000,0	mm <sup>3</sup>

Momen plastis,

$$M_n = M_p = Z_x * F_y = 1799532360,0 \text{ Nmm}$$

d. Batasan Panjang

Panjang,  $L_p$

$$L_p = 1,76 * r_y * \left(\frac{E}{F_y}\right)^{0,5} = 3060,5 \text{ mm}$$

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 * \left(1 + \left(\frac{1}{6}\right) * \left(\frac{h * t_w}{b_f * t_f}\right)\right)}} = 83,1 \text{ mm}$$

Konstanta torsi, J

$$J = \left(2 * b_f * t_f^3 + h_o * t_w^3\right) * \left(\frac{1}{3}\right) = 3456200,0 \text{ mm}^4$$

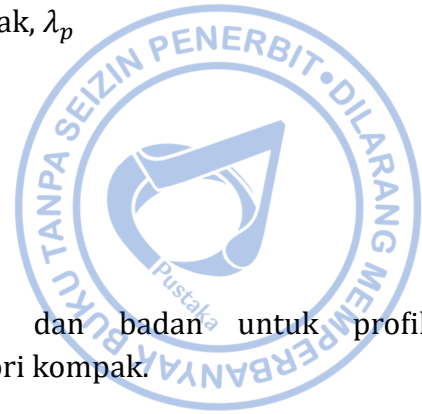
Panjang  $L_r$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \left(\frac{E}{0,7 * F_y}\right) * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J * c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,76 * \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$= 9175,2 \text{ mm}$$

Panjang,  $L_b = 2250,0\text{mm}$

Cek =  $L_b \leq L_p = \text{Tekuk Torsi Tidak Diperhitungkan}$



- e. Kapasitas Momen Nominal Sumbu Kuat,  $\Phi M_n$

Kapasitas momen nominal hanya dipertimbangkan dari momen pelelehan saja dengan nilai sebagai berikut:

$$\Phi M_n = 0,9 * M_p = 1619579124,0 \text{ Nmm} = 1619,6 \text{ kNm}$$

- f. Kapasitas Momen Nominal untuk Sumbu Lemah,  $\Phi M_n$

Apakah sayap termasuk kompak? = Ya

Kapasitas momen plastis

Kapasitas momen nominal,  $M_n$

$$M_n = F_y * Z_y \leq 1,6 * F_y * S_y = 394656062,4 \text{ Nmm}$$

$$\Phi M_n = 0,9 * M_n = 355190456,2 \text{ Nmm} = 355,2 \text{ kNm}$$

## 2. Kekuatan Geser Balok

Kekuatan geser untuk balok dianalisis berdasarkan Pasal G pada SNI 1729 – 2020. Perhitungan untuk kuat geser untuk balok WF.600X300X12X25 disajikan sebagai berikut:

- a. Kuat Geser Akibat Pelelehan Geser

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 x \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 45,8$$

$$2,24 x \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 54,0$$

$$C_v = 1$$

$$A_w = h * t_w = 6600 \text{ mm}^2$$

$$V_n = 0,6 * F_y * A_w = 1365162,5 \text{ N}$$

$$\Phi V_n = 0,9 * V_n = 1228646,2 \text{ N} = 1228,6 \text{ kN}$$

- b. Cek Terhadap Gaya Geser yang Terjadi

$$\text{Kuat geser perlu, } V_u = 252,8 \text{ kN}$$

$$\text{Kuat geser tersedia, } \Phi V_n = 1228,6 \text{ kN}$$

$$\text{Cek} = \Phi V_n \geq V_u, \text{ OK!}$$

## 3. Interaksi Aksial – Lentur Balok

Kekuatan aksial lentur untuk balok dianalisis berdasarkan Pasal H pada SNI 1729 – 2020.

- a. Desain untuk Kombinasi Gaya untuk Kombinasi Beban dengan Pengaruh Beban Seismik (Gaya Aksial Lentur Ditinjau)



Kuat lentur perlu sumbu kuat,  $M_{rx}$  = 735,4 kNm  
 Kuat lentur perlu sumbu lemah,  $M_{ry}$  = 0 kNm  
 Kuat lentur sumbu kuat tersedia,  $M_{nx}$  = 1619,6kNm  
 Kuat lentur sumbu lemah tersedia,  $M_{ny}$  = 355,2 kNm  
 Gaya aksial yang dominan = Tekan  
 Rasio gaya aksial,  $P_r/P_n$  = 0,0

Untuk rasio gaya aksial,  $P_r/P_n < 0,2$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left( \frac{M_{rc}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = 0,454 \leq 1, OK!$$

Stress ratio = 0,454



**Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)**

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{rc} / M_{cx}) + (M_{ry} / M_{cy})$
0.454 =	$2.366E-05 + 0.454 + 3.835E-05$

**Gambar 6. 10.** Stress Ratio Balok yang Ditinjau

## F. Desain Kekuatan Kolom

Dalam menentukan desain untuk kekuatan kolom, terdapat ketentuan khusus yang diatur oleh SNI 7860 – 2020. Kolom perlu dicek pada dua kondisi pembebanan dasar dengan pengaruh beban seismik yang diatur sesuai kombinasi sebagai berikut:

1.  $(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + \rho Q_E + L$
2.  $(0,9 - 0,2 S_{DS}) D + \rho Q_E$

Pada kondisi pembebanan dasar dengan pengaruh beban seismik, kekuatan kolom perlu dicek terhadap kekuatan interaksi akibat aksial – lentur.

Selain itu pengecekan perlu dilakukan terhadap kondisi pembebanan dasar dengan pengaruh beban seismik dan faktor kuat lebih yang diatur sesuai kombinasi sebagai berikut:

1.  $(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + \Omega_0 Q_E + L$
2.  $0,9 - 0,2 S_{DS}) D + \Omega_0 Q_E$

Pada kondisi pembebanan dasar dengan pengaruh beban seismik dengan faktor kuat lebih, kekuatan kolom perlu dicek terhadap kekuatan aksialnya saja tanpa mempertimbangkan momen dan gaya geser yang terjadi. Berikut ini dilampirkan contoh perhitungan kolom HB.600X600X20X42 sesuai dengan standar yang berlaku.

### 1. Kekuatan Aksial Tekan Kolom

Kekuatan aksial tekan untuk kolom dianalisis berdasarkan Pasal E pada SNI 1729 – 2020. Perhitungan untuk kuat aksial tekan untuk kolom HB.600X600X20X42 disajikan sebagai berikut:

a. Data Awal Profil

Profil yang digunakan	=	HB 600X600X20X42
Tinggi profil, H	=	600 mm
Tebal sayap, $t_f$	=	42 mm
Lebar sayap, $b_f$	=	600 mm
Tebal web, $t_w$	=	20 mm
Tinggi badan, $h_w$	=	460 mm
Luas profil, $A_g$	=	60720 mm <sup>2</sup>
Mutu baja	=	ASTM A588
Kuat leleh baja, $F_y$	=	345 MPa
Kuat putus baja $F_u$	=	483 MPa

b. Kelangsingan Sayap dan Badan

Rasio kelangsingan sayap,  $\lambda_f$

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 * t_f} = 7,1$$

Batas kelangsingan untuk penampang kompak,  $\lambda_p$

$$\lambda_p = 0,56 * \left(\frac{E}{F_y}\right)^{0,5} = 13$$

Cek kelangsingan sayap,

$$\lambda_f \leq \lambda_p = \text{OK}$$

Rasio kelangsingan badan,  $\lambda_w$

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} = 23$$

Batas kelangsingan untuk penampang kompak,  $\lambda_p$

$$\lambda_p = 1,49 * \left(\frac{E}{F_y}\right)^{0,5} = 36$$

Cek kelangsingan badan

$$\lambda_w \leq \lambda_p = \text{OK}$$

Dapat ditarik simpulan bahwa sayap dan badan untuk profil HB.600X600X20X42 termasuk dalam kategori kompak.

c. Pengecekan Kelangsingan

Faktor panjang tekuk sumbu kuat, $K_x$	=	1
Faktor panjang tekuk sumbu lemah, $K_y$	=	1
Panjang sumbu kuat, $L_x$	=	2,9 m
Panjang sumbu lemah, $L_y$	=	2,9 m
Radius girasi sumbu kuat, $r_x$	=	261,7 mm
Radius girasi sumbu lemah, $r_y$	=	157,8 mm
Kelangsingan sumbu kuat,		

$$K_x * \frac{L_x}{r_x} = 11,1$$

Kelangsingan sumbu lemah,

$$K_y * \frac{L_y}{r_y} = 18,4$$

Kelangsingan maksimum,  $(K*L/r)_{max} = 18,4$

Cek batas kelangsingan,

$$\left(K * \frac{L}{r}\right)_{max} < 200 = OK!$$



d. Kekuatan Tekuk Lentur

Tegangan tekuk kritis,  $F_e$

$$F_e = \pi^2 * \frac{E}{\left(K * \frac{L}{r}\right)^2} = 5839,9 \text{ MPa}$$

$$4,71 * \left(\frac{E}{F_y}\right)^{0,5} = 113,4$$

Cek terhadap batasan kelangsingan,

$$\left(K * \frac{L}{r}\right)_{max} \leq 4,71 * \left(\frac{E}{F_y}\right)^{0,5}, OK!$$

Persamaan E3-2 SNI 1729 - 2020 berlaku.

Tegangan lentur,  $F_{cr}$

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y = 336,3 \text{ MPa}$$

Tegangan lentur diambil,  $F_{cr} = 336,3 \text{ MPa}$

Kuat tekan akibat tekuk lentur,  $\Phi P_n$

$$\Phi P_n = 0,9 * F_{cr} * A_g = 18379470,0 \text{ N} = 18379,5 \text{ kN}$$

e. Kekuatan Tekuk Torsi dan Torsi Lentur

Tinggi efektif profil,  $h_0$

$$h_0 = H - t_f = 558 \text{ mm}$$

Konstanta pilin,  $C_w$

$$C_w = \left(\frac{1}{24}\right) * h_0^2 * b_f^3 * t_f = 1,17696E + 14 \text{ mm}^6$$

Modulus elastis geser,  $G = 77200 \text{ MPa}$

Konstanta torsi,  $J$

$$J = \left(\frac{1}{3}\right) * (2 * b_f * t_f^3 + h_0 * t_w^3) = 31123200,0 \text{ mm}^4$$

Tegangan tekuk sumbu kuat,  $F_{ex}$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{L_{cx}}{r_x}\right)^2} = 16062,1 \text{ MPa}$$

Tegangan tekuk sumbu lemah,  $F_{ey}$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{L_{cy}}{r_y}\right)^2} = 5839,9 \text{ MPa}$$

Faktor panjang tekuk sumbu longitudinal,  $K_z$  = 1,0

Panjang sumbu longitudinal,  $L_z$  = 2,9 m

Kelangsingan terhadap sumbu longitudinal

$$K_z * L_z = 2,9 \text{ m}$$

Momen inersia sumbu kuat,  $I_x$  = 415957536,0 mm<sup>3</sup>

Momen inersia sumbu lemah,  $I_y$  = 151234400,0 mm<sup>3</sup>

Tekuk elastis torsi atau torsi lentur,  $F_e$

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 * E * C_w}{(L_{cz})^2} + G * J\right) * \left(\frac{1}{I_x + I_y}\right) = 52889,7 \text{ MPa}$$

Cek rasio,  $F_y/F_e$  = 0,007

$F_y/F_e \leq 2,25$ , maka Persamaan E3-2 SNI 1729 - 2020 berlaku.

Tekuk yang terjadi = *Inelastic buckling*

Tegangan tekuk,  $F_{cr}$

$$F_{cr1} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y = 343,8 \text{ MPa}$$

Tegangan tekuk diambil,  $F_{cr}$  = 343,8 MPa

Kuat tekan akibat tekuk torsi dan torsi lentur,  $\Phi P_n$

$$\Phi P_n = 0,9 * F_{cr} * A_g = 18787916,3 \text{ N} = 18787,9 \text{ kN}$$

f. Kuat Tekan Nominal

Kuat tekan nominal penampang diambil yang paling kecil di antara kuat tekuk lentur dan kuat tekuk torsi dan torsi - lentur

Kuat tekan elemen,  $\Phi P_n$  = 18379,5 Kn



## 2. Kekuatan Lentur Kolom

Kekuatan lentur untuk kolom dianalisis berdasarkan Pasal F pada SNI 1729 – 2020. Perhitungan untuk kuat lentur untuk kolom HB.600X600X20X42 disajikan sebagai berikut:

### a. Data Awal Profil

Profil yang digunakan	=	HB 600X600X20X42
Mutu baja, $F_y$	=	345 MPa
Tinggi profil, H	=	600 mm
Lebar sayap, $b_f$	=	600 mm
Tebal sayap, $t_f$	=	42 mm
Tebal badan, $t_w$	=	20 mm
Luas profil, A	=	607,2 cm <sup>2</sup>
	=	60720,0 mm <sup>2</sup>
Momen inersia sumbu kuat, $I_x$	=	415957,5 cm <sup>4</sup>
Momen inersia sumbu lemah, $I_y$	=	151234,4 cm <sup>4</sup>
Radius girasi sumbu kuat, $r_x$	=	26,2 cm
Radius girasi sumbu lemah, $r_y$	=	15,8 cm
Modulus elastis sumbu kuat, $S_x$	=	13865,3 cm <sup>3</sup>
	=	13865251,2 mm <sup>3</sup>
Modulus elastis sumbu lemah, $S_y$	=	5041,1 cm <sup>3</sup>
	=	5041146,7 mm <sup>3</sup>
Modulus elastisitas baja, E	=	200000 MPa
Tinggi efektif, h	=	516,0 mm
Jarak antara titik berat sayap, $h_o$	=	558,0 mm
Konstanta pilin, $C_w$	=	117722369304000 mm <sup>6</sup>

### b. Rasio Kelangsingan Sayap

Rasio kelangsingan sayap,  $\lambda_f$

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 * t_f} = 7,1$$

Batas kelangsingan untuk penampang kompak,  $\lambda_p$

$$\lambda_p = 0,38 * \left(\frac{E}{F_y}\right)^{0,5} = 9,2$$

Cek kelangsingan sayap,

$$\lambda_f \leq \lambda_p = \text{OK}$$

Rasio kelangsingan badan,  $\lambda_w$

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} = 25,8$$

Batas kelangsingan untuk penampang kompak,  $\lambda_p$

$$\lambda_p = 3,76 * \left(\frac{E}{F_y}\right)^{0,5} = 90,6$$

Cek kelangsingan badan

$$\lambda_w \leq \lambda_p = \text{OK}$$

Dapat ditarik simpulan bahwa sayap dan badan untuk profil HB.600X600X20X42 termasuk dalam kategori kompak.

c. Kapasitas Momen Pelelehan

Titik berat tegangan plastis, $y_o$	=	253,5	mm
Luas tegangan plasits, $A_t$	=	30360,0	mm <sup>2</sup>
Titik berat, $d$	=	507,0	mm
Modulus penampang plastis, $Z_x$	=	15392880	mm <sup>3</sup>

Momen plastis,

$$M_n = M_p = Z_x * F_y = 5306510665,4 \text{ Nmm}$$

d. Batasan Panjang

Panjang,  $L_p$

$$L_p = 1,76 * r_y * \left(\frac{E}{F_y}\right)^{0,5} = 6690,3 \text{ mm}$$

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 * \left(1 + \left(\frac{1}{6}\right) * \left(\frac{h * t_w}{b_f * t_f}\right)\right)}} = 174,4 \text{ mm}$$

Konstanta torsi,  $J$

$$J = \left(2 * b_f * t_f^3 + h_o * t_w^3\right) * \left(\frac{1}{3}\right) = 31123200,0 \text{ mm}^4$$

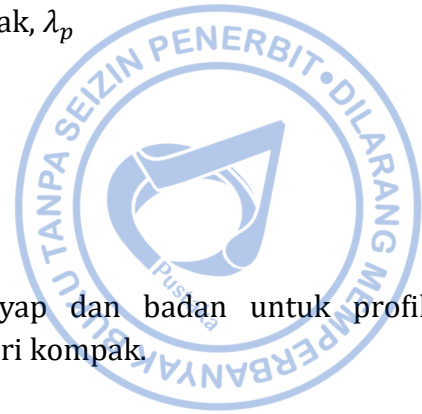
Panjang  $L_r$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \left(\frac{E}{0,7 * F_y}\right) * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J * c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6,76 * \left(\frac{0,7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

$$= 26930,0 \text{ mm}$$

Panjang,  $L_b = 2901,5 \text{ mm}$

$Cek = L_b \leq L_p = \text{Tekuk Torsi Tidak Diperhitungkan}$





- e. Kapasitas Momen Nominal Sumbu Kuat,  $\Phi M_n$

Kapasitas momen nominal hanya dipertimbangkan dari momen pelelehan saja dengan nilai sebagai berikut:

$$\Phi M_n = 0,9 * M_p = 4775859598,9 \text{ Nmm} = 4775,9 \text{ kNm}$$

- f. Kapasitas Momen Nominal untuk Sumbu Lemah,  $\Phi M_n$

Apakah sayap termasuk kompak? = Ya

Kapasitas momen plastis

Kapasitas momen nominal,  $M_n$

$$M_n = F_y * Z_y \leq 1,6 * F_y * S_y = 2624007760,8 \text{ Nmm}$$

$$\Phi M_n = 0,9 * M_n = 2361606984,7 \text{ Nmm} = 2361,6 \text{ kNm}$$

### 3. Interaksi Aksial - Lentur Kolom

Kekuatan aksial tekan untuk kolom dianalisis berdasarkan Pasal H pada SNI 1729 - 2020.

- a. Desain untuk Kombinasi Gaya untuk Kombinasi Beban dengan Pengaruh Beban Seismik (Gaya Aksial Lentur Ditinjau)

Kuat aksial tekan perlu, $P_{rc}$	=	2793,2kN
Kuat aksial tarik perlu, $P_{rt}$	=	0 kN
Kuat lentur perlu sumbu kuat, $M_{rx}$	=	1412,3kNm
Kuat lentur perlu sumbu lemah, $M_{ry}$	=	266,6 kNm
Kuat aksial tekan tersedia, $P_{nc}$	=	18379,5 kN
Kuat aksial tarik tersedia, $P_{nt}$	=	18839,2 kN
Kuat lentur sumbu kuat tersedia, $M_{nx}$	=	4775,9kNm
Kuat lentur sumbu lemah tersedia, $M_{ny}$	=	2361,6kNm
Gaya aksial yang dominan	=	Tekan
Rasio gaya aksial, $P_r/P_n$	=	0,152

Untuk rasio gaya aksial,  $P_r/P_n < 0,2$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left( \frac{M_{rc}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = 0,485 \leq 1, OK!$$

Stress ratio = 0,485

**Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)**

<b>D/C Ratio =</b>	<b><math>(P_r / 2P_c) + (M_{rc} / M_{cx}) + (M_{ry} / M_{cy})</math></b>
0.484 =	0.076 + 0.295 + 0.113

**Gambar 6. 11.** Stress Ratio Kolom yang Ditinjau Akibat Interaksi Aksial Lentur

- b. Desain untuk Kombinasi Gaya untuk Kombinasi Beban dengan Pengaruh Beban Seismik dengan Faktor Kuat Lebih (Gaya Aksial Ditinjau)

Kuat aksial tekan perlu, $P_{rc}$	=	2830,7kN
Kuat aksial tarik perlu, $P_{rt}$	=	0 kN
Kuat lentur perlu sumbu kuat, $M_{rx}$	=	0 kNm
Kuat lentur perlu sumbu lemah, $M_{ry}$	=	0 kNm
Kuat aksial tekan tersedia, $P_{nc}$	=	18379,5 kN
Kuat aksial tarik tersedia, $P_{nt}$	=	18839,2 kN
Kuat lentur sumbu kuat tersedia, $M_{nx}$	=	4775,9kNm
Kuat lentur sumbu lemah tersedia, $M_{ny}$	=	2361,6kNm
Gaya aksial yang dominan	=	Tekan
Rasio gaya aksial, $P_r/P_n$	=	0,154

Untuk rasio gaya aksial,  $P_r/P_n < 0,2$

$$\frac{P_r}{2 * P_c} + \left( \frac{M_{rc}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = 0,1 \leq 1, OK!$$

Stress ratio = 0,077

**Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)**

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{rc} / M_{cx}) + (M_{ry} / M_{cy})$
0.998 =	0.077 + 0.667 + 0.253

**Gambar 6. 12.** Stress Ratio Kolom yang Ditinjau Akibat Interaksi Aksial Murni

Berdasarkan hasil perhitungan dapat disimpulkan bahwa kolom memiliki kapasitas aksial lentur dan aksial murni yang memadai untuk menahan gaya-gaya yang ada.

## G. Desain Pelat Dasar

Pelat dasar pada rangka pemikul momen khusus didesain dengan faktor kuat lebih untuk memastikan bahwa pelat dasar tidak gagal lebih dahulu ketimbang elemen sekitarnya. Hal ini berkesesuaian dengan konsep desain kapasitas di mana elemen-elemen yang diekspektasikan tidak mengalami pelelehan lebih dahulu perlu didesain dengan faktor kuat lebih.

Diasumsikan bahwa ketinggian efektif kolom ( $d_{eff}$ ) adalah 95% dari ketinggian total kolom ( $d$ ), sehingga diasumsikan gaya angkat akan terpusat pada  $d_{eff}$  kolom. Akibat terjadinya momen pada pelat dasar, di satu sisi pelat dasar akan terjadi gaya tarik, dan pada satu sisi lain akan terjadi tegangan tekan ( $q_{max}$ ) sebagai konsekuensi dari kesetimbangan gaya. Detail perhitungan pelat dasar dapat mengacu

pada *Design Guide 1 AISC – Base Plate and Anchor Rod Design* terkhusus pada materi '*Design of Column Base Plates with Large Moments*'.

### 1. Properti Kolom yang Didesain

Profil yang digunakan	=	HB 600X600X20X42
Tinggi profil, $d_c$	=	600 mm
Lebar sayap, $b_f$	=	600 mm
Mutu baja	=	ASTM A588
Kuat leleh baja, $F_y$	=	345 MPa
Rasio kuat leleh terekspektasi terhadap kuat leleh minimum, $R_y$	=	1,1
Modulus plastis penampang, $Z_x$	=	15392880 mm <sup>3</sup>
Tinggi kolom, $H$	=	3500 mm

### 2. Kuat Geser Perlu Pelat Dasar

SNI 7860 – 2020 Pasal D2.6b(b) mendefinisikan kekuatan geser kolom yang diperlukan untuk desain pelat dasar sebagai nilai lebih kecil dari kekuatan geser yang diperlukan yang ditentukan dari kombinasi beban, termasuk faktor kuat lebih,  $(2 * R_y * F_y * Z) / (\alpha_s * H)$ , namun tidak boleh lebih kecil dari pada  $(0,7 * F_y * Z) / (\alpha_s * H)$ .

Kuat geser yang dibutuhkan berdasarkan desain kapasitas,  $V_u$

$$V_u = \frac{2 * R_y * F_y * Z}{\alpha_s * H} = 3338056,0 \text{ N}$$

$$V_{umin} = \frac{0,7 * F_y * Z}{\alpha_s * H} = 1062108,7 \text{ N}$$

$$V_u = 3338056,0 \text{ N}$$

Kuat geser yang dibutuhkan berdasarkan analisis elastis,  $V_u$

$$V_u = 996,3 \text{ kN} = 996296,9 \text{ N}$$

Kuat geser yang dibutuhkan dalam desain pelat dasar,  $V_u$

$$V_u = \text{Diambil dari } V_{umin} = 996296,9 \text{ N}$$

### 3. Kuat Lentur Perlu Pelat Dasar

SNI 7860 – 2020 Pasal D2.6c(b) mensyaratkan bahwa kekuatan lentur dapat diambil sama dengan atau lebih dari yang terkecil di antara beban terkombinasi dengan mempertimbangkan gaya gempa dengan faktor kuat lebih atau  $(1,1 * R_y * F_y * Z_x) / (\alpha_s)$ .

Kuat lentur yang dibutuhkan berdasarkan desain kapasitas,  $M_u$

$$M_u = \frac{1,1 * R_y * F_y * Z_x}{\alpha_s} = 6425757756,0 \text{ Nmm}$$

Kuat lentur yang dibutuhkan berdasarkan analisis elastis,  $M_u$

$$M_u = 3152,4 \text{ kNm} = 3152395300,0 \text{ Nmm}$$

Kuat lentur yang dibutuhkan dalam desain pelat dasar,  $M_u$

$$M_u = \text{Diambil dari } M_{u\text{min}} = 3152395300,0 \text{ Nmm}$$

#### 4. Kuat Aksial Perlu Pelat Dasar

Kuat aksial yang dibutuhkan berdasarkan analisis elastis,  $P_u$

$$P_u = 2830,7 \text{ kN} = 2830716,8 \text{ N}$$

#### 5. Penentuan Dimensi Baseplate (Trial)

$$N = d + 2 * 3 \text{ inch} = 752,4 \text{ mm}$$

$$B = b_f + 2 * 3 \text{ inch} = 752,4 \text{ mm}$$

$$\text{Dimensi N diambil, } N_{\text{used}} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Dimensi B diambil, } B_{\text{used}} = 1000 \text{ mm}$$

#### 6. Penentuan Eksentrisitas

Luas bidang kontak,  $A_1$

$$A_1 = N_{\text{used}} * B_{\text{used}} = 1000000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dimensi beton, } N_{\text{conc.}} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Dimensi beton, } B_{\text{conc.}} = 1000 \text{ mm}$$

Luas bidang kontak beton,  $A_2$

$$A_2 = N_{\text{conc.}} * B_{\text{conc.}} = 1000000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Mutu beton, } f_c' = 35 \text{ MPa}$$

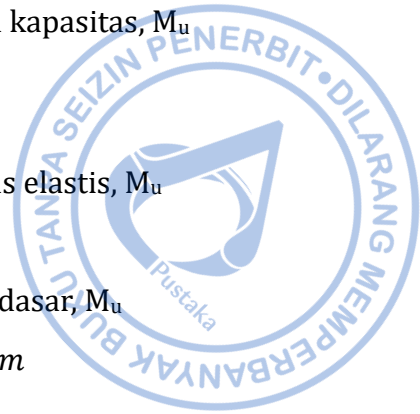
Tegangan tumpu,  $f_{p(\text{max})}$

$$f_{p(\text{max})} = \Phi_c * (0,85 * f_c') * \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^{0,5} = 19,3 \text{ MPa}$$

$$q_{\text{max}} = f_{p(\text{max})} * B = 19337,5 \text{ N}$$

Eksentrisitas gaya,  $e$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 1113,6 \text{ mm}$$



Eksentrisitas kritis,  $e_{crit}$

$$e_{crit} = \left(\frac{N}{2}\right) + \left(\frac{P_u}{2 * q_{max}}\right) = 426,8 \text{ mm}$$

Karena  $e \geq e_{crit}$  maka pelat dasar didesain sebagai pelat dasar dengan momen besar.

$$\text{Jarak tepi angkur} = 100 \text{ mm}$$

$$f = \frac{N}{2} - 100 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

$$(f + 0,5 * N)^2 = 810000,0 \text{ mm}^2$$

$$\frac{2 * P_u * (e + f)}{q_{max}} = 443147,5 \text{ mm}^2$$

Cek,

$$\frac{2 * P_u * (e + f)}{q_{max}} \leq (f + 0,5 * N)^2$$

Karena persyaratan di atas terpenuhi maka dimensi pelat telah mencukupi.

Panjang tumpu,  $Y$

$$Y_1 = (f + 0,5 * N) + \sqrt{\left((f + 0,5 * N)^2 - \frac{2 * P_u * (e + f)}{q_{max}}\right)} = 1505,7 \text{ mm}$$

$$Y_2 = (f + 0,5 * N) - \sqrt{\left((f + 0,5 * N)^2 - \frac{2 * P_u * (e + f)}{q_{max}}\right)} = 294,3 \text{ mm}$$

$$Y = 294,3 \text{ mm}$$

$$T_u = q * Y - P_u = 2860627,9 \text{ N}$$

#### 7. Penentuan Ketebalan Pelat pada Area Tumpu

$$m = \frac{N - 0,95 * d}{2} = 215,0 \text{ mm}$$

$$f_{p(max)} = 19,3 \text{ MPa}$$

Cek,

$$Y \geq m = OK$$

$$\text{Kuat leleh pelat baja, } F_y = 248 \text{ MPa}$$

Ketebalan pelat yang dibutuhkan,  $t_{p(req)1}$  dan  $t_{p(req)2}$

$$t_{p(req)1} = 1,5 * m * \left(\frac{f_{p(max)}}{F_y}\right)^{0,5} = 90,1 \text{ mm}$$



$$t_{p(req)2} = 2,11 * \left( \frac{f_{p(max)} * Y * (m - 0,5 * Y)}{F_y} \right)^{0,5} = 83,3 \text{ mm}$$

Cek,

$$Y \geq m = OK$$

Karena persyaratan di atas terpenuhi maka diambil ketebalan pelat dengan mempertimbangkan area tumpu sebesar  $t_p = 90,1 \text{ mm}$ .

#### 8. Penentuan Ketebalan Pelat pada Area Tarik

$$x = 0,5 * N - 0,5 * d - 100 = 100,0 \text{ mm}$$

Ketebalan pelat yang dibutuhkan,  $t_{p(req)}$

$$t_{p(req)} = 2,11 * \left( \frac{T_u * x}{B * F_y} \right)^{0,5} = 71,7 \text{ mm}$$

#### 9. Penentuan Ketebalan Pelat Berdasarkan Nilai n

$$n = \frac{B - 0,8 * b_f}{2} = 260,0 \text{ mm}$$

Ketebalan pelat yang dibutuhkan,  $t_{p(req)1}$  dan  $t_{p(req)2}$

$$t_{p(req)1} = 1,5 * n * \left( \frac{f_{p(max)}}{F_y} \right)^{0,5} = 108,9 \text{ mm}$$

$$t_{p(req)2} = 2,11 * \left( \frac{f_{p(max)} * Y * (n - 0,5 * Y)}{F_y} \right)^{0,5} = 107,4 \text{ mm}$$

Cek,

$$Y \geq m = OK$$

Karena persyaratan di atas terpenuhi maka diambil ketebalan pelat dengan mempertimbangkan area tumpu sebesar  $t_p = 108,9 \text{ mm}$ .

#### 10. Ketebalan Pelat Dasar

$$\text{Tebal pelat dasar yang menentukan, } t_{p(req)} = 108,9 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat dasar yang digunakan, } t_{p(used)} = 110 \text{ mm}$$

$$\text{Cek} = OK$$

## H. Desain Kapasitas Tumpu Washer

Pelat washer perlu didesain dengan kuat tumpu yang mencukupi untuk mengantisipasi kegagalan gumpu pada washer. Kuat tumpu dan sobek pelat ditentukan tanpa mempertimbangkan deformasi yang terjadi pada baut.

$$\text{Ketebalan pelat washer, } t_{wp} = 23,0 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang pelat washer, } L_{wp} = 140,0 \text{ mm}$$



Lebar pelat washer,  $B_{wp}$  = 140,0 mm  
 Diameter angkur,  $d_b$  = 63,5 mm

Jarak bersih ke tepi pelat tumpu,  $l_c$ , diambil sebagai:

$$l_c = \frac{L_{wp} - d_b}{2} = 38,3 \text{ mm}$$

Kekuatan tumpu nominal pada pelat dasar adalah:

Mutu pelat washer = ASTM A36  
 Kuat putus pelat washer,  $F_u$  = 248 MPa  
 Jumlah angkur,  $n$  = 16 buah

Kuat tumpu nominal,  $R_n$

$$R_n = 3 * d * t * F_u * n = 17385792,0 \text{ N}$$

Kekuatan sobek nominal pada pelat dasar adalah:

Mutu pelat washer = ASTM A36  
 Kuat putus pelat washer,  $F_u$  = 248 MPa  
 Jumlah angkur,  $n$  = 16 buah

Kuat sobek nominal,  $R_n$

$$R_n = 1,5 * l_c * t * F_u * n = 5236272,0 \text{ N}$$

Dengan demikian kekuatan yang menentukan untuk pelat washer adalah:

Kuat Minimum Pelat Washer,  $R_n$  = 5236272,0 N  
 $\Phi R_n$  = 3927204,0 N  
 Kuat geser perlu,  $V_u$  = 996296,9 N

$$Cek = \Phi R_n > V_u = OK$$

## I. Pengecekan Kombinasi Tegangan Lentur dan Geser pada Angkur

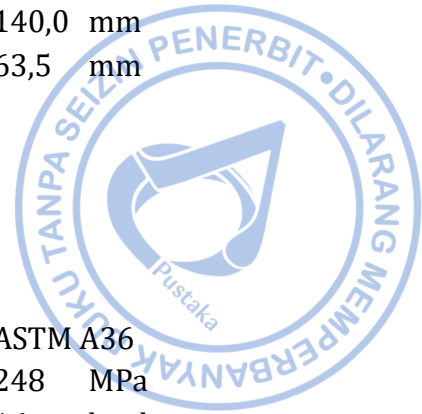
Dengan menggunakan rekomendasi dari AISC Design Guide I dan Pasal J3.7. SNI 1729 – 2020, tegangan tarik yang tersedia pada angkur yang dipengaruhi oleh kombinasi gaya tarik dan geser diperiksa, termasuk efek lentur yang terjadi. Tegangan tarik nominal batang angkur, ditentukan berdasarkan Pasal J3.2. SNI 1729 – 2020:

Mutu angkur = F1554 Gr. 36  
 Kuat putus angkur,  $F_u$  = 400 MPa

Tegangan tarik nominal angkur,  $F_{nt}$

$$F_{nt} = 0,75 * F_u = 300 \text{ MPa}$$

Tegangan geser nominal batang angkur dengan ulir yang tidak dikecualikan dari bidang geser dapat ditentukan berdasarkan Pasal J3.2. SNI 1729 – 2020:





Tegangan geser nominal angkur,  $F_{nv}$

$$F_{nv} = 0,45 * F_u = 180 \text{ MPa}$$

Kuat geser perlu,  $V_u$

$$= 996296,9 \text{ N}$$

Jumlah baut angkur yang menahan geser,  $n_v$

$$= 16 \text{ buah}$$

Diameter angkur,  $d_b$

$$= 63,5 \text{ mm}$$

Luas angkur,  $A_g$

$$= 3166,9 \text{ mm}^2$$

Tegangan geser perlu angkur,  $f_{rv}$

$$f_{rv} = \frac{V_u}{n_v * A_g} = 19,7 \text{ MPa}$$

Tegangan tarik nominal,  $F_{nt}'$

$$F_{nt}' = 1,3 * F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\Phi * F_{nv}} < F_{nt} = 299,9 \text{ MPa}$$

$$\Phi F_{nt}' = 0,75 * F_{nt} = 224,9 \text{ MPa}$$

Kombinasi tegangan tarik dan lentur dapat ditentukan:

$$f_t = f_{ta} + f_{tb}$$

Berdasarkan AISC Design Guide 1 (Fisher dan Kloiber, 2010), lengan momen angkur,  $l$  dapat ditentukan sebagai berikut:

$$\text{Tebal pelat dasar, } t_{bp} = 110,0 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat washer, } t_{wp} = 23,0 \text{ mm}$$

Lengan momen angkur,  $l$

$$l = 0,5 * t_{bp} + 0,5 * t_{wp} = 66,5 \text{ mm}$$

Modulus penampang angkur,  $Z$ , adalah:

$$Z = \left( \frac{d_b^3}{6} \right) = 42674,6 \text{ mm}^3$$

Tentukan tegangan tarik batang angkur dengan asumsi bahwa hanya satu sisi angkur yang mengalami kondisi tarik.

$$\text{Kuat tarik perlu angkur, } N_{ua} = 2860627,9 \text{ N}$$

$$\text{Jumlah angkur yang mengalami tarik, } n_t = 8 \text{ buah}$$

Tegangan tarik angkur,  $f_{ta}$

$$f_{ta} = \frac{N_{ua}}{n_t * A_g} = 112,9 \text{ MPa}$$

$$\text{Gaya geser perlu, } V_u = 996296,9 \text{ N}$$

Tegangan lentur angkur,  $M_{tb}$

$$M_{tb} = \frac{V_u * l}{n_v} = 4140859,0 \text{ Nmm}$$

$$f_{tb} = \frac{M_{tb}}{Z} = 97,0 \text{ MPa}$$

Kombinasi tegangan,  $f_t$

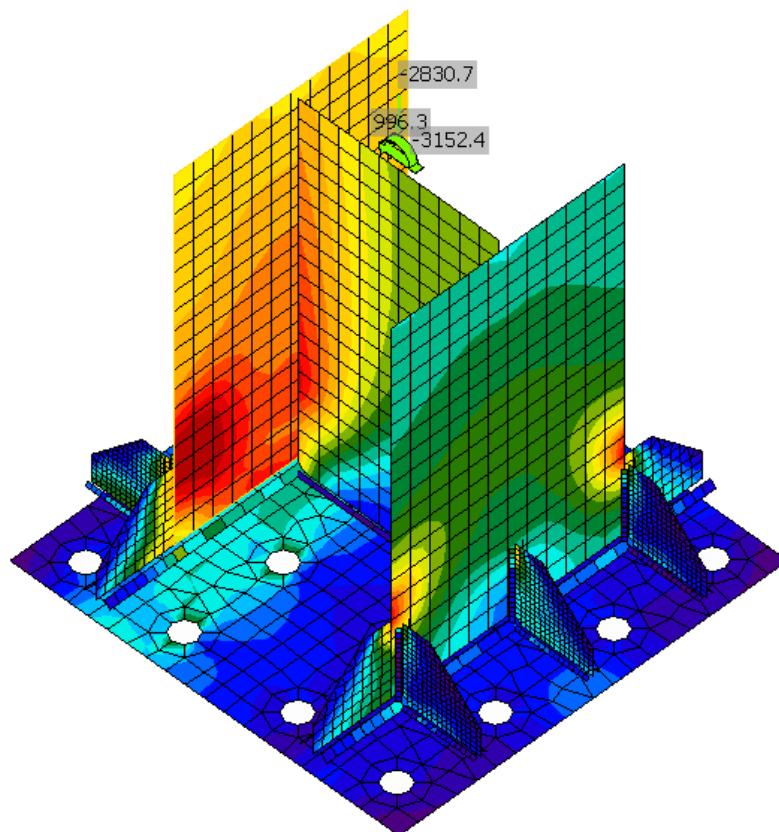
$$f_t = f_{ta} + f_{tb} = 209,9 \text{ MPa}$$

Cek,  $\Phi F'_{nt} > f_t = OK$



## J. Desain Pelat Dasar Melalui Software Metode Elemen Hingga

Analisis dan desain untuk pelat dasar dan angkur juga dilakukan melalui bantuan *software* metode elemen hingga. Semua elemen sambungan baik elemen yang disambung, elemen penyambung dan alat bantu sambung dicek berdasarkan ketentuan SNI 2847 - 2019 dan SNI 1729 - 2020. Berdasarkan hasil analisis diketahui bahwa ketebalan pelat dasar 110 mm telah mencukupi. Untuk menahan pull-out akibat momen lentur yang terjadi digunakan angkur F.1554 Grade 36 dengan diameter 2,5 inci ~ 63,5 mm dengan kedalaman 800 mm sejumlah 16 buah.



**Gambar 6. 13.** Desain Pelat Dasar Melalui Metode Elemen Hingga

## K. Desain Splais Kolom

Splais kolom didesain menggunakan *complete joint penetration*, sesuai dengan ketentuan pada Pasal E3.6g.1. Pada area sayap, splais didesain menggunakan las fillet PJK. Sementara pada area badan las dibuat menggunakan las gruv. Sesuai ketentuan pada Pasal D2.5. ditetapkan bahwa:

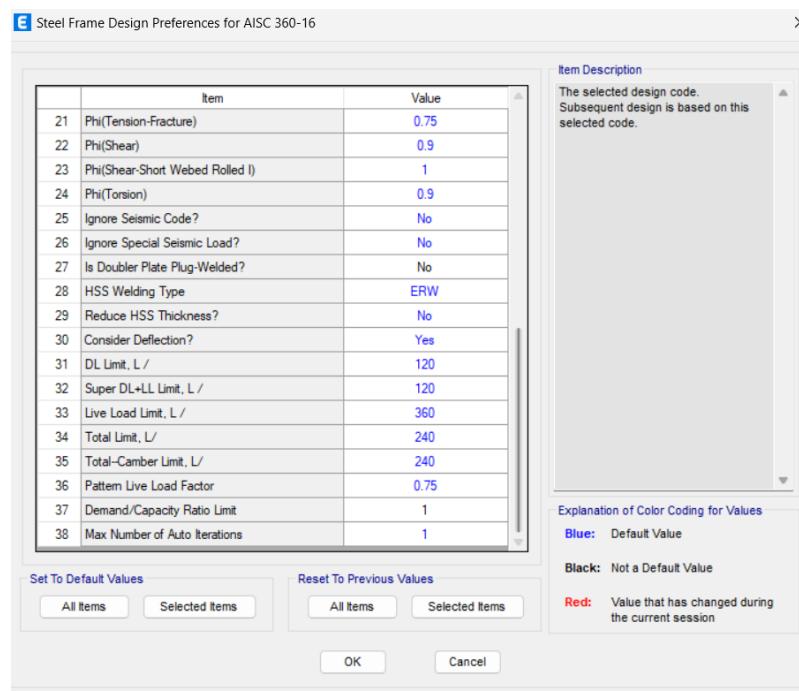
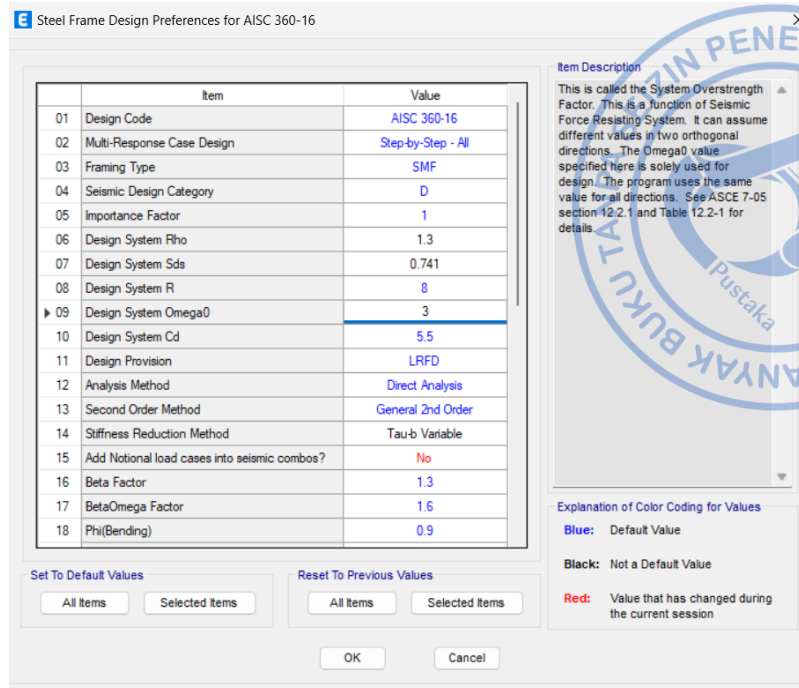
1. Posisi splais kolom diusahakan minimum 1,2 m atau lebih dari sambungan sayap balok ke kolom.
2. Apabila tinggi bersih kolom antara sambungan sayap balok ke kolom lebih kecil dari 2,4 m, splais harus berada pada setengah tinggi bersih.
3. Splais kolom dengan badan dan sayap yang dihubungkan dengan las gruv penetrasi joint komplet diizinkan untuk berada lebih dekat dengan sambungan sayap balok ke kolom, tetapi tidak kurang dari tinggi penampang kolom.

# DESAIN ELEMEN STRUKTUR DAN PENGECEKAN KEMAMPULAYANAN STRUKTUR

## A. Desain Elemen Kolom Rangka Pemikul Momen Khusus

Di Bagian 3 telah dijelaskan bahwa pengecekan kolom untuk rangka pemikul momen khusus perlu dilakukan dalam dua tahapan. Tahapan yang pertama, kekuatan kolom dicek berdasarkan beban terkombinasi yang mempertimbangkan faktor pengaruh gempa nominal. Pada tahap tersebut kekuatan kolom dicek berdasarkan kapasitas interaksi aksial lenturnya. Tahapan yang kedua, kekuatan kolom perlu dicek juga berdasarkan beban terkombinasi yang mempertimbangkan faktor pengaruh gempa dengan faktor kuat lebih. Pada tahap tersebut, kekuatan kolom hanya dicek berdasarkan kekuatan aksial murninya saja.

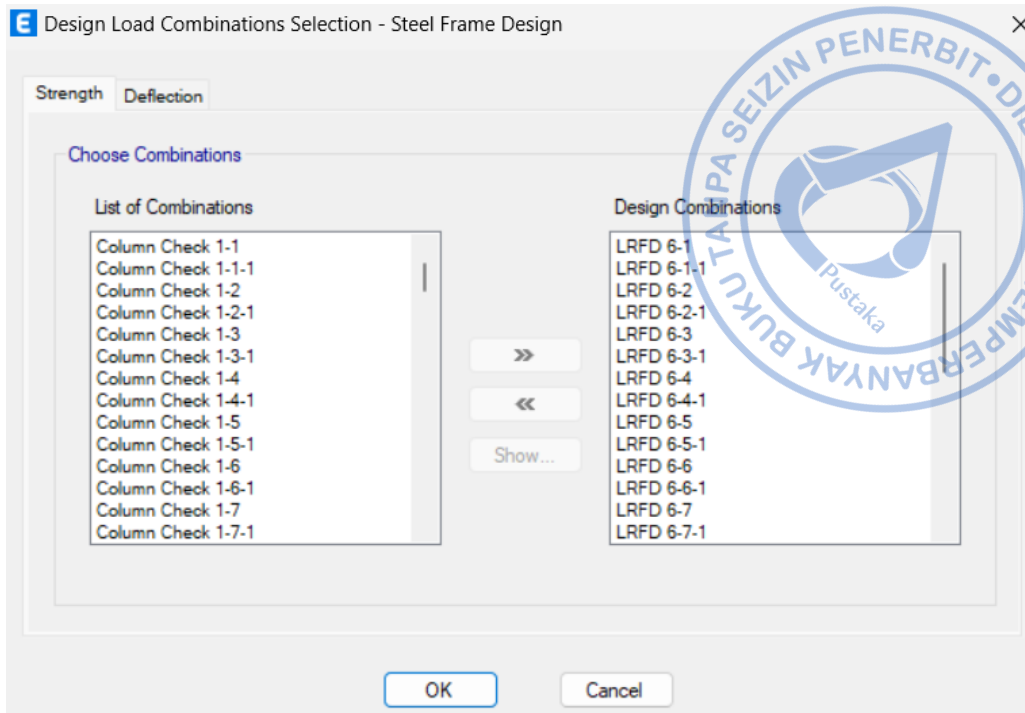
Sebelum melakukan *Steel Frame Design*, preferensi desain yang mengatur standar yang digunakan dalam desain dan beberapa parameter lain yang berkaitan dengan desain elemen perlu terlebih dahulu diatur. Pengaturan preferensi desain dapat diakses pada menu *Design* → *Steel Frame Design* → *View/Revise Preferences*. Standar perencanaan yang digunakan pada perencanaan struktur baja adalah SNI 1729 -2020 yang ekuivalen dengan AISC 360 – 16. Tipe rangka juga perlu disesuaikan dengan sistem struktur yang sedang didesain yaitu rangka pemikul momen khusus sehingga item nomor 3 bisa diisi dengan SMF. Metode analisis stabilitas yang diatur pada item nomor 12, 13 dan 14 perlu diatur untuk menyesuaikan dengan metode analisis desain langsung yang digunakan. Pengaturan untuk preferensi desain diatur sebagaimana gambar di bawah.



**Gambar 7. 1.** Pengaturan Preferensi Desain

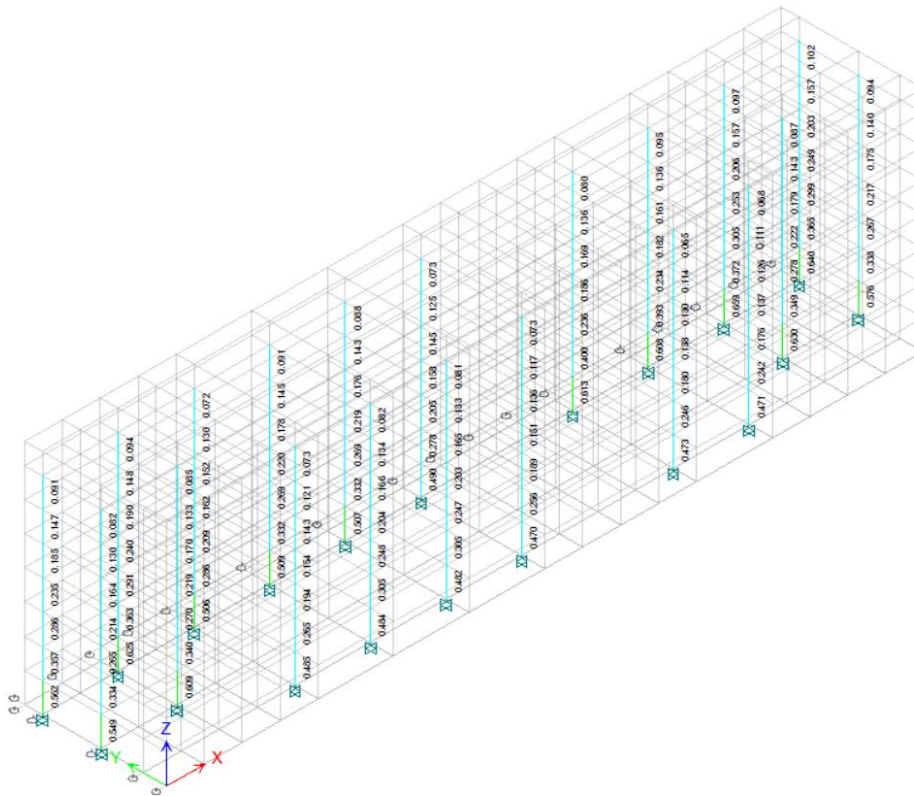
Kombinasi pembebanan yang digunakan untuk pengecekan kolom telah disesuaikan dengan persyaratan di atas. Pengecekan tahap pertama untuk mengecek rasio kapasitas interaksi aksial lentur dilakukan dengan mempertimbangkan kombinasi pembebanan akibat pengaruh gempa nominal. Kombinasi pembebanan tersebut perlu diatur terlebih dahulu sebelum melakukan *Steel Frame Design* dengan cara klik *Design* → *Steel Frame Design* → *Select Design Combinations*.





**Gambar 7. 2.** Kombinasi Pembebanan untuk Pengecekan Aksial Lentur Kolom

Jika preferensi desain dan kombinasi pembebanan telah diatur, maka desain elemen struktur dapat dilakukan dengan cara *Design* → *Steel Frame Design* → *Start Design/Check*.



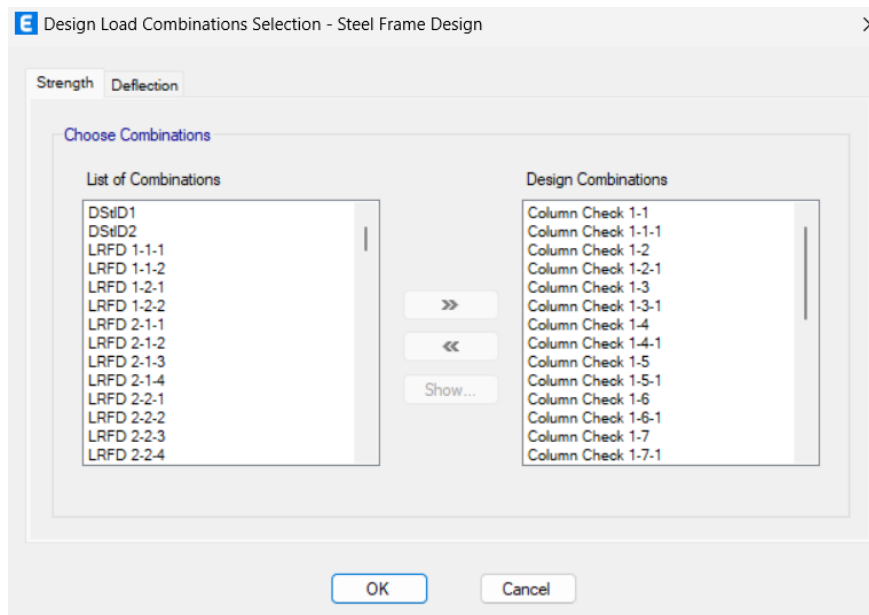
**Gambar 7. 3.** Stress Ratio Elemen Kolom Rangka Pemikul Momen Khusus

Berdasarkan hasil analisis diketahui bahwa kapasitas aksial lentur kolom masih memiliki kapasitas yang memadai. Stress ratio maksimum yang terjadi pada kolom akibat kombinasi beban yang mempertimbangkan pengaruh gempa nominal adalah  $0,659 < 1$ , OK!

Story	Label	UniqueName	Design Type	Design Section	Status	PMM Combo	PMM Ratio	P Ratio	M Major Ratio
+3,5	C75	416	Column	HB.600X600X...	No Message	LRFD 6-7-1(C)	0.659	0.231	0.33
+3,5	C81	457	Column	HB.600X600X...	No Message	LRFD 6-7-1(C)	0.64	0.204	0.34
+3,5	C74	410	Column	HB.600X600X...	No Message	LRFD 6-7-1(C)	0.63	0.216	0.322
+3,5	C25	122	Column	HB.600X600X...	No Message	LRFD 6-7-1(C)	0.625	0.217	0.311
+3,5	C59	336	Column	HB.600X600X...	No Message	LRFD 6-3-1(C)	0.613	0.238	0.26
+3,5	C24	116	Column	HB.600X600X...	No Message	LRFD 6-7-1(C)	0.609	0.214	0.303
+3,5	C69	376	Column	HB.600X600X...	No Message	LRFD 6-1-1(C)	0.608	0.234	0.253
+3,5	C80	450	Column	HB.600X600X...	No Message	LRFD 6-7-1(C)	0.576	0.097	0.375
+3,5	C8	71	Column	HB.600X600X...	No Message	LRFD 6-7-1(C)	0.562	0.096	0.355
+3,5	C7	55	Column	HB.600X600X...	No Message	LRFD 6-7-1(C)	0.549	0.096	0.348
+3,5	C36	189	Column	HB.600X600X...	No Message	LRFD 6-3-1(C)	0.509	0.085	0.302
+3,5	C40	216	Column	HB.600X600X...	No Message	LRFD 6-3-1(C)	0.507	0.085	0.302
+3,5	C30	149	Column	HB.600X600X...	No Message	LRFD 6-3-1(C)	0.506	0.09	0.292
+3,5	C46	256	Column	HB.600X600X...	No Message	LRFD 6-1-1(C)	0.49	0.089	0.284

**Gambar 7. 4.** Stress Ratio Kolom Rangka Pemikul Momen Khusus,  $0,659 < 1$

Pengecekan tahap kedua untuk kolom dilakukan untuk mengecek kapasitas aksial murni kolom tanpa mempertimbangkan momen lentur. Kombinasi pembebanan yang digunakan perlu disesuaikan dulu menjadi kombinasi pembebanan dengan mempertimbangkan faktor pengaruh gempa kuat. Pengecekan kapasitas aksial murni kolom dapat didasarkan pada Pasal H1-1a SNI 1729 - 2020.



**Gambar 7. 5.** Kombinasi Pembebanan untuk Pengecekan Aksial Murni Kolom

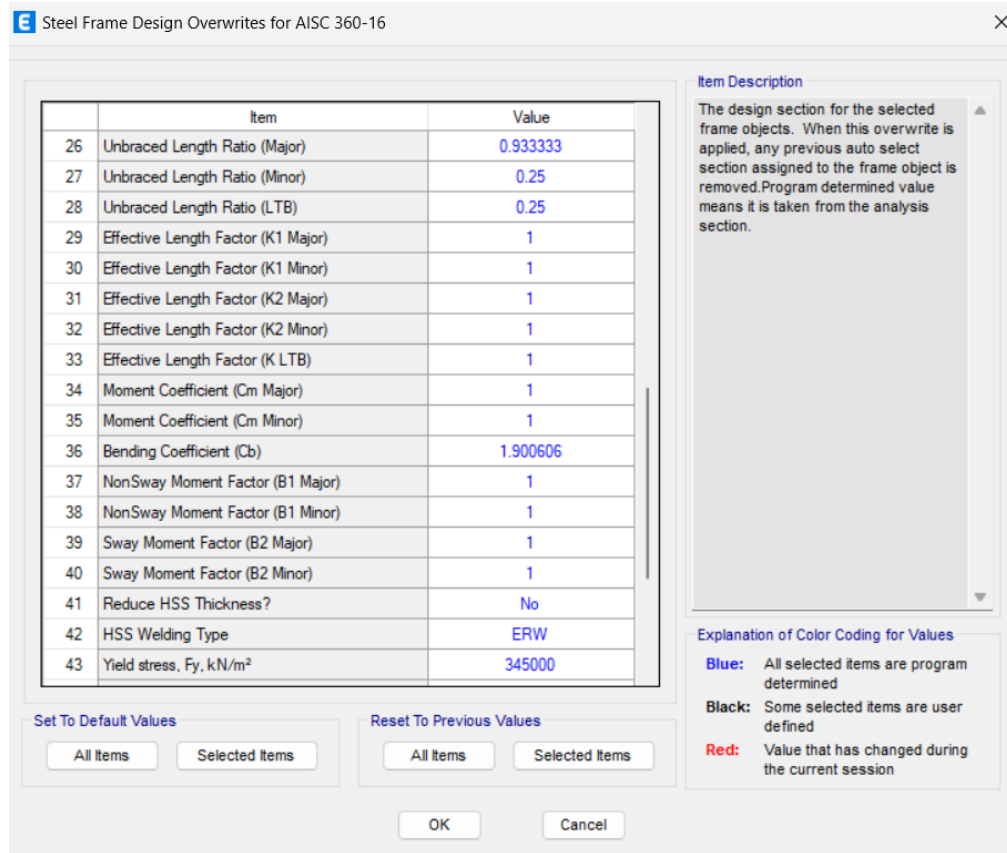
$$\begin{aligned} \text{Kuat aksial tekan perlu, } P_{rc} &= 7115,8 \text{ kN} \\ \text{Kuat aksial tekan tersedia, } P_{nc} &= 18379,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \left(\frac{8}{9}\right) \left(\frac{M_{rc}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) = 0,387 \leq 1,0 \text{ OK!}$$

Berdasarkan hasil analisis untuk kondisi aksial murni, diketahui bahwa stress ratio kolom yang terjadi adalah 0,387. Dapat disimpulkan bahwa desain kolom telah memenuhi persyaratan aksial lentur dan aksial murni.

## B. Desain Elemen Balok Rangka Pemikul Momen Khusus

Sebagaimana desain kolom, balok dapat didesain menggunakan *Steel Frame Design*. Balok rangka pemikul momen khusus didesain dengan sambungan 8ES. Sesuai syarat dari SNI 7860 – 2020, breising lateral yang mencukupi perlu disediakan di sepanjang balok rangka pemikul momen khusus. Perlu dipastikan bahwa panjang tak terbreis dari balok rangka pemikul momen khusus telah sesuai dengan  $L_b$  yang didesain. Hal tersebut perlu dicek pada elemen balok rangka pemikul momen khusus yang didesain dengan cara klik kanan pada elemen balok yang ditinjau → *Overwrites* → Atur item No. 27 dan 28 → Input rasio panjang terbreis dibanding dengan panjang tak terbreis.

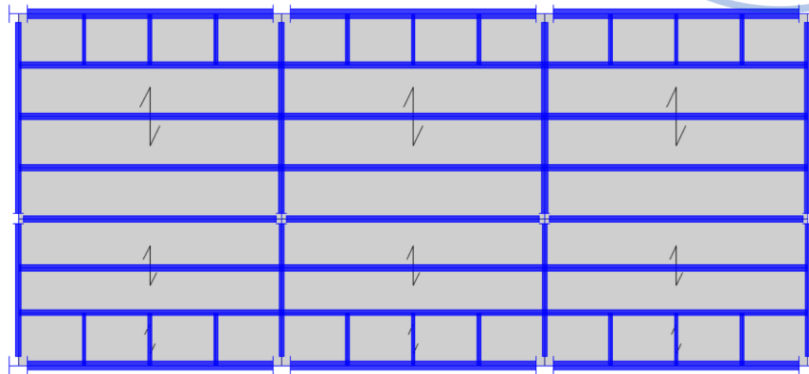


Gambar 7. 6. Pengaturan Panjang Tak Terbreis pada Balok

$$\text{Unbraced Length Ratio (Major)} = \frac{\text{Panjang Kotor} - \text{Dimensi Kolom}}{\text{Panjang Kotor}}$$

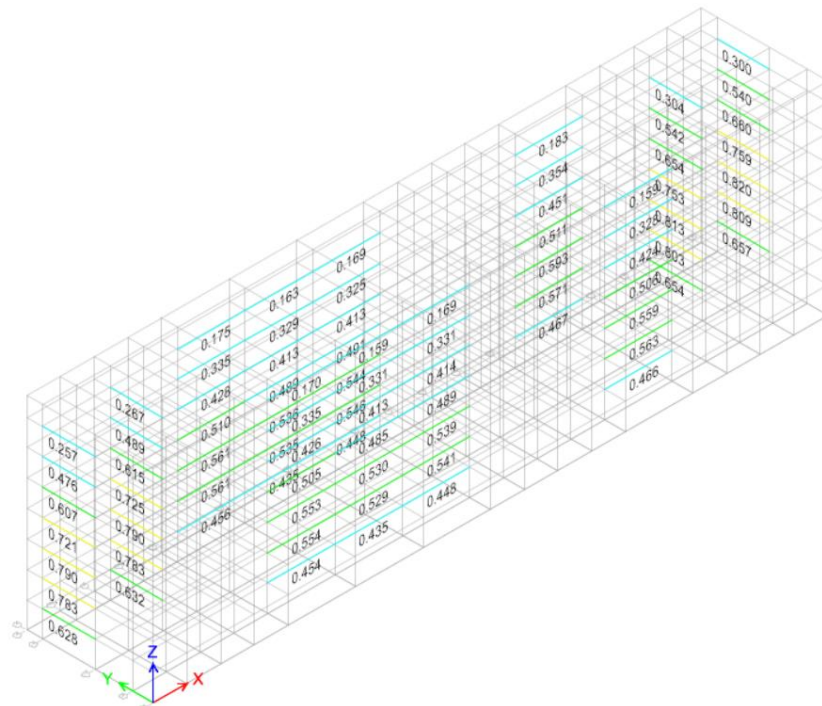
$$\text{Unbraced Length Ratio (Minor)} = \frac{\text{Panjang Terbreis Balok}}{\text{Panjang Tak Terbreis Balok}}$$

Breis lateral didesain untuk mengekang sumbu minor balok sehingga untuk *Unbraced Length Ratio* (Major) akan dibiarkan dihitung secara default. Untuk sumbu mayor, ETABS menghitung panjang bersih balok dengan mengurangi panjang gross balok dengan setengah dimensi kolom yang menjadi tumpuan di kedua ujung balok.



**Gambar 7. 7.** Balok Rangka Pemikul Momen Khusus dengan Breis Lateral

Berdasarkan hasil analisis diketahui bahwa stress ratio untuk kombinasi gaya aksial dan lentur pada balok adalah 0,82. Balok dominan menerima gaya lentur sehingga ETABS menghitung stress ratio elemen balok berdasarkan Persamaan H1-1b SNI 1729 – 2020.



**Gambar 7. 8.** Stress Ratio Elemen Balok Rangka Pemikul Momen Khusus

Story	Label	UniqueName	Design Type	Design Section	Status	PMM Combo	PMM Ratio	P Ratio	M Major Ratio
+10,5	B257	5008	Beam	WF.700X300X...	No Message	LRFD 6-7-1(C)	0.82	0	0.82
+10,5	B340	5165	Beam	WF.700X300X...	No Message	LRFD 6-7-1(C)	0.813	0	0.813
+7	B257	5319	Beam	WF.700X300X...	No Message	LRFD 6-7-1(C)	0.809	0	0.809
+7	B340	5476	Beam	WF.700X300X...	No Message	LRFD 6-7-1(C)	0.803	0	0.803
+10,5	B257	5008	Beam	WF.700X300X...	No Message	LRFD 6-7-1(T)	0.795	0	0.795
+10,5	B222	4973	Beam	WF.700X300X...	No Message	LRFD 6-5-1(C)	0.79	0	0.79
+10,5	B226	4977	Beam	WF.700X300X...	No Message	LRFD 6-5-1(C)	0.79	0	0.79
+10,5	B340	5165	Beam	WF.700X300X...	No Message	LRFD 6-7-1(T)	0.787	0	0.787
+7	B222	5284	Beam	WF.700X300X...	No Message	LRFD 6-5-1(C)	0.783	0	0.783
+7	B226	5288	Beam	WF.700X300X...	No Message	LRFD 6-5-1(C)	0.783	0	0.783
+7	B257	5319	Beam	WF.700X300X...	No Message	LRFD 6-7-1(T)	0.781	0	0.781
+7	B340	5476	Beam	WF.700X300X...	No Message	LRFD 6-7-1(T)	0.775	0	0.775
+10,5	B222	4973	Beam	WF.700X300X...	No Message	LRFD 6-5-1(T)	0.764	0	0.764
+10,5	B226	4977	Beam	WF.700X300X...	No Message	LRFD 6-5-1(T)	0.764	0	0.764

Gambar 7. 9. Stress Ratio Balok,  $0,82 < 1$

### C. Desain Elemen Balok Komposit

Elemen balok yang didesain sebagai rangka pemikul gaya gravitasi dapat didesain menggunakan opsi *Composite Beam Design* yang disediakan oleh ETABS. Balok komposit akan didesain oleh ETABS sesuai ketentuan pada Pasal I SNI 1729 – 2020. Elemen balok hanya bisa didesain sebagai balok komposit jika pelat direncanakan dengan *Deck Section*. Untuk pelat yang direncanakan sebagai *Slab Section*, maka opsi *Composite Beam Design* tidak dapat diaktifkan. Secara *default* ETABS akan membaca suatu balok sebagai balok komposit jika balok tersebut memenuhi beberapa kriteria sebagai berikut:

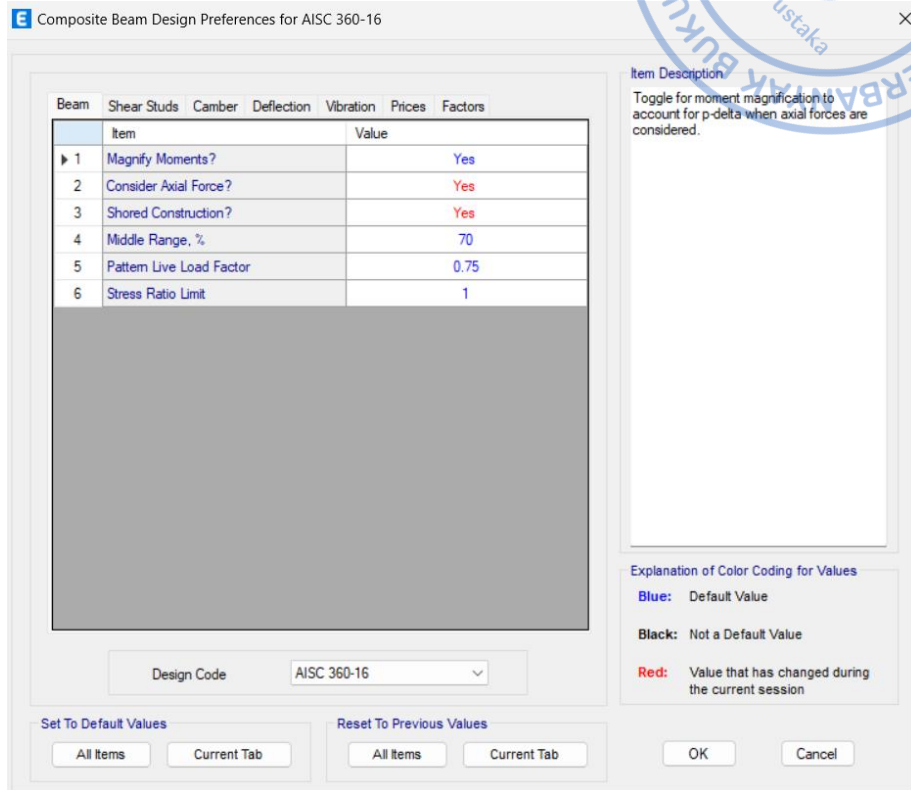
1. Elemen didesain sebagai rangka horizontal, bukan vertikal ataupun diagonal
2. Sumbu lokal 2 penampang menghadap ke arah atas
3. Elemen rangka didesain dengan tumpuan sendi pada kedua ujungnya
4. Elemen rangka didesain dengan penampang I atau C

Pada kriteria yang ketiga, secara teoritis, suatu balok tidak dapat dikatakan komposit jika terdapat momen negatif. Sebagaimana diketahui momen negatif pada balok akan mengakibatkan serat tarik pada bagian atas, sementara elemen beton tidak memiliki kekuatan tarik yang mencukupi. Atas dasar tersebut untuk balok yang didesain dengan tumpuan jepit pada kedua ujungnya yang memungkinkan terjadinya momen negatif, balok lebih baik didesain dengan *Steel Frame Design*.

Ada beberapa hal yang perlu diatur pada *View/Revise Preferences* sebelum *Composite Beam Design* dilakukan. Yang pertama, atur terlebih dahulu tipe pelaksanaan konstruksi yang dipilih. Saat pengecoran pelat dengan metal deck, *support-support* temporer berupa *shoring* dapat diberikan di bawah elemen struktur.



Jika opsi tersebut dipilih maka, opsi 'Yes' pada *Shored Construction?* dapat dipilih. Jika saat pengecoran *support-support* temporer berupa *shoring* tidak disediakan, maka opsi 'No' pada *Shored Construction?* dapat dipilih. Selain itu hal penting yang perlu diatur adalah standar yang digunakan untuk desain. AISC 360 – 16 dapat dipilih sebagai standar karena SNI 1729 – 2020 merupakan adopsi identik dari standar tersebut.



**Gambar 7. 10.** Composite Beam Design Preferences for AISC 360 – 16 → Beam

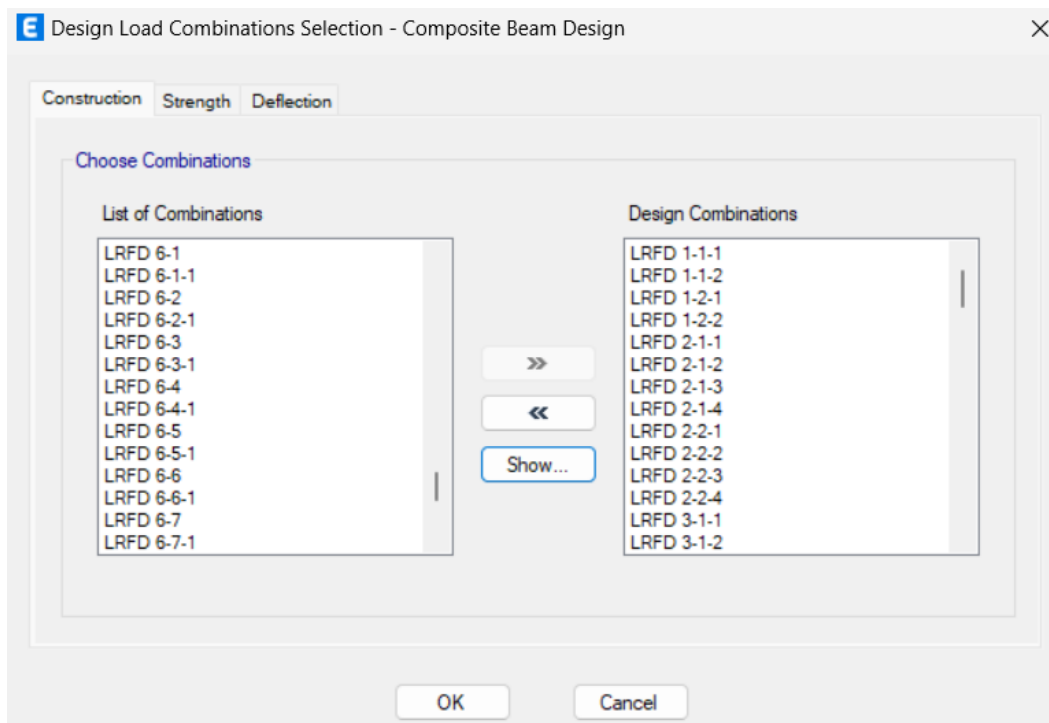
Pada opsi *Composite Beam Design*, pengecekan kemampuan struktur berupa vibrasi juga dapat dilakukan sesuai *Design Guide 11 AISC*. Kriteria vibrasi perlu diatur terlebih dahulu untuk menentukan opsi pengecekan yang akan dilakukan. Untuk bangunan yang didesain sebagai hotel, aktivitas jalan kaki akan berpengaruh pada vibrasi struktur sehingga opsi 'Walking' dapat dipilih. Untuk kategori pemanfaatan ruangan, opsi 'Residential' dapat dipilih karena bangunan didesain sebagai bangunan hotel. Damping ratio untuk bangunan hotel dapat dipilih sekitar 0,02 – 0,05. Sebagai batasan izin vibrasi, *Design Guide 11 AISC* mensyaratkan untuk bangunan yang difungsikan tempat tinggal batasan 0,5%g diberikan.





**Gambar 7. 11.** Composite Beam Design Preferences for AISC 360 – 16 → Vibration

Balok yang didesain sebagai rangka pemikul gaya gravitasi hanya didesain berdasarkan kombinasi pembebanan dasar saja tanpa mempertimbangkan efek gempa. Atas dasar tersebut dipilih kombinasi pembebanan dasar yang hanya mempertimbangkan efek gravitasi saja.



**Gambar 7. 12.** Kombinasi Pembebanan untuk Desain Balok Komposit

Berdasarkan hasil analisis diketahui bahwa nilai stress ratio maksimum untuk balok komposit terjadi pada As H dengan stress ratio 0,981. Diketahui bahwa desain balok komposit untuk elemen tersebut lebih dikontrol oleh batas kekuatan dibandingkan dengan batas kemampulayannya.

Strength Checks			
	Factored	Design	Ratio
Shear at Ends (kN)	180.6857	542.8382	0.333
<b>Positive Bending (kN-m)</b>	<b>355.5229</b>	<b>362.2248</b>	<b>0.981</b>

Gambar 7. 13. Stress Ratio untuk *Strength Checks* Balok Komposit WF.450X200X9/14

Constructability and Serviceability Checks			
	Actual	Allowable	Ratio
Dead Load Defl. (m)	0.00961	No Limit	N/A
SDL + LL Defl. (m)	0.00833	0.02917	0.285
Live Load Defl. (m)	0.00476	0.01944	0.245
<b>Total Defl. (m)</b>	<b>0.01794</b>	<b>0.02917</b>	<b>0.615</b>
Walking Acceleration ap/g	0.001137	0.005	0.227

Gambar 7. 14. Stress Ratio untuk *Constructability and Serviceability Checks* Balok Komposit WF.450X200X9/14

#### D. Desain Elemen Kolom Rangka Pemikul Gaya Gravitasi

Untuk kolom rangka pemikul gaya gravitasi, batasan – batasan daktilitas penampang yang diatur pada SNI 7860 – 2020 tidak berlaku sehingga pengecekan dapat dilakukan berdasarkan kondisi interaksi aksial – lentur elemen sesuai Pasal H SNI 1729 – 2020. Pada *Design Preferences*, item *Framing Type*, opsi OMF dapat dipilih karena kolom yang didesain merupakan rangka pemikul gaya gravitasi. Selain itu, pada item *Ignore Seismic Code?* dan opsi *Ignore Seismic Loads?* opsi ‘Yes’ dapat dipilih untuk mengabaikan pengecekan daktilitas penampang.

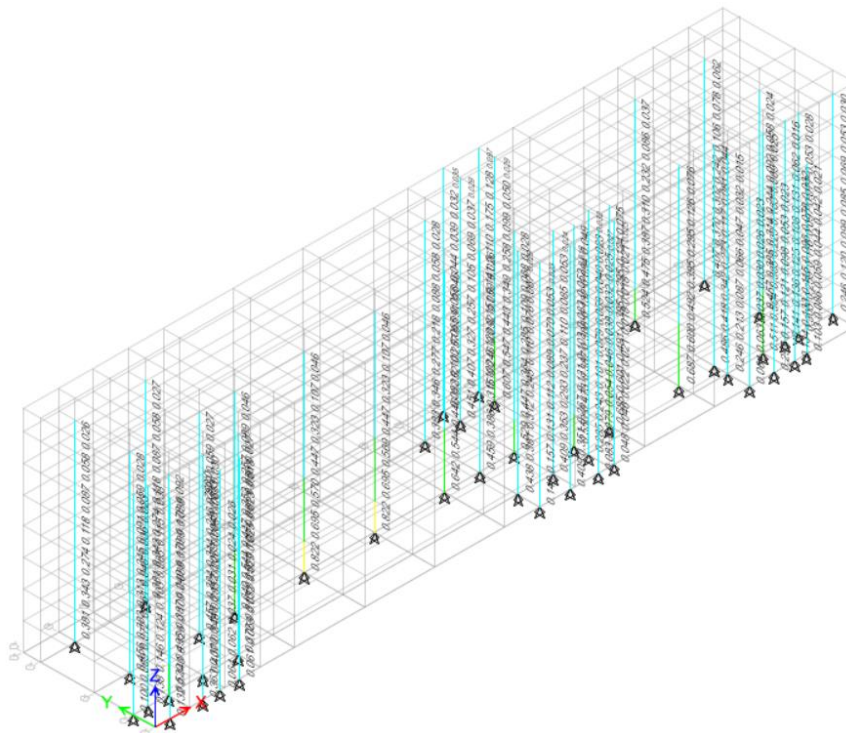
	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-16
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
▶ 03	Framing Type	OMF

Gambar 7. 15. Framing Type → OMF

	Item	Value
21	Phi(Tension-Fracture)	0.75
22	Phi(Shear)	0.9
23	Phi(Shear-Short Webed Rolled I)	1
24	Phi(Torsion)	0.9
25	Ignore Seismic Code?	Yes
26	Ignore Special Seismic Load?	Yes

Gambar 7. 16. Ignore Seismic Code? → Yes, Ignore Special Seismic Load? → Yes

Sama seperti balok komposit yang didesain sebagai rangka pemikul gaya gravitasi, elemen kolom juga akan didesain dengan kombinasi pembebanan dasar tanpa mempertimbangkan efek pengaruh gempa. Berdasarkan hasil analisis, stress ratio untuk kolom dengan mempertimbangkan kombinasi pembebanan dasar adalah 0,822 sehingga kolom masih memiliki kapasitas memadai untuk menahan gaya gravitasi.



Gambar 7. 17. Stress Ratio Elemen Kolom Rangka Pemikul Gaya Gravitasi

Steel Frame Design Summary - AISC 360-16

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: PMM Ratio DESC Steel Frame Design Summary - AISC 360-16

Filter: None

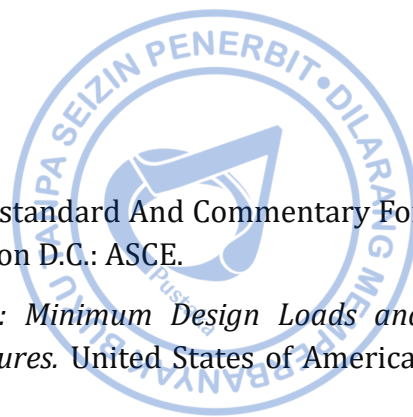
	Story	Label	UniqueName	Design Type	Design Section	Status	PMM Combo	PMM Ratio	P Ratio	M Major Ratio
	+3,5	C35	183	Column	HB.350X350X...	No Message	LRFD 2-2-3(C)	0,822	0,811	0,01
	+3,5	C39	210	Column	HB.350X350X...	No Message	LRFD 2-2-3(C)	0,822	0,811	0,011
	+7	C35	5412	Column	HB.350X350X...	No Message	LRFD 2-2-3(C)	0,895	0,687	0,008
	+7	C39	5416	Column	HB.350X350X...	No Message	LRFD 2-2-3(C)	0,695	0,687	0,009
	+3,5	C68	370	Column	HB.350X350X...	No Message	LRFD 2-2-3(C)	0,687	0,653	0,027
	+3,5	C58	330	Column	HB.350X350X...	No Message	LRFD 2-2-3(C)	0,685	0,653	0,027
	+3,5	C45	250	Column	HB.350X350X...	No Message	LRFD 2-2-3(C)	0,642	0,626	0,01
	+3,5	C29	143	Column	HB.350X350X...	No Message	LRFD 2-2-3(C)	0,64	0,626	0,01
	+3,5	C56	316	Column	HB.350X350X...	No Message	LRFD 2-2-3(C)	0,607	0,593	0,012
	+7	C58	5434	Column	HB.350X350X...	No Message	LRFD 2-2-3(C)	0,601	0,583	0,034
	+7	C68	5440	Column	HB.350X350X...	No Message	LRFD 2-2-3(C)	0,6	0,554	0,034
	+10,5	C35	5101	Column	HB.350X350X...	No Message	LRFD 2-2-3(C)	0,57	0,563	0,006
	+10,5	C39	5105	Column	HB.350X350X...	No Message	LRFD 2-2-3(C)	0,569	0,563	0,006
	+3,5	C55	310	Column	HB.350X350X...	No Message	LRFD 2-2-3(C)	0,55	0,524	0,024

Record: << < 1 > >> of 336

Add Tables... Done

**Gambar 7. 18.** Stress Ratio Kolom Rangka Pemikul Gaya Gravitasi,  $0,822 < 1$

# REFERENSI

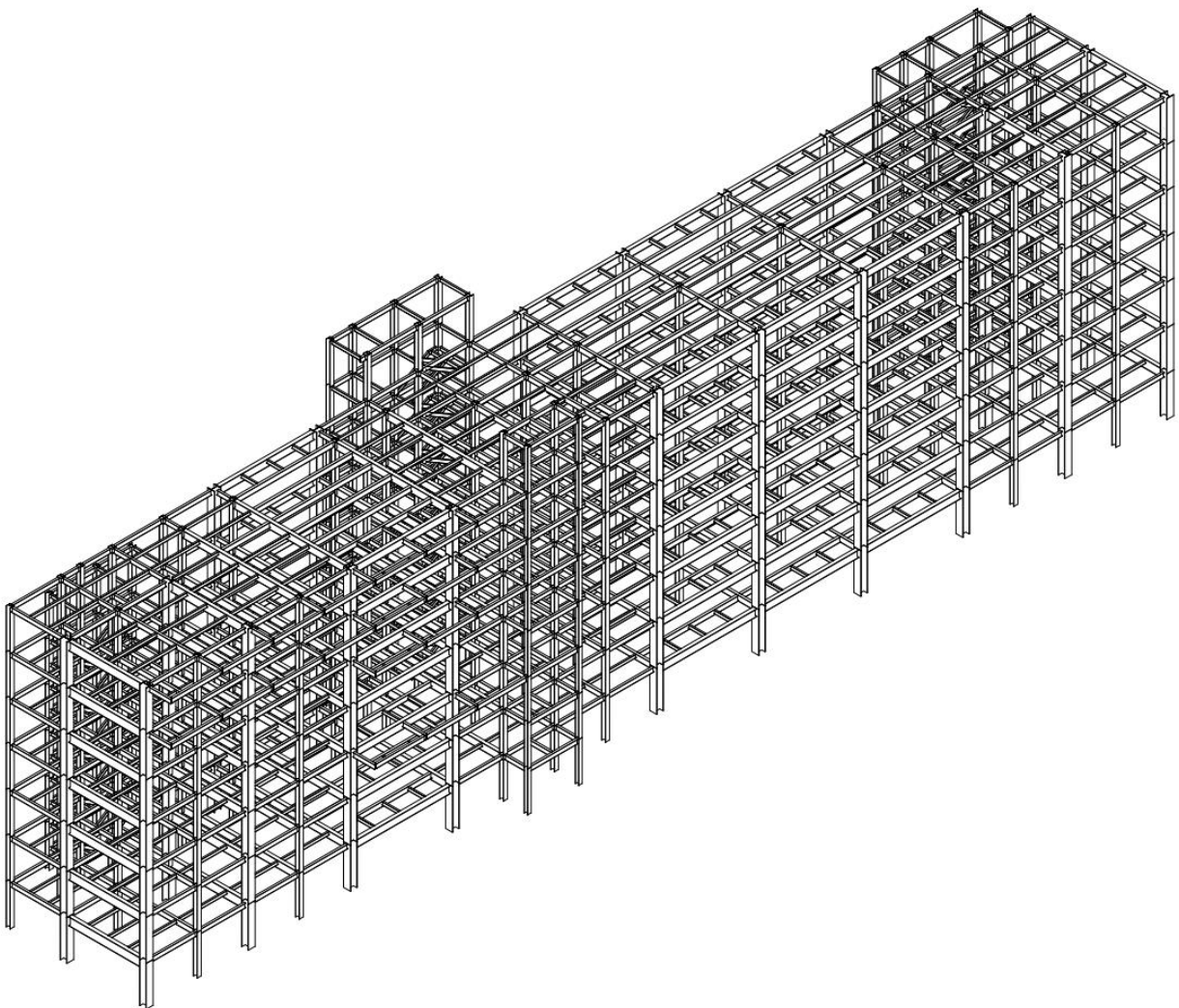


- American Society of Civil Engineers*. 2000. FEMA 356: Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings. Washington D.C.: ASCE.
- American Society of Civil Engineers*. 2016. *ASCE 7-16: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. United States of America: ASCE.
- American Institute of Steel Construction*. 2016. *AISC 2016: Specification for Structural Steel Buildings*. United States of America: AISC.
- American Institute of Steel Construction*. 2018. *Seismic Design Manual*. United States of America: AISC.
- Badan Standarisasi Nasional. 2019. SNI 1726-2019: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional. 2020. SNI 1727-2020: Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional. 2020. SNI 1729-2020: Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional. 2020. SNI 7860-2020: Ketentuan Seismik Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional. 2020. SNI 7972-2020: Sambungan terpraktualifikasi untuk rangka momen khusus dan menengah baja pada aplikasi seismik. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Departemen Pekerjaan Umum. 1987. Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung. Jakarta: Yayasan Badan Penerbit PU.
- Direktorat Jenderal Cipta Karya. 2021. Aplikasi Spektrum Respons Desain Indonesia 2021. Diakses pada 25 November 2023, dari <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>.
- Eatherton, M.R., Murray, T.M. Design Guide 39: End Plate Moment Connection. Chicago: American Institute of Steel Construction (AISC).
- Fisher, J.M. and Kloiber, L.A. 2006. Design Guide 1: Base Plate and Anchor Rod Design. Chicago: American Institute of Steel Construction (AISC).

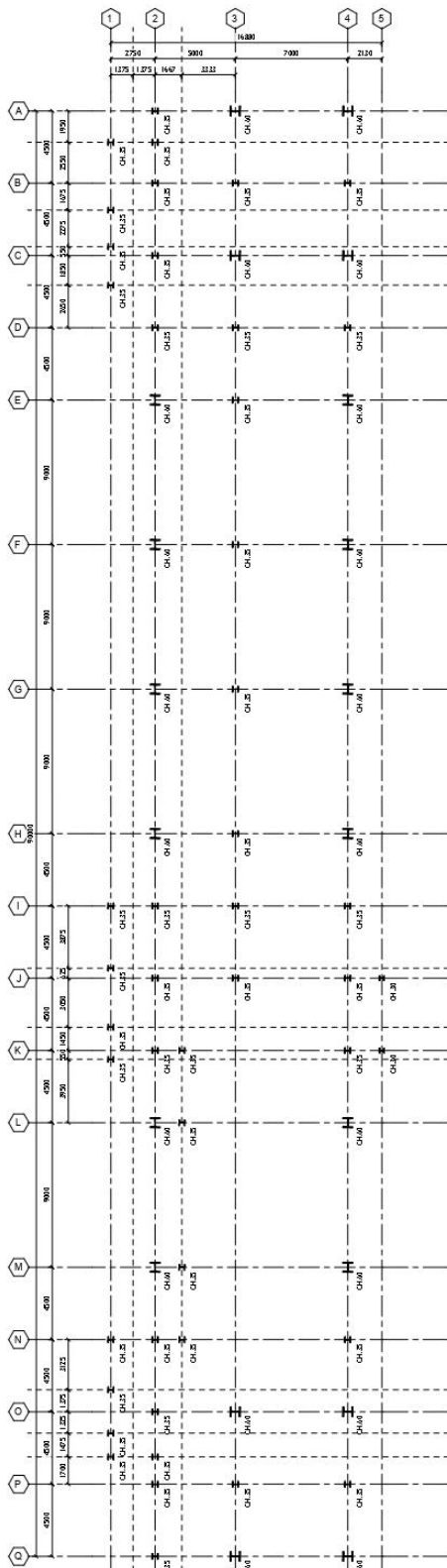
- Hamburger, Ronald O., Krawinkler, Helmut, Malley, James O., and Adan, Scott M. 2009. Seismic Design of Steel Special Moment Frames: A Guide For Practicing Engineers. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 2, diproduksi oleh NEHRP Consultants Joint Venture.
- Irsyam, Masyhur. 2017. Pemutakhiran Sumber dan Peta Gempa Indonesia 2017. Prosiding dari Seminar Sehari Kebencanaan HUT RI Ke-72.
- Moestopo, Muslinang. 2012. Shortcourse HAKI 2012: Struktur Bangunan Baja Tahan Gempa. Prosiding Seminar Tahunan HAKI 2012.
- Moestopo, M. 2020. "Perancangan Struktur Baja Tahan Gempa." Materi seminar disampaikan pada Webinar HAKI, 17 Juli 2020.
- Pusat Studi Gempa Nasional. 2017. Peta Sumber Dan Bahaya Gempa Indonesia Tahun 2017. Jakarta: Pusat Litbang Perumahan dan Permukiman.
- Sabelli, R., Bruneau, M., & Uang, C. M. 2011. Ductile Design of Steel Structures. New York: Mc Graw Hill.
- Sabelli, R. 2018. "Seismic Design in Steel." Materi seminar disampaikan AISC Night Schools, 12 Februari 2018.
- West, M.A., Fisher, J.M., and Griffis, L.G. 2003. Design Guide 3: Serviceability Design Considerations for Steel Buildings. Chicago: American Institute of Steel Construction (AISC).
- Wiryanto. 2016. Stuktur Baja – Perilaku, Analisis & Desain – AISC 2010. Tangerang: Lumina Press.



# LAMPIRAN GAMBAR

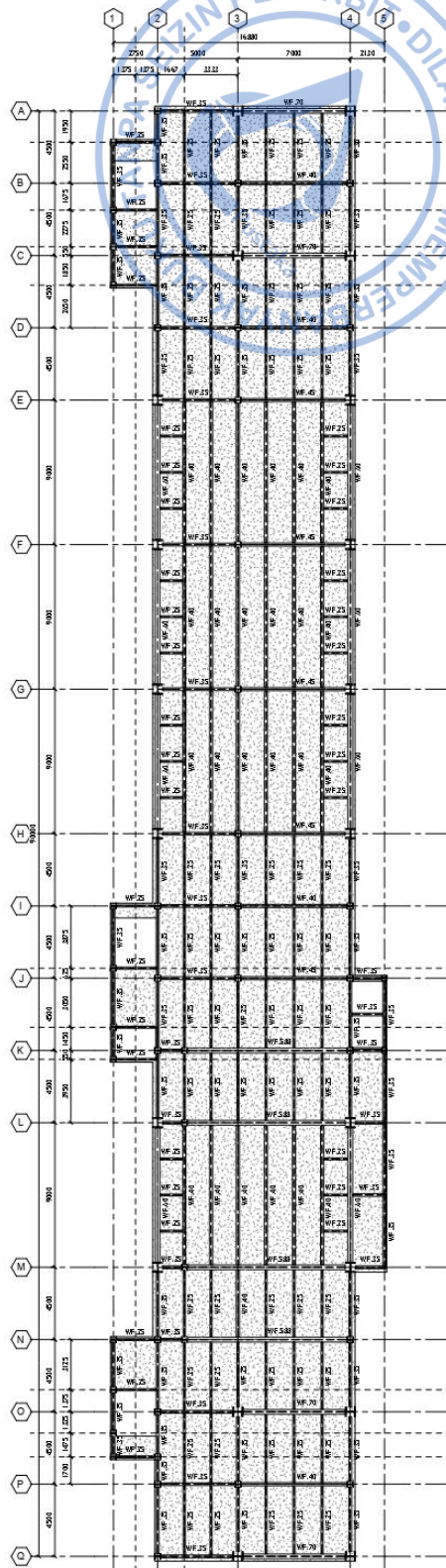


3D MODEL  
etc.



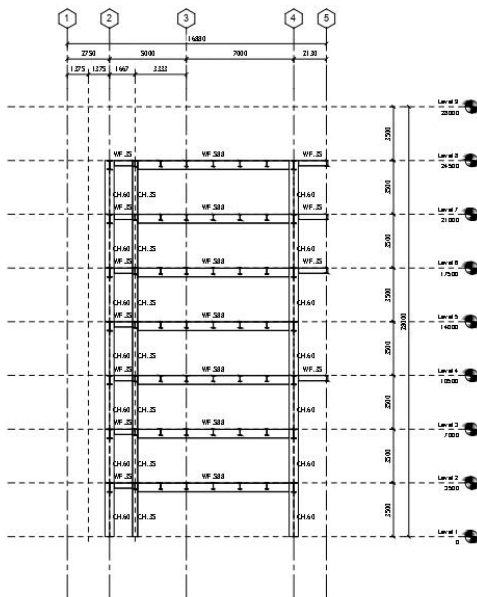
□ DENAH KOLOM BAJA  
r/s.

MEMBER	DIEMENI	MUTI BAJA
CH.15	HB 300 x 300 x 10 x 15	A36
CH.18	HB 350 x 350 x 12 x 19	A36
CH.60	HB 600 x 600 x 20 x 42	A588



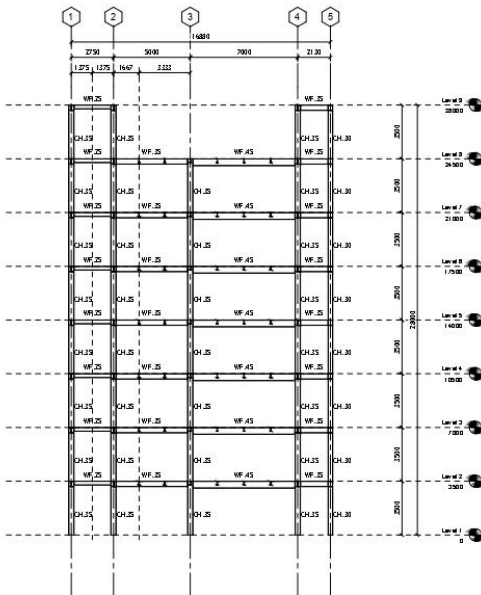
□ DENAH BALOK BAJA  
r/s.

MEMBER	DIEMENI	MUTI BAJA
WF.20	WF 250 x 125 x 6 x 9	A36
WF.25	WF 350 x 175 x 7 x 11	A36
WF.35	WF 400 x 200 x 8 x 13	A36
WF.40	WF 450 x 200 x 9 x 14	A36
WF.45	WF 450 x 200 x 9 x 14	A36
WF.60	WF 600 x 300 x 12 x 25	A588
WF.70	WF 700 x 300 x 13 x 28	A588
WF.588	WF 688 x 300 x 12 x 20	A36

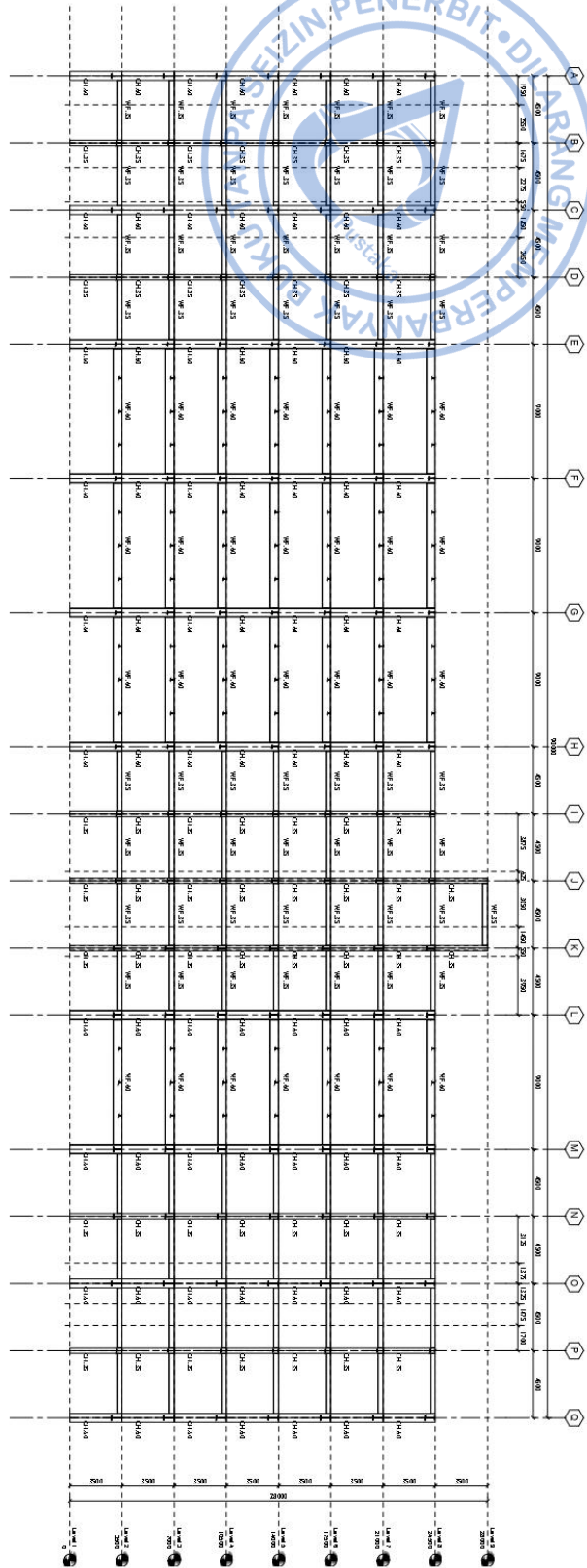


PORTAL AS L  
m.

MEMBER	DIEMENI	MUTU BAJA	MEMBER	DIEMENI	MUTU BAJA
CH.40	WF 300 x 300 x 10 x 16	A36	WF.25A	WF 250 x 125 x 8 x 9	A36
CH.46	WF 300 x 350 x 12 x 19	A36	WF.35	WF 300 x 175 x 7 x 11	A36
CH.60	WF 600 x 600 x 20 x 42	A588	WF.40	WF 400 x 200 x 8 x 13	A36
			WF.46	WF 400 x 200 x 9 x 14	A36
			WF.60	WF 600 x 300 x 13 x 25	A588
			WF.70	WF 700 x 300 x 13 x 24	A588
			WF.558	WF 558 x 300 x 12 x 20	A36

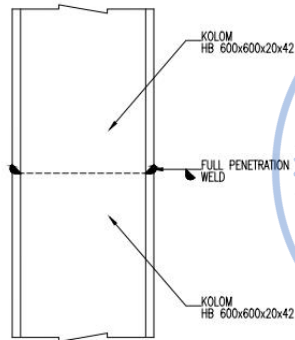


PORTAL AS J  
m.

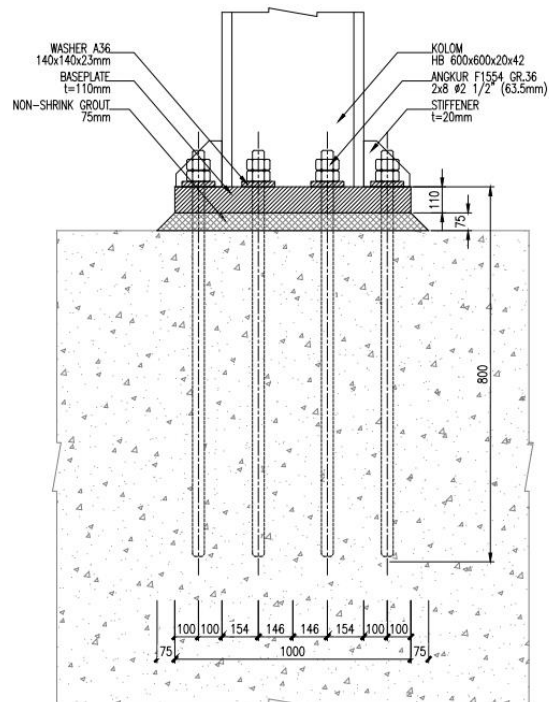


PORTAL AS 4  
m.

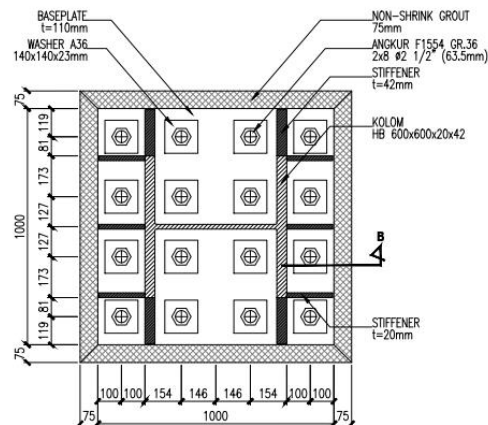




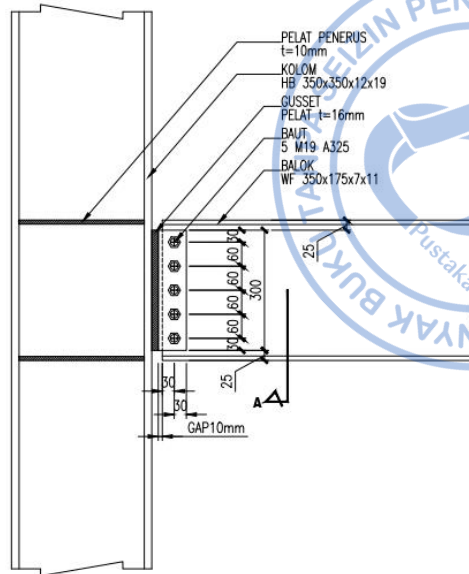
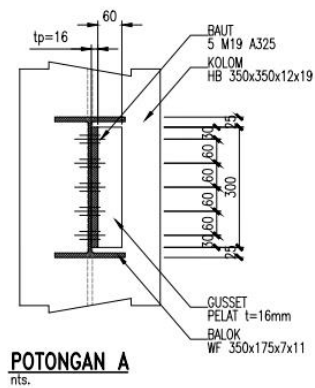
**DETAIL SAMBUNGAN KOLOM BAJA (HB 600 to HB 600)**  
nts.



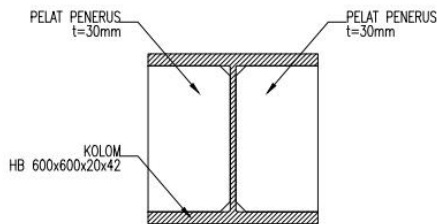
**POTONGAN B**  
nts.



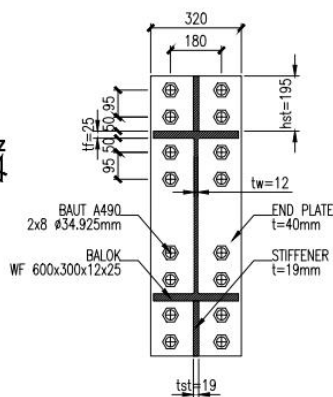
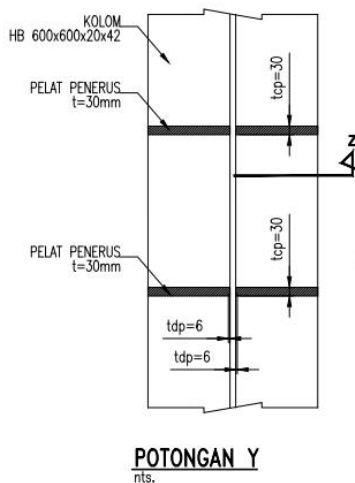
**DETAIL BASEPLATE KOLOM BAJA (HB 600x600x20x42)**  
nts.



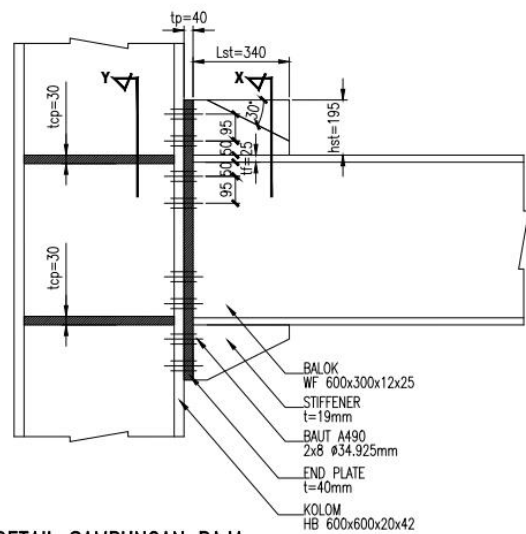
**DETAIL SAMBUNGAN BAJA  
(WF 350 to HB 350)**  
nts.

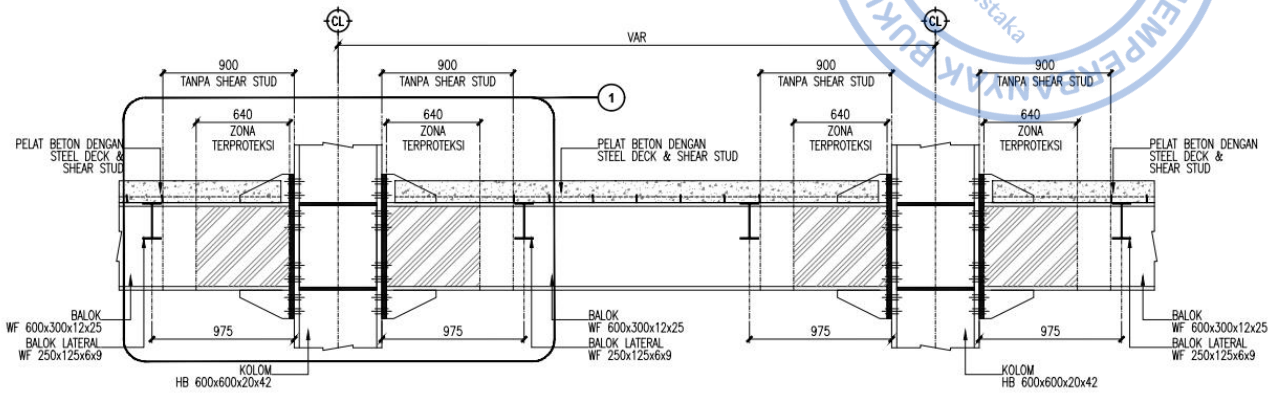
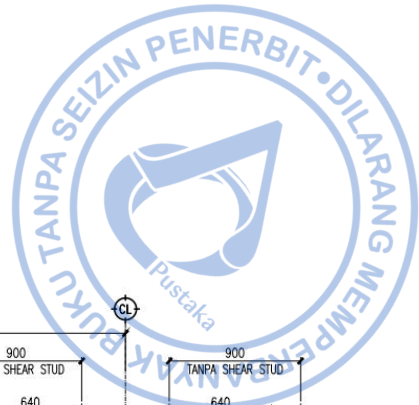


**POTONGAN Z**  
nts.



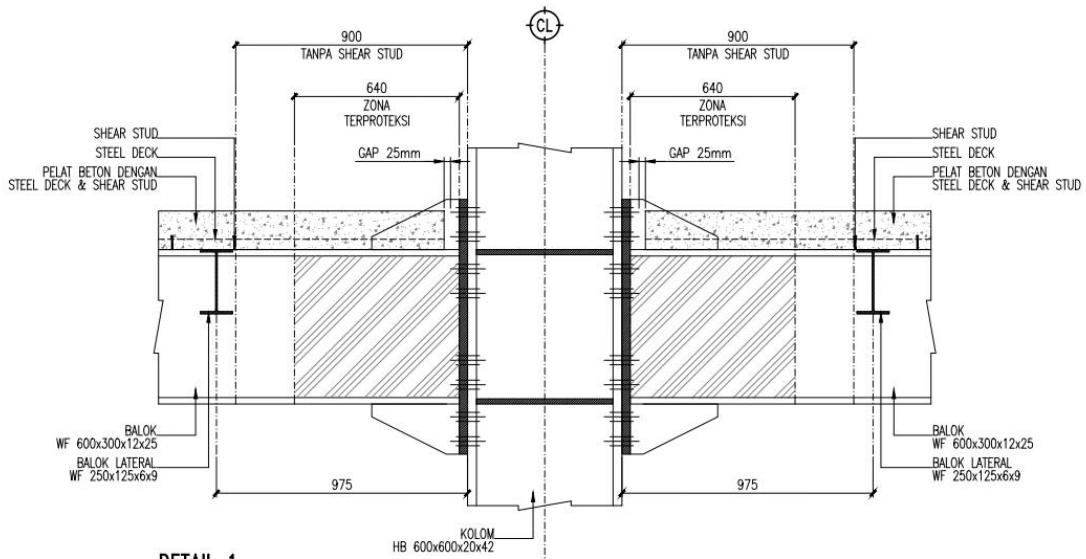
- Kolom : HB 600x600x20x42
- Balok : WF 600x300x12x25
- tf : Tebal Flange Balok (25mm)
- tw : Tebal Web Balok (12mm)
- tp : Tebal End Plate (40mm)
- tst : Tebal Stiffener (19mm)
- hst : Tinggi Stiffener (195)
- Lst : Panjang Stiffener (340mm)
- tcp : Tebal Pelat Penerus (30mm)





**DETAIL ZONA PROTEKSI  
(AREA TANPA SHEAR CONNECTOR & GAP ANTARA FLANGE KOLAM DAN PELAT BETON)**

nts.



**DETAIL 1**

nts.



# LATAR BELAKANG PENULIS



**Ir. Totok Andi Prasetyo, M.T.** - (Ahli Teknik Bangunan Gedung Jenjang 9, Ahli Geoteknik Jenjang 9 dan Ahli Jembatan Jenjang 9)

Penulis merupakan dosen di Institut Sains dan Teknologi Nasional (ISTN) di Jakarta, mengajar Mata Kuliah Struktur Baja, Struktur Beton dan Pondasi. Penulis juga praktisi profesional Direktur Teknik PT. TAP Rekayasa Struktur di Bekasi. Penulis menempuh pendidikan S1 di Universitas Islam Indonesia (UII) Yogyakarta lulus Tahun 2001, lalu mengambil Magister Teknik (MT) di kampus ISTN dari tahun 2018 lulus 2020. Penulis memiliki pengalaman 24 tahun sebagai praktisi dalam bidang struktur dan geoteknik. Penulis sedang meneruskan program Doktorat di Unissula tahun 2024 sampai sekarang. Berbagai macam bangunan yang penulis tangani mulai dari struktur baja yang sederhana hingga *complicated industrial building*. Selain struktur baja juga beliau menangani struktur beton dari *low-rise* sampai *high-rise building*. Buku ini disusun berdasarkan SNI yang terbaru.



**Naufal Yasir, S.T.** – (Ahli Muda Teknik Bangunan Gedung Jenjang 7)

Naufal Yasir merupakan alumni Teknik Sipil Universitas Diponegoro (2018-2022). Selama masa kuliah penulis aktif dalam kegiatan akademik sebagai asisten dosen Struktur Beton Bertulang 1. Semenjak kuliah, penulis juga aktif untuk berkecimpung pada beberapa proyek lokal di daerahnya. Sekarang penulis aktif bekerja sebagai *Design Manager* di PT. TAP Rekayasa Struktur.