

TUGAS AKHIR

**ANALISIS PERBANDINGAN SAMBUNGAN BAJA
TERPRAKUALIFIKASI SRPMK (SISTEM RANGKA
PEMIKUL MOMEN KHUSUS) TIPE 4E DENGAN 4ES
BERDASARKAN SNI 7972-2020 DAN SNI 7972-2013
(*COMPARISONAL ANALYSIS OF SRPMK
PREQUALIFIED STEEL CONNECTIONS (SPECIAL
MOMENT RESISTANCE FRAME SYSTEM) TYPE 4E
WITH 4ES BASED ON SNI 7972-2020 AND SNI 7972-2013*)**

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil**



**Habib Abdurrahman
17511200**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA**

2022

TUGAS AKHIR

ANALISIS PERBANDIGAN SAMBUNGAN BAJA TERPRAKUALIFIKASI SRPMK (SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS) TIPE 4E DENGAN 4ES BERDASARKAN SNI 7972-2020 DAN SNI 7972-2013 (COMPARISONAL ANALYSIS OF SRPMK PREQUALIFIED STEEL CONNECTIONS (SPECIAL MOMENT RESISTANCE FRAME SYSTEM) TYPE 4E WITH 4ES BASED ON SNI 7972-2020 AND SNI 7972-2013)

Disusun oleh

Habib Abdurrahman
17511200

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan
untuk memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil

Diuji pada tanggal 10 agustus 2022
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing



Hariadi Yulianto, S.T., M.Eng.
NIK :155111305

Penguji I



Anggit Mas Arifudin, S.T., M.T.
NIK : 185111304

Penguji II



Elvis Saputra S.T., M.T.
NIK :205111302

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M.T.
NIK : 88511010

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk penyelesaian program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 12 agustus 2022
Yang membuat pernyataan,



Habib Abdurrahman

(17511200)

Tugas akhir ini kupersembahkan untuk bapak dan ibuku yang tak pernah lelah dan mengeluh dalam membesarkan dan membimbingku hingga saat ini, untuk mertuaku terimakasih atas segala dukungan yang kau berikan, dan untuk istriku terima kasih telah menemani sekaligus menjadi penyemangatku hingga saat ini, dan untuk anakku terima kasih telah menjadi obat dan penenang disaatku lelah.

KATA PENGANTAR

Puji syukur saya ucapkan kehadirat Allah Subhanahu Wa Ta'ala sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Perbandingan Desain Antara Sambungan Terprakualifikasi Srpmk (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus) Tipe 4es Dengan 4e Berdasarkan SNI 7972-2020*.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini terdapat hambatan yang muncul, namun berkat semangat, kritik dan juga saran dari berbagai pihak, Alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat saya diselesaikan. Berkaitan dengan hal tersebut, saya ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Bapak **Hariadi Yulianto, S.T., M.Eng.** selaku dosen pembimbing Tugas Akhir yang telah memberikan banyak sekali dukungan, ilmu, arahan serta nasehat yang menjadi modal untuk menghadapi tantangan masa depan semoga keberkahan selalu menyertaimu,
2. **Dosen-dosen Teknik sipil UII** yang telah mengenalkan dan membimbingku mengenai dunia teknik sipil semoga selalu disertai keberkahan,
3. Kedua orang tua ku Bapak **Jangkung Rokhmadi** dan Ibu **Minarti** yang telah memberikan dukungan secara materil maupun moril hingga membuatku kuat dan tegar, semoga keberkahan selalu menyertai orang tuaku,
4. **reza, arul, dan ahmad** yang selalu siap siaga membantu dimanapun kapanpun,
5. Teman-teman **Angkatan 2017** Jurusan Teknik Sipil FTSP UII,
6. Semua pihak yang telah banyak memberikan bantuan dan arahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.

Akhir kata, Penulis berharap agar Tugas Akhir ini bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya.

Yogyakarta, 12 agustus 2022

Penulis,

Habib Abdurrahman
17511200

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI.....	iii
DEDIKASI.....	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI.....	vi
DAFTAR TABEL.....	x
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xvii
ABSTRAK.....	xxi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	2
1.3 Tujuan Penelitian.....	3
1.4 Manfaat Penelitian.....	3
1.5 Batasan Penelitian.....	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	4
2.1 Perbandingan Hasil Desain dan Nilai Ekonomis Antara Sambungan Tipe 4E dan 4ES Pada Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus SNI 7972-2013.....	4
2.2 Perubahan Hasil Desain Rangka Baja pemikul momen Akibat Perubahan Peta Bahaya Gempa.....	5
2.3 Permodelan Sambungan Momen Extended End Plate (4ES) Menggunakan Permodelan Elemen Hingga Dengan Software ABAQUS 6.14.....	7
2.4 Persamaan dan perbedaan dengan penelitian sebelumnya	9
BAB III LANDASAN TEORI.....	13
3.1 Struktur Rangka Pemikul Momen	13
3.2 Baja	14

3.3	Kategori Desain Seismik dan Tingkat Daktilitas Struktur	14
3.4	Persyaratan Desain SRPMK pada Struktur Rangka Baja.....	16
3.4.1	Persyaratan Mutu Material.....	17
3.4.2	Persyaratan Kekompakan Profil.....	17
3.4.3	Syarat Jarak Pengaku Lateral Maksimum (Lb).....	19
3.4.4	Syarat Pengaku Lateral Dekat Sendi Plastik	19
3.5	Perhitungan Kekuatan dan Kekakuan Perlu Pengaku Lateral	20
3.6	Beban-Beban yang Bekerja	22
3.6.1	Beban Mati	22
3.6.2	Beban Hidup.....	23
3.6.3	Reduksi Beban Hidup	24
3.6.4	Beban Notional.....	24
3.6.5	Beban Gempa Statik Ekuivalen	24
3.7	Analisis Struktur Dengan Program SAP2000 V22.....	29
3.7.1	Pengecekan Ketidakberaturan struktur	30
3.7.2	Pengecekan Simpangan Antar Lantai	31
3.7.3	Pengecekan pengaruh P-delta	32
3.7.4	Torsi Tak Terduga.....	33
3.7.5	Kombinasi Pembebanan.....	33
3.7.6	Kombinasi Beban Gempa	34
3.8	Analisis DAM degan program SAP2000 V22	35
3.8.1	Pengaruh Cacat Bawaan.....	35
3.8.2	3Pengaruh P-delta	35
3.8.3	Penyesuaian Kekakuan.....	36
3.9	Kekuatan Elemen Balok dan Kolom	37
3.9.1	Kekuatan Elemen Balok.....	37
3.9.2	Kekuatan Elemen Kolom	39
3.10	Pengecekan Persyaratan Strong Column Weak Beam	41
3.11	Sambungan baja.....	42
3.12	Sambungan Terprakualifikasi	42
3.12.1	Desain Pelat Ujung dan Baut tipe 4E dan 4ES	44

3.12.2	Desain Bagian Kolom Dari Sambungan Tipe 4E Dan 4ES....	50
3.13	Analisa Harga Struktur	57
3.13.1	Harga Satuan Pekerja.....	57
3.13.2	Harga Satuan Barang	58
3.13.3	Harga Satuan pekerjaan	58
BAB IV	METODE PENELITIAN	59
4.1	Tinjauan Umum.....	59
4.2	Data struktur dan pembebanan perancangan	59
4.3	Model Struktur.....	60
4.4	Tahapan Penelitian	63
4.5	Flowchart.....	65
BAB V	ANALISIS DAN PEMBAHASAN	67
5.1	Verifikasi Data Struktur.....	67
5.1.1	Mutu material.....	67
5.1.2	Balok Induk dan Kolom.....	67
5.1.3	Perhitungan Jarak Maksimum Pengaku Lateral (L_{bmax}).....	70
5.1.4	Perhitungan Jarak Pengaku Lateral Dekat Sendi Plastis.....	70
5.1.5	Dimensi Pengaku Lateral	71
5.1.6	Perhitungan Kekuatan Tersedia Pengaku Lateral	72
5.2	Perhitungan Pembebanan.....	80
5.2.1	Perhitungan Beban Gravitasi.....	80
5.2.2	Perhitungan Beban Lateral.....	89
5.3	Analisis Struktur Order pertama.....	94
5.3.1	Analisis SAP	94
5.3.2	Kontrol ketidakberaturan struktur	106
5.3.3	Kontrol simpangan antar lantai	112
5.3.4	Kontrol struktur terhadap pengaruh P-delta.....	114
5.3.5	Kombinasi pembebanan.....	115
5.4	Analisis order kedua (DAM)	117
5.5	Cek kekuatan elemen struktur	120
5.5.1	Balok induk.....	120

5.5.2 Kolom H 350x350.....	122
5.5.3 Kolom H 400x400.....	127
5.6 Periksa persyaratan SCWB.....	132
5.6.1 SCWB Kolom H 400x400	133
5.6.2 SCWB Kolom H 350x350	134
5.7 Desain Sambungan	135
5.7.1 Desain sambungan 4E.....	136
5.7.2 Desain sambungan 4ES.....	156
5.8 Perhitungan nilai ekonomis struktur dengan sambungan 4E dan 4ES	175
5.8.1 Perhitungan Nilai Ekonomi Struktur.....	175
5.8.2 Perhitungan nilai ekonomi sambungan 4E.....	180
5.8.3 Perhitungan nilai ekonomi struktur dengan sambungan 4ES ...	181
5.9 Pembahasan	183
5.9.1 Pembahasan hasil desain sambungan.....	183
5.9.2 Perbandingan hasil desain sambungan antara SNI 2013 dan 2020.....	186
5.9.3 Perbandingan nilai ekonomi antara sambungan antara 4E dan 4ES	187
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	189
6.1 Kesimpulan.....	189
6.2 Saran	189
DAFTAR PUSTAKA	190

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Hasil Perhitungan Berat Struktur Dan Sambungan Beserta Harganya ...	4
Tabel 2.2 Rekapitulasi Perbandingan Kapasitas Daya Dukung Tipe-Tipe Sambungan Momen Konsep DFBT Beban Gempa Tahun 2017	6
Tabel 2.3 Material Properties dan Spesimen Model	7
Tabel 2.4 Material Properties dan Spesimen Model	8
Tabel 2.5 Perbandingan Penelitian Yang Akan Dilakukan Dengan Penelitian Sebelumnya	10
Tabel 3.1 Kategori Risiko Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa Berdasarkan Jenis Pemanfaatnya.....	15
Tabel 3.2 Nilai Faktor Keutaman Gempas (I_e) Berdasarkan Kategori Risiko Struktur Bangunan Gedung	15
Tabel 3.3 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameters Respon Percepatan pada Periode Pendek.....	15
Tabel 3.4 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameters Respon Percepatan pada Periode 1 Detik.....	16
Tabel 3.5 Faktor R , C_d , Ω dan untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik	16
Tabel 3.6 Batasan Rasio Lebar Sayap Terhadap Tebal untuk Elemen Tekan untuk Komponen Struktur Daktail Sedang dan Daktail Tinggi.....	18
Tabel 3.7 Batasan Rasio Tinggi Badan Terhadap Tebal untuk Elemen Tekan untuk Komponen Struktur Daktail Sedang dan Daktail Tinggi	18
Tabel 3.8 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum, L_o dan Beban Hidup Terpusat Minimum	23
Tabel 3.9 Klasifikasi Situs	26
Tabel 3.10 Nilai F_a	27
Tabel 3.11 Nilai F_v	27
Tabel 3.12 Nilai C_u	28
Tabel 3.13 Nilai C_t dan x	28
Tabel 3.14 Ketidakberaturan Horizontal pada Struktur	30
Tabel 3.15 Ketidak Beraturan Vertikal	31

Tabel 3.16 Simpangan izin antar tingkat.....	32
Tabel 3.17 Pembatasan Parametrik Pada Prakuifikasi	44
Tabel 4.1 Spesifikasi Elemen Struktur	61
Tabel 5.1 Data Penampang Profil IWF 350x175	68
Tabel 5.2 Data Penampang Profil H 400x400	69
Tabel 5.3 Data Penampang Profil H 350x350	69
Tabel 5. 4 Rekapitulasi kekompakan profil	70
Tabel 5.5 Data Penampang Profil IWF 300x150	72
Tabel 5.6 Tabel Perhitungan Nilai y_o	75
Tabel 5.7 Rekapitulasi Perbandingan ϕMn Dan M_u	78
Tabel 5.8 Nilai F_a	90
Tabel 5.9 Nilai F_v	90
Tabel 5.10 Rekapitulasi gaya gempa lateral	93
Tabel 5.11 Rekapitulasi beban notional	94
Tabel 5.12 Ketidakberaturan horizontal pada struktur.....	107
Tabel 5.13 Hasil Dari Pengecekan Ketidak Beraturan Horizontal Tipe 1a Dan 1b Arah X.....	107
Tabel 5.14 Hasil Dari Pengecekan Ketidak Beraturan Horizontal Tipe 1a Dan 1b Arah Y.....	108
Tabel 5.15 Ketidakberaturan Vertikal	109
Tabel 5.16 Hasil Pengecekan Ketidakberaturan Vertical Tipe 1a Dan 1b Arah X	110
Tabel 5.17 Hasil Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b Arah Y	110
Tabel 5.18 Hasil Pengecekan Ketidakberaturan Massa Struktur	111
Tabel 5.19 Hasil Pengecekan Ketidakberaturan Gaya Lateral Antar Tingkat Arah X.....	111
Tabel 5.20 Hasil Pengecekan Ketidakberaturan Gaya Lateral Antar Tingkat Arah Y	112
Tabel 5.21 Prosedur Analisis Beban Gempa Sesuai Karakteristik Struktur	112
Tabel 5.22 Simpangan Izin Antar Tingkat.....	113

Tabel 5.23 Hasil Pengecekan Simpangan Antar Tingkah Arah X.....	114
Tabel 5.24 Hasil Pengecekan Simpangan Antar Tingkah Arah Y.....	114
Tabel 5.25 Hasil Pengecekan P-Delta Arah X.....	115
Tabel 5.26 Hasil Pengecekan P-Delta Arah Y.....	115
Tabel 5.27 Kombinasi Pembebanan.....	116
Tabel 5.28 Tabel Perhitungan Nilai yo	121
Tabel 5.29 Tabel Perhitungan Nilai yo	122
Tabel 5.30 Tabel Perhitungan Nilai yo	124
Tabel 5.31 Tabel Perhitungan Nilai yo	127
Tabel 5.32 Tabel Perhitungan Nilai yo	129
Tabel 5.33 Standar Harga Pekerja.....	175
Tabel 5.34 Harga Barang	176
Tabel 5.35 Harga Satuan Pekerjaan IWF 300x150 per 1kg.....	176
Tabel 5.36 Harga Satuan Pekerjaan IWF 300x175 per 1kg.....	177
Tabel 5.37 Harga Satuan Pekerjaan H 350 Per 1kg	177
Tabel 5.38 Harga Satuan Pekerjaan H400 per 1kg	178
Tabel 5.39 Harga Satuan Pekerjaan Tangga Per 1kg.....	178
Tabel 5.40 Harga Satuan Pekerjaan Sambungan Per 1kg.....	179
Tabel 5.41 Harga Struktur Tanpa Sambungan.....	179
Tabel 5.42 Harga Sambungan 4E.....	181
Tabel 5.43 Harga Sambungan 4ES	182
Tabel 5.44 Hasil Sambungan 4E dan 4ES	184
Tabel 5.45 Perbandingan Desain 4E Dan 4ES Antara Penelitian Terdahulu dan Sekarang.....	186
Tabel 5.46 Perbedaan Nilai Ry Antara Penelitian Terdahulu Dan Sekarang	187
Tabel 5.47 Perbandingan Nilai Ekonomi Antara Sambungan Tipe 4E Dengan 4ES	187

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Pelat Tektonik	1
Gambar 2.1 Sambungan Momen Pelat Ujung Dengan Pengaku Empat Baut (A) Dan Sambungan Momen Pelat Ujung Dengan Pengaku Delapan Baut (B)	5
Gambar 2.2 Sambungan Momen Pelat Sayap Berbaut	6
Gambar 2.3 Detail Sambungan Untuk Spesimen JD2 (A) Detail Sambungan Untuk Spesimen JD4 (B).....	7
Gambar 2.4 Model Sambungan dan Pembebanan Pada Spesimen JD2 (a) Model Sambungan dan Pembebanan Pada Spesimen JD4 (b)	8
Gambar 2.5 Mode Kegagalan Eksperimental Dan ABAQUS Spesimen JD2 (A) Mode Kegagalan Eksperimental Dan ABAQUS Spesimen JD4 (B) ...	9
Gambar 3.1 Perilaku Inelastis Sistem Portal Daktail.....	13
Gambar 3.2 Parameter Gerak Tanah, S_1 , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER) Wilayah Indonesia untuk Spektrum Respons 0,2- Detik (Redaman Kritis 5 %)	25
Gambar 3.3 Parameter Gerak Tanah S_s , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER) Wilayah Indonesia untuk Spektrum Respons 0,2-Detik (Redaman Kritis 5 %)	25
Gambar 3.4 Pengaruh P-delta.....	36
Gambar 3.5 Konfigurasi Pelat Ujung Diperpanjang: (a) Empat Baut Tanpa Pengaku, 4E; (b) Empat Baut Dengan Pengaku, 4ES; (c) Delapan Baut Dengan Pengaku, 8ES.....	43
Gambar 3.6 Geometri pelat ujung yang diperpanjang tanpa pengaku dengan empat baut 4E (a) . dan dengan pengaku empat baut 4ES (b).....	43
Gambar 3.7 Ringkasan Parameter Mekanisme Garis Leleh Pelat Ujung Diperpanjang Tanpa pengaku Dengan Empat Baut	46
Gambar 3.8 Ringkasan Parameter Mekanisme Garis Leleh Pelat Ujung Diperpanjang Dengan Pengaku Dengan Empat Baut.....	46
Gambar 3.9 Ringkasan Parameter Mekanisme Garis Leleh Sayap Kolom Diperpanjang Dengan Empat Baut.....	51

Gambar 3.10 Gaya geser yang bekerja pada zona panel.....	54
Gambar 3.11 Standar Harga Pekerja.....	57
Gambar 3.12 Harga Barang.....	58
Gambar 3.13 Pembuatan 1 kg Baja Profil.....	58
Gambar 4.1 Denah Perencanaan	59
Gambar 4.2 Struktur Tampak 3 Dimensi	60
Gambar 4.3 Denah Pelat Struktur	61
Gambar 4.4 Denah Dinding Struktur	62
Gambar 4.5 Denah Portal SRPMK Pada Struktur	62
Gambar 4.6 Tampak Depan Struktur	63
Gambar 4.7 <i>Flowchart</i> Penelitian	66
Gambar 5.1 Profil Baja	67
Gambar 5.2 Denah struktur	71
Gambar 5.3 Layout Balok Anak	74
Gambar 5.4 Kondisi Platik Sempurna.....	74
Gambar 5.5 Momen Ultimate pada balok no 2	77
Gambar 5.6 Hasil Output SAP2000 Dari Balok Anak.....	78
Gambar 5.7 Hasil Output SAP2000 Dari Balok Anak.....	80
Gambar 5.8 Langkah Memasukan Material Baja Pada SAP2000	95
Gambar 5.9 Langkah Memasukan Material Beton Pada SAP2000	96
Gambar 5.10 Langkah Mendefinisikan Elemen Balok Dan Kolom.....	97
Gambar 5.11 Langkah Mendefinisikan Elemen Pelat	98
Gambar 5.12 Struktur Rencana Tampak 3D	99
Gambar 5.13 Langkah <i>Input</i> Beban Mati Pelat Pada SAP2000.....	100
Gambar 5.14 Langkah <i>Input</i> Beban Dinding Parimeter Pada SAP2000	101
Gambar 5.15 Diaphragma	102
Gambar 5.16 Langkah Mengaktifkan Diaphragma Pada SAP2000.....	102
Gambar 5.17 Langkah Mendefinisikan Zona Panel Pada SAP2000.....	103
Gambar 5.18 Langkah Cek Berat Bangunan Pada SAP2000	104
Gambar 5.19 Langkah Cek Periode Bangunan Pada SAP2000	105
Gambar 5.20 Langkah Cek Periode Bangunan Pada SAP2000.....	106

Gambar 5.21 Pasal SNI 1726-2019 Terkait Redundansi	113
Gambar 5.22 Langkah DAM ke-1	117
Gambar 5.23 Langkah DAM ke- 2	117
Gambar 5.24 Langkah DAM ke-3	118
Gambar 5.25 Langkah DAM 3.....	118
Gambar 5.26 Langkah DAM ke 4.....	119
Gambar 5.27 Hasil dari analisi DAM	119
Gambar 5.28 Kondisi Plastik Sempurna	120
Gambar 5.29 Hasil Output SAP2000 Momen Ultimit balok induk	121
Gambar 5.30 Kondisi Plastik Sempurna Sumbu Kuat	122
Gambar 5.31 Hasil Output SAP2000 Momen Ultimate H350 Sumbu Kuat.....	123
Gambar 5.32 Kondisi Plastik Sempurna Sumbu Lemah.....	123
Gambar 5.33 Hasil Output SAP2000 Mu Kolom H350 Sumbu Lemah	124
Gambar 5.34 Hasil Output SAP2000 Beban aksial kolom H350	126
Gambar 5.35 Kondisi Plastik Sempurna Sumbu Kuat	127
Gambar 5.36 Hasil Output SAP2000 Momen Ultimate H400 Sumbu Kuat	128
Gambar 5.37 Hasil Output SAP2000 Momen Ultimate H400 Sumbu Lemah ...	130
Gambar 5.38 Hasil Output SAP2000 Beban Aksial Kolom H400	132
Gambar 5.39 Kolom H400 yang Mengalami Gaya Aksial Maksimum.....	133
Gambar 5.40 Kolom H350 yang Mengalami Gaya Aksial Maksimum.....	134
Gambar 5.41 Gaya yang Bekerja pada Muka Kolom	136
Gambar 5.42 Prilaku Balok Ketika Mengalami Kondisi Plastik Sempurna.....	136
Gambar 5. 43 Gaya Geser yang Bekerja pada Sendi Plastik.....	137
Gambar 5.44 Gaya yang bekerja pada baut	138
Gambar 5.45 Pola Garis Leleh pada Sambungan Tipe 4E.....	139
Gambar 5.46 Gaya Sayap Terfaktor (Ffu)	140
Gambar 5.47 Mekanisme Leleh Geser pada Pelat Ujung yang Diperpanjang....	141
Gambar 5.48 Mekanisme Keruntuhan Geser pada Pelat Ujung yang Diperpanjang	142
Gambar 5.49 Mekanisme Geser pada Baut.....	142

Gambar 5.50 Mekanisme Tumpu Baut/Sobek dari Pelat Ujung dan Sayap Kolom	143
Gambar 5.51 Detail Pengelasan Antara Balok – Pelat Ujung.....	146
Gambar 5.52 Parameter Mekanisme Garis Leleh Sayap Kolom (Y_c) Diperpanjang dengan Empat baut 4E dan 4ES	147
Gambar 5.53 Gaya Ffu Menyebabkan Perilaku Lentur pada Sayap Kolom.....	148
Gambar 5.54 Gaya Ffu Menyebabkan Perilaku Leleh pada Badan Kolom.....	149
Gambar 5.55 Gaya Ffu menyebabkan perilaku tekuk pada badan kolom	149
Gambar 5.56 Desain Pelat Penerus Tampak Atas.....	151
Gambar 5.57 Tinggi Zona Panel	152
Gambar 5.58 Lebar Zona Panel	152
Gambar 5.59 Gaya Geser yang Bekerja pada Zona Panel	153
Gambar 5.60 Gaya yang bekerja pada baut	156
Gambar 5.61 Pola Garis Leleh Pada Sambungan Tipe 4ES	157
Gambar 5.62 Gaya Sayap Terfaktor.....	159
Gambar 5.63 Pengaku Pelat Ujung 4ES	160
Gambar 5.64 Mekanisme Geser pada Baut.....	160
Gambar 5.65 Mekanisme Tumpu Baut/Sobek dari Pelat Ujung dan Sayap Kolom	161
Gambar 5.66 Detail Pengelasan Antara Balok-Pelat Ujung	164
Gambar 5.67 Parameter Mekanisme Garis Leleh Sayap Kolom (Y_c) Diperpanjang Dengan Empat Baut 4E dan 4ES	165
Gambar 5.68 Gaya Ffu Menyebabkan Perilaku Lentur Pada Sayap Kolom.....	166
Gambar 5.69 Gaya Ffu Menyebabkan Perilaku Leleh Pada Badan Kolom.....	167
Gambar 5.70 Gaya Ffu Menyebabkan Perilaku Tekuk Pada Badan Kolom.....	167
Gambar 5.71 Gaya Ffu Menyebabkan Perilaku Lipat Pada Badan Kolom	168
Gambar 5.72 Tinggi Zona Panel	171
Gambar 5.73 Lebar Zona Panel	171
Gambar 5.74 Gaya Geser yang Bekerja Pada Zona Panel	172

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

L_b	= Panjang maksimum bagian balok yang tidak terbreis (mm)
E	= Modulus elastisitas baja (MPa)
f_y	= Tegangan leleh baja (MPa)
S_h	= Jarak sendi plastis dari muka kolom (mm)
d	= Tinggi penampang balok (mm)
b_f	= Lebar sayap penampang balok (mm)
P_{rb}	= Kuat tekan perlu elemen (N)
M_r	= Kuat lentur perlu elemen (Nmm)
h_0	= Jarak antara titik berat sayap (mm)
R_y	= Rasio dari tegangan leleh ekspektasi terhadap tegangan leleh minimum yang disyaratkan (1,3)
Z	= Modulus penampang plastis (mm^3)
M_p	= Momen plastis (Nmm)
M_u	= Kuat lentur perlu elemen (Nmm)
h	= Tinggi bagian badan profil (mm)
t_w	= Ketebalan bagian badan profil (mm)
K	= Faktor panjang efektif elemen
r_{\min}	= Radius girasi minimum (mm)
F_e	= Tegangan tekuk euler (elastis) penampang (MPa)
F_{cr}	= Tegangan kritis penampang (MPa)
G	= Modulus geser (77200 MPa)
J	= Inersia torsi (mm^4)
C_w	= Konstanta warping (mm^4)
A_g	= Luas penampang bruto (mm^2)
K_{LL}	= Faktor elemen beban hidup (bernilai 4, diambil dari tabel 4.2 SNI 03-1727-2013)
W	= Berat bangunan (kN)
C_s	= Koefisien respons seismik
δ_x	= Defleksi in-elastis struktur (mm)

C_d	= Faktor pembesaran defleksi (5,5)
U_x	= Defleksi pada lokasi yang disyaratkan yang ditentukan dengan analisis elastis (mm)
I_e	= Faktor keutamaan gempa
Δ	= Simpangan antar lantai (mm)
$\delta_{x(n)}$	= Defleksi in-elastis struktur pada lantai yang ditinjau (mm)
$\delta_{x(n-1)}$	= Defleksi in-elastis struktur pada lantai di bawah yang ditinjau (mm)
Δ_a	= Simpangan antar lantai ijin (mm)
h_{sx}	= Tinggi tingkat di bawah tingkat yang ditinjau (mm)
ρ	= Faktor redundansi (1,3)
θ	= Koefisien stabilitas struktur
P_x	= Beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat x (kN)
Δ	= Simpangan antar lantai (mm)
I_e	= Faktor keutamaan gempa
V_x	= Gaya geser tingkat (kN)
h_{sx}	= Tinggi tingkat di bawah tingkat x (mm)
U_1	= Defleksi struktur arah X (m)
U_2	= Defleksi struktur arah Y (m)
d_x	= Simpangan arah X (m)
d_y	= Simpangan arah Y (m)
Δ_x	= Simpangan antar lantai arah X (m)
Δ_y	= Simpangan antar lantai arah Y (m)
N_i	= Beban notional yang digunakan pada level i
α	= 1,0 (DFBK)
Y_i	= Beban gravitasi yang digunakan pada level i
P_r	= Kekuatan tekan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK (kN)
P_y	= Kekuatan leleh aksial (kN)
τ_b	= Faktor reduksi kekakuan lentur
M_r	= Momen akhir (kNm)
P_r	= Gaya aksial (kN)

- $\sum M_{pb}$ = Jumlah dari proyeksi kekuatan lentur ekspektasi dari balok pada lokasi sendi plastis pada sumbu kolom.
- F_{yb} = Tegangan leleh balok minimum yang disyaratkan (MPa),
- F_{yc} = Tegangan leleh kolom minimum yang disyaratkan (MPa),
- M_{uv} = Momen tambahan akibat amplifikasi geser dari lokasi sendi plastis pada sumbu kolom berdasarkan kombinasi beban DFBK (N-mm),
- P_r = Kekuatan tekan perlu dengan menggunakan kombinasi beban DFBK, termasuk beban seismik teramplifikasi (N),
- Z_b = Modulus penampang plastis balok (mm³)
- Z_c = Modulus penampang plastis kolom (mm³).
- t_p = Tebal pelat ujung (mm)
- F_{yp} = Tegangan leleh material pelat ujung (MPa)
- M_{pr} = Kapasitas momen plastis pelat ujung (Nmm)
- M_u = Momen batas sambungan pelat ujung (Nmm)
- t_{preq} = Tebal pelat ujung diperlukan (mm)
- M_f = Momen pada muka kolom (Nmm)
- Y_p = Parameter mekanisme garis leleh pelat ujung (mm)
- P_t = Kuat tarik nominal baut (N)
- M_{np} = Kapasitas sambungan pelat ujung (Nmm)
- ϕ = Faktor reduksi (0,75)
- A_b = Luas penampang baut (mm²)
- F_{nt} = Tegangan tarik ultimit (N)
- d_1 = Jarak pusat sayap balok bagian desak ke pusat baut terluar (mm)
- d_2 = Jarak pusat sayap balok bagian desak ke pusat baut bagian dalam (mm)
- t_{bf} = Ketebalan sayap balok
- b_{bf} = Lebar sayap balok
- d = Tinggi penampang balok penyambung
- b_p = Lebar pelat ujung
- g = Jarak horizontal antara baut-baut
- p_{fi} = Jarak vertikal dari bagian dalam dari suatu sayap tarik balok ke baris baut bagian dalam terdekat

- p_{fo} = Jarak vertikal dari bagian luar dari suatu sayap tarik balok ke baris baut bagian luar terdekat
- t_{cf} = Ketebalan sayap kolom (mm)
- M_f = Momen pada muka kolom (Nmm)
- ϕ_d = Faktor ketahanan untuk keadaan batas daktail (1,00)
- F_{yc} = Tegangan leleh minimum yang disyaratkan dari material sayap kolom (MPa)
- Y_c = Parameter mekanisme garis leleh sayap kolom tanpa pengaku (mm)
- L_{st} = Panjang pengaku minimum (mm)
- h_{st} = Tinggi pengaku (mm)
- SCWB = Strong Column Weak Beam (Sistem kolom kuat balok lemah)
- SRPMK = Struktur rangka pemikul momen khusus
- 4E = 4 bolt extended (Sambungan pelat ujung diperpanjang dengan 4 baut tanpa pengaku)
- 4ES = 4 bolt extended stiffned (Sambungan pelat ujung diperpanjang dengan 4 baut dengan pengaku)

ABSTRAK

Strategi perencanaan struktur salah satunya Struktur Rangka Baja Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yang memiliki tingkat daktilitas tinggi. Struktur ini diperlukan di Indonesia yang dikelilingi oleh pertemuan lempeng bumi dengan risiko gempa yang tinggi. Salah satu persyaratan struktur baja SRPMK ini adalah memiliki desain sambungan balok kolom yang terpraktualifikasi SRPMK. Penelitian ini membahas perencanaan sambungan SRPMK tipe 4E dan 4ES berdasarkan peraturan SNI terbaru SNI 7972-2020 dan bertujuan untuk membandingkan hasil desain dan nilai ekonomis dari kedua jenis sambungan.

Penelitian dilakukan dengan beberapa tahapan yaitu preliminary design, perhitungan pembebanan, analisis struktur orde pertama, pengecekan kestabilan struktur, analisis struktur DAM, perhitungan kekuatan elemen, dan desain dari sambungan balok kolom. Struktur yang dimodelkan adalah struktur SRPMK dengan pemodelan 3D open frame. Adapun standar-standar yang diacu pada penelitian ini adalah SNI 1726-2019, SNI 1729-2020, SNI 7860-2020, dan SNI 7972-2020.

Hasil penelitian menunjukkan bahwa desain dari sambungan 4ES menghasilkan berat struktur yang lebih ringan dibandingkan dengan desain dari sambungan 4E, sehingga struktur dengan sambungan 4ES menjadi lebih hemat sebesar Rp 34,635,431.06 (0,335 %).

Kata kunci: Struktur baja SRPMK, Analisis struktur Direct Analysis Method, Sambungan balok kolom baja.

ABSTRACT

One of the structural planning strategies is the Special Moment Resisting Frame Steel Structure (SRPMK) which has a high level of ductility. This structure is needed in Indonesia, which is surrounded by earth plate encounters with a high earthquake risk. One of the requirements for this SRPMK steel structure is to have a beam column connection design that is prequalified by SRPMK. This study discusses the design of SRPMK connection types 4E and 4ES based on the latest SNI regulations sni 7972-2020 and aims to compare the design results and the economic value of the two types of connections.

The research was carried out in several stages, namely preliminary design, loading calculations, first-order structural analysis, structural stability checking, DAM structure analysis, element strength calculations, and design of column beam connections. The structure being modeled is the SRPMK structure with 3D open frame modeling. The standards referred to in this research are SNI 1726-2019, SNI 1729-2020, SNI 7860-2020, and SNI 7972-2020.

The results showed that the design of the 4ES connection resulted in a lighter weight structure compared to the design of the 4E connection, so that the structure with 4ES connection became more efficient by Rp. 34,635,431.06 (0.335%).

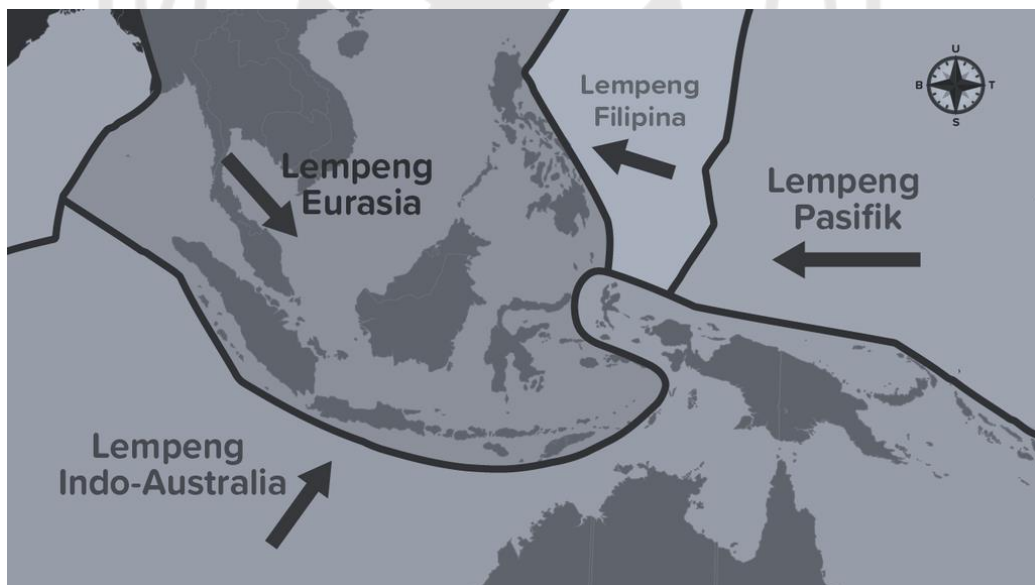
Keywords: SRPMK steel structure, Direct Analysis Method structural analysis, Steel column beam connection.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Bumi terdiri dari beberapa lempeng tektonik, yang digerakan oleh panas pada inti bumi. Pergerakan lempeng tektonik menyebabkan lempeng tektonik saling bertemu dan saling menjauh. Daerah yang dekat dengan pertemuan lempengan akan lebih terdampak, karena Indonesia diapit oleh 3 pertemuan lempeng bumi yaitu lempeng indo-australia, lempeng filipina, lempeng Eurasia (Gambar 1.1) maka risiko terjadi gempa cukup besar.



Gambar 1.1 Pelat Tektonik
(sumber: <https://roboguru.ruangguru.com/>)

Walaupun gempa pasti terjadi, namun tidak ada yang dapat memperkirakan waktunya. Sebagai *engineer* yang bertanggung jawab pada perencanaan bangunan, maka strategi perencanaan struktur tahan gempa adalah kewajiban. Strategi perencanaan struktur tahan gempa salah satunya adalah menggunakan struktur rangka baja pemikul momen, karena baja secara alami memiliki rasio kekuatan

dibanding berat-volume yang tinggi dari pada beton. Dengan demikian, bangunan yang menggunakan struktur rangka baja pemikul momen dapat menghasilkan bangunan yang relative ringan sehingga gaya gempa yang terjadi semakin kecil. Keunggulan lainnya adalah material baja daktail, sangat terkontrol karena diproduksi oleh pabrik yang memenuhi persyaratan SNI.

Salah satu konsep struktur bangunan tahan gempa adalah Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yang memiliki tingkat daktilitas tinggi. Salah satu persyaratan struktur SPRMK ini adalah memiliki desain sambungan yang terpraktualifikasi SRPMK diantaranya adalah sambungan tipe 4E, 4ES, dan 8ES. Dalam penelitian Ciptaditama (2019) struktur SRPMK diaplikasikan menggunakan sambungan tipe 4E dan 4ES menggunakan SNI 7972-2013. Namun pada tahun 2020 terdapat pembaharuan SNI 7972 menjadi versi SNI 7972-2020, oleh karena itu penulis bermaksud membandingkan hasil desain antara sambungan tipe 4E dan 4ES berdasarkan SNI 7972-2013 dengan SNI 7972-2020 untuk mengetahui pengaruhnya.

Dengan kemudahan teknologi pemograman struktur penelitian ini menerapkan *Direct Analysis Method* pada pemograman SAP2000.v22 sebagai cara analisis baru pada struktur baja dengan memasukan prinsip modern dalam analisis stabilitas yang telah dibuktikan dengan cara kalibrasi berdasarkan eksperimental (AISC 2010) dan digunakan *software* Microsoft excel untuk mengolah data *output* dari pemograman SAP2000

1.2 Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah terkait penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Bagaimana hasil desain dari sambungan balok kolom tipe 4E dan 4ES berdasarkan SNI 7972-2020?
2. Bagaimana perbandingan dari sambungan balok kolom tipe 4E dan 4ES berdasarkan SNI 7972-2013 dan sambungan balok kolom tipe 4E dan 4ES SNI 7972-2020?
3. Bagaimana perbandingan nilai ekonomis dari penggunaan sambungan balok kolom antara tipe 4E dengan tipe 4ES berdasarkan SNI 7972-2020?

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan penelitian ini adalah untuk mengetahui:

1. Hasil desain dari sambungan balok kolom tipe 4E dan 4ES berdasarkan SNI 7972-2020,
2. Perbandingan hasil desain dari sambungan balok kolom tipe 4E dan 4ES berdasarkan SNI 7972-2013 dan sambungan balok kolom tipe 4E dan 4ES SNI 7972-2020,
3. Perbandingan nilai ekonomis dari penggunaan sambungan balok kolom antara tipe 4E dengan tipe 4ES berdasarkan SNI 7972-2020.

1.4 Manfaat Penelitian

Penelitian yang akan dilakukan dapat bermanfaat bagi praktisi maupun akademisi yaitu:

1. Sebagai bahan pertimbangan dalam mendesain struktur baja yang sesuai dengan SNI 7972-2020,
2. Sebagai referensi desain sambungan balok kolom struktur baja SRPMK sesuai dengan SNI 7972-2020
3. Sebagai bahan pembelajaran untuk menambah pemahaman dan pengetahuan tentang desain struktur baja tahan gempa, dan
4. Sebagai penunjang penelitian selanjutnya.

1.5 Batasan Penelitian

Adapun batasan dalam penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Denah dimodelkan diambil dari penelitian sebelumnya (Ciptaditama, 2019).
2. Pelat dianggap tidak komposit dengan balok.
3. Profil baja yang digunakan menggunakan tabel dari PT. Gunung Garuda.
4. Permodelan menggunakan *software* SAP2000 versi 22.
5. Desain sambungan menggunakan *software* Microsoft excel 2019.
6. Hanya merancang sambungan pada balok kolom saja.
7. Hanya mendesain sambungan pada kolom profil H 400×400

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Perbandingan Hasil Desain dan Nilai Ekonomis Antara Sambungan Tipe 4E dan 4ES Pada Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus SNI 7972-2013

Dalam penelitian Ihda Ciptaditama (2019), dimodelkan bangunan 10 lantai dengan struktur baja dan tinggi tiap lantai 3,5m. Tujuan penelitian ini adalah mengetahui hasil desain dan nilai ekonomis dari sambungan terpraktualifikasi SRPMK tipe 4E dan 4ES. Lokasi bangunan diasumsikan berada di kota yogyakarta dengan jenis tanah sedang dan fungsi bangunan sebagai apartemen. Sistem struktur diasumsikan SRPMK (Sistem Rangka Baja Pemikul Momen Khusus) dengan koefisien modifikasi respon adalah 8. Jenis sambungan terpraktualifikasi SRPMK yang diaplikasikan adalah sambungan tipe 4E dan 4ES Penelitian ini dilakukan dengan beberapa tahapan yaitu preliminary design, perhitungan pembebanan, analisis struktur orde pertama, pengecekan kestabilan struktur, analisis struktur Direct Analysis Method, perhitungan kekuatan elemen, dan desain dari sambungan balok kolom berdasarkan SNI 03-7972-2013. Hasil dari penelitian menunjukkan bahwa desain dari sambungan 4ES menghasilkan berat struktur yang lebih ringan dibanding dengan desain sambungan 4E, sehingga struktur dengan sambungan 4ES menjadi lebih hemat 0,3603%. Seperti yang ditampilkan pada Tabel 2.2 berikut ini:

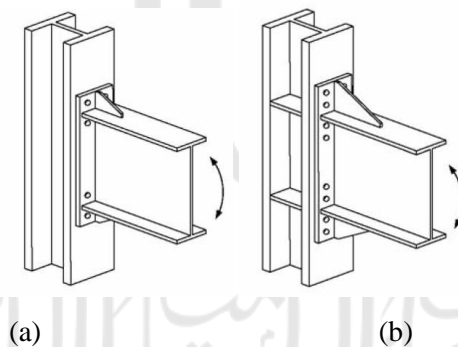
Tabel 2.1 Hasil Perhitungan Berat Struktur Dan Sambungan Beserta Harganya

No.	Parameter	Hasil	Satuan
1	Berat seluruh sambungan 4E	12381,155	kg
2	Berat seluruh sambungan 4ES	11400,360	kg
6	Harga sambungan 4E	Rp185.717.320	Rupiah
7	Harga sambungan 4ES	Rp171.005.394	Rupiah
8	Harga struktur balok kolom	Rp3.896.800.000	Rupiah
9	Harga struktur + sambungan 4E	Rp4.082.517.320	Rupiah
10	Harga struktur + sambungan 4ES	Rp4.067.805.394	Rupiah
11	Selisih harga struktur	Rp14.711.926	Rupiah
12	Selisih harga struktur	0,3603	%

(sumber : Ciptaditama, 2019)

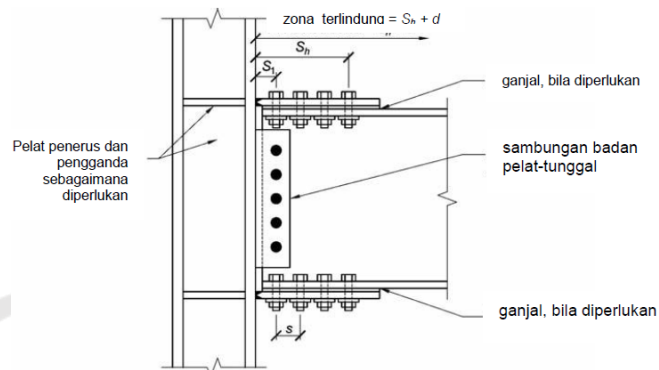
2.2 Perubahan Hasil Desain Rangka Baja pemikul momen Akibat Perubahan Peta Bahaya Gempa

Dalam penelitian Andi Saputra Siregar dkk (2020), dimodelkan bangunan 10 lantai dengan struktur baja. Ukuran bangunan 20m x 15m dan tinggi tiap lantai 3,5m kecuali lantai pertama 4,5m. Penelitian ini menggunakan 2 peta gempa yang berbeda yaitu peta gempa tahun 2010 dan 2017. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui sejauh mana perubahan hasil desain (sambungan dan struktur) terkait perubahan peta bahaya gempa. Struktur bangunan 10 lantai dengan struktur baja dianalisis menggunakan software SAP2000 versi 21 dan didesain sesuai SNI 1729-2015 dengan metode LRFD dan ASD. Lokasi bangunan yang diasumsikan berada di kota pekanbaru dan kondisi tanah lunak. Sistem struktur diasumsikan SRPMK (Sistem Rangka Baja Pemikul Momen Khusus) dengan koefisien modifikasi respon adalah 8. Jenis sambungan terprakuafikasi SRPMK yang diaplikasikan adalah sambungan momen pelat sayap berbaut dan sambungan momen pelat ujung menggunakan pengaku dengan empat baut dan delapan baut. Berikut adalah ketiga tipe sambungan yang diuji dapat dilihat pada Gambar 2.1 dan Gambar 2.2



Gambar 2.1 Sambungan Momen Pelat Ujung Dengan Pengaku Empat Baut (A) Dan Sambungan Momen Pelat Ujung Dengan Pengaku Delapan Baut (B)

(sumber : SNI 7972-2013 dalam Siregar, 2020)



Gambar 2.2 Sambungan Momen Pelat Sayap Berbaut

(sumber : SNI 7972-2013 dalam Siregar, 2020)

Hasil dari penelitian ini adalah sambungan momen yang paling sesuai pada struktur yang dimodelkan adalah sambungan tipe 8ES dan 4ES, sedangkan sambungan tipe pelat sayap berbaut tidak memenuhi untuk struktur Gedung baja beraturan 10 lantai. Seperti yang ditampilkan pada Tabel 2.2 berikut ini.

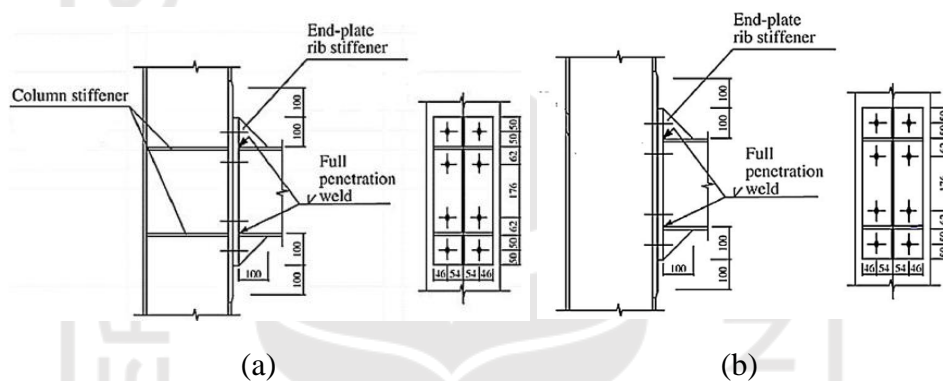
Tabel 2.2 Rekapitulasi Perbandingan Kapasitas Daya Dukung Tipe-Tipe Sambungan Momen Konsep DFBT Beban Gempa Tahun 2017

No	Tipe Sambungan Momen	Kapasitas Daya Dukung	Syarat Memenuhi Tipe Sambungan	Keterangan
1	Tipe 4ES	ϕR_n : 3120,88 kN	Perbandingan gaya geser pada lokasi sendi plasis (V_h) 589,561 kN ($\phi R_n \geq V_h$)	Memenuhi persyaratan untuk model gedung baja beraturan 10 lantai
2	Tipe 8ES	ϕR_n : 4403,59 kN	Perbandingan gaya geser pada lokasi sendi plasis (V_h) 623,71 kN ($\phi R_n \geq V_h$)	Memenuhi persyaratan untuk model gedung baja beraturan 10 lantai
3	Tipe pelat sayap berbaut	ϕR_n : 910,20 kN	Pelat penyambung untuk keruntuhan tarik pecah (F_{pr}) 2787,70 kN, ($\phi R_n \geq F_{pr}$)	Tidak memenuhi persyaratan untuk model gedung baja beraturan 10 lantai

(sumber : Siregar dkk, 2020)

2.3 Permodelan Sambungan Momen Extended End Plate (4ES) Menggunakan Permodelan Elemen Hingga Dengan Software ABAQUS 6.14

Dalam penelitian Oktavia Uilly Artha Silalahi dkk (2020) dimodelkan dua sambungan balok kolom, yaitu sambungan tipe JD2 dan tipe JD4 yang diambil dari data penelitian eksperimental Gang Shi dkk (2007). Tipe sambungan yang akan dianalisis perilakunya adalah sambungan tipe *extended end plate* seperti yang ditampilkan pada Gambar 2.3 berikut ini.



Gambar 2.3 Detail Sambungan Untuk Spesimen JD2 (A) Detail Sambungan Untuk Spesimen JD4 (B)

(sumber : Gang Shi (2007) dalam Silalahi, 2020)

Pemodelan yang digunakan pada penelitian ini adalah ABAQUS 6.14 dengan *solid-extrusion*, parameter - parameter yang diinput pada ABAQUS 6.14 dapat dilihat pada Tabel 2.3 sedangkan spesifikasi dan ukuran sambungan dapat dilihat pada Tabel 2.4 berikut ini.

Tabel 2.3 Material Properties dan Spesimen Model

Material	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Modulus Elastisitas (E) (MPa)
Steel ($t < 16$ mm)	391	559	190707
Steel ($t > 16$ mm)	363	573	204228
Bolts (M20)	995	1160	204228

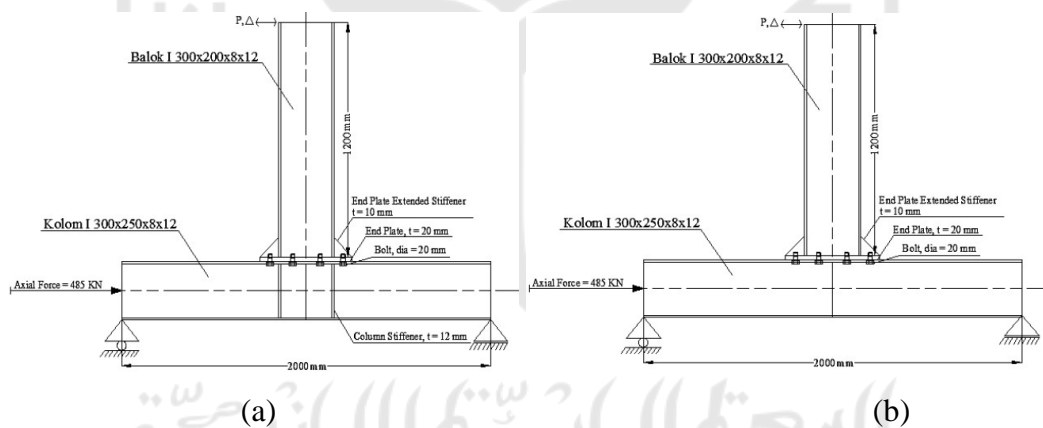
(sumber : Gang Shi (2007) dalam Silalahi, 2020)

Tabel 2.4 Material Properties dan Spesimen Model

Tipe Sambungan	<i>Extended</i>
Dimensi Kolom	300x250x8x12
Dimensi Balok	300x200x8x12
Tebal <i>End Plate</i> (mm)	20
Tebal <i>Column Stiffener</i> (mm)	12
Tebal <i>Extended End Plate Stiffener</i> (mm)	10
Mutu Baja	Q345
Mutu Baut	Grade 10.9
Diameter Baut (mm)	M20
Las	E70XX
<i>Pretension Bolt</i>	Ya

(sumber : Gang Shi (2007) dalam Silalahi, 2020)

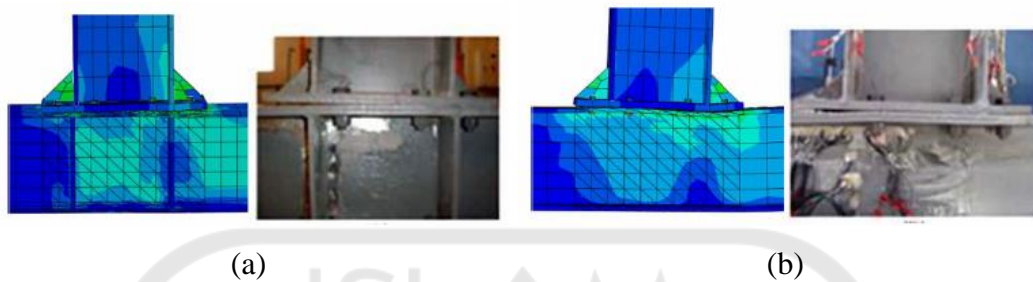
Tujuan dari penelitian ini adalah mengetahui perbandingan nilai momen dan rotasi pada sambungan momen *extended end plate* (4ES) pada penelitian eksperimental sebelumnya Gang Shi (2007) dengan pemodelan software komputer ABAQUS 6.14 dengan Pembebanan pemodelan sesuai dengan eksperimen dapat dilihat pada Gambar 2.4 berikut ini.



**Gambar 2.4 Model Sambungan dan Pembebanan Pada Spesimen JD2 (a)
Model Sambungan dan Pembebanan Pada Spesimen JD4 (b)**

(sumber : Gang Shi (2007) dalam Silalahi, 2020)

Hasil dari pemodelan spesimen JD2 menunjukkan selisih nilai momen dan rotasi sambungan antara eksperimental dengan model sebesar 4,923% dan rotasi 5%. Spesimen JD4 nilai momen untuk eksperimental dan pemodelan selisih sebesar 1,82 KNm dan rotasi 0,003 rad. Perbandingan kegagalan antara eksperimen dan pemodelan pada specimen tipe JD2 dan JD4 dapat dilihat pada Gambar 2.5 berikut ini.



**Gambar 2.5 Mode Kegagalan Eksperimental Dan ABAQUS Spesimen JD2
(A) Mode Kegagalan Eksperimental Dan ABAQUS Spesimen JD4 (B)**
(sumber : Gang Shi (2007) dalam Silalahi, 2020)

2.4 Persamaan dan perbedaan dengan penelitian sebelumnya

Perbandingan penelitian yang akan dilakukan oleh penulis dengan penelitian sebelumnya dapat dilihat pada Tabel 2.5 pada halaman berikutnya

Tabel 2.5 Perbandingan Penelitian Yang Akan Dilakukan Dengan Penelitian Sebelumnya

Aspek	Penelitian Terdahulu			Penelitian yang akan dilakukan
	Ihda Ciptaditama(2019)	Andi Saputra Siregar (2020)	Oktavia Uly Artha Silalahi (2020)	Habib Abdurrahman (2022)
judul	Desain Sambungan Balok Kolom Tipe 4E dan 4ES Pada Struktur Gedung Baja Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) Berdasarkan SNI 03-7972-2013	Perubahan Hasil Desain Rangka Baja pemikul momen Akibat Perubahan Peta Bahaya Gempa	Permodelan sambungan momen <i>extended end plate</i> (4ES) menggunakan permodelan <i>software</i> ABAQUS 6.14	perbandingan desain antara sambungan balok kolom tipe 8ES dengan 4E dan 4ES struktur gedung baja sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK)
Tujuan penelitian	membandingkan hasil desain dan nilai ekonomi dari dua jenis sambungan balok-kolom pada struktur baja yang ditinjau dari beratnya	untuk mengetahui sejauh mana perubahan hasil desain (sambungan dan struktur) terkait perubahan peta bahaya gempa	membandingkan hasil dan observasi penelitian eksperimen yang telah dilakukan dengan hasil permodelan komputer	membandingkan hasil desain antara sambungan balok kolom tipe 4E dan 4ES SNI 7972-2013 dengan SNI 7972-2020 dan membandingkan nilai ekonomis antara sambungan 4ES dengan 8ES berdasarkan SNI 7972-2020

Tabel 2.5 Perbandingan Penelitian Yang Akan Dilakukan Dengan Penelitian Sebelumnya (lanjutan)

Aspek	Ihda Ciptaditama (2019)	Andi Saputra Siregar (2020)	Oktavia Uly Artha Silalahi (2020)	Habib Abdurrahman (2022)
Metode penelitian	metode penelitian dilakukan dengan tahapan yaitu preliminary design, perhitungan pembebanan, analisis struktur orde pertama, pengecekan kestabilan struktur, analisis struktur DAM, perhitungan kekuatan elemen, dan desain dari sambungan balok-kolom.	metode penelitian dilakukan dengan cara melakukan analisis pada gedung 10 lantai dengan menggunakan ketentuan LRFD dan ASD dengan peta bahaya gempa tahun 2017 dan 2010 dan merencanakan 3 sambungan balok-kolom tahan gempa di momen terbesar balok, 3 sambungan itu adalah 4ES, 8ES, dan Pelat Sayap Baut	metode penelitian dilakukan dengan mengumpulkan data penelitian eksperimental gang shi (2007),dibantu dengan software komputer ABAQUS 6.14 kemudian diperoleh nilai momen dan rotasi pada sambungan momen extended end plate (4ES)	metode penelitian dilakukan menggunakan denah yang sama pada penelitian sebelumnya Ciptaditama (2019) yang terlebih dahulu diverifikasi menggunakan SNI 7860-2020 untuk prakualifikasi SRPMK. Sambungan yang didesain menggunakan 3 jenis tipe sambungan (4E, 4ES, 8ES) menggunakan SNI 7972-2020.

Tabel 2.5 Perbandingan Penelitian Yang Akan Dilakukan Dengan Penelitian Sebelumnya (lanjutan)

Aspek	Ihda Ciptaditama (2019)	Andi Saputra Siregar (2020)	Oktavia Uly Artha Silalahi (2020)	
Hasil penelitian	dari penelitian ini menunjukkan bahwa desain dari sambungan 4ES menghasilkan berat struktur yang lebih ringan dibandingkan dengan desain dari sambungan 4E, sehingga struktur dengan sambungan 4ES menjadi lebih hemat sebesar (0.3603%)	Hasil dari penelitian ini adalah sambungan momen yang paling sesuai pada struktur yang dimodelkan adalah sambungan tipe 8ES dan 4ES, sedangkan sambungan tipe pelat sayap berbaut tidak memenuhi untuk struktur Gedung baja beraturan 10 lantai	Hasil dari Pemodelan yang dianalisis, Untuk spesimen JD2 nilai momen untuk eksperimental dan pemodelan selisih sebesar 15,76 KNm dan rotasi 0,002 rad. Untuk spesimen JD4 nilai momen untuk eksperimental dan pemodelan selisih sebesar 1,82 KNm dan rotasi 0,003 rad	Perbanding hasil desain sambungan tipe (4E, 4ES) antara SNI 7972-2013 dengan SNI 7972-2020, menghasilkan desain 8ES SNI 7972-2020. Perbandingan nilai ekonomis antara sambungan tipe 4ES dengan 8ES.

BAB III

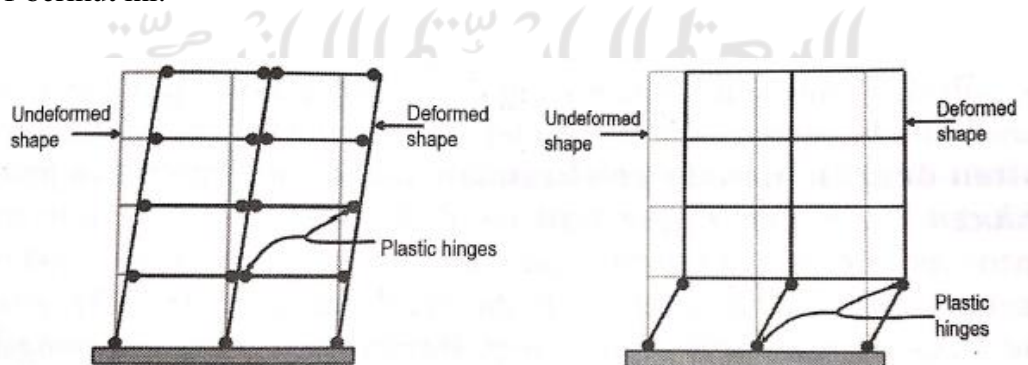
LANDASAN TEORI

3.1 Struktur Rangka Pemikul Momen

Menurut SNI 1726-2019, sistem rangka pemikul momen adalah sistem struktur rangka yang elemen-elemen struktur dan sambungannya menahan beban-beban lateral melalui mekanisme lentur. Jika ditinjau dari segi material pada konstruksi SRPM yaitu ada beton bertulang dan baja. Sistem rangka pemikul momen terbagi menjadi tiga jenis yaitu:

1. Sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB)
2. Sistem rangka pemikul momen menengah (SRPMM)
3. Sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK)

Perbedaan dari ketiga jenis struktur rangka pemikul momen (SRPM) tersebut adalah tingkat kemampuan dalam menahan rotasi momen artinya perbedaan tersebut terletak pada detailing sambungan balok dan kolom, kemudian supaya suatu bangunan dapat menahan beban gempa sebaiknya didesain menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) karena memiliki kapasitas rotasi yang relatif tinggi. Hal paling penting, struktur rangka harus didesain berperilaku *strong column weak beam* untuk memastikan tidak terjadi sendi plastis di kolom yang menyebabkan *story mechanism*. sebagaimana Gambar 3.1 berikut ini.



a). *Strong column-weak beam* b). *Story mechanism*
Gambar 3.1 Perilaku Inelastis Sistem Portal Duktail

(Sumber: Dewobroto,2006)

3.2 Baja

Baja secara alami memiliki rasio kuat dibanding berat-volume yang tinggi, sehingga dapat menghasilkan bangunan yang relative lebih ringan. Berat bangunan adalah salah satu faktor yang berperan terhadap besaran gaya gempa. Selain itu, berikut ini beberapa kelebihan yang dimiliki oleh baja :

1. Berkekuatan tinggi,
2. Relatif kaku,
3. Duktail, dan
4. Mutu dari baja relatif seragam.

Disamping kelebihan yang dimiliki, baja juga memiliki kekurangan diantara lain sebagai berikut:

1. Lemah terhadap beban tekan,
2. Lemah terhadap beban siklik,
3. Baja rentan terhadap korosi,
4. Memiliki kerentanan terhadap tekuk
5. Tidak monolit sehingga diperlukan detail sambungan yang baik.

Apabila dapat diantisipasi dengan detail sedemikian rupa sehingga bila terjadi kerusakan (akibat beban siklik) maka cukup bagian itu saja yang diperbaiki karena dari awal baja memang tidak monolit.

3.3 Kategori Desain Seismik dan Tingkat Daktilitas Struktur

Sesuai dengan SNI 1726-2019 Struktur harus ditetapkan memiliki kategori desain seismik yang ditentukan berdasarkan kategori resiko, faktor keutamaan, nilai parameter respon spektrum (SDS dan SD1). Kategori resiko suatu struktur bangunan Gedung ditentukan berdasarkan jenis pemanfaatan struktur tersebut seperti yang disajikan pada tabel 3.1, struktur yang digolongkan dalam lebih dari satu kategori resiko maka digunakan resiko yang paling tinggi. Kemudian nilai faktor keutamaan gempa (I_e) ditentukan berdasarkan kategori resiko seperti yang disajikan pada tabel 3.2, factor ini yang digunakan untuk mengamplifikasi beban gempa rencana, sehingga beberapa struktur dengan pemanfaatan khusus tetap dapat

beroperasi setelah terjadinya gempa sehingga kerugian yang timbul dapat diminimalisir.

Tabel 3.1 Kategori Risiko Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa Berdasarkan Jenis Pemanfaatnya

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

(Sumber: SNI 1726-2019)

Tabel 3.2 Nilai Faktor Keutamaan Gempas (I_e) Berdasarkan Kategori Risiko Struktur Bangunan Gedung

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

(Sumber: SNI 1726-2019)

Setelah menentukan 2 paramater tersebut kategori desain seismik ditentukan berdasarkan respons percepatan pada periode pendek (SDS) dan 1 detik (SD1) seperti pada tabel 3.3 dan tabel 3.4 berikut ini.

Tabel 3.3 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameters Respon Percepatan pada Periode Pendek.

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

(Sumber: SNI 1726-2019)

Tabel 3.4 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameters Respon Percepatan pada Periode 1 Detik.

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

(Sumber: SNI 1726-2019)

Pada sistem rangka pemikul momen berkategori desain seismik D, E dan F maka disyaratkan menggunakan SRPMK. kemudian SRPMM hanya diperbolehkan memiliki ketinggian 10m pada KDS D. SRPMM dan SRPMB tidak dibatasi pada KDS B dan C seperti yang ditampilkan pada tabel 3.5 berikut ini

Tabel 3.5 Faktor R, Cd, Q dan Untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^k	TI ^k	TI ^k
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI ^l	TI ^l	TI ^l

(Sumber: SNI 1726-2019)

3.4 Persyaratan Desain SRPMK pada Struktur Rangka Baja

Pada prinsipnya, perencanaan SRPMK dengan material beton bertulang maupun baja sama-sama diharapkan dapat bersifat daktail yaitu mampu untuk mengalami simpangan pasca elastik yang besar secara berkali-kali dan bolak balik akibat gempa sambil mempertahankan kekuatan yang cukup sehingga bangunan tetap dapat berdiri. Sesuai SNI 7860-2020 komponen struktur yang ditunjuk sebagai komponen struktur daktail tinggi, harus memenuhi beberapa persyaratan berikut ini.

3.4.1 Persyaratan Mutu Material

Berdasarkan SNI 7860-2020 baja struktural yang digunakan dalam sistem penahan gaya seismik (STGS) harus memenuhi persyaratan Spesifikasi Pasal A3.1 yaitu tegangan leleh ≤ 50 ksi (345 Mpa) dan harus memenuhi salah satu dari Spesifikasi ASTM berikut:

1. Profil gilas panas

ASTM A36/A36M

ASTM A529/A529M

ASTM A572/A572M [Grade 42 (290), 50 (345) or 55 (380)]

ASTM A588/A588M

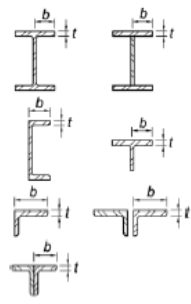
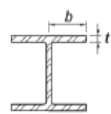
ASTM A913/A913M [Grade 50 (345), 60 (415), 65 (450) or 70 (485)]

ASTM A992/A992M

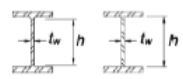
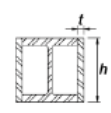
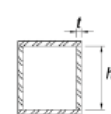
3.4.2 Persyaratan Kekompakan Profil

Untuk komponen struktur yang ditunjuk sebagai komponen struktur daktail tinggi, rasio lebar terhadap tebal elemen tekan tidak boleh melampaui batasan rasio lebar terhadap tebal, , dari Tabel 3.6 pada halaman selanjutnya

Tabel 3.6 Batasan Rasio Lebar Sayap Terhadap Tebal Untuk Elemen Tekan untuk Komponen Struktur Daktilil Sedang dan Daktilil Tinggi

	Deskripsi dari Elemen	Rasio Lebar terhadap Tebal	Batasan Rasio Lebar terhadap Tebal		Contoh
			λ_{hd} Komponen Struktur Daktilil Tinggi	λ_{md} Komponen Struktur Daktilil Sedang	
Elemen tak diperkaku	Sayap profil I, Kanal, dan T gilas atau tersusun; kaki profil siku tunggal atau ganda dengan pemisah; kaki bebas sepasang profil siku terhubung menerus	b/t	$0,32\sqrt{E/F_y}$	$0,40\sqrt{E/F_y}$	
	Sayap profil fondasi tiang H menurut Pasal D4	b/t	tidak berlaku	$0,48\sqrt{E/F_y}$	

Tabel 3.7 Batasan Rasio Tinggi Badan Terhadap Tebal untuk Elemen Tekan untuk Komponen Struktur Daktilil Sedang dan Daktilil Tinggi

	Deskripsi dari Elemen	Rasio Lebar terhadap Tebal	Batasan Rasio Lebar terhadap Tebal		Contoh	
			λ_{hd} Komponen Struktur Daktilil Tinggi	λ_{md} Komponen Struktur Daktilil Sedang		
Elemen diperkaku	<p>Jika digunakan pada balok, kolom atau perangkai, sebagai pelat badan yang mengalami lentur atau kombinasi aksial-lentur:</p> <p>1) Badan profil I gilas atau tersusun</p> <p>2) Pelat samping profil I kotak</p> <p>3) Badan profil kotak</p>	h/t_w	<p>Untuk $C_a \leq 0,114$</p> $2,57\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}(1 - 1,04C_a)$ <p>Untuk $C_a > 0,114$</p> $0,88\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}(2,68 - C_a)$ <p>$\geq 1,57\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$</p> <p>dengan</p> $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \text{ (DFBT)}$ $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y} \text{ (DKI)}$ $P_y = R_y F_y A_g$	<p>Untuk $C_a \leq 0,114$</p> $3,96\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}(1 - 3,04C_a)$ <p>Untuk $C_a > 0,114$</p> $1,29\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}(2,12 - C_a)$ <p>$\geq 1,57\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$</p> <p>dengan</p> $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} \text{ (DFBT)}$ $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y} \text{ (DKI)}$ $P_y = R_y F_y A_g$	  	
		h/t				
		h/t				

(Sumber: SNI 7860-2020)

Dengan:

E = Modulus elastis baja = 29 000 ksi (200 000 MPa),

F_y = Tegangan leleh minimum terspesifikasi, ksi (MPa),

P_a = Kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DKI, kips (N),

P_u = Kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBT, kips (N),

R_y = Rasio kekuatan leleh terekspektasi terhadap kekuatan leleh minimum terspesifikasi, F_y ,

Φ_c = Faktor ketahanan untuk tekan, dan

Ω_c = Faktor keamanan untuk tekan.

SNI 7860-2020 mensyaratkan struktur SRPMK memiliki pengaku lateral kurang dari jarak maksimum (L_b), pengaku lateral dekat sendi plastis, dan memiliki kapasitas kekuatan dan kekakuan yang diperlukan.

3.4.3 Syarat Jarak Pengaku Lateral Maksimum (L_b)

SNI 7972-2020 mensyaratkan dalam perencanaan struktur rangka pemikul momen khusus, Panjang maksimum bagian balok yang tidak terbreis telah ditentukan sebesar L_b , dimana L_b dapat dihitung menggunakan rumus berikut ini.

$$L_b = 0.095 \frac{r_y E}{R_y F_y} \quad (3.1)$$

Dengan :

L_b = Panjang maksimum bagian balok yang tidak terbreis (mm),

r_y = Radius girasi penampang arah y (mm),

E = modulus elastisitas baja (MPa),

F_y = tegangan leleh baja (Mpa), dan

R_y = rasio kekuatan leleh terekspektasi terhadap kekuatan leleh minimum terspesifikasi, F_y .

3.4.4 Syarat Pengaku Lateral Dekat Sendi Plastik

SNI 7860-2020 mesyaratkan breising khusus yang ditempatkan berdekatan dengan lokasi sendi plastis untuk struktur daktail sedang dan daktai tinggi. SRPMK merupakan struktur daktail tinggi sehingga syarat tersebut harus terpenuhi. Adapun

lokasi sendi plastis berdasarkan SNI 7972-2020 untuk sambungan tidak diperkaku adalah nilai terkecil dari persamaan berikut ini.

1. sambungan balok kolom tipe 4E

$$S_h < (d/2 \text{ atau } 3b_{bf}) \quad (3.2)$$

2. sambungan balok kolom tipe 4ES, dan 8ES

$$S_h = L_{st} + T_p \quad (3.3)$$

Dengan:

S_h = jarak sendi plastis dari muka kolom (mm),

b_{bf} = lebar sayap balok, in.(mm),

d = tinggi penampang balok penyambung, in.(mm),

L_{st} = Panjang pengaku pelat-ujung, seperti diperlihatkan dalam gambar 3.2, in.(mm), dan

t_p = tebal pelat-ujung, in. (mm).

3.5 Perhitungan Kekuatan dan Kekakuan Perlu Pengaku Lateral

1. Perhitungan kekuatan perlu breising balok anak luar sendi plastis

- a. Perhitungan kuat tekan perlu

Kekuatan breising balok anak luar sendi plastis dihitung berdasarkan kekuatan tekannya. Kekuatan perlu elemen telah ditentukan dalam SNI 7860-2020 dan lampiran 1729-2020 yaitu sebesar P_{br} , dimana nilai P_{br} adalah:

$$P_{br} = 0,01 \left(\frac{M_r C_d}{h_o} \right) \quad (3.4)$$

Dengan :

P_{br} = Kuat tekan perlu elemen (N),

M_r = Terbesar dari kekuatan lentur balok dalam Panjang tak terbreis yang bersebelahan dengan breis titik dengan menggunakan kombinasi beban DFBT atau DKI, kip,in (N-mm),

h_o = Jarak antara titik berat sayap, in (mm), dan

C_d = Faktor pembesaran defleksi (1,0).

b. perhitungan kekakuan perlu

SNI 1729-2020 mensyaratkan kekakuan perlu untuk breising relative yaitu sebesar β_{br} yang dapat dihitung menggunakan rumus berikut ini.

$$\beta_{br} = \frac{1}{\Phi} \left(\frac{4 Mr Cd}{Lbr ho} \right) \quad (\text{DFBT}) \quad (3.5)$$

$$\beta_{br} = \Omega \left(\frac{4 Mr Cd}{Lbr ho} \right) \quad (\text{DKI}) \quad (3.6)$$

Dengan :

Mr = Terbesar dari kekuatan lentur balok dalam Panjang tak terbreis yang bersebelahan dengan breis titik dengan menggunakan kombinasi beban DFBT atau DKI, kip,in (N-mm),

ho = jarak antara titik berat sayap, in (mm),

Cd = faktor pembesaran defleksi (1,0) dan 2.0 untuk yang didekat sendi plastis

Lbr = Panjang tak tebreis yang bersebelahan dengan titik, in. (mm),

Φ = 0,75 (DFBT), dan

Ω = 2,00 (DKI).

2. Perhitungan kekuatan breising balok anak dekat sendi plastis

a. perhitungan kuat perlu

kekuatan breising balok dekat sendi plastis dihitung berdasarkan kekuatan lenturnya. Kekuatan lentur perlu elemen telah ditentukan SNI 1729-2020 yaitu sebesar Mr , di mana nilai Mr dapat dihitung menggunakan rumus berikut ini.

$$Mr = 0,06R_y F_y Z / \alpha_s \quad (3.7)$$

Dengan :

Mr = Kekuatan lentur perlu, kip-in. (N-mm),

R_y = Rasio kekuatan leleh terekspetasi terhadap kekuatan leleh minimum terspesifikasi, F_y ,

F_y = tegangan leleh baja (MPa),

Z = Modulus penampang plastis terhadap sumbu lentur, in³ (mm³), dan

α_s = Faktor penyesuaian tingkat gaya 1,0 untuk DFBT, 1,5 untuk DKI.

b. perhitungan kekakuan perlu

SNI 1729-2020 mensyaratkan kekakuan perlu breising relative yaitu sebesar β_{br} yang dapat dihitung menggunakan rumus berikut ini.

$$\beta_{br} = \frac{1}{\Phi} \left(\frac{4 M_r C_d}{L_{br} h_o} \right) \text{ (DFBT)} \quad (3.8)$$

$$\beta_{br} = \Omega \left(\frac{4 M_r C_d}{L_{br} h_o} \right) \text{ (DKI)} \quad (3.9)$$

Dengan :

M_r = Terbesar dari kekuatan lentur balok dalam Panjang tak terbreis yang bersebelahan dengan breis titil dengan menggunakan kombinasi beban DFBT atau DKI, kip,in (N-mm),

h_o = jarak antara titik berat sayap, in (mm),

C_d = faktor pembesaran defleksi (2,0),

L_{br} = Panjang tak tebreis yang bersebelahan dengan titik, in. (mm),

Φ = 0,75 (DFBT), dan

Ω = 2,00 (DKI).

3.6 Beban-Beban yang Bekerja

3.6.1 Beban Mati

Beban mati yang diperhitungkan dalam struktur bangunan bertingkat ini merupakan berat sendiri elemen struktur bangunan yang memiliki fungsi struktural menahan beban dan beban-beban mati tambahan yang membebani struktur utama. Beban mati dari berat sendiri elemen-elemen dan beban mati tambahan tersebut tercantum dalam SNI 1727-1989 dan SNI 1727-2020 “Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung” yang antara lain adalah sebagai berikut.

1. Bahan Bangunan

- | | |
|--------------------|--------------------------|
| a. Baja | = 7850 kg/m ³ |
| b. Beton bertulang | = 2400 kg/m ³ |
| c. Pasir | = 1600 kg/m ³ |

2. Komponen Gedung

- | | |
|--|-------------------------|
| a. Tegel/keramik per cm tebal | = 24 kg/m ² |
| b. Pasangan batako berlubang tebal 20 cm | = 200 kg/m ² |

- c. Adukan semen per cm tebal = 21 kg/m²
- d. Langit-langit tanpa penggantung tebal 4 mm = 11 kg/m²
- e. Penggantung langit-langit = 7 kg/m²
- f. Partisi = 0,72 kN/m²
- g. Penunjang mekanikal = 0,19 kN/m²
- h. Lapisan anti air = 0,05 kN/m²

3.6.2 Beban Hidup

Beban hidup yang digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lain harus merupakan beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung, akan tetapi tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang ditetapkan dalam Tabel.3.8 berikut:

Tabel 3.8 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum, L_0 dan Beban Hidup Terpusat Minimum

Hunian atau penggunaan	Merata, L_0 psf (kN/m ²)	Reduksi beban hidup diizinkan? (No. Pasal)	Reduksi beban hidup berlantai banyak diizinkan? (No. Pasal)	Terpusat Ib (kN)	Juga Lihat Pasal
Apartemen (lihat rumah tinggal)					
Rumah tinggal					
Hunian satu dan dua keluarga					
Loteng yang tidak dapat dihuni tanpa gudang	10 (0,48)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		4.12.1
Loteng yang tidak dapat dihuni dengan gudang	20 (0,96)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		4.12.2
Loteng yang dapat dihuni dan ruang tidur	30 (1,44)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Semua ruang kecuali tangga	40 (1,92)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Semua hunian rumah tinggal lainnya					
Ruang pribadi dan koridornya	40 (1,92)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Ruang publik	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Koridor ruang publik	100 (4,79)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Atap					
Atap datar, berbubung, dan lengkung	20 (0,96)	Ya (4.8.2)	-		4.8.1
Atap yang digunakan penghuni	Sama dengan penggunaan yang dilayani	Ya (4.8.3)	-		
Atap untuk tempat berkumpul	100 (4,70)	Ya (4.8.3)	-		
Atap vegetatif dan atap lansekap					
Atap bukan untuk hunian	20 (0,96)	Ya (4.8.2)	-		
Atap untuk tempat berkumpul	100 (4,79)	Ya (4.8.3)	-		
Atap untuk penggunaan lainnya	Sama dengan penggunaan yang dilayani	Ya (4.8.3)	-		

(Sumber : SNI 1727-2020)

3.6.3 Reduksi Beban Hidup

Menurut SNI 03-1727-2013, beban hidup pelat lantai dengan nilai $K_{LL} \times A_T \geq 37,16 \text{ m}^2$ dapat direduksi. Perhitungan reduksi dapat dilakukan menggunakan persamaan berikut ini.

$$L = L_o \left(0,25 \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right) \quad (3.10)$$

Keterangan:

L = beban hidup desain tereduksi

L_o = beban hidup desain tanpa reduksi

K_{LL} = faktor elemen beban hidup (4 untuk kolom)

A_T = luas tributari dalam m^2

3.6.4 Beban Notional

Beban notional adalah beban lateral pada tiap level untuk mewakili efek ketidaksempurnaan geometri khususnya ketidaksempurnaan kolom yang sesuai dengan persyaratan pada SNI 1729:2020. Besar beban notional dapat dilihat pada Persamaan 3.11 berikut ini.

$$N_i = 0,002 \alpha Y_i \quad (3.11)$$

Nilai α dapat dilihat pada persamaan 3.12 berikut ini.

$$\alpha = 1,0 \text{ (DFBK)} \quad (3.12)$$

Keterangan:

N_i = beban notional yang digunakan pada level i (N), dan

Y_i = beban gravitasi yang digunakan pada level i (N).

3.6.5 Beban Gempa Statik Ekuivalen

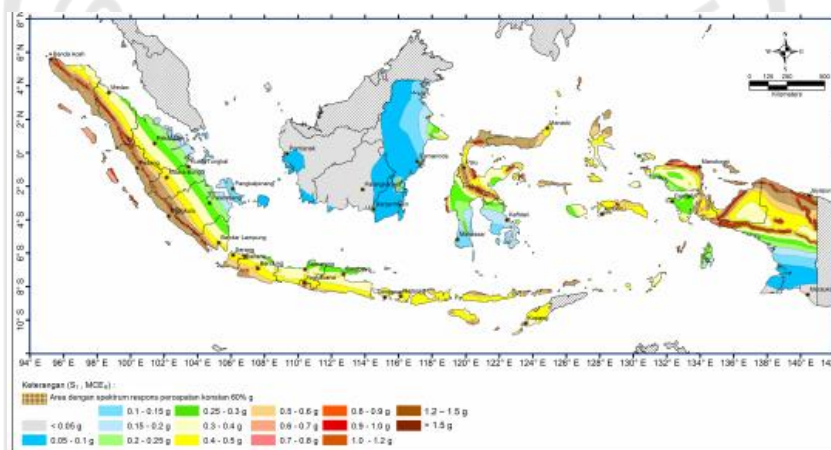
Beban gempa yang merupakan beban sementara berasal dari pergerakan tanah akibat adanya gempa. Berikut ini adalah penjelasan analisis beban seismik berdasarkan SNI Gempa 1726:2019 untuk bangunan gedung.

1. Kategori Risiko Struktur Bangunan (I-IV) dan faktor keutamaan (I_e)

Tahap awal untuk menganalisis beban gempa ini adalah menentukan kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 3.1 Pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e menurut Tabel 3.2

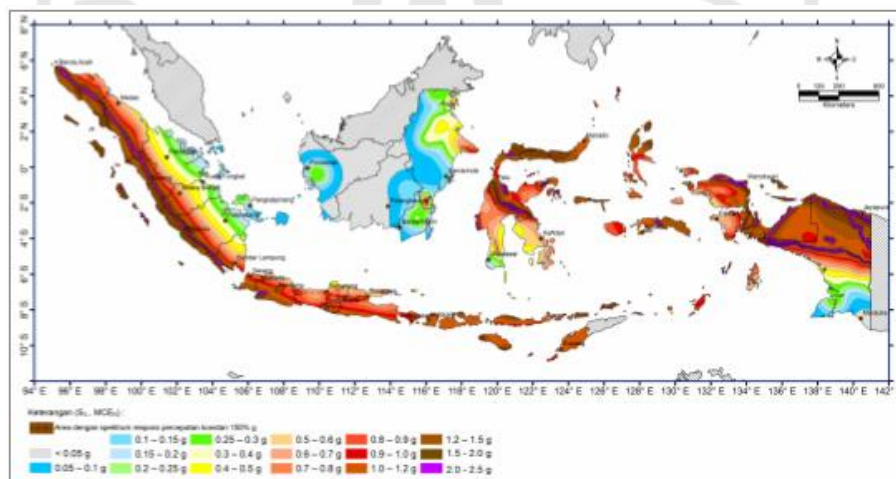
2. Parameter percepatan gempa (S_1 dan S_s)

percepatan tanah periode 1 detik (S_1) dan periode pendek (S_s) berdasarkan peta gempa SNI 1726-2019 pada Gambar 3.2 dan 3.3 berikut ini.



Gambar 3.2 Parameter Gerak Tanah, S_1 , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER) Wilayah Indonesia untuk Spektrum Respons 0,2 Detik (Redaman Kritis 5 %)

(sumber : SNI 1726-2019)



Gambar 3.3 Parameter Gerak Tanah S_s , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER) Wilayah Indonesia untuk Spektrum Respons 0,2 Detik (Redaman Kritis 5 %)

(sumber : SNI 1726-2019)

3. Kelas situs (SA-SF)

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka Peneliti harus mengklasifikasikan situs tersebut terlebih dahulu. Profil tanah diklasifikasikan sesuai dengan Tabel 3.9

Tabel 3.9 Klasifikasi Situs

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

(sumber : SNI 1726-2019)

a. Menentukan F_a dan F_v

Nilai F_a dan F_v dapat diperoleh dari tabel 3.10 dan tabel 3.11 pada halaman selanjutnya yang merujuk pada SNI 1726-2019,

Tabel 3.10 Nilai Fa

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$SS^{(a)}$					

(sumber : SNI 1726-2019)

Tabel 3.11 Nilai Fv

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	$SS^{(a)}$					

(sumber : SNI 1726-2019)

Fa dan Fv diperoleh dengan menginterpolasikan nilai-nilai ditabel diatas

1) Perhitungan interpolasi nilai Fa

Dengan kelas situs SD dan nilai Ss maka nilai Fa diperoleh dengan cara interpolasi

$$Fa = Fa1 + (Ss - Ss(1)) \times \left(\frac{Ss(2) - Ss(1)}{Fa(2) - Fa(1)} \right) \quad (3.13)$$

2) Perhitungan interpolasi nilai Fv

Dengan kelas situs SD dan nilai S1 maka nilai Fv diperoleh dengan cara interpolasi

$$Fv = Fv1 + (S1 - S1(1)) \times \left(\frac{S1(2) - S1(1)}{Fv(2) - Fv(1)} \right) \quad (3.14)$$

b. Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (S_{MS})

$$S_{MS} = Fa \times S_s$$

c. Parameter respons spektral percepatan pada periode 1 detik (S_{M1})

$$S_{M1} = Fv \times S_1$$

d. Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek (SDS)

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS}$$

- e. Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek (SDS)

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1}$$

4. Periode fundamental Struktur (T)

Berdasarkan SNI 1726-2019 penentuan nilai T tidak kurang dari nilai T_a dan tidak melebihi perkalian T_a dengan Koefisien batas atas (C_u) dapat dilihat pada tabel 3.12, nilai T_a diperoleh dari nilai C_t , x sesuai tipe dan tinggi struktur berikut adalah tabel 3.13 nilai parameter periode C_t dan x

Tabel 3.12 Nilai C_u

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

(Sumber : SIN 1726-2019)

Tabel 3.13 Nilai C_t dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 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

(Sumber : SIN 1726-2019)

5. Koefisien respon seismik (C_s)

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.15)$$

Namun tidak perlu melebihi nilai

$$C_s = \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.16)$$

Dan tidak kurang dari

$$C_s = 0,044SDS \times I_e \geq 0,01 \quad (3.17)$$

6. Gaya geser didasar struktur akibat gempa (V)

$$V = C_s \times W \quad (3.18)$$

7. Gaya Gempa Lateral tiap elevasi lantai (F_x)

Distribusi Vertikal Gaya Gempa (C_{vx}) dan Gaya Gempa Lateral (F_x)
Faktor distribusi vertikal (C_{vx}) ditentukan dengan Persamaan 3.19 dan gaya gempa lateral (F_x) yang di semua tingkat ditentukan dengan Persamaan 3.20 berikut ini.

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{n=i}^n W_i h_i^k} \quad (3.19)$$

$$F_x = C_{vx} V \quad (3.20)$$

Keterangan:

C_{vx} = distribusi vertikal gaya gempa,

W_i dan W_x = berat total bangunan,

F_x = gaya gempa lateral, dan

h_i dan h_x = tinggi dari dasar sampai tingkat i dan x.

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur dengan nilai sebagai berikut:

untuk struktur dengan T ≤ 0,5 detik, = 1

untuk struktur dengan T ≥ 2,5 detik, = 2

untuk struktur dengan 0,5 < T < 2,5 detik, = 2 atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

3.7 Analisis Struktur Dengan Program SAP2000 V22

Pada perencanaan struktur ada beberapa syarat yang wajib terpenuhi diantaranya adalah simpangan antar lantai, ketidakberaturan struktur, efek P-delta, dan torsi tak terduga untuk mempermudah pengecekan beberapa syarat tersebut digunakan program “SAP2000 versi 22” suatu program Analisa struktur berbasis

metode elemen hingga. Opsi PA diaktifkan pada analisis orde 2 untuk memperoleh besaran gaya-gaya dalam.

3.7.1 Pengecekan Ketidakberaturan Struktur

Pada Struktur dengan kategori desain seismik sebagaimana yang terdapat dalam SNI 1726-2019 harus memenuhi persyaratan dalam pasal-pasal yang dirujuk dalam tabel 3.14 dan tabel 3.15 berikut : (halaman selanjutnya)

1. Ketidakberaturan horizontal

Tabel 3.14 Ketidakberaturan Horizontal Pada Struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_x = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 16 11.3.4	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan torsi berlebihan 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. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.3.4.2 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 16 11.3.4	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2.	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.	7.3.3.4 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak turus terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel 16 11.3.4	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5.	Ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.	7.5.3 7.7.3 Tabel 16 11.3.4	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

(Sumber: SNI 1726-2019)

2. Ketidakberaturan vertical

Tabel 3.15 KetidakBeraturan Vertikal

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 16	D, E, dan F
1b.	Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	7.3.3.1 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
2.	Ketidakteraturan Berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 16	D, E, dan F
3.	Ketidakteraturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130 % dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya.	Tabel 16	D, E, dan F
4.	Ketidakteraturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 16	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a.	Ketidakteraturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	7.3.3.1 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
5b.	Ketidakteraturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 16	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

(Sumber: SNI 1726-2019)

3.7.2 Pengecekan Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai (Δ) adalah selisih defleksi struktur antara tingkat yang ditinjau dengan tingkat di bawahnya (δ_x). Dalam perhitungannya, terdapat dua faktor yang digunakan dalam perhitungan antara lain faktor pembesaran defleksi (C_d) dan faktor keutamaan gempa (I_e). Menurut SNI 1726-2019, rumus perhitungan defleksi struktur dan simpangan antar lantai yaitu :

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (3.21)$$

C_d = Faktor pembesar simpangan lateral (tabel 3.5)

δ_{xe} = simpangan di tingkat-x yang disyaratkan pada pasal ini, yang ditentukan dengan analisis elastik

I_e = Faktor keutamaan gempa (tabel 3.2)

SNI mengatur simpangan antar tingkat (Δ) dibatasi tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_a) seperti pada tabel 3.16 berikut.

Tabel 3.16 Simpangan Izin Antar Tingkat

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.	$0,025h_{sx}^c$	$0,02h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

(Sumber : SNI 1726-2019)

Untuk sistem pemikul gaya seismik yang terdiri dari hanya rangka momen pada struktur yang didesain untuk kategori desain seismik D, E, atau F, simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi Δ_a/ρ untuk semua tingkat. ρ diizinkan 1 apabila struktur tidak mengalami ketidakberaturan struktur.

3.7.3 Pengecekan Pengaruh P-delta

Pengaruh P-delta pada geser tingkat dan momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar tingkat yang diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) seperti ditentukan oleh persamaan 3.2 berikut sama dengan atau kurang dari 0,10:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (3.22)$$

Keterangan:

P_x = beban aksial (kN);

Δ = simpangan antar tingkat desain

I_e = faktor keutamaan gempa (tabel 3.2)

- V_x = gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat (kN)
 h_{sx} = tinggi tingkat di bawah tingkat (mm);
 C_d = faktor pembesaran defleksi (tabel 3.5)

3.7.4 Torsi Tak Terduga

berdasarkan SNI 1726-2019 Torsi tak terduga, harus dimasukkan dengan memindahkan pusat massa dari lokasi aktualnya sejauh 5 % dari dimensi horizontal yang diukur tegak lurus terhadap arah gaya.

3.7.5 Kombinasi Pembebanan

Setelah Peneliti mengetahui jenis-jenis beban, maka yang dibutuhkan selanjutnya adalah kombinasi beban. Menurut SNI 1729:2020, beban dan kombinasi beban ditetapkan oleh peraturan bangunan yang berlaku. Kombinasi-kombinasi tersebut adalah sebagai berikut:

1. 1,4D;
2. 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr atau R) + 1,0N;
3. 1,2D + 1,6(Lr atau R) + (L atau 0,5W) + 1,0N;
4. 1,2D + 1,0W + L + 0,5(Lr atau R) + 1,0N;
5. 1,2D + 1,0E + L + 1,0N;
6. 0,9D + 1,0W + 1,0N; dan
7. 0,9D + 1,0E + 1,0N.

Keterangan:

- D =beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi pemanen termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, peralatan tetap,
L =beban hidup yang ditimbulkan oleh adanya fungsi Gedung,
Lr =beban hidup yang diatap yang ditimbulkan selama perawatan oleh pekerja, peralatan dan material,
R =beban hujan, tidak termasuk yang diakibatkan genangan air,
W =beban angin,
N =beban notional, dan
E =beban gempa, direncanakan menurut SNI 1726:2019.

3.7.6 Kombinasi Beban Gempa

Pengaruh beban gempa (E), harus ditentukan menurut SNI 1726:2019, yaitu: Untuk kombinasi $1,2D + 1,0E + L + 1,0N$ nilai E seperti pada Persamaan 3.23 berikut ini.

$$E = E_h + E_v \quad (3.23)$$

Sedangkan untuk kombinasi $0,9D + 1,0E + 1,0N$ nilai E seperti pada Persamaan 3.24 berikut ini.

$$E = E_h - E_v \quad (3.24)$$

Pengaruh beban gempa horizontal, E_h , harus ditentukan sesuai dengan Persamaan 3.25. berikut ini.

$$E_h = \rho QE \quad (3.25)$$

Keterangan:

E = pengaruh beban gempa,

E_h = pengaruh beban gempa horizontal,

E_v = pengaruh beban gempa vertikal,

ρ = faktor redundansi, dan

QE = pengaruh gaya gempa horizontal dari V

Pengaruh beban gempa vertikal (E_v), harus ditentukan sesuai dengan Persamaan 3.26 berikut ini.

$$E_v = 0,2SDS D \quad (3.26)$$

Keterangan:

D = pengaruh beban mati.

Pengaruh beban gempa vertikal (E_v), diijinkan untuk ditetapkan sama dengan nol untuk salah satu kondisi sebagai berikut.

- a. Dalam persamaan 3.23 dan persamaan 3.24, dimana SDS adalah sama dengan atau kurang dari 0,125.
- b. Dalam persamaan 3.24 jika menentukan kebutuhan pada muka-kontak tanah-struktur di fondasi.

Kombinasi dasar untuk desain kekuatan adalah sebagai berikut.

$$5. (1,2 + 0,2\text{SDS}) D + \rho QE + L + 1,0N$$

$$7. (0,9 - 0,2\text{SDS}) D + \rho QE + 1,0N$$

3.8 Analisis DAM degan program SAP2000 V22

Analisis struktur Direct Analysis Method adalah analisis struktur yang menyertakan pengaruh cacat bawaan, pengaruh efek P-Delta, dan pengaruh reduksi terhadap kekakuan pada analisisnya. Seluruh analisis dilakukan menggunakan program SAP2000 tanpa menggunakan pendekatan berupa analisis orde kedua yang dilakukan secara manual. Adapun penjelasan dari masing-masing pengaruh tersebut adalah sebagai berikut.

3.8.1 Pengaruh Cacat Bawaan

Ketidaktempurnaan atau cacat dari elemen struktur seperti ketidaklurusan batang akibat proses fabrikasi atau konsekuensi adanya toleransi pelaksanaan lapangan akan menghasilkan efek *destabilizing* dalam *Direct Analysis Method* (DAM) dapat diselesaikan dengan memberikan beban *notional* (beban lateral ekuivalen) dari sebagian prosentasi beban gravitasi yang bekerja

Beban *notional* harus ditambahkan Bersama beban lateral lain, juga pada semua kombinasi, besarnya beban *notional* (SNI 1729-2020)

$$N_i = 0,002 \alpha Y_i$$

dengan

$$\alpha = 1,0 \text{ (DFBT); } \alpha = 1,6 \text{ (DKI)}$$

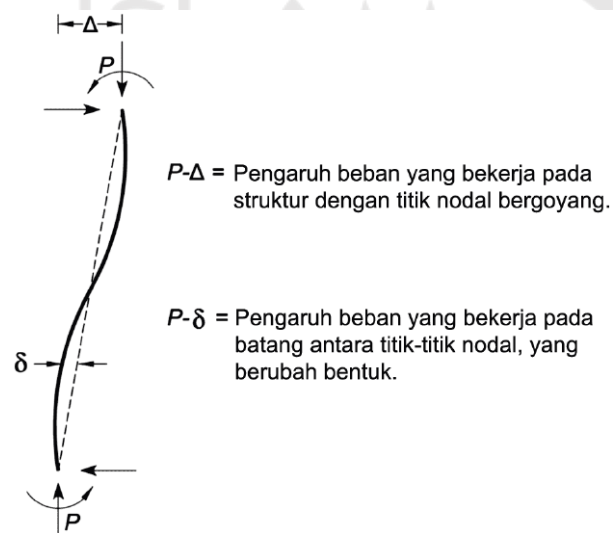
N_i = beban nosional yang digunakan pada level i ,

Y_i = Beban gravitasi yang diterapkan pada level i

3.8.2 Pengaruh P-delta

Efek P-Delta pada struktur baja diperhitungkan karena pada umumnya elemen struktur baja relatif lebih langsing dibandingkan dengan elemen struktur beton (Dewobroto, 2013). Pada umumnya analisis struktur elastis linier belum

menghitung efek P-Delta, maka terdapat dua cara untuk menghitung efek P-Delta tersebut yaitu secara otomatis menggunakan analisis statik non-linier pada SAP2000 dan menggunakan pendekatan melalui faktor pembesaran momen (B1 dan B2). Adapun ilustrasi efek P-Delta pada struktur baja ditunjukkan oleh Gambar 3.4 berikut ini.



Gambar 3.4 Pengaruh P-delta

(Sumber : Dewobroto, 2016)

3.8.3 Penyesuaian Kekakuan

Berdasarkan buku struktur baja wiryanto,2016 adanya leleh setempat (*partial yielding*) akibat tegangan sisa pada profil baja (*hot rolled* atau *welded*) akan menyebabkan pelemahan kekuatan saat mendekati kondisi batasnya. Kondisi tersebut pada akhirnya menghasilkan efek destabilizing seperti yang terjadi akibat adanya *geometry imperfection*. Kondisi tersebut pada *Direct Analysis Method* (DAM) akan diatasi dengan penyesuaian kekakuan struktur, yaitu memberikan faktor reduksi kekakuan. Nilainya diperoleh dengan cara kalibrasi dengan membandingkannya dengan analisa distribusi plastisitas maupun hasil uji test empiris (Galambos 1998). Faktor reduksi kekakuan, $EI^*=0.8\tau bEI$ dan $EA^*=0.8EA$ Faktor τb mirip dengan reduksi kekakuan inelastis kolom akibat hilangnya kekakuan batang.

Untuk kondisi $P_r \leq 0.5P_y$, dimana P_r = adalah gaya tekan perlu hasil kombinasi LRFD.

$$\tau_b = 1.0 \quad (3.27)$$

Jika gaya tekannya besar, yaitu $P_r > 0.5P_y$ maka :

$$\tau_b = 4 \frac{P_r}{P_y} \left(1 - \frac{P_r}{P_y}\right) \quad (3.28)$$

Keterangan

τ_b = Faktor reduksi kekakuan lentur

P_y = Kekuatan leleh aksial (kN)

P_r = Gaya aksial (kN)

3.9 Kekuatan Elemen Balok dan Kolom

3.9.1 Kekuatan Elemen Balok

Perhitungan kuat lentur tersedia penampang IWF dan H simetris ganda dan kompak ditinjau dari 2 kondisi, yaitu kondisi material leleh (momen plastis), dan tekuk torsi lateral (Dewobroto, 2015).

1. Kondisi Material Leleh (Momen Plastis)

Perhitungan kuat lentur tersedia menurut kondisi material leleh yaitu tidak terjadi tekuk lokal (profil kompak) dan tekuk torsi lateral ($L_b < L_p$) dan rumus perhitungannya dapat menggunakan persamaan-persamaan berikut ini.

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.29)$$

$$M_p = f_y \times Z_x$$

(3.30)

Dengan :

M_p = Momen plastis (Nmm)

F_y = Tegangan leleh baja (MPa)

Z_x = Modulus plastis ($d \times A_t$) (mm³)

d = jarak antara pusat desak dan pusat tarik ($2 \times y_0$) (mm)

y_0 = $\Sigma A_i \times y_i / \Sigma A_i$ (mm)

L_p = Panjang pertambatan lateral maksimum (mm), persamaan 3.29

L_b = Panjang maksimum bagian balok yang tidak terbreis (mm), persamaan 3.1

2. Tekuk Torsi Lateral (elastik)

Balok yang mengalami perilaku tekuk inelastik adalah balok dengan $L_b > L_r$, rumus yang digunakan perhitungan kekuatan lentur balok yang mengalami tekuk elastik adalah sebagai berikut.

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7f_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7f_y}{E}\right)^2}} \quad (3.31)$$

$$M_n = F_{cr} \times S_x \quad (3.32)$$

Dengan :

L_r = Panjang pertambahan lateral maksimum sedemikian sehingga sayap penampang terluar bisa mencapai leleh (mm)

M_n = Kekuatan lentur nominal (Nmm)

J = Inersia torsi $\left(\frac{1}{3}(H - t_f)t_w^3 + \frac{2}{3}b_f t_f^3\right)$ (mm⁴)

S_x = Modulus elastis penampang terhadap sumbu kuat (mm³)

$$C_b = \frac{12,5 \times M_{maks}}{(2,5 \times M_{mak}) + (3 \times M_a) + (4 \times M_b) + (3 \times M_c)}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y(H-t_f)}{2S_x}}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \times \sqrt{1 + 0,078 \times \frac{J \times c}{S_x \times h_0} \times \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

3. Tekuk Torsi Lateral (inelastik)

Balok yang mengalami perilaku tekuk elastik adalah balok yang L_b -nya melebihi L_p dan tidak melebihi L_r , rumus yang digunakan perhitungan kekuatan lentur balok yang mengalami tekuk inelastik adalah sebagai berikut.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7S_x f_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \quad (3.33)$$

Dengan:

L_p = Panjang pertambahan lateral maksimum (mm), persamaan 3.34

L_b = Panjang maksimum bagian balok yang tidak terbreis (mm), persamaan

3.1

S_x = Modulus elastis penampang terhadap sumbu kuat (mm^3)

F_y = Tegangan leleh baja (Mpa)

$$C_b = \frac{12,5 \times M_{\text{maks}}}{(2,5 \times M_{\text{mak}}) + (3 \times M_a) + (4 \times M_b) + (3 \times M_c)}$$

3.9.2 Kekuatan Elemen Kolom

Perhitungan kuat tekan tersedia untuk profil IWF dan H simetris ganda ditinjau dari dua keadaan yaitu tekuk lentur dan tekuk torsi.

1. Tekuk Lentur

$$\frac{KL}{r_{\min}} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.34)$$

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_{\min}}\right)^2} \quad (3.35)$$

Jika $\frac{KL}{r_{\min}} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, maka perhitungan tegangan kritis (f_{cr}) dapat dilakukan menggunakan rumus berikut ini.

$$f_{cr} = (0,658 \frac{f_e}{f_y} \times f_y) \quad (3.36)$$

Dengan :

K = Faktor panjang efektif elemen

L = Panjang elemen (mm)

r_{\min} = Radius girasi minimum (mm)

f_e = Tegangan tekuk euler (elastis) penampang (MPa)

f_{cr} = Tegangan kritis penampang (MPa)

2) Tekuk Torsi

$$\frac{KL}{r_{\min}} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.37)$$

$$J = \frac{1}{3}(H - tf)tw^3 + \frac{2}{3}bftf^3 \quad (3.38)$$

$$C_w = \frac{1}{24}(H - tf)^2bf^3tf \quad (3.39)$$

$$f_e = \left(\frac{\pi^2 EC_w}{(KzL)^2} + GJ \right) \frac{1}{I_x + I_y} \quad (3.40)$$

Jika $\frac{KL}{r_{min}} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, maka perhitungan tegangan kritis (f_{cr}) dapat dilakukan menggunakan rumus berikut ini.

$$f_{cr} = \left(0,658 \frac{f_e}{f_y} \times f_y \right) \quad (3.41)$$

Dengan :

G = Modulus geser (77200 MPa)

J = Inersia torsi (mm⁴)

C_w = Konstanta warping (mm⁴)

Setelah dihitung nilai f_{cr} dari kedua kondisi, digunakan nilai f_{cr} terkecil, selanjutnya kekuatan tekan nominal (P_n) penampang dihitung menggunakan rumus berikut ini.

$$P_n = f_{cr} \times A_g \quad (3.42)$$

Dengan :

F_{cr} = Tegangan kritis penampang (MPa)

A_g = Luas penampang bruto (mm²)

3) Interaksi Lentur dan Tekan Kolom

Interaksi lentur dan gaya tekan pada komponen struktur simetris ganda dan komponen struktur simetris tunggal yang melentur terhadap sumbu geometris (x dan/atau y) harus dibatasi oleh Persamaan 3.48 dan Persamaan 3.49

(a) Apabila $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (3.43)$$

(b) Apabila $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad (3.44)$$

Keterangan:

P_r = kekuatan aksial perlu, (N)

P_c = kekuatan aksial tersedia, (N)

- M_r =kekuatan lentur perlu. (N-mm)
 M_c =kekuatan lentur tersedia, (N-mm)
 x =indeks sehubungan dengan lentur sumbu kuat
 y =indeks sehubungan dengan lentur sumbu lemah

3.10 Pengecekan Persyaratan Strong Column Weak Beam

Pada SNI 7860-2020 mensyaratkan struktur SRPMK memiliki rasio momen kolom dan balok yang terhubung dalam satu joint harus lebih dari atau sama dengan:

1. Perhitungan rasio momen balok kolom dapat dihitung menggunakan rumus berikut ini

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1,0 \quad (3.45)$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum (M_{pr} + \alpha_s M_v) \quad (3.46)$$

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - \alpha_s P_r / A_g) \quad (3.47)$$

Dengan :

$\sum M_{pc}$ = Jumlah dari proyeksi kekuatan lentur nominal kolom di atas dan di bawah joint pada garis sumbu balok dengan gaya aksial tereduksi kolom, (N-mm),

$\sum M_{pb}$ = Jumlah dari proyeksi kekuatan lentur terekspektasi dari balok pada lokasi sendi plastis pada sumbu kolom,

A_g = luas bruto kolom, (mm²),

F_{yb} = tegangan leleh minimum balok,(MPa),

F_{yc} = tegangan leleh minimum kolom,(MPa),

M_{pr} = momen maksimum balok pada lokasi sendi plastis(N-mm),

M_v = momen tambahan akibat perbesaran gaya geser dari lokasi sendi plastis hingga garis sumbu kolom (N-mm),

P_r = kekuatan tekan perlu (N), dan

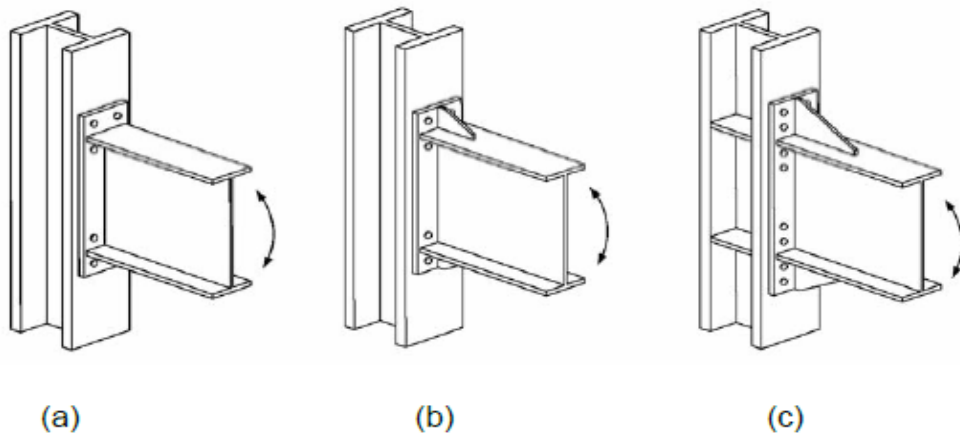
Z_c = modulus penampang plastis kolom terhadap sumbu lentur,(mm³).

3.11 Sambungan baja

Sambungan didefinisikan sebagai sesuatu yang menyatukan benda, dan harus dapat memindahkan beban-beban yang ditentukan tanpa menimbulkan bahaya. Dalam bangunan baja, sambungan merupakan unsur yang sangat penting dalam memindahkan beban antar batang. Sambungan yang tidak direncanakan dengan baik dapat menyebabkan sifat-sifat suatu struktur menjadi tidak sesuai dengan apa yang telah direncanakan. Sesuai SNI 1729-2020 sambungan dibagi menjadi 2 tipe berdasarkan material penyambungannya yaitu sambungan baut dan sambungan las. SNI 1729-2020 mendefinisikan sambungan menjadi 2 macam sambungan sederhana dan sambungan momen. Sambungan sederhana diperbolehkan hanya didesain memiliki kapasitas kekuatan terhadap gaya geser dan tarik serta memiliki kapasitas rotasi yang cukup untuk mengakomodasi rotasi perlu, sedangkan sambungan momen didesain memiliki kapasitas kekuatan terhadap kombinasi gaya-gaya yang dihasilkan momen dan geser akibat adanya kekakuan pada sambungan seperti pada sambungan 4E, dan 4ES.

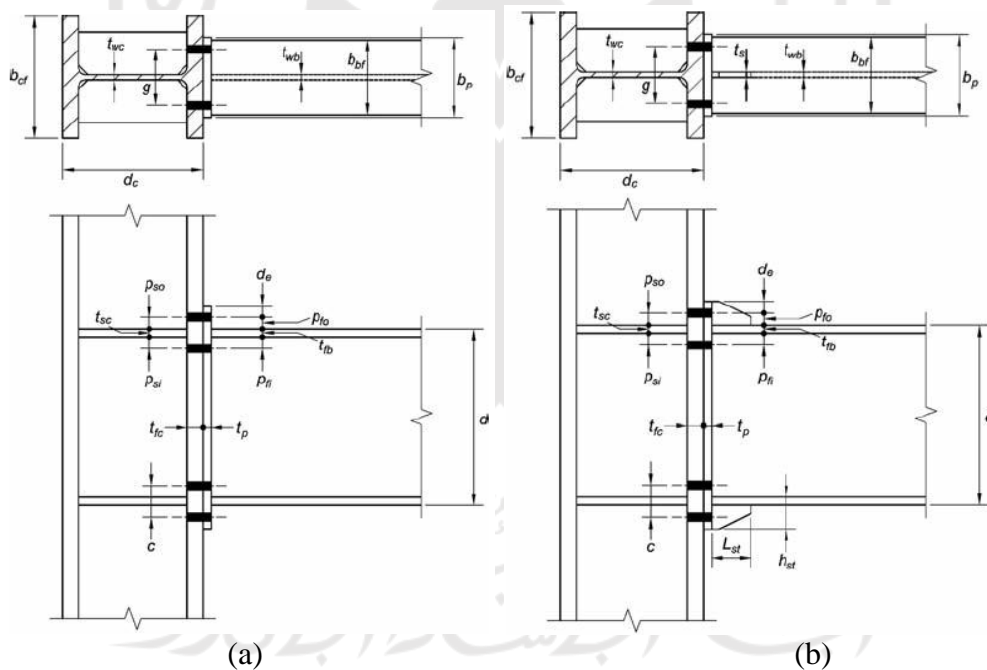
3.12 Sambungan Terprakualifikasi

SNI 7860-2020 mensyaratkan Sistem rangka pemikul momen khusus harus memiliki desain sambungan balok kolom yang didasarkan pada hasil uji sambungan, pada awalnya memang sambungan untuk struktur SRPMK terbatas namun setelah 20 tahun berlalu sudah banyak hasil uji sambungan balok kolom yang saat ini bisa dilihat didokumen AISC 358 atau SNI 7972-2020 sehingga kita cukup merujuk kepada SNI 7972-2020 beberapa sambungan diantaranya adalah sambungan tipe 4E, 4ES, dan 8ES untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 3.2 berikut ini.



Gambar 3.5 Konfigurasi Pelat Ujung Diperpanjang: (A) Empat Baut Tanpa Pengaku, 4E; (B) Empat Baut Dengan Pengaku, 4ES; (C) Delapan Baut Dengan Pengaku, 8ES.

(Sumber: ,SNI 7972-2020)



Gambar 3.6 Geometri Pelat Ujung Yang Diperpanjang Tanpa Pengaku Dengan Empat Baut 4E (A) . Dan Dengan Pengaku Empat Baut 4ES (B).

(Sumber: ,SNI 7972-2020)

Beberapa pembatasan parametrik yang akan disajikan pada tabel 3.17 pada halaman berikutnya.

Tabel 3.17 Pembatasan Parametrik Pada Prakuilifikasi

TABEL 6.1 Pembatasan Parametrik pada Prakuilifikasi						
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}	¾ (19)	3/8 (10)	¾ (19)	3/8 (10)	1 (25)	9/16 (14)
b_{bf}	9 ¼ (235)	6 (152)	9 (229)	6 (152)	12 ¼ (311)	7 ½ (190)
d	55 (1 400)	13 ¾ (349)	24 (610)	13 ¾ (349)	36 (914)	18 (457)
t_p	2 ¼ (57)	½ (13)	1 ½ (38)	½ (13)	2 ½ (64)	¾ (19)
b_p	10 ¾ (273)	7 (178)	10 ¾ (273)	7 (178)	15 (381)	19 (229)
g	6 (152)	4 (102)	6 (152)	3 ¼ (83)	6 (152)	5 (127)
p_{fi}, p_{fo}	4 ½ (114)	1 ½ (38)	5 ½ (140)	1 ¾ (44)	2 (51)	1 5/8 (41)
p_b	-	-	-	-	3 ¼ (95)	3 ½ (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)

(Sumber: SNI 7972-2020)

Desain sambungan pelat ujung memerlukan penentuan ukuran baut, penentuan ketebalan pelat ujung, dan detail pengelasan. Adapun untuk teori perhitungan lebih detail akan dibahas pada subbab berikutnya.

3.12.1 Desain Pelat Ujung dan Baut tipe 4E dan 4ES

Langkah 1. Tentukan ukuran-ukuran komponen struktur yang disambung (balok-balok dan kolom) dan hitung momen pada muka kolom, M_f .

$$M_f = M_{pr} + V_u S_h \quad (3.48)$$

dengan

M_{pr} = momen maksimum yang mungkin terjadi pada sendi plastis

$$M_{pr} = C_{pr} \times Z_x \times R_y \times F_y \text{ (SNI 7972-2020, 2.4-1)}$$

S_h = jarak dari muka kolom ke sendi plastis, in. (mm)

= terkecil dari $d/2$ atau $3b_{bf}$ untuk suatu sambungan tanpa pengaku (4E)

= $L_{st} + t_p$ untuk suatu sambungan diperkaku (4ES, 8ES)

V_u = gaya geser pada ujung balok

$$= \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravitasi} \quad (3.49)$$

- b_{bf} = lebar sayap balok, (mm)
 d = tinggi penampang balok penyambung, (mm)
 L_h = jarak antara lokasi sendi plastis, (mm)
 L_{st} = panjang pengaku pelat-ujung, (mm)
 t_p = tebal pelat-ujung, in. (mm)
 $V_{gravitasi}$ = gaya geser balok (N)

Langkah 2. Pilih satu dari tiga konfigurasi sambungan pelat ujung dan menetapkan nilai-nilai yang mula-mula untuk geometri sambungan (g , pfi , pfo , pb , g , hi , dan seterusnya) dan mutu baut.

Langkah 3. Tentukan diameter baut yang dibutuhkan, d_b req'd, menggunakan satu dari persamaan berikut.

Untuk sambungan empat-baut (4E, 4ES):

$$d_{breq} \geq \sqrt{\frac{2 \times M_f}{\phi \times \pi \times F_{nt} \times (h_1 + h_0)}} \quad (3.50)$$

Untuk sambungan delapan-baut (8ES):

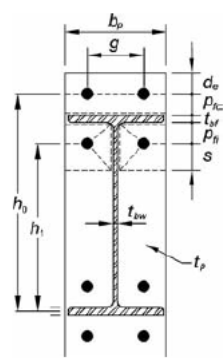
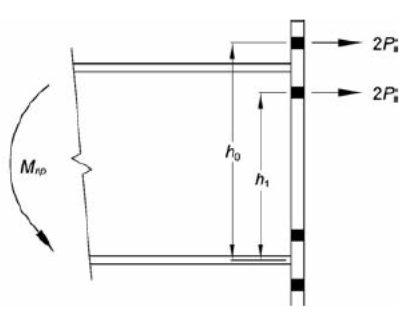
$$d_{breq} \geq \sqrt{\frac{2 \times M_f}{\phi \times \pi \times F_{nt} \times (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)}} \quad (3.51)$$

dengan

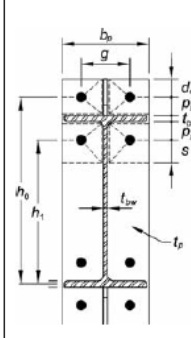
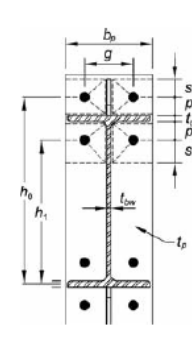
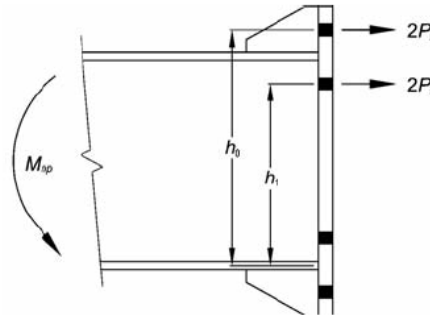
- F_{nt} = kekuatan tarik nominal baut
 h_i = jarak dari sumbu sayap tekan balok ke sumbu deretan baut
 h_o = jarak dari sumbu sayap tekan ke deretan baut terluar sisi-tarik
 ϕ_n = 0,90

Langkah 4. Pilih sebuah diameter baut coba , d_b , tidak kurang dari yang disyaratkan dalam Langkah 3

Langkah 5. Tentukan tebal pelat-ujung terspesifikasi, t_p , req

Geometri Pelat-Ujung dan Pola Garis Leleh		Model Gaya Baut
		
Pelat-Ujung	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} - \frac{1}{2} \right) + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s)] \right]$	
	$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$ Catatan: Jika $p_{fi} > s$, gunakan $p_{fi} = s$	

Gambar 3.7 Ringkasan Parameter Mekanisme Garis Leleh Pelat Ujung Diperpanjang Tanpa pengaku Dengan Empat Baut
 (Sumber : SNI 7972-2020)

Geometri Pelat-Ujung dan Pola Garis Leleh		Model Gaya Baut
Kasus 1 ($d_e \leq s$)	Kasus 2 ($d_e > s$)	
		
Kasus 1 ($d_e \leq s$)	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{2s} \right) + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s) + h_0(d_e + p_{fo})] \right]$	
Kasus 2 ($d_e > s$)	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{fo}} \right) + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s) + h_0(s + p_{fo})] \right]$	
$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$ Catatan: Jika $p_{fi} > s$, gunakan $p_{fi} = s$		

Gambar 3.8 Ringkasan Parameter Mekanisme Garis Leleh Pelat Ujung Diperpanjang Dengan Pengaku Dengan Empat Baut
 (Sumber : SNI 7972-2020)

$$t_p = \sqrt{\frac{1.11 \times M_f}{\phi_d \times F_{yp} \times Y_p}} \quad (3.52)$$

dengan

F_{yp} = tegangan leleh minimum terspesifikasi material pelat-ujung, ksi (MPa)

Y_p = parameter mekanisme garis leleh pelat-ujung

ϕ_d = 1,00

Langkah 6. Pilih tebal pelat-ujung, t_p , tidak kurang dari nilai yang disyaratkan.

Langkah 7. Hitung F_{fu} , gaya sayap balok terfaktor.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{(db - t_f)} \quad (3.53)$$

dengan

d = tinggi penampang balok, in. (mm)

t_f = tebal sayap balok, in. (mm)

Langkah 8. Periksa pelelehan geser bagian yang diperpanjang dari pelat ujung tanpa pengaku diperpanjang empat baut (4E):

$$= \frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d (0,6 \times F_{y_{plt\ ujung}} \times b_p \times t_p) \quad (3.54)$$

dengan b_p adalah lebar pelat ujung, in. (mm), diambil sebagai tidak lebih besar dari lebar sayap balok ditambah 1 in. (25 mm).

Jika Persamaan 3.59 tidak dipenuhi, tambah tebal pelat ujung atau tingkatkan tegangan leleh material pelat ujung.

Langkah 9. Periksa keruntuhan geser bagian pelat ujung yang diperpanjang pada pelat ujung tanpa pengaku yang diperpanjang empat baut (4E):

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_n (0,6 \times F_{u_{plt\ ujung}} \times A_n) \quad (3.55)$$

dengan

F_{up} = tegangan tarik minimum terspesifikasi dari pelat ujung

A_n = luas neto pelat ujung ($A_{pl} - \sum A_{baut}$)

db = diameter baut

Langkah 10. Jika menggunakan sambungan pelat ujung diperpanjang dengan pengaku empat-baut (4ES) atau sambungan pelat ujung diperpanjang dengan pengaku delapan baut (8ES), pilih tebal pengaku pelat ujung dan desain las pengaku ke sayap balok dan las pengaku ke pelat ujung.

$$t_s \geq t_{bw} \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) \quad (3.56)$$

dengan

t_{bw} = tebal badan balok (mm)

t_s = tebal pengaku pelat ujung, (mm)

F_{yb} = tegangan leleh minimum terspesifikasi material balok (MPa)

F_{ys} = tegangan leleh minimum terspesifikasi material pengaku (MPa)

Geometri pengaku harus memenuhi persyaratan Pasal 6.7.4. Sebagai tambahan untuk mencegah tekuk lokal pelat pengaku, ukuran lebar terhadap-tebal yang berikut harus dipenuhi.

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (3.57)$$

dengan

h_{st} = tinggi pengaku, in. (mm)

Las pengaku ke sayap balok dan las pengaku ke pelat ujung harus didesain untuk menyalurkan geser pelat pengaku pada sayap balok dan gaya tarik pada pelat ujung. Baik las filet maupun las gruv PJK cocok untuk las dari pelat pengaku ke sayap balok. Las gruv PJK harus digunakan untuk las pengaku ke pelat ujung. Jika pelat ujung tebalnya 3/8 in. (10 mm) atau kurang, las filet sisi ganda diizinkan.

Langkah 11. Kekuatan runtuh geser baut dari sambungan yang disediakan oleh baut-baut pada satu (gaya tekan) sayap; maka

$$V_U \leq (Rn = \Phi \times n_b \times Fnv \times A_b) \quad (3.58)$$

dengan

n_b = jumlah baut pada sayap tekan

= 4 untuk sambungan 4E dan 4ES

= 8 untuk sambungan 8ES

A_b = luas bruto baut nominal (mm²)

F_{nv} = kekuatan geser baut nominal dari SNI Spesifikasi (MPa)

V_u = gaya geser pada ujung balok, kips (N)

Langkah 12. Periksa kegagalan tumpu baut/sobek dari pelat ujung dan sayap kolom:

$$V_u \leq \Phi n R_n = \Phi n (n_i) r_{n_i} + \Phi n (n_o) r_{n_o} \quad (3.59)$$

dengan

n_i = jumlah baut dalam

= 2 untuk sambungan 4E dan 4ES

= 4 untuk sambungan 8ES

n_o = jumlah baut terluar

= 2 untuk sambungan 4E dan 4ES

= 4 untuk sambungan 8ES

r_{n_i} = $1,2 L_c t F_u < 2,4 d_b t F_u$ untuk setiap baut dalam

r_{n_o} = $1,2 L_c t F_u < 2,4 d_b t F_u$ untuk setiap baut luar

L_c = jarak bersih, pada arah gaya, antara tepi lubang dan tepi lubang yang berdekatan atau tepi material, in. (mm)

F_u = kekuatan tarik minimum terspesifikasi dari pelat-ujung atau material sayap kolom, ksi (MPa)

d_b = diameter baut, in. (mm)

t = tebal pelat-ujung atau tebal sayap kolom, in. (mm)

Langkah 13. Desain las sayap ke pelat ujung dan las badan ke pelat ujung

Pengelasan balok ke pelat ujung harus memenuhi pembatasan yang berikut:

- (1) Lubang-lubang akses las tidak boleh digunakan.
- (2) Sayap balok pada joint pelat ujung harus dibuat menggunakan suatu las grav PJK tanpa backing. Las grav PJK harus dibuat sedemikian sehingga root las berada pada sisi sayap badan balok. Muka sayap bagian dalam memiliki las filet 5/16-in. (8-mm). Las-las ini harus kritis diperlukan.

- (3) Hubungan badan balok ke pelat-ujung harus dilakukan menggunakan las filet atau las gruv PJK. Bila digunakan, las filet harus berukuran untuk menyalurkan kekuatan penuh badan balok dalam tarik dari muka sebelah dalam sayap sampai 6 in. (150 mm) melebihi lajur baut terjauh dari sayap balok.
- (4) Backgouging dari root tidak diperlukan dalam sayap secara langsung diatas dan dibawah badan balok untuk suatu panjang sama dengan 1,5k1. Sebuah las gruv PJP tinggi-penuh harus diizinkan pada lokasi ini.
- (5) Bila digunakan, semua joint pelat ujung ke pengaku harus dibuat menggunakan las gruv PJK.

3.12.2 Desain Bagian Kolom Dari Sambungan Tipe 4E Dan 4ES

Langkah 1. Periksa sayap kolom untuk pelelehan lentur:

$$t_{cf} \min = \sqrt{\frac{1,11 M_f}{\phi_d F_{yc} Y_c}} \leq t_{cf} \quad (3.60)$$

dengan

F_{yc} = tegangan leleh minimum terspesifikasi dari material sayap kolom, (MPa)

Y_c = parameter mekanisme garis leleh sayap kolom tanpa pengaku (mm)

t_{cf} = tebal sayap kolom (mm)

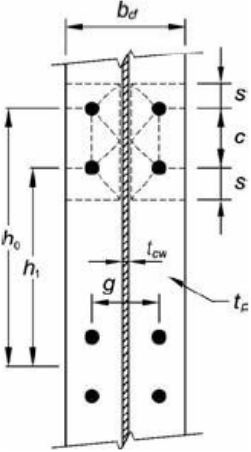
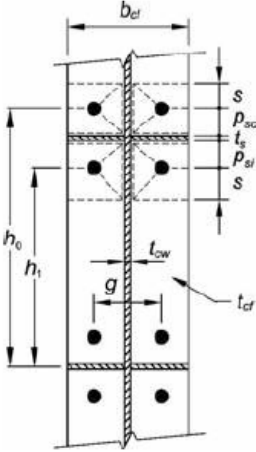
Jika persyaratan tidak dipenuhi, tambah ukuran kolom atau tambah pelat penerus.

Langkah 2. Jika pelat penerus disyaratkan untuk pelelehan lentur sayap kolom, tentukan gaya pengaku yang disyaratkan.

Kekuatan desain lentur sayap kolom adalah

$$\phi_d M_{cf} = \phi_d F_{yc} Y_c t_{cf}^2 \quad (3.61)$$

dengan Y_c adalah parameter mekanisme garis leleh kolom tanpa pengaku pada gambar berikut

Geometri Sayap Kolom Tanpa pengaku dan Pola Garis Leleh	Geometri Sayap Kolom Dengan Pengaku dan Pola Garis Leleh
	
<p style="text-align: center;">Sayap Kolom Tanpa pengaku</p>	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{3c}{4} \right) h_0 \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g}$
<p style="text-align: center;">Sayap Kolom Diperkaku</p>	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{si}} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (s + p_{si}) h_0 (s + p_{so}) \right]$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g} \quad \text{Catatan: Jika } p_{si} > s, \text{ gunakan } p_{si} = s$

Gambar 3.9 Ringkasan Parameter Mekanisme Garis Leleh Sayap Kolom Diperpanjang Dengan Empat Baut

(Sumber : SNI 7972-2020)

Karena itu, gaya desain sayap kolom ekuivalen adalah

$$F_{fu} \leq (\Phi_d \times R_n = \frac{\Phi_d M_{cf}}{(d_{balok} - t_{bf})}) \quad (3.62)$$

Langkah 3. Periksa kekuatan pelelehan badan kolom lokal dari badan kolom tanpa pengaku pada sayap balok. Persyaratan kekuatan:

$$F_{fu} \leq \Phi_d R_n \quad (3.63)$$

$$\Phi_d R_n = \Phi_d \times C_t \times (6k_c + t_{bf} + 2t_p) \times F_{yc} \times t_{cw}$$

dengan

$C_t = 0,5$ jika jarak dari kolom bagian atas ke muka bagian atas sayap balok adalah kurang dari tinggi penampang kolom adalah 1,0 untuk kasus lain

$F_{yc} =$ tegangan leleh terspesifikasi dari material badan kolom, (MPa)

k_c = jarak dari muka terluar sayap kolom ke ujung penebalan badan (nilai desain) atau las filet (mm)

t_{cw} = tebal badan kolom (mm)

Jika persyaratan kekuatan tidak dipenuhi, diperlukan pelat penerus badan kolom.

Langkah 4. Periksa kekuatan tekuk badan kolom tanpa pengaku pada sayap tekan balok. Persyaratan kekuatan:

$$F_{fu} \leq \phi R_n \quad (3.64)$$

dengan

$$\phi = 0,75$$

(1) Bila F_{fu} diterapkan pada sebuah jarak lebih besar dari atau sama dengan $dc/2$ dari ujung kolom

$$R_n = \frac{24 \times t_{cw}^3 \times \sqrt{E F_{yc}}}{h} \quad (3.65)$$

(2) Bila F_{fu} diterapkan pada sebuah jarak kurang dari $dc/2$ dari ujung kolom

$$R_n = \frac{12 \times t_{cw}^3 \times \sqrt{E F_{yc}}}{h} \quad (3.66)$$

dengan h adalah jarak bersih antar sayap dikurangi radius sudut untuk profil-profil gilas; jarak bersih antar sayap bila digunakan las pada profil tersusun, in. (mm)

Jika persyaratan kekuatan tidak dipenuhi, diperlukan pelat penerus badan kolom.

Langkah 5. Periksa kekuatan lipat badan kolom tanpa pengaku pada sayap tekan balok. Persyaratan kekuatan:

$$F_{fu} \leq \phi R_n \quad (3.67)$$

Dengan

$$\phi = 0,75$$

(a) Bila F_{fu} diterapkan pada sebuah jarak lebih besar dari atau sama dengan $dc/2$ dari ujung kolom

$$R_n = 0,8 \times t_{cw}^2 \left[1 + 3 \times \left(\frac{N}{d_c} \right) \times \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1,5} \right] \times \sqrt{\frac{E \times F_{yc} \times t_{cf}}{t_{cw}}} \quad (3.68)$$

(b) Bila F_{fu} diterapkan pada suatu jarak kurang dari $dc/2$ dari ujung kolom

(i) untuk $N/d_c \leq 0,2$,

$$Rn = 0,4 \times t_{cw}^2 \left[1 + 3 \times \left(\frac{N}{d_c} \right) \times \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1,5} \right] \times \sqrt{\frac{E \times F_{yc} \times t_{cf}}{t_{cw}}} \quad (3.69)$$

(ii) untuk $N/d_c > 0,2$,

$$Rn = 0,4 \times t_{cw}^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d_c} - 0,2 \right) \times \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1,5} \right] \times \sqrt{\frac{E \times F_{yc} \times t_{cf}}{t_{cw}}} \quad (3.70)$$

dengan

$N = b_f + 2w + 2t_p$, (mm)

$d_c =$ keseluruhan tinggi penampang kolom, in. (mm)

$t_p =$ tebal pelat ujung, in. (mm)

$w =$ ukuran kaki dari perkuatan las gruv dan las filet, jika digunakan, in. (mm)

Jika persyaratan kekuatan tidak dipenuhi, diperlukan pelat penerus badan kolom.

Langkah 6. Jika pelat penerus dibutuhkan untuk setiap keadaan batas sisi kolom, kekuatan perlu adalah

$$F_{su} = F_{fu} - \min(\phi R_n) \quad (3.71)$$

dengan $\min(\phi R_n)$ adalah nilai kekuatan desain minimum

Jika pelat penerus diperlukan, desain pelat penerus juga harus memenuhi Bab E SNI Ketentuan Seismik

Langkah 7. Periksa zona panel

Ketebalan, masing-masing pelat badan kolom dan pelat pengganda, jika digunakan, harus sesuai dengan persyaratan berikut: (pada halaman selanjutnya)

$$t \geq (d_z + w_z)/90 \quad (3.72)$$

dengan

$d_z = d - 2t_f$ balok yang lebih tinggi pada sambungan, in. (mm)

$t =$ tebal badan kolom atau masing-masing pelat pengganda, in. (mm)

$w_z =$ lebar dari zona panel di antara sayap-sayap kolom, in. (mm)

Kekuatan nominal, R_n , harus ditentukan sebagai berikut:

1 Apabila efek deformasi zona panel inelastis pada stabilitas rangka tidak diperhitungkan dalam analisis:

a. Untuk $\alpha Pr \leq 0,4 P_y$

$$R_n = 0,60 F_y d_c t_w \quad (3.73)$$

b. Untuk $\alpha Pr > 0,4 P_y$

$$R_n = 0,60 F_y d_c t_w \left(1,4 - \frac{\alpha Pr}{P_y}\right) \quad (3.74)$$

2. Apabila efek deformasi zona panel inelastis pada stabilitas rangka diperhitungkan dalam analisis:

a. Untuk $\alpha Pr \leq 0,75 P_y$

$$\phi R_n = \phi 0,6 \times F_{yc} \times d_c \times t_{wc} \times \left(1 + \frac{3 \times b_{cf} \times t_{cf}^2}{d_b \times d_c \times t_w}\right) \quad (3.75)$$

b. Untuk $\alpha Pr > 0,75 P_y$

$$\phi R_n = \phi 0,6 \times F_{yc} \times d_c \times t_{wc} \times \left(1 + \frac{3 \times b_{cf} \times t_{cf}^2}{d_b \times d_c \times t_w}\right) \times \left(1,9 - \frac{1,2 \alpha Pr}{P_y}\right) \quad (3.76)$$

keterangan:

A_g = luas penampang bruto komponen struktur (mm²)

F_y = tegangan leleh minimum terspesifikasi pada badan kolom (MPa)

P_r = kekuatan aksial perlu (N)

P_y = $F_y A_g$, kekuatan leleh aksial kolom (N)

b_{cf} = lebar sayap kolom (mm)

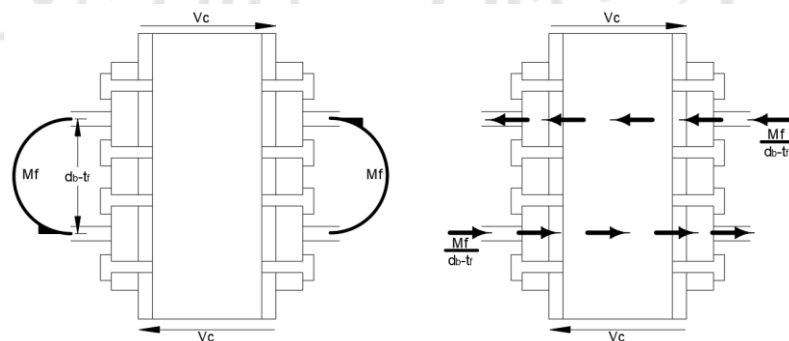
d_b = tinggi balok (mm)

d_c = tinggi kolom (mm)

t_{cf} = tebal sayap kolom (mm)

t_w = tebal badan kolom, in. (mm)

kekuatan perlu zona panel ditentukan sebagai berikut:



Gambar 3.10 Gaya geser yang bekerja pada zona panel

Berdasarkan gambar diatas maka kuat geser perlu adalah sebagai berikut.

$$R_u = \frac{M_{f1}}{db-t_f} + \frac{M_{f2}}{db-t_f} - V_c \quad (3.77)$$

keterangan:

M_f = Momen yang berkeja disendi plastis balok

d_b = tinggi penampang balok

t_f = tebal sayap balok

V_c = Gaya geser yang terjadi pada kolom

Jika kekuatan perlu zona panel melebihi kekuatan desain, pelat pengganda harus disediakan. Pelat pengganda harus ditempatkan menempel pada badan atau harus terpisah dari pelat badan. Pelat-pelat pengganda dengan celah sampai dengan 1/16 in. (2 mm) antara pelat pengganda dan pelat badan kolom boleh didesain secara jika menempel pada pelat badan. Jika pelat-pelat pengganda terpisah dari pelat badan, mereka harus ditempatkan secara simetris berpasangan pada sisi-sisi berlawanan pelat badan kolom.

Pelat pengganda yang menempel pada pelat badan harus dilas ke sayap kolom menggunakan las gruv penetrasi joint parsial (PJP) yang membentang dari permukaan pelat pengganda ke sayap kolom, atau menggunakan las filet. Pelat pengganda yang terpisah harus dilas ke sayap kolom menggunakan las gruv penetrasi joint komplet (PJK), las gruv PJP, atau las filet. Kekuatan perlu las gruv penetrasi joint parsial atau las filet harus sama dengan kekuatan pelelehan geser ketebalan pelat pengganda. pelat pengganda boleh diterapkan secara langsung pada badan kolom, atau diberi jarak sepanjang dari badan.

1. Pelat pengganda yang digunakan tanpa pelat penerus

Pelat-pelat pengganda dan las-las yang menyambungkan pelat pengganda ke sayap kolom harus diperpanjang hingga sedikitnya 6 in. (150 mm) di atas dan di bawah sisi atas dan sisi bawah balok rangka momen yang lebih tinggi. Untuk pelat-pelat pengganda yang menempel pada badan, jika ketebalan pelat pengganda saja dan ketebalan badan kolom saja memenuhi Persamaan E3-7, maka sepanjang sisi atas dan bawah pelat pengganda tidak perlu dilas. Jika

salah satu dari ketebalan pelat pengganda dan ketebalan badan kolom tidak memenuhi Persamaan E3-7, maka las filet berukuran minimum, sebagaimana ditetapkan dalam Spesifikasi Tabel J2.4, harus disediakan sepanjang sisi atas dan bawah pelat pengganda tersebut. Las-las tersebut harus berhenti di 1.5 in. (38 mm) dari tepi filet kolom.

2. Pelat pengganda yang digunakan dengan pelat penerus

Pelat pengganda boleh diperpanjang ke atas dan ke bawah pelat penerus di antara pelat-pelat penerus.

a. Pelat pengganda yang diperpanjang

Pelat pengganda yang diperpanjang harus menempel pada pelat badan. Pelat pengganda yang diperpanjang dan las-las yang menyambungkan pelat pengganda ke sayap kolom harus diperpanjang hingga sedikitnya 6 in. (150 mm) di atas dan di bawah sisi atas dan sisi bawah balok rangka momen yang lebih tinggi. Pelat-pelat penerus harus dilas ke pelat-pelat pengganda dengan ketentuan berikut:

Pelat penerus harus dilas ke sayap kolom dengan menggunakan las gruv PJK. Pelat penerus harus di las ke badan kolom atau pelat pengganda yang diperpanjang dengan menggunakan las gruv atau las filet. Kekuatan perlu sambungan las pelat penerus ke badan kolom atau pelat pengganda yang diperpanjang harus terkecil dari yang berikut:

- 1) Jumlah kekuatan tarik tersedia luasan kontak pelat penerus ke sayap kolom yang terhubung dengan sayap balok
- 2) Kekuatan geser tersedia luasan kontak pelat tersebut dengan badan kolom atau pelat pengganda yang diperpanjang
- 3) Kekuatan geser tersedia badan kolom, jika pelat penerus dilas ke badan kolom, atau kekuatan geser tersedia pelat pengganda, jika pelat penerus dilas ke suatu pelat pengganda yang diperpanjang. Sepanjang sisi atas dan bawah pelat pengganda tidak perlu dilas.

b. Pelat pengganda yang ditempatkan di antara pelat-pelat penerus

Pelat pengganda yang ditempatkan di antara pelat-pelat penerus boleh menempel pada pelat badan atau terpisah dari pelat badan. Las-las

di antara pelat pengganda dan sayap kolom harus membentang di antara pelat-pelat penerus, tetapi boleh berhenti tidak lebih dari 1 in. (25 mm) dari pelat penerus. Sisi atas dan bawah pelat pengganda harus dilas ke pelat penerus di sepanjang pelat penerus yang menempel pada badan kolom tersebut. Kekuatan perlu las penyambung pelat pengganda dan pelat penerus harus sebesar 75% kekuatan pelelehan geser yang tersedia dari ketebalan pelat pengganda penuh sepanjang garis kontak dengan pelat penerus.

3.13 Analisa Harga Struktur

3.13.1 Harga Satuan Pekerja

Dalam menentukan harga satuan pekerjaan digunakan data penunjang berupa Standar Harga Barang dan Jasa yang telah dikeluarkan pada PERWALI No. 70-2021 (Pemerintah Kota Yogyakarta, 2021) adapun uraian standar harga dapat dilihat pada Tabel 3.18 berikut (halaman selanjutnya):

Gambar 3.11 Standar Harga Pekerja

Uraian	Satuan	Upah (Rp)
Tukang Batu	oh	96.000
Tukang Besi	oh	97.000
Tukang Bor	oh	106.000
Kepala Tukang Batu	oh	101.000
Kepala Tukang Besi	oh	101.000
Kepala Tukang Bor	oh	117.000
Kepala Tukang Cat	oh	98.000
Kepala Tukang Grouting	oh	153.000
Kepala Tukang Kayu	oh	106.000
Kepala Tukang Las	oh	106.000
Kepala Tukang Plitur	oh	98.000
Kernet / Pembantu Sopir	oh	92.000
Mandor	oh	100.000
Tukang Kayu	oh	98.000
Tukang Las	oh	96.000
Tukang Ledeng	oh	96.000
Tukang Listrik	oh	96.000

(Sumber: PERWALI No. 70-2021)

3.13.2 Harga Satuan Barang

Dalam menentukan harga satuan pekerjaan digunakan data penunjang berupa Standar harga barang peneliti menggunakan harga dari ecommerce Adapun rinciannya dapat dilihat pada tabel 3.19 berikut ini

Gambar 3.12 Harga Barang

uraian	berat profil (kg/12m)	harga profil (12m)	harga profil /kg	sumber
	A	B	$C = B/A$	
kolom 400x400	2064	Rp 31,992,000	Rp 15,500	tokobesibaja.com
kolom 350x350	1644	Rp 29,625,000	Rp 18,020	tokobesibaja.com
balok 350x175	595.2	Rp 10,301,000	Rp 17,307	tokobesibaja.com
balok 300x150	440.4	Rp 7,422,000	Rp 16,853	tokobesibaja.com
balok 300x150	440.4	Rp 7,422,000	Rp 16,853	tokobesibaja.com
balok 300x150	440.4	Rp 7,422,000	Rp 16,853	tokobesibaja.com
Baut A325 M27	27 mm		Rp 45,000/pcs	Toko aneka guna

3.13.3 Harga Satuan pekerjaan

Berikut rujukan harga satuan pekerjaan pada Tabel 3.20 berdasarkan PERWALI No. 84 - 2021 (Pemerintah Kota Yogyakarta, 2021).

Gambar 3.13 Harga Satuan Pekerjaan 1 kg Baja Profil

No	Uraian	Kode	Satuan	Koefisien	Harga Satuan (Rp)	Jumlah Harga (Rp)
A	TENAGA KERJA					
	Pekerja	L.01	OH	0,060		
	Tukang las konstruksi	L.02	OH	0,060		
	Kepala tukang	L.03	OH	0,006		
	Mandor	L.04	OH	0,003		
	Pekerja	L.01	OH	0,060		
				JUMLAH HARGA TENAGA KERJA		
B	BAHAN					
	Baja Profil		Kg	1,150		
	Kawat las					
				JUMLAH HARGA BAHAN		
C	PERALATAN					
	Alat las					
				JUMLAH HARGA ALAT		
D	Jumlah (A+B+C)					
E	Biaya Umum dan Keuntungan (Maksimum 15%)		% x D		
F	Harga Satuan Pekerjaan (D+E)					

(Sumber :PERWALI No. 84 – 2021)

BAB IV

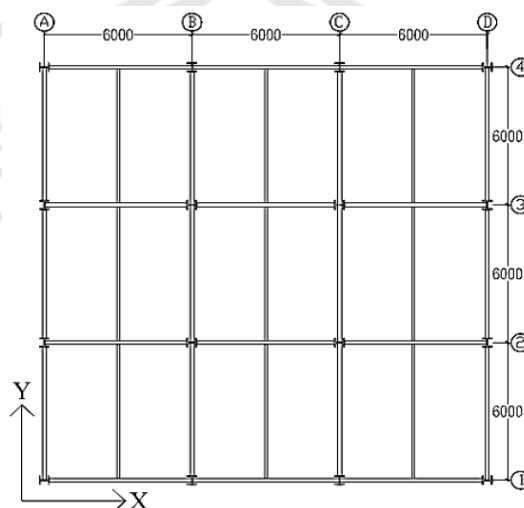
METODE PENELITIAN

4.1 Tinjauan Umum

Penelitian ini merupakan studi analisis yang dilakukan dengan beberapa tahap dimulai dari, Pengumpulan data struktur dan pembebanan perancangan dari penelitian sebelumnya Ciptaditama (2019), Pengecekan denah struktur terhadap syarat SRPMK SNI 7860-2020, Analisis pembebanan dan struktur, kontrol stabilitas struktur dan pengecekan persyaratan SCWB, Desain sambungan balok kolom struktur baja SRPMK tipe 4E, dan 4ES, Membandingkan hasil desain sambungan tipe 4E, 4ES antara SNI 7972-2013 dengan SNI 7972-2020, Membandingkan nilai ekonomis antara sambungan tipe 4E dan 4ES berdasarkan SNI 7972-2020. Hasil penelitian studi analisis ini berupa perbandingan hasil desain sambungan terpraktualifikasi tipe 4E dan 4ES antara SNI 7972-2013 dengan SNI 7972-2020.

4.2 Data struktur dan pembebanan perancangan

Data struktur yang digunakan untuk perancangan penelitian ini adalah data struktur penelitian sebelumnya Ciptaditama,2019. Denah yang digunakan untuk perencanaan dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut ini.(halaman selanjutnya)



Gambar 4.1 Denah Perencanaan
(sumber : Sudarsana (2015) dalam Ciptaditama,2019)

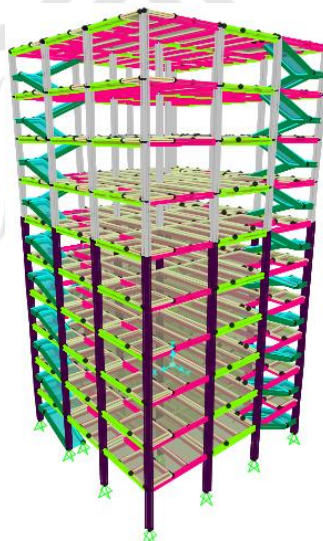
Perencanaan gedung 10 lantai dengan tinggi antar lantai sebesar 3,5 m yang menggunakan struktur baja. Perencanaan dilakukan pada lokasi gempa Daerah Istimewa Yogyakarta dengan asumsi jenis tanah merupakan tanah sedang dan bangunan difungsikan sebagai apartemen.

Komponen struktur pada konstruksi ini adalah

1. Baja BJ37 dengan nilai tegangan leleh (F_y) sebesar 240 MPa, tegangan ultimit sebesar (F_u) sebesar 370 MPa, dan modulus elastisitas (E) sebesar 200.000 Mpa.
2. Balok induk yang digunakan merupakan baja profil IWF 350x175 untuk semua lantai.
3. Kolom yang digunakan merupakan baja profil H 400x400 dan H 350x350
4. Balok anak yang digunakan sebagai pengaku lateral merupakan baja profil IWF 300x150 untuk semua lantai
5. Tebal pelat 120mm F'_c 25 Mpa

4.3 Model Struktur

Seperti yang disampaikan pak muslinang pada webinar HAKI tahun 2020, portal SRPMK pada baja hanya didesain pada sumbu kuat saja dari profil yang digunakan sehingga dilakukan penyesuaian denah dari penelitian sebelumnya, supaya lebih mengetahui model struktur yang akan didesain, di bawah ini adalah gambar dari model struktur yang akan didesain.

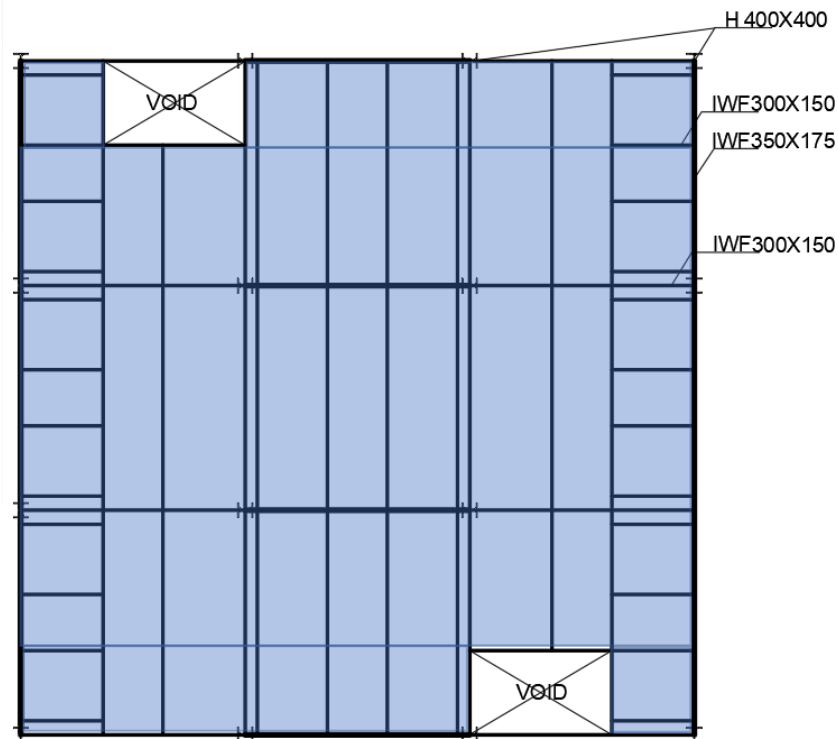


Gambar 4.2 Struktur Tampak 3 Dimensi

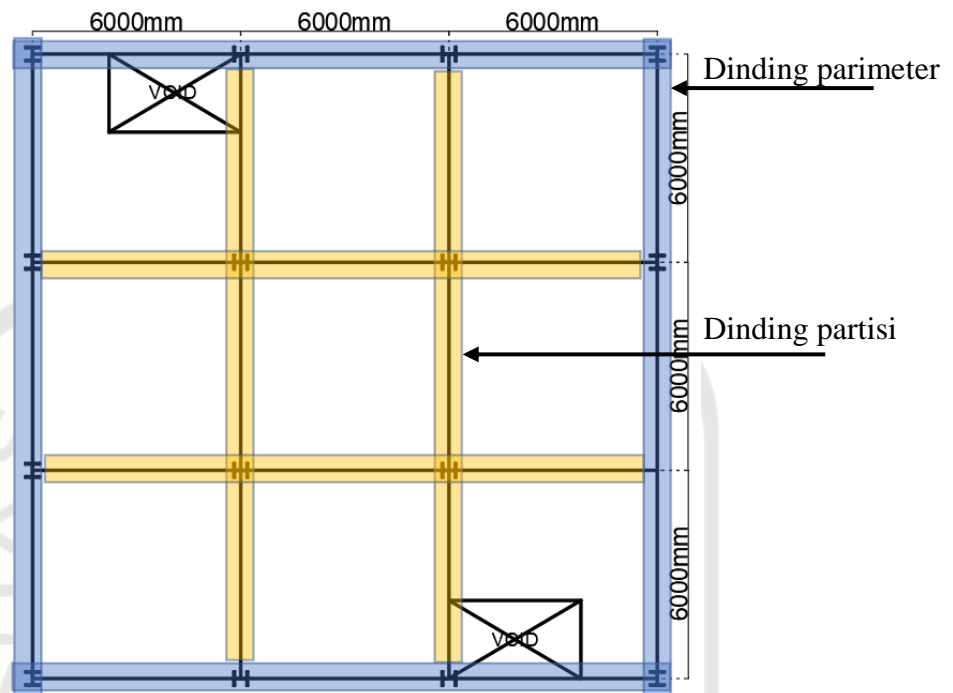
Struktur yang digunakan dalam penelitian terdiri dari beberapa baja profil pada tabel 4.1 berikut:

Tabel 4.1 Spesifikasi Elemen Struktur

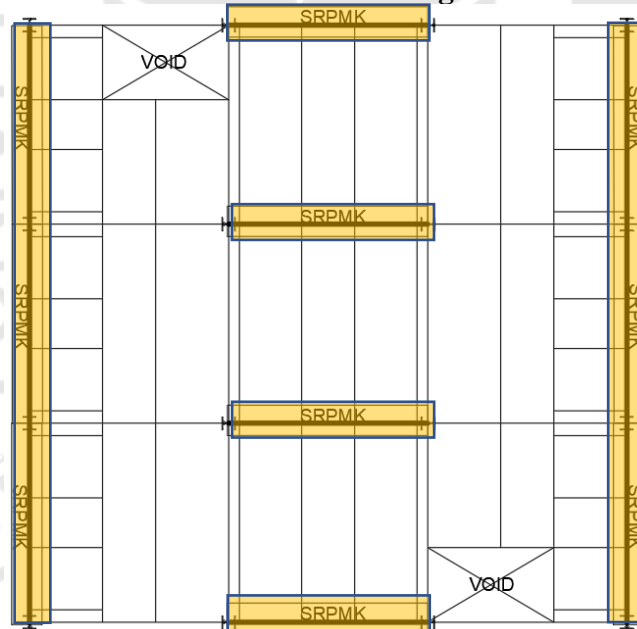
lantai	Kolom	balok induk	balok anak	tebal pelat
10	H 350x350	IWF 350X175	IWF 300X150	100 mm
9	H 350x350	IWF 350X175	IWF 300X150	120 mm
8	H 350x350	IWF 350X175	IWF 300X150	120 mm
7	H 350x350	IWF 350X175	IWF 300X150	120 mm
6	H 400x400	IWF 350X175	IWF 300X150	120 mm
5	H 400x400	IWF 350X175	IWF 300X150	120 mm
4	H 400x400	IWF 350X175	IWF 300X150	120 mm
3	H 400x400	IWF 350X175	IWF 300X150	120 mm
2	H 400x400	IWF 350X175	IWF 300X150	120 mm
1	H 400x400	IWF 350X175	IWF 300X150	120 mm



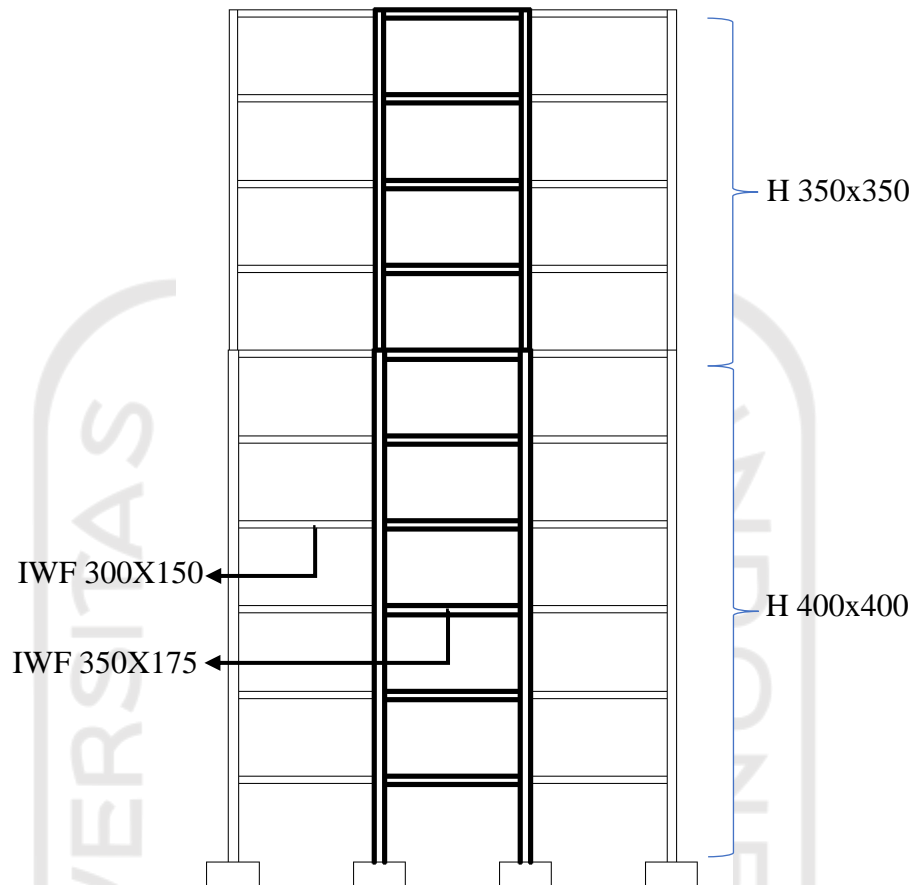
Gambar 4.3 Denah Pelat Struktur



Gambar 4.4 Denah Dinding Struktur



Gambar 4.5 Denah Portal SRPMK Pada Struktur



Gambar 4.6 Tampak Depan Struktur

4.4 Tahapan Penelitian

Penelitian ini dilakukan dengan melakukan beberapa tahap. Tahap-tahap ini diperlukan agar tercapainya tujuan penelitian yang akan dicapai. Berikut adalah tahap-tahap dalam melakukan penelitian ini.

1. Verifikasi kelayakan struktur terhadap syarat SRPMK SNI 7860-2020

Denah struktur baja pada penelitian Ciptaditama (2019) mengacu pada persyaratan SRPMK SNI 7860-2015. Adapun Penelitian ini mengacu pada SNI 7860-2020 sehingga perlu diverifikasi ulang terhadap persyaratan SRPMK SNI 7860-2020 seperti yang tertera pada subab 3.4 yaitu persyaratan mutu, profil daktilitas tinggi, syarat jarak pengaku lateral maksimum, syarat jarak pengaku lateral dekat sendi plastik, kekuatan dan kekakuan yang tersedia pada pengaku lateral. Jika denah struktur baja tidak memenuhi persyarata SRPMK SNI 7860-2020 maka dilakukan penyesuaian ulang.

2. Analisis Orde Pertama

Analisis struktur orde pertama dibantu program SAP2000 v22 seperti pada subab 3.6 tahap pertama dilakukan dengan membuat geometri bangunan serta menginput dimensi dan informasi-informasi bangunan lainnya, misalnya nilai F_y untuk profil baja pada SAP2000 v22. Tahap kedua dilakukan dengan memasukan beban yang bekerja baik beban mati, beban hidup, dan beban lateral. Apabila langkah tersebut selesai, maka tahap ketiga dapat dilakukan pengecekan ketidakberaturan struktur, simpangan struktur dan pengaruh P-delta, tahap terakhir memasukan kombinasi pembebanan, analisa struktur yang dilakukan adalah berdasarkan SNI 1726-2012.

3. Analisis struktur *Direct Analysis Method*

Analisis struktur orde kedua dengan *Direct Analysis Method* ini bertujuan untuk menyertakan efek P-Delta pada kolom akibat beban gravitasi dan beban lateral. Adapun cara ini dilakukan sebagai opsi dari dua pilihan metode analisis struktur orde kedua, yang mana cara lain yang dapat dilakukan yaitu dengan menghitung nilai faktor pembesaran momen (B_1 & B_2) pada struktur secara manual sedangkan dengan DAM seluruh analisis dilakukan menggunakan “program SAP2000” tanpa menggunakan pendekatan berupa analisis orde kedua yang dilakukan secara manual seperti yang telah dibahas pada subab 3.7

4. Pengecekan persyaratan Strong column weak beam

Pengecekan ini dilakukan dengan cara menghitung rasio momen kolom dan balok yang terhubung dalam satu joint, yang mana nilai tersebut harus lebih dari atau sama dengan 1.

5. Desain sambungan tipe 4E, dan 4ES

Pada tahap ini dilakukan perencanaan sambungan tipe 4E, dan 4ES menggunakan acuan SNI 7972-2020 sesuai persyaratan pada subbab 3.6. hasil dari desain ini adalah diameter baut rencana, ketebalan pelat ujung dan ketebalan las.

6. Menghitung nilai ekonomi

Setelah diperoleh hasil desain struktur dan sambungan tipe 4E dan 4ES maka dilakukan perhitungan nilai ekonomi struktur beserta sambungannya dengan mengacu pada satuan harga barang dan jasa yang berlaku dilokasi rencana

7. Membandingkan hasil desain

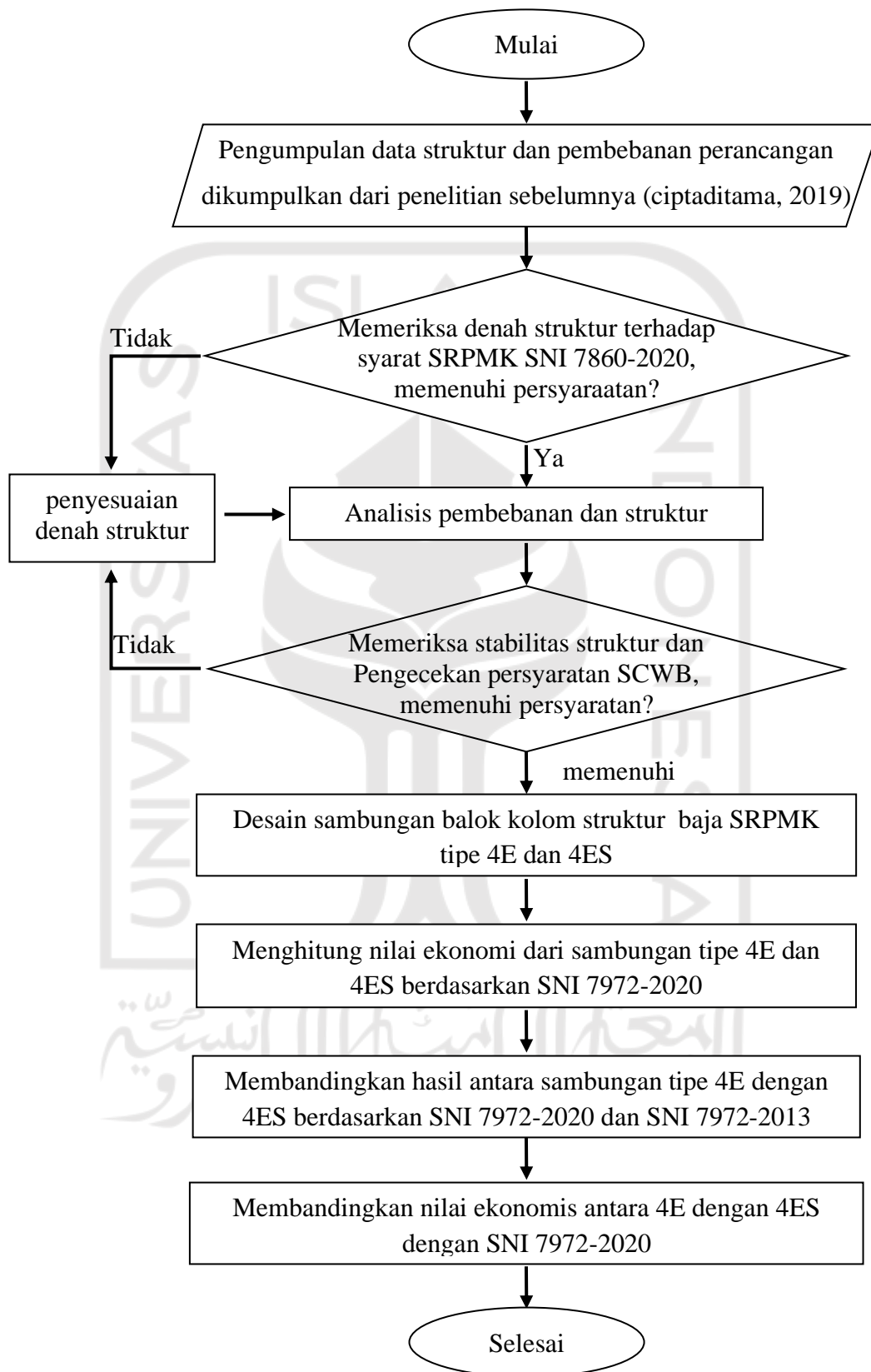
Setelah diperoleh hasil desain sambungan 4E dan 4ES berdasarkan SNI 7972-2020 maka dibandingkan diameter baut, ketebalan pelat ujung, dan ketebalan las dengan desain penelitian sebelumnya Ciptaditama (2019) yang mengacu berdasarkan SNI 7972-2013.

8. Membandingkan nilai ekonomis

Langkah terakhir adalah menghitung nilai ekonomis bangunan. Perhitungan nilai ekonomis bangunan dilakukan dengan cara menghitung berat bangunan setelah dilakukan desain sambungan balok kolom tipe ini, dari kedua model sambungan yang direncanakan akan dibandingkan hasil desain perancangan dan nilai ekonomis berdasarkan berat bangunannya.

4.5 Flowchart

Adapun *flowchart* Penelitian yang menggambarkan proses desain secara umum dapat dilihat pada Gambar 4.4 berikut ini.



Gambar 4.7 Flowchart Penelitian

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Verifikasi Data Struktur

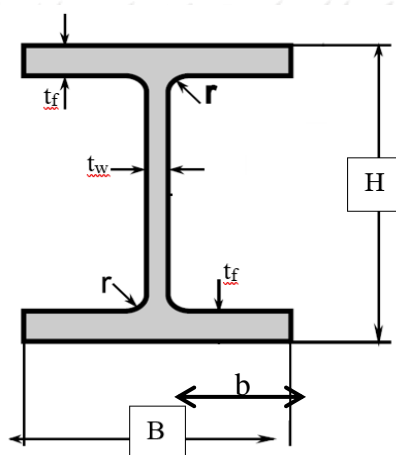
Tugas akhir ini merupakan pengembangan tugas akhir saudara ihda ciptaditama, 2019 sehingga data yang digunakan mengikuti data yang sudah ada namun perlu dilakukan verifikasi dan penyesuaian terhadap SNI 7860-2020 terlebih dahulu.

5.1.1 Mutu material

Bedasarkan SNI 7860-2020 pada subab 3.4 menyatakan bahwa syarat mutu baja yang digunakan tidak boleh melebihi 50 ksi (350 Mpa) supaya dapat berdeformasi cukup baik dan mutu baja yang digunakan saudara ihda ciptaditama pada penelitiannya BJ37 / ASTM 36/A36M dengan Tegangan leleh 240 Mpa dinyatakan masih sesuai dengan ketentuan SNI 7860-2020.

5.1.2 Balok Induk dan Kolom

Sesuai SNI 7860-2020 komponen struktur yang ditunjuk sebagai komponen struktur daktail tinggi, rasio lebar terhadap tebal elemen tekan tidak boleh melampaui batasan rasio tebal,lebar terhadap λ_{hd} , dari Tabel 3.6 dan pada penelitian sebelumnya profil baja yang digunakan sebagai berikut.



Gambar 5.1 Profil Baja

1. Balok Induk

Balok induk yang digunakan merupakan baja profil IWF 350x175 untuk semua lantai. Adapun data penampang profil adalah seperti pada Tabel 5.1 berikut ini.

Tabel 5.1 Data Penampang Profil IWF 350x175

No.	Komponen Profil	Nilai	Satuan
1	E	200000	MPa
2	f_y	240	MPa
3	H	350	mm
4	B	175	mm
5	tw	7	mm
6	tf	11	mm
7	r	14	mm
8	A	83,14	cm ²
9	I_x	13600	cm ⁴
10	I_y	984	cm ⁴
11	r_x	14,7	cm
12	r_y	3,95	cm
13	S_x	775	cm ³
14	S_y	112	cm ³
15	Berat Unit	49,6	kg/m

2. Kolom

Kolom yang digunakan merupakan baja profil H 400x400 dan H 350x350. Adapun data penampang masing-masing profil Tabel 5.2 dan 5.3 berikut ini.

Tabel 5.2 Data Penampang Profil H 400x400

No.	Komponen Profil	Nilai	Satuan
1	E	200000	MPa
2	Fy	240	MPa
3	H	400	mm
4	B	400	mm
5	tw	13	mm
6	tf	21	mm
7	r	22	mm
8	A	218,7	cm ²
9	Ix	66600	cm ⁴
10	Iy	22400	cm ⁴
11	rx	17,5	cm
12	ry	10,1	cm
13	Sx	3330	cm ³
14	Sy	1120	cm ³
15	Berat Unit	172	kg/m

Tabel 5.3 Data Penampang Profil H 350x350

No.	Komponen Profil	Nilai	Satuan
1	E	200000	MPa
2	Fy	240	MPa
3	H	350	mm
4	B	350	mm
5	tw	12	mm
6	tf	19	mm
7	r	20	mm
8	A	173,9	cm ²
9	Ix	40300	cm ⁴
10	Iy	13600	cm ⁴
11	rx	15,2	cm
12	ry	8,84	cm
13	Sx	2300	cm ³
14	Sy	776	cm ³
15	Berat Unit	137	kg/m

Berikut ini adalah rekapitulasi verifikasi dimensi balok dan kolom sesuai dengan subbab 3.4.2 pada tabel 5.4

Tabel 5. 4 Rekapitulasi kekompakan profil

Profile	syarat h/tw	h/tw	Ket.	syarat b/t	b/t	Ket.
	$2.57 \times \sqrt{\frac{E}{R_y \times F_y}}$			$(3.2 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}})$		
balok 350x175	60,58	42,86	OK	9,24	6,89	OK
kolom 400x400	60,58	24,15	OK	9,24	8,48	OK
kolom 350x350	60,58	22,67	OK	9,24	6,68	OK

5.1.3 Perhitungan Jarak Maksimum Pengaku Lateral (L_{bmax})

Karena ada perubahan ketentuan jarak maksimum pengaku lateral pada SNI 7860-2020 maka perlu adanya perhitungan kembali dengan menggunakan persamaan 3.1, perhitungan L_b adalah sebagai berikut.

$$L_b = 0,095 \frac{r_y E}{R_y F_y}$$

$$L_b = 0,095 \frac{39,5 \text{ mm} \times 200000 \text{ N/mm}^2}{1,5 \times 240 \text{ N/mm}^2}$$

$$L_b = 2084,72 \text{ mm}$$

Panjang maksimum bagian balok yang tidak terbreis menurut perhitungan adalah 2084,72 mm, oleh karena itu balok anak harus dipasang pada jarak 2084,72 mm atau kurang dari itu, maka panjang L_b yang diambil adalah sebesar 1825 mm.

5.1.4 Perhitungan Jarak Pengaku Lateral Dekat Sendi Plastis

Dengan menggunakan persamaan 3.2 dan 3.3, perhitungan nilai Sh adalah sebagai berikut:

1. Untuk sambungan balok kolom tipe 4E

$$Sh = (d/2 \leq 3 \times bbf)$$

$$Sh = (350/2 \leq 3 \times 175)$$

$$Sh = (175 \text{ mm} \leq 525 \text{ mm})$$

$$Sh = 175 \text{ mm}$$

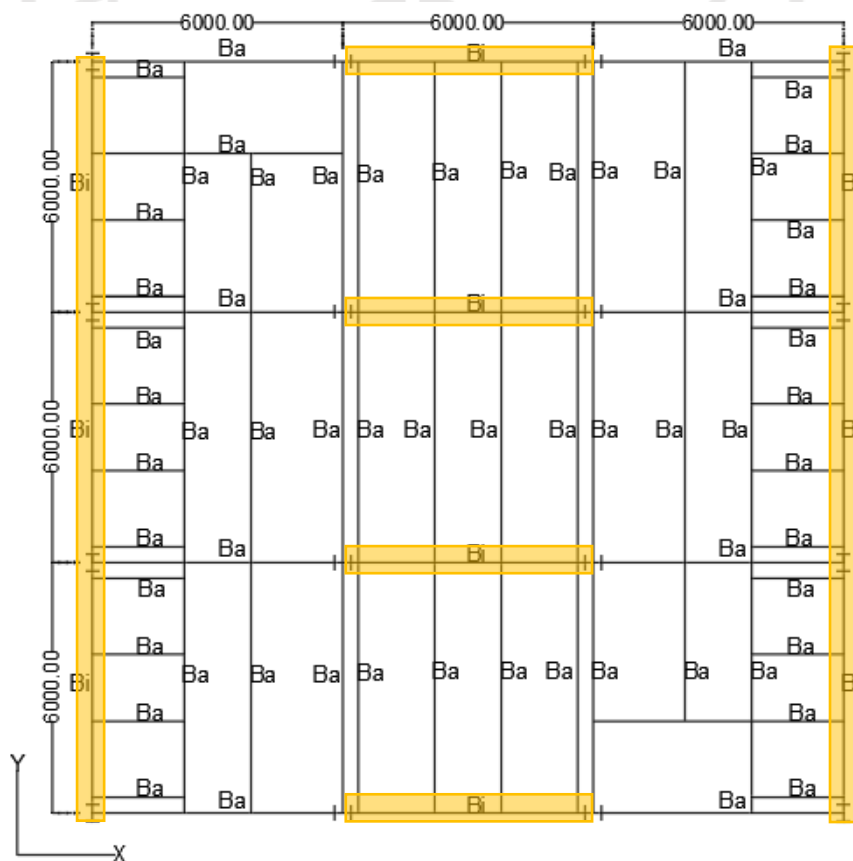
2. Untuk sambungan balok kolom tipe 4ES

$$Sh = L_{st} + T_p$$

$$Sh = 163,68 + 24 (4ES)$$

$$Sh = 187,68 \text{ mm (4ES)}$$

Nilai Sh merupakan nilai terkecil yaitu 175 mm, maka pengaku lateral dekat sendi plastis diambil dengan jarak sebesar 175 mm dari muka kolom. Setelah dilakukan perhitungan jarak pengaku lateral maksimum dan jarak pengaku lateral dekat sendi plastis, diperoleh denah penempatan pengaku lateral sebagai berikut dengan perencanaan hanya sumbu kuat bertemu dengan sumbu kuat saja yang didesain secara SRPMK.



Gambar 5.2 Denah struktur

5.1.5 Dimensi Pengaku Lateral

Pengaku lateral yang digunakan berupa balok dengan profil IWF 300x150 untuk semua lantai. Adapun detail profil IWF 300x150 pada Tabel 5.4 (halaman selanjutnya)

Tabel 5.5 Data Penampang Profil IWF 300x150

No.	Komponen Profil	Nilai	Satuan
1	E	200000	MPa
2	fy	240	MPa
3	H	300	mm
4	B	150	mm
5	tw	6,5	mm
6	tf	9	mm
7	r	13	mm
8	A	46,8	cm ²
9	Ix	7210	cm ⁴
10	Iy	508	cm ⁴
11	rx	12,4	cm
12	ry	3,29	cm
13	Sx	481	cm ³
14	Sy	67,6	cm ³
15	Berat Unit	36,7	kg/m

5.1.6 Perhitungan Kekuatan Tersedia Pengaku Lateral

Beragam kekuatan pengaku lateral berdasarkan perilaku yang dialami seperti plastis sempurna, tekuk lokal, tekuk torsi inelastik dan elastic berikut ini adalah perhitungan dari kekuatan pengaku lateral

1. Pengecekan Kekompakan Elemen

Seperti yang telah dibahas material baja rawan terjadi tekuk lokal maka SNI mencegah tekuk lokal dengan pembatasan kelangsingan profil baja bagian sayap dan badan, pengaku lateral didesain sebagai komponen struktur daktail sedang berikut Analisa kekompakan profil pengaku lateral.

a. Bagian badan profil

Seperti pada Tabel 3.6 perhitungan pengecekan bagian badan profil adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 &= \frac{h}{tw} < 3,96 \times \sqrt{\frac{E}{R_y \times F_y}} \\
 &= \frac{(H - (2 \times tf) - (2 \times r))}{tw} < 3,96 \times \sqrt{\frac{E}{R_y \times F_y}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{300 - (2 \times 9) - (2 \times 13)}{6,5} < 3,96 \times \sqrt{\frac{E}{R_y \times F_y}} \\
 &= \frac{256 \text{ mm}}{6,5 \text{ mm}} < 3,96 \times \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{1,5 \times 240 \text{ Mpa}}} \\
 &= 39,385 < 93,338 \text{ (persyaratan terpenuhi)}
 \end{aligned}$$

Persamaan tersebut terpenuhi, maka bagian badan merupakan profil yang kompak.

b. Bagian sayap profil

Dengan menggunakan persamaan 3.14, perhitungan pengecekan bagian sayap profil adalah sebagai berikut

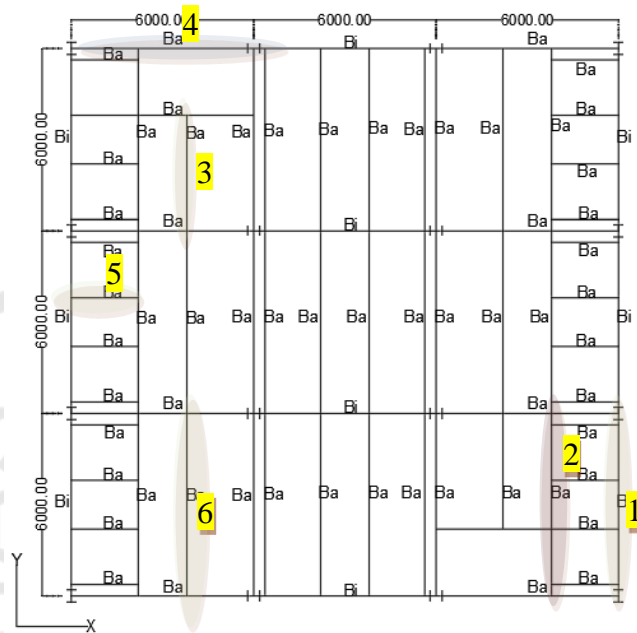
$$\begin{aligned}
 \frac{b}{t_f} &< 0,4 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 \frac{\left(\frac{B}{2}\right)}{t_f} &< 0,4 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\
 \frac{\left(\frac{150}{2}\right)}{9} &< 0,4 \times \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}}
 \end{aligned}$$

$$8,333 < 11,547 \text{ (persyaratan terpenuhi)}$$

Persamaan tersebut terpenuhi, maka bagian sayap merupakan profil yang kompak.

2. Perhitungan kekuatan lentur pengaku lateral

Ada beberapa perilaku lentur yang terjadi pada pengaku lateral seperti pada gambar berikut ini.



Gambar 5.3 Layout Balok Anak

Dengan menggunakan persamaan 3.29 sampai 3.33, perhitungan kuat lentur tersedia adalah sebagai berikut.

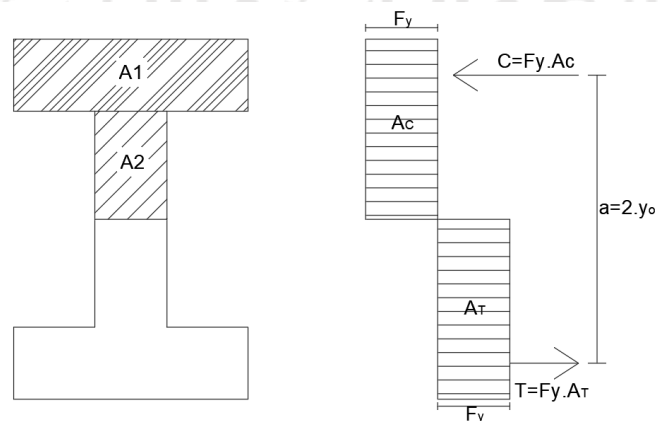
a. Kondisi plastis sempurna

Kondisi ini terjadi pada balok anak yang tidak mengalami tekuk lokal dan tekuk torsi.

$$M_p = F_y \times Z_x$$

$$Z_x = A_i \times d$$

$$d = 2 \times y_o$$



Gambar 5.4 Kondisi Platik Sempurna

Tabel 5.6 Tabel Perhitungan Nilai yo

	b	h	Ai	yi	Ai x yi
1	150	9	1350	145,5	196425
2	6,5	141	916,5	70,5	64613,25
Σ			2266,5		261038,25

$$M_p = F_y \times (A_i (2 \times y_o))$$

$$M_p = F_y \times (A_i (2 \times \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}))$$

$$M_p = F_y \times (2266,5 (2 \times \frac{261038,25}{2266,5}))$$

$$M_p = 240 \text{ N/mm}^2 \times 522076,5 \text{ mm}$$

$$M_p = 125298360 \text{ Nmm}$$

$$M_p = 125,298 \text{ kNm}$$

b. Kondisi Tekuk Torsi Lateral

Ada 2 perilaku tekuk torsi yaitu tekuk inelastik ($L_p < L_b < L_r$), dan tekuk elastik ($L_b > L_r$), pada gambar 5.2 ada 6 jenis balok anak dengan L_b yang berbeda-beda sehingga mengalami perilaku tekuk torsi yang berbeda yang ditentukan nilai L_p dan L_r , perhitungan L_p adalah sebagai berikut.

$$L_p = 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1,76 \times 3,29 \times \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}}$$

$$L_p = 1671,54 \text{ mm}$$

perhitungan L_r adalah sebagai berikut

$$L_r = 1,95 \times r_{ts} \times \frac{E}{0,7 \times F_y} \times \sqrt{\frac{J \times c}{S_x \times h_o} \sqrt{\left(\frac{J \times c}{S_x \times h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times F_y}{E}\right)^2}}$$

$$h_o = H - t_f \text{ (jarak antar titik berat sayap)}$$

$$= 350 - 9$$

$$= 341 \text{ mm}$$

$$J = \sum \frac{1}{3} b_t^3 \text{ (konstanta torsi)}$$

$$\begin{aligned}
&= 2\left(\frac{1}{3} \times b_f \times t_f^3\right) + \left(\frac{1}{3} \times h_o \times t_w^3\right) \\
&= 2\left(\frac{1}{3} \times 150 \times 9^3\right) + \left(\frac{1}{3} \times (341) \times 6,5^3\right) \\
&= 99538,6250 \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

$$c = 1$$

$$S_x = 481 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y \times C_w}{S_x}}$$

$$C_w = \frac{I_y \times h_o^2}{4}$$

Dengan mensubstitusikan C_w didapat rumus r_{ts} adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned}
r_{ts} &= \sqrt{\frac{I_y \times h_o}{2 \times S_x}} \\
&= \sqrt{\frac{7210 \times 10^4 \times 341}{2 \times 481 \times 10^3}} \\
&= 39,2 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Dengan mensubstitusikan nilai h_o , C_w , J , r_{ts} dan S_x didapat nilai L_r

$$L_r = 1,95 \times r_{ts} \times \frac{E}{0,7 \times F_y} \times \sqrt{\frac{J \times 1}{S_x \times h_o} \sqrt{\left(\frac{J \times 1}{S_x \times h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 1,95 \times 39,2 \times \frac{200000}{0,7 \times 240} \times$$

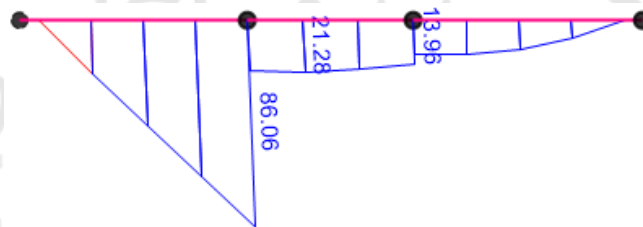
$$\sqrt{\frac{99538,6250 \times 1}{381000 \times 341} \sqrt{\left(\frac{99538,6250 \times 1}{381000 \times 341}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times 240}{200000}\right)^2}}$$

$$L_r = 4990,97 \text{ mm}$$

Dari perhitungan diatas diperoleh balok yang mengalami tekuk inelastik ($L_p < L_b < L_r$) adalah balok nomor 1,2,3,4,dan 5 dan balok yang mengalami tekuk elastic ($L_b > L_r$) adalah balok nomor 6, perhitungan kekuatan balok yang mengalami tekuk torsi sebagai berikut.

1) Kekuatan balok yang mengalami tekuk inelastik ($L_p < L_b < L_r$)

Balok yang mengalami perilaku tekuk inelastik diantaranya adalah balok nomor 1,2,3,4,dan 5 karena L_b -nya melebihi L_p dan kurang dari L_r , dan perhitungan kekuatan lentur balok yang mengalami **tekuk inelastik** adalah sebagai berikut contoh kasus balok nomor 2



Gambar 5.5 Momen Ultimate pada balok no 2

$$C_b = \frac{12,5 \times M_{maks}}{(2,5 \times M_{maks}) + (3 \times M_A) + (4 \times M_B) + (3 \times M_C)}$$

$$M_A = 16,63 \text{ kNm}$$

$$M_B = 40,48 \text{ kNm}$$

$$M_C = 63,63 \text{ kNm}$$

$$M_{maks} = 86,12 \text{ kNm}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 86,12}{(2,5 \times 86,12) + (3 \times 16,63) + (4 \times 40,48) + (3 \times 63,63)}$$

$$C_b = 1,74$$

$$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)] \leq M_p$$

$$M_n = 1,74 [125,3 \times 10^6 - (125,3 \times 10^6 - 0,7 \times 240 \times 481 \times 10^3) \left(\frac{2200 - 1671,5}{4990,9 - 1671,5} \right)]$$

$$M_n = 205,9 \text{ kNm}$$

$$M_p = 125,3 \text{ kNm}$$

Karena $M_n > M_p$ maka $M_{pakai} = M_p$

$$\phi M_n = 0,9 \times M_p$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 125,3 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 112,77 \text{ kNm}$$

Penampang memiliki kekuatan yang cukup apabila kekuatan tersedia lebih besar dari kekuatan yang diperlukan. Momen ultimate (M_u) balok anak hasil analisis struktur SAP2000 adalah sebesar 91,25 kNm yang ditunjukkan oleh Gambar 5.4 berikut.

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1262	2.2	6.3+-(X)	Combination	-82.141	-41.883	-0.033	0.0037	0.0831	91.2504
1283	3.8	6.2+-(X)	Combination	-75.418	41.789	-0.046	0.0035	-0.0773	90.9746
1262	2.2	6.1++(X)	Combination	-56.537	-41.722	-0.01	0.0017	0.032	90.9297
1283	3.8	6.4--(X)	Combination	-51.827	41.649	-0.017	0.0016	-0.0299	90.6975

Gambar 5.6 Hasil Output SAP2000 Dari Balok Anak

$$\phi M_n > M_u$$

$$112,77 \text{ kNm} > 91,25 \text{ kNm}$$

Dari perbandingan di atas, kekuatan tersedia lebih besar dari kekuatan perlu, maka persyaratan kekuatan terpenuhi sehingga profil tersebut aman terhadap bebanyang bekerja. Adapun rekapitulasi perbandingan antara hasil perhitungan kekuatan lentur balok 1,2,3,4 dan 5 dengan masing-masing momen ultimitnya dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 5.7 Rekapitulasi Perbandingan ϕM_n Dan M_u

Kode balok	ϕM_n (kNm)	M_u (kNm)	keterangan
Ba1	112,77	27,97	Aman
Ba 2	104,47	20,10	Aman
Ba 3	112,77	86,12	Aman
Ba4	112,77	46,41	Aman
Ba5	112,77	25,73	Aman

2) Kekuatan balok yang mengalami tekuk elastik ($L_b > L_r$)

Balok yang mengalami perilaku tekuk inelastic diantaranya adalah balok nomor 6 karena L_b -nya melebihi L_r dan perhitungan

kekuatan lentur balok yang mengalami tekuk inelastik adalah sebagai berikut:

$$M_n = F_{cr} \times S_x$$

$$F_{cr} = \frac{C_b}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \times \sqrt{1 + 0,078 \times \frac{J \times c}{S_x \times h_o} \times \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times M_{maks}}{(2,5 \times M_{mak}) + (3 \times M_a) + (4 \times M_b) + (3 \times M_c)}$$

$$M_A = 39,59 \text{ kNm}$$

$$M_B = 54,18 \text{ kNm}$$

$$M_C = 39,59 \text{ kNm}$$

$$M_{max} = 54,18 \text{ kNm}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 54,18}{(2,5 \times 54,18) + (3 \times 39,59) + (4 \times 54,18) + (3 \times 39,59)}$$

$$C_b = 1,15$$

$$F_{cr} = \frac{1,15}{\left(\frac{6000}{39,2}\right)^2} \times \sqrt{1 + 0,078 \times \frac{99538,63 \text{ mm}^4 \times 1}{481 \times 10^3 \text{ mm}^3 \times 341 \text{ mm}} \times \left(\frac{6000}{39,2}\right)^2}$$

$$F_{cr} = 162,04 \text{ N/mm}^2$$

$$M_n = 162,04 \text{ N/mm}^2 \times 481 \times 10^3 \text{ mm}^3 \leq M_p$$

$$M_n = 70510562,59 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 70,51 \text{ kNm}$$

Penampang memiliki kekuatan yang cukup apabila kekuatan tersedia lebih besar dari kekuatan yang diperlukan. Momen ultimate (M_u) balok anak hasil analisis struktur SAP2000 adalah sebesar 54,18 kNm yang ditunjukkan oleh Gambar 5.5 berikut.

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1771		3 1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination	-5.341	0.001464	0.0002225	0.0021	-1.476E-19	54.1796
1772		3 1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination	2.299	0.0004296	0.00006989	-0.0011	1.15E-18	54.1796
1774		3 1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination	-3.494	0.001073	-0.0000217	0.002	8.104E-20	54.1796

Gambar 5.7 Hasil Output SAP2000 Dari Balok Anak

$$\phi M_n \geq M_p$$

$$0,9 \times 70,15 \text{ kNm} \geq M_p$$

$$63,135 \text{ kNm} \geq M_p$$

Dari perbandingan di atas, kekuatan tersedia lebih besar dari kekuatan perlu, maka persyaratan kekuatan terpenuhi sehingga profil tersebut aman terhadap bebanyang bekerja.

5.2 Perhitungan Pembebanan

Pada struktur portal baja, beban yang bekerja dibedakan menjadi 2 yaitu beban gravitasi dan beban lateral. Beban gravitasi adalah beban yang bekerja searah dengan gravitasi, beban tersebut meliputi beban mati struktur dan beban hidup, sedangkan beban lateral terdiri adalah beban yang bekerja tegak lurus dengan arah gravitasi, beban tersebut meliputi beban gempa dan beban notional. Adapun perhitungan dari masing-masing pembebanan akan dibahas pada sub bab selanjutnya. Perhitungan beban gravitasi adalah sebagai berikut.

5.2.1 Perhitungan Beban Gravitasi

1. Pembebanan pelat lantai

Pelat lantai terdiri dari beberapa komponen antara lain beton bertulang, spesi, pasir, keramik, dan lain sebagainya. Setiap komponen memiliki berat per satuan volume maupun berat per satuan luas, sehingga berat per satuan luas pelat lantai dapat dihitung.

a. Beban Mati Pelat Lantai

1) Berat beton bertulang

$$\begin{aligned} Q_d &= W \times \text{ketebalan pelat beton} \\ &= 23,544 \text{ kN/m}^3 \times 0,12 \text{ m} \\ &= 2,82528 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2) Berat spesi

$$\begin{aligned} Q_d &= W \times \text{ketebalan spesi} \\ &= 21 \text{ kg/m}^2 \times 3 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$= 63 \text{ kg/m}^2$$

$$= 0,618 \text{ kN/m}^2$$

3) Berat pasir

$$Q_d = W \times \text{ketebalan pasir}$$

$$= 1600 \text{ kg/m}^3 \times 0,05 \text{ m}$$

$$= 80 \text{ kg/m}^2$$

$$= 0,7848 \text{ kN/m}^2$$

4) Berat keramik

$$Q_d = 24 \text{ kg/m}^2$$

$$= 0,235 \text{ kN/m}^2$$

5) Berat penunjang mekanikal

$$Q_d = 0,19 \text{ kN/m}^2$$

6) Berat dinding partisi

$$Q_d = 0,72 \text{ kN/m}^2$$

7) Berat plafon

$$Q_d = \text{rangka plafon} + \text{plafon}$$

$$= 7 \text{ kg/m}^2 + 11 \text{ kg/m}^2$$

$$= 0,1766 \text{ kN/m}^2$$

8) Berat total

$$Q_{dtot} = \text{Berat beton bertulang} + \text{Berat spesi} + \text{Berat pasir} + \text{Berat keramik}$$

$$+ \text{Berat penunjang mekanikal} + \text{Berat dinding partisi} + \text{Berat plafon}$$

$$= (2,82528 + 0,618 + 0,7848 + 0,235 + 0,19 + 0,72 + 0,1766) \text{ kN/m}^2$$

$$= 5,55013 \text{ kN}$$

b. Beban hidup pelat lantai

Perhitungan reduksi beban hidup pelat lantai dapat dilakukan menggunakan persamaan 3.10, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut.

$$K_{LL} \times A_T = 4 \times (6 \times 6) \text{ (tinjauan kolom interior)}$$

$$K_{LL} \times A_T = 144 \text{ m}^2$$

$$L_o = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

$$L = L_o \times \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \times A_T}} \right)$$

$$L = 1,92 \text{ kN/m}^2 \times \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{144 \text{ m}^2}} \right)$$

$$L = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

Dari hasil perhitungan di atas, maka beban hidup pelat lantai (Q_L) yang digunakan adalah $1,2 \text{ kN/m}^2$.

2. Pembebanan Pelat Atap

Pelat atap terdiri dari beberapa komponen antara lain beton bertulang, plafon, lapisan kedap air, dan mekanikal elektrik. Setiap komponen memiliki berat per satuan volume maupun berat per satuan luas, sehingga berat per satuan luas pelat atap dapat dihitung.

a. Beban Mati Pelat Atap

1) Berat beton bertulang

$$Q_d = W \times \text{ketebalan pelat beton}$$

$$= 23,544 \times 0,10 \text{ m}$$

$$= 2,3544 \text{ kN/m}^2$$

2) Berat spesi

$$Q_d = W \times \text{ketebalan spesi}$$

$$= 21 \text{ kg/m}^2 \times 3 \text{ cm}$$

$$= 63 \text{ kg/m}^2$$

$$= 0,618 \text{ kN/m}^2$$

3) Berat lapisan kedap air

$$Q_d = 0,05 \text{ kN/m}^2$$

4) Berat penunjang mekanikal elektrik

$$Q_d = 0,19 \text{ kN/m}^2$$

5) Berat plafon

$$Q_d = \text{rangka plafon} + \text{plafon}$$

$$= 7 \text{ kg/m}^2 + 11 \text{ kg/m}^2$$

$$= 0,1766 \text{ kN/m}^2$$

6) Berat total

$$\begin{aligned}
 Q_d &= \text{Berat beton bertulang} + \text{Berat spesi} + \text{Berat lapisan kedap air} + \\
 &\quad \text{Berat penunjang mekanikal elektrik} + \text{Berat plafon} \\
 &= (2,354 + 0,618 + 0,05 + 0,19 + 0,176) \text{ kN/m}^2 \\
 &= 3,389 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

b. Beban Hidup Pelat Atap

Perhitungan reduksi beban hidup pelat atap dapat dilakukan menggunakan persamaan 3.36, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 K_{LL} \times A_t &= 4 \times (6 \times 6) \\
 K_{LL} \times A_t &= 144 \text{ m}^2 \\
 L_0 &= 0,96 \text{ kN/m}^2 \\
 L &= L_0 \times \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \times A_t}} \right) \\
 L &= 0,96 \text{ kN/m}^2 \times \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{144 \text{ m}^2}} \right) \\
 L &= 0,6056 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan di atas, maka beban hidup pelat atap (Q_L) yang digunakan adalah $0,6056 \text{ kN/m}^2$.

3. Beban tangga

Beban tangga terdiri dari beban hidup dan beban mati berupa pelat tangga dan anak tangganya berikut ini perhitungan beban tangga.

a. Beban mati pelat tangga

1) Berat beton bertulang

$$\begin{aligned}
 Q_d &= W \times \text{tebal pelat tangga} \\
 &= 23,544 \text{ kN/m}^2 \times 0,20 \text{ m} \\
 &= 4,7088 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

2) Berat beton anak tangga

$$\begin{aligned}
 Q_d &= W \times \text{tebal anak tangga} \\
 &= 23,544 \times 0,07115
 \end{aligned}$$

$$= 1.67 \text{ kN/m}^2$$

3) Berat mati tangga total

$$Q_d = 6.38 \text{ kN/m}^2$$

b. Beban hidup pelat tangga

Adapun beban hidup pelat tangga diasumsikan sama seperti beban hidup pelat lantai yaitu $1,2112 \text{ kN/m}^2$

4. Beban dinding parimeter

Bangunan juga didesain memiliki dinding parimeter pada tiap lantainya berikut ini perhitungan beban dinding parimeter.

a. Berat HB 20

$$\begin{aligned} W &= 200 \text{ kg/m}^2 \\ &= 1,962 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

b. Berat spesi

$$\begin{aligned} Q_d &= W \times \text{tebal spesi} \\ &= 21 \text{ kg/m}^2 \times 6 \\ &= 126 \text{ kg/m}^2 = 1.24 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

c. Berat dinding

$$\begin{aligned} W_{\text{tot}} &= \text{spesi} + \text{HB 20} \\ W_{\text{tot}} &= 1,962 \text{ kN/m}^2 + 1.23606 \text{ kN/m}^2 \\ &= 3.19806 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{dinding}} &= W_{\text{tot}} \times \text{tinggi dinding} \\ &= \text{berat dinding} \times ((\text{tinggi antar lantai}) - (\text{tinggi balok})) \\ &= 3.19806 \text{ kN/m}^2 \times (3,5 - 0,35) \text{ m} \\ &= 10.074 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

dinding efektif hanya 50%, sedangkan 50% sisanya diasumsikan sebagai pintu, jendela, dan Ventilasi

$$\begin{aligned} Q_{\text{dinding pakai}} &= Q_{\text{dinding}} \times 50\% \\ &= 10,074 \text{ kN/m} \times 50\% \\ &= 5,037 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5. Berat Struktur Bangunan

Karena terdapat perbedaan dimensi balok dan kolom pada beberapa lantai, maka berat struktur bangunan dihitung menjadi 3 bagian, yaitu lantai 1-6, lantai 7-9, dan lantai 10 (atap).

a. Berat struktur lantai 1-6

1) Elemen Pelat lantai

$$W_{pelat} = \text{Luas pelat lantai} \times Q_d \text{ pelat lantai}$$

$$W_{pelat} = (\text{luas denah} - \text{luas void}) \times Q_d \text{ pelat lantai}$$

$$W_{pelat} = ((18 \times 18) - (2 \times 3,8 \times 2,2)) \times 5,5522$$

$$W_{pelat} = 1706,1 \text{ kN/ perlantai (lantai 1-6)}$$

2) Elemen Kolom (H 400x400)

$$W_{kolom} = \text{Berat unit} \times L_{(\text{Panjang balok})} \times \text{jumlah kolom}$$

$$W_{kolom} = 1,68 \text{ kN/m} \times 3,5 \text{ m} \times 16 \text{ pcs}$$

$$W_{kolom} = 94,5 \text{ kN}$$

3) Elemen Balok Induk (IWF 350X175)

$$W_{balok} = \text{Berat unit} \times L_{(\text{Panjang balok})} \times \text{jumlah balok}$$

$$W_{balok} = 0,486 \text{ kN/m} \times 6 \text{ m} \times 10 \text{ pcs}$$

$$W_{balok} = 29,2 \text{ kN}$$

4) Elemen Balok Anak (IWF 300x150)

$$\text{a) } L = 6000 \text{ mm}$$

$$W_{balok} = \text{Berat unit} \times L_{(\text{Panjang balok})} \times \text{jumlah balok}$$

$$W_{balok} = 0,36 \text{ kN/m} \times 6 \text{ m} \times 38 \text{ pcs}$$

$$W_{balok} = 82,1 \text{ kN}$$

$$\text{b) } L = 3800 \text{ mm}$$

$$W_{balok} = \text{Berat unit} \times L_{(\text{Panjang balok})} \times \text{jumlah balok}$$

$$= 0,36 \text{ kN/m} \times 3,8 \text{ m} \times 2 \text{ pcs}$$

$$= 2,7 \text{ kN}$$

$$\text{c) } L = 2200$$

$$W_{balok} = \text{Berat unit} \times L_{(\text{Panjang balok})} \times \text{jumlah balok}$$

$$= 0,36 \text{ kN/m} \times 2,2 \text{ m} \times 22 \text{ pcs}$$

$$= 17,4 \text{ kN}$$

Jumlah berat balok anak

$$\begin{aligned} W_{balok} &= 82,1 + 2,7 + 17,4 \\ &= 102,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

5) Elemen Dinding

$$W_{dinding} = Q_{dinding} \times L_{panjang \text{ dinding}} \times \text{jumlah dinding}$$

$$W_{dinding} = 5.037 \text{ kN} \times 6 \text{ m} \times 12 \text{ pcs}$$

$$W_{dinding} = 362.7 \text{ kN}$$

6) Berat Total

$$W_{total} = 2294.7 \text{ kN per lantai (lantai 1-6)}$$

b. Berat struktur lantai 7 – 9

1) Elemen Pelat

$$W_{pelat} = A \times Q$$

$$W_{pelat} = (\text{luas denah} - \text{luas void}) \times Q_d \text{ pelat lantai}$$

$$W_{pelat} = ((18 \times 18) - (2 \times 3,8 \times 2,2)) \times 5,5522 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{pelat} = 1706,1 \text{ kN per lantai (lantai 7-9)}$$

2) Elemen Kolom (H 350x350)

$$W_{kolom} = \text{Berat unit} \times L_{panjang \text{ kolom}} \times \text{Jumlah kolom}$$

$$W_{kolom} = 1,34 \text{ kN/m} \times 3,5 \text{ m} \times 16 \text{ pcs}$$

$$W_{kolom} = 75,3 \text{ kN}$$

3) Elemen Balok Induk (IWF 350X175)

$$W_{balok} = \text{Berat unit} \times L_{panjang \text{ kolom}} \times \text{Jumlah balok}$$

$$W_{balok} = 0,486 \text{ kN/m} \times 6 \text{ m} \times 10 \text{ pcs}$$

$$W_{balok} = 29,2 \text{ kN}$$

4) Elemen Balok Anak

$$\text{a) } L = 6000 \text{ mm}$$

$$W_{balok} = \text{Berat unit} \times L_{panjang \text{ kolom}} \times \text{Jumlah balok}$$

$$W_{balok} = 0,36 \text{ kN/m} \times 6 \text{ m} \times 38 \text{ pcs}$$

$$W_{balok} = 82,1 \text{ kN}$$

$$\text{b) } L = 3800$$

$$W_{balok} = \text{Berat unit} \times L_{\text{panjang kolom}} \times \text{Jumlah balok}$$

$$W_{balok} = 0.36 \text{ kN/m} \times 3,8 \text{ m} \times 2 \text{ pcs}$$

$$W_{balok} = 2,7 \text{ kN}$$

c) $L = 2200 \text{ mm}$

$$W_{balok} = \text{Berat unit} \times L_{\text{panjang kolom}} \times \text{Jumlah balok}$$

$$W_{balok} = 0.36 \text{ kN/m} \times 2,2 \text{ m} \times 22 \text{ pcs}$$

$$W_{balok} = 17.4 \text{ kN}$$

Jumlah berat balok anak

$$W_{balok} = (82,1 + 2,7 + 17,4) \text{ kN}$$

$$W_{balok} = 102.2 \text{ kN}$$

5) Elemen Dinding

$$W_{dinding} = Q_{dinding} \times L_{\text{Panjang dinding}} \times \text{Jumlah dinding}$$

$$W_{dinding} = 5.037 \text{ kN/m} \times 6 \text{ m} \times 12 \text{ pcs}$$

$$W_{dinding} = 362.7 \text{ kN}$$

6) Berat Total

$$W_{total} = 2275.5 \text{ kN} \text{ perlantai (lantai 7-9)}$$

c. Berat struktur lantai 10 (atap)

1) Elemen Pelat

$$W_{pelat} = \text{Luas pelat lantai} \times Q_d \text{ pelat lantai}$$

$$W_{pelat} = (\text{luas denah} - \text{luas void}) \times Q_d \text{ pelat lantai}$$

$$= ((18 \times 18) - (2 \times 3,8 \times 2,2)) \times 4,0278$$

$$= 1237,7 \text{ kN}$$

2) Elemen Kolom (H 350x350)

$$W_{kolom} = \text{Berat unit} \times L_{\text{(Panjang balok)}} \times \text{jumlah kolom}$$

$$W_{kolom} = 1.344 \text{ kN/m} \times 3,5 \text{ m} \times 16 \text{ pcs}$$

$$W_{kolom} = 75,3 \text{ kN}$$

3) Elemen Balok Induk (IWF 350X175)

$$W_{balok} = \text{Berat unit} \times L \times \text{Jumlah balok}$$

$$W_{balok} = 0,486 \text{ kN/m} \times 6 \text{ m} \times 10 \text{ pcs}$$

$$W_{balok} = 29,2 \text{ kN}$$

4) Elemen Balok Anak

$$a) L = 6000 \text{ mm}$$

$$W_{balok} = \text{Berat unit} \times L_{(\text{Panjang balok})} \times \text{jumlah balok}$$

$$W_{balok} = 0.36 \text{ kN/m} \times 6 \text{ m} \times 38 \text{ pcs}$$

$$W_{balok} = 82,1 \text{ kN}$$

$$b) L = 3800 \text{ mm}$$

$$W_{balok} = \text{Berat unit} \times L_{(\text{Panjang balok})} \times \text{jumlah balok}$$

$$W_{balok} = 0.360027 \times 3,8 \times 2$$

$$W_{balok} = 2.7 \text{ kN}$$

$$c) L = 2200 \text{ mm}$$

$$W_{balok} = \text{Berat unit} \times L_{(\text{Panjang balok})} \times \text{jumlah balok}$$

$$W_{balok} = 0.36 \text{ kN/m} \times 2,2 \text{ m} \times 22 \text{ pcs}$$

$$W_{balok} = 17,4 \text{ kN}$$

Jumlah berat balok anak

$$W_{balok} = (82,1 + 2,7 + 17,4) \text{ kN}$$

$$W_{balok} = 102,2 \text{ kN}$$

5) Berat Total

$$W_{total} = 1444,4 \text{ kN (berat atap)}$$

d. Berat tangga tiap lantai

Tangga tersedia sebagai akses tiap elevasi lantai berikut perhitungan berat tangga tiap lantai

1) IWF 300x150

$$L = 25,3132 \text{ m}$$

$$W_{balok} = \text{Berat unit} \times L \times \text{jumlah IWF}$$

$$W_{balok} = 0.36 \text{ kN/m} \times 25,3132 \text{ m} \times 2 \text{ pcs}$$

$$W_{balok} = 18,23 \text{ kN}$$

2) Pelat tangga

$$W_{pelat} = A \times Q \times \text{jumlah tangga}$$

$$W_{pelat} = 16,735 \text{ m}^2 \times 4.7088 \text{ kN/m}^2 \times 2 \text{ pcs}$$

$$W_{pelat} = 157,60 \text{ kN}$$

3) Anak tangga

$$W_{\text{Anak tangga}} = A \times Q \times \text{jumlah tangga}$$

$$W_{\text{Anak tangga}} = 16,735 \times 1.675 \times 2$$

$$W_{\text{Anak tangga}} = 56,068 \text{ kN}$$

Berat total tangga per lantai

$$W_{\text{tangga}} = (W_{\text{balok}} + W_{\text{pelat}} + W_{\text{Anak tangga}}) \text{ kN}$$

$$W_{\text{tangga}} = (18,23 + 157,60 + 56,068) \text{ kN} = 231,9 \text{ kN}$$

e. Berat keseluruhan bangunan adalah

$$W_{\text{bangunan}} = 6 \times (W_{\text{lantai 1-6}}) + 3 \times (W_{\text{lantai 7-9}}) + 1 \times (W_{\text{lantai 10}}) + 10 \times (W_{\text{tangga}})$$

$$\begin{aligned} W_{\text{bangunan}} &= (6 \times 2294.7 + 3 \times 2275.5 + 1444.4 + 10 \times 231,9) \text{ kN} \\ &= 24267.553 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.2.2 Perhitungan Beban Lateral

Terdapat 2 jenis beban lateral yang akan diaplikasikan pada penelitian ini yaitu beban gempa dan beban notional berikut ini adalah perhitungannya.

1. Perhitungan beban gempa rencana

Perhitungan beban gempa mengikuti peraturan SNI 1726-2019 yang sudah dibahas pada subbab 5.2.2, nilai parameter-parameter beban gempa yang ditentukan diambil dari peta zonasi gempa sebagaimana terlampir pada SNI tersebut diantaranya sebagai berikut.

- a. Fungsi gedung = Apartemen
- b. Jenis Struktur = Struktur baja
- c. Kelas situs = SD (tanah sedang)
- d. Kategori Risiko = II (Tabel 3.1)
- e. Faktor keutamaan gempa = 1 (Tabel 3.2)
- f. Menentukan nilai S_s dan S_1

Mengacu pada Gambar 3.2 dan Gambar 3.3 kemudian diperkuat web (rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021) nilai S_s dan S_1 adalah 1.107 dan 0,4

g. Menentukan F_a dan F_v

Dari tabel 5.8 dan tabel 5.9 merujuk pada SNI 1726-2019 yang sudah

dibahas pada subbab 5.2.2 nilai F_a dan F_v diperoleh dari persamaan 3.13 dan 3.14

Tabel 5.8 Nilai F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS ^(a)					

Tabel 5.9 Nilai F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_I					
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I = 0,5$	$S_I \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS ^(a)					

F_a dan F_v diperoleh dengan menginterpolasikan nilai-nilai ditabel diatas

1) Perhitungan interpolasi nilai F_a

Dengan kelas situs SD dan nilai S_s 1,107 dan rumus interpolasi (3.13) perhitungan nilai F_a adalah sebagai berikut ini

$$S_{s(1)} = 1, \quad F_a = 1,1$$

$$S_{s(2)} = 1,25, \quad F_a = 1$$

$$S_s = 1,107 \quad F_a = 1,1 + (1,107 - 1) \times \left(\frac{1-1,1}{1,25-1} \right)$$

$$F_a = 1,0572$$

Dari perhitungan diatas diperoleh nilai F_a 1,0572

2) Perhitungan interpolasi nilai F_v

Dengan kelas situs SD dan nilai S_I 0,507 dan rumus interpolasi (3.14)

Dan perhitungan nilai F_v adalah sebagai berikut ini

$$\begin{aligned}
 S_{1(1)} &= 0,5 & F_v &= 1,8 \\
 S_{1(2)} &= 0,6 & F_v &= 1,7 \\
 S_1 &= 0,507 & F_v &= 1,8 + (0,507 - 0,5) \times \left(\frac{1,7 - 1,8}{0,6 - 0,5}\right) \\
 & & F_v &= 1,793
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas diperoleh nilai F_v 1,793

- h. Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (S_{MS})

$$\begin{aligned}
 S_{MS} &= F_a \times S_s \\
 &= 1,0572 \times 1,107 \\
 &= 1,17
 \end{aligned}$$

- i. Parameter respons spektral percepatan pada periode 1 detik (S_{M1})

$$\begin{aligned}
 S_{M1} &= F_v \times S_1 \\
 &= 1,793 \times 0,507 \\
 &= 0,909
 \end{aligned}$$

- j. Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek (SDS)

$$\begin{aligned}
 S_{DS} &= \frac{2}{3} \times S_{MS} \\
 &= \frac{2}{3} \times 1,17 \\
 &= 0,78
 \end{aligned}$$

- k. Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek (SDS)

$$\begin{aligned}
 S_{D1} &= \frac{2}{3} \times S_{M1} \\
 &= \frac{2}{3} \times 0,909 \\
 &= 0,606
 \end{aligned}$$

- l. Kategori desain seismic (KDS)

Sesuai dengan tabel 3.3 dan tabel 3.4 dengan kategori risiko 1, nilai SDS 0,78 dan SD1 0,606 disimpulkan KDSnya adalah D, sehingga desain perencanaan struktur baja perlu memenuhi persyaratan desain SRPMK pada tabel 3.5 yaitu

- 1) Koefisien modifikasi respons (R) = 8 (Tabel 3.5)
- 2) Faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5,5 (Tabel 3.5)
- 3) Faktor kuat lebih sistem (Ω_{0b}) = 3 (Tabel 3.5)

3) Periode fundamental Struktur (T)

Berdasarkan SNI 1726-2020 yang sudah dibahas pada subbab 5.2.2 penentuan nilai T tidak kurang dari nilai T_a dan tidak melebihi perkalian T_a dengan Koefisien batas atas (C_u), nilai T_a sendiri didasarkan oleh nilai C_t , x dan tinggi struktur, berikut adalah perhitungan penentuan nilai periode struktur

$$\begin{aligned} T_a &= C_t \times (h_n)^x \\ &= 0,0724 \times (35)^{0,8} \\ &= 0,0724 \times (35)^{0,8} \\ &= 1,24 \end{aligned}$$

Koefisien batas atas (C_u)

Sesuai dengan SNI 1726 2020 nilai C_u dengan nilai $SD1 > 0,4$ adalah 1,4

$$\begin{aligned} &= C_u \times T_a \\ &= 1,4 \times 1,24 \\ &= 1.74 \end{aligned}$$

T_c = periode hasil analisis SAP2000

$$= 1.53671$$

$T_{pakai} = T_c$

$$= 1.52316$$

4) Koefisien respon seismik (C_s)

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$C_s = \frac{0.786}{\left(\frac{8}{1}\right)}$$

$$C_s = 0,0975$$

Namun tidak perlu melebihi nilai

$$C_s = \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$C_s = \frac{0,606}{1.54\left(\frac{8}{1}\right)}$$

$$C_s = 0.04930$$

Dan tidak kurang dari

$$\begin{aligned} C_s &= 0,044SDS \times I_e \geq 0,01 \\ &= 0,044 \times 0,786 \times 1 \\ &= 0,034 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas diperoleh nilai C_s adalah 0,493

- 5) Gaya geser didasar struktur akibat gempa (V)

$$\begin{aligned} V &= C_s \times W \\ &= 0,493 \times 24357,77 \\ &= 1200,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 6) Gaya Gempa Lateral tiap elevasi lantai (F_x)

Besaran gaya gempa lateral diperoleh dengan cara mendistribusikan gaya geser dasar struktur akibat gempa berikut ini adalah rekapitulasi perhitungan distribusi vertikal gaya gempa didasar dan gaya gempa lateral.

Tabel 5.10 Rekapitulasi gaya gempa lateral

lantai	W (berat)	h(3,5)	T	k	w*h^k	cvx	FX (cvx*V)	
10	1676,27	35	1,537	1,52	370498,38	16,1%	192,90	kN
9	2507,35	31,5	1,537	1,52	472261,13	20,5%	245,88	kN
8	2507,35	28	1,537	1,52	394924,90	17,1%	205,61	kN
7	2507,35	24,5	1,537	1,52	322449,83	14,0%	167,88	kN
6	2526,58	21	1,537	1,52	257117,03	11,1%	133,87	kN
5	2526,58	17,5	1,537	1,52	194942,08	8,5%	101,49	kN
4	2526,58	14	1,537	1,52	138919,05	6,0%	72,33	kN
3	2526,58	10,5	1,537	1,52	89755,37	3,9%	46,73	kN
2	2526,58	7	1,537	1,52	48494,38	2,1%	25,25	kN
1	2526,58	3,5	1,537	1,52	16928,60	0,7%	8,81	kN

2. Beban Notional

Seperti yang sudah dijelaskan pada subbab 3.5.4 bahwa beban national digunakan untuk struktur baja karena baja memiliki efek ketidaksempurnaan. Beban national yang digunakan sesuai dengan persyaratan SNI 1729:2020. Tabel hasil perhitungan beban notional setiap lantai yang ditinjau dapat dilihat pada Tabel 5.12 berikut ini.

Tabel 5.11 Rekapitulasi beban notional

lantai	Elevasi (m)	W (kN) (berat)	Notional (kN) (0,002*W)
10	35	1676.27	3.353
9	31.5	2507.35	5.015
8	28	2507.35	5.015
7	24.5	2507.35	5.015
6	21	2526.58	5.053
5	17.5	2526.58	5.053
4	14	2526.58	5.053
3	10.5	2526.58	5.053
2	7	2526.58	5.053
1	3.5	2526.58	5.053

5.3 Analisis Struktur Order pertama

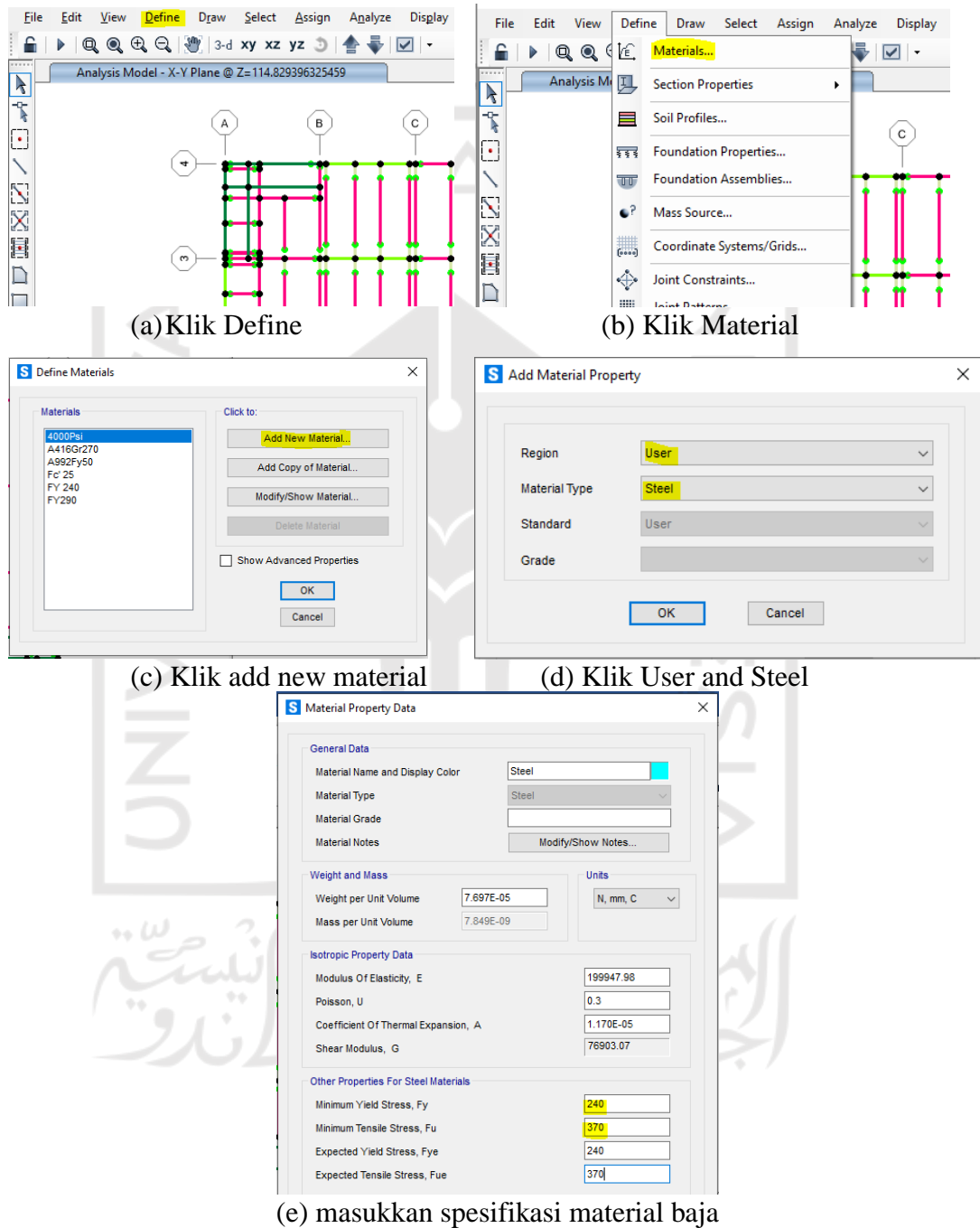
Analisis struktur menggunakan software SAP2000 v.22. Adapun tahapan analisis order pertama dengan software SAP2000 akan dibahas pada subbab-subbab berikut ini.

5.3.1 Analisis SAP

1. Input material

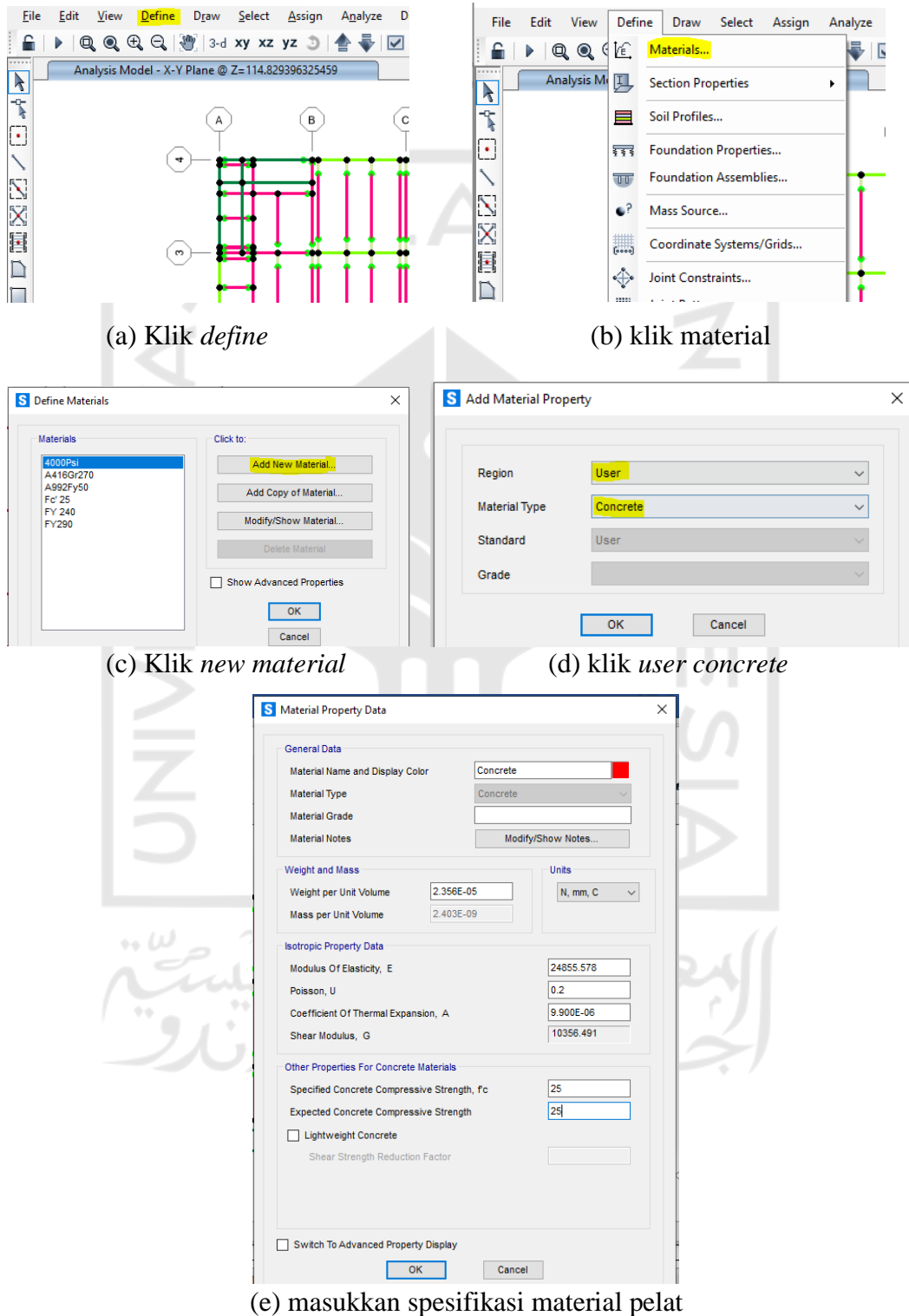
Langkah pertama diawali dengan mendefinisikan spesifikasi material kedalam program SAP2000 dengan cara klik *define – materials – add new material – region (user) – material type (steel/concrete)*- masukan nilai F_y , dan F_u baja dan F_c' beton sesuai desain rencana , lebih jelasnya pada halaman selanjutnya.

a. Langkah – langkah input material baja pada SAP2000



Gambar 5.8 Langkah Memasukan Material Baja Pada SAP2000

b. Langkah-langkah input material beton

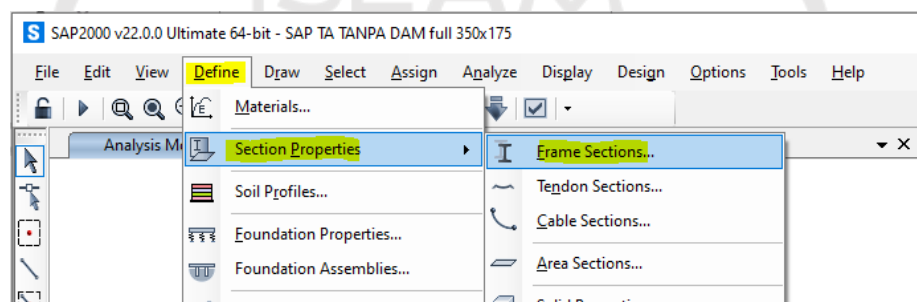


Gambar 5.9 Langkah Memasukan Material Beton Pada SAP2000

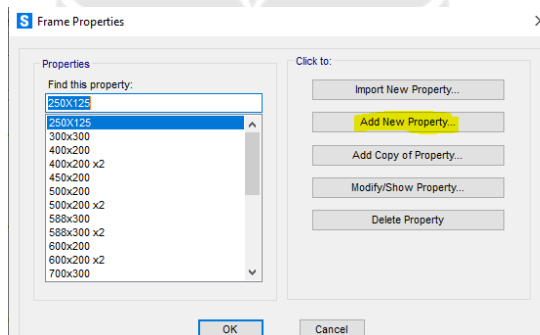
2. Mendefinisikan elemen struktur

Kemudian mendefinisikan elemen struktur meliputi semua jenis balok, kolom, dan pelat dengan cara klik *define-section properties-frame section* (untuk balok dan kolom)-*area section*(untuk pelat) -*add new property*-lalu definisikan elemen struktur lebih jelasnya adalah sebagai berikut.

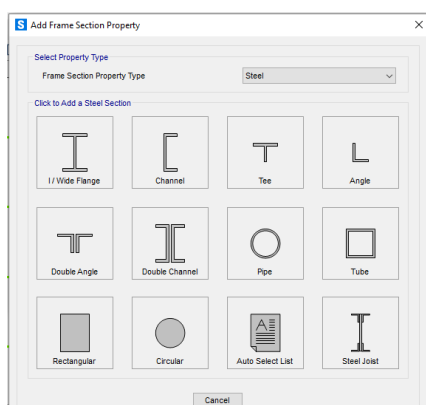
a. Balok dan kolom



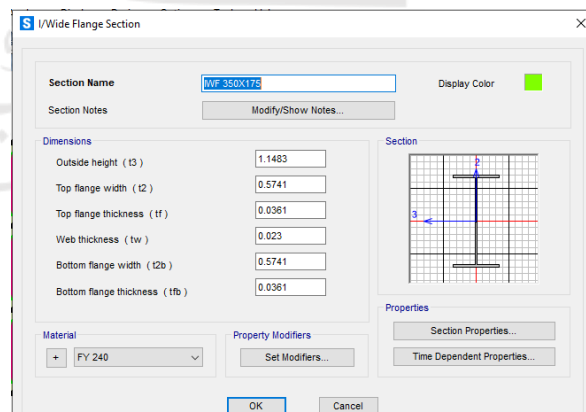
(a) Klik *define-section properties-frame section*



(b) klik *add new property*



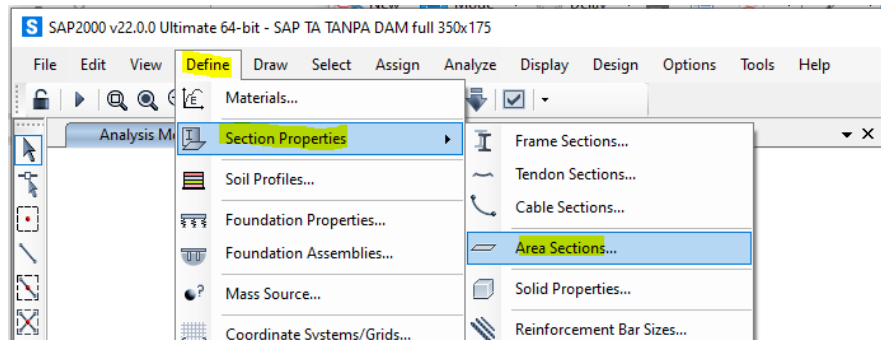
(c) pilih *steel (IWF)*



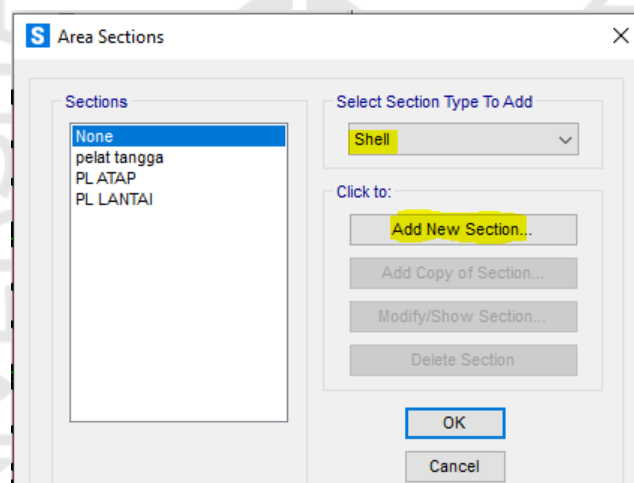
(d) masukkan dimensi profil balok/kolom

Gambar 5.10 Langkah Mendefinisikan Elemen Balok Dan Kolom

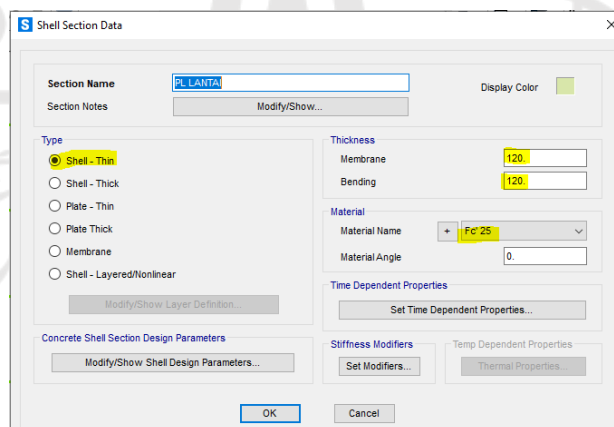
b. Pelat



(a) Klik define – section properties – area section



(b) pilih shell dan add new section

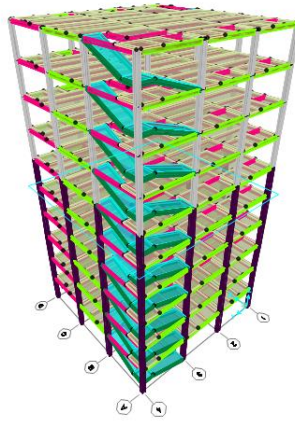


(c) masukan material dan dimensi pelat

Gambar 5.11 Langkah Mendefinisikan Elemen Pelat

3. Memodelkan struktur rencana 3D

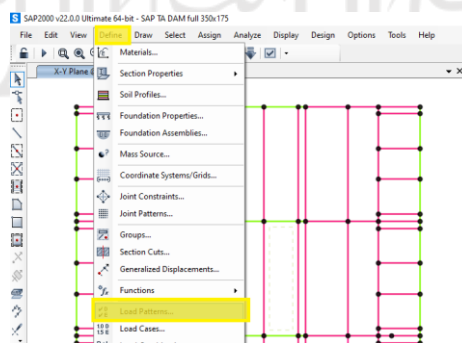
Memodelkan struktur dengan penampang balok, kolom dan pelat yang telah didefinisikan sebelumnya sesuai denah rencana dengan tumpuan pada pondasi adalah sendi.



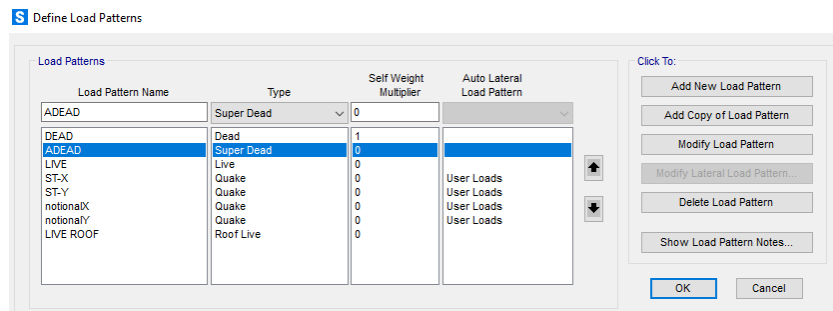
Gambar 5.12 Struktur Rencana Tampak 3D

4. Input beban mati tambahan

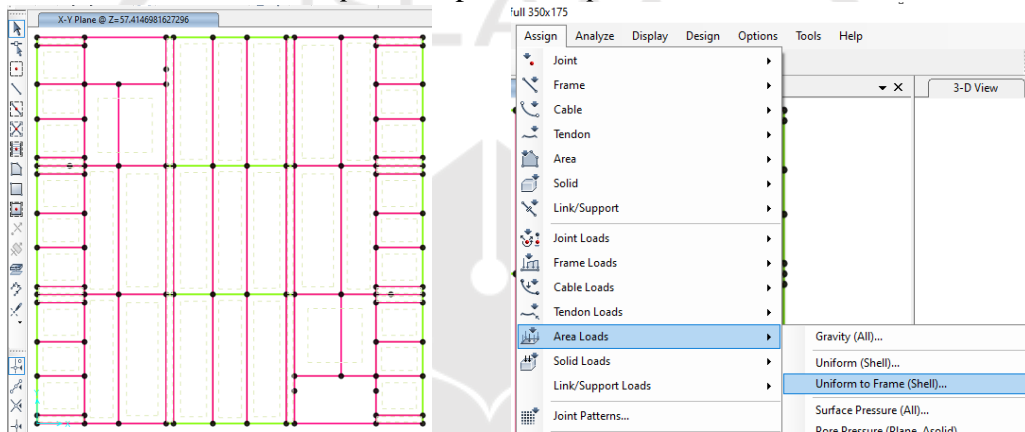
Beban mati tambahan adalah segala berat elemen struktur yang tidak dimodelkan didalam SAP2000 seperti pasir, kramik, spesi, plafond, dinding parimeter dan yang lainnya dengan cara klik *define - load patterns* – definisikan beban mati tambahan dengan tipe (*super dead*), setelah didefinisikan kemudian menginputkan beban mati pada elemen struktur yang menopang seperti kramik dipelat, dinding parimeter dibalok parimeter lebih jelasnya berikut ini.



(a) defisinikan bebannya terlebih dahulu - Klik *define – load patterns*

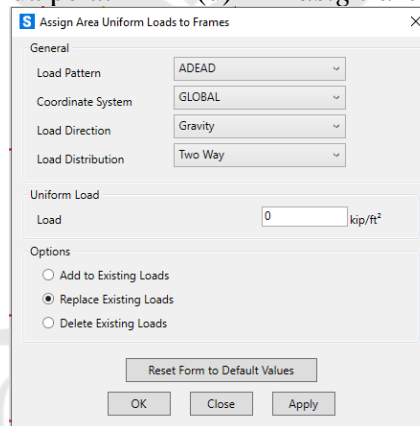


Pilih *superdead* pada load pattern ADEAD



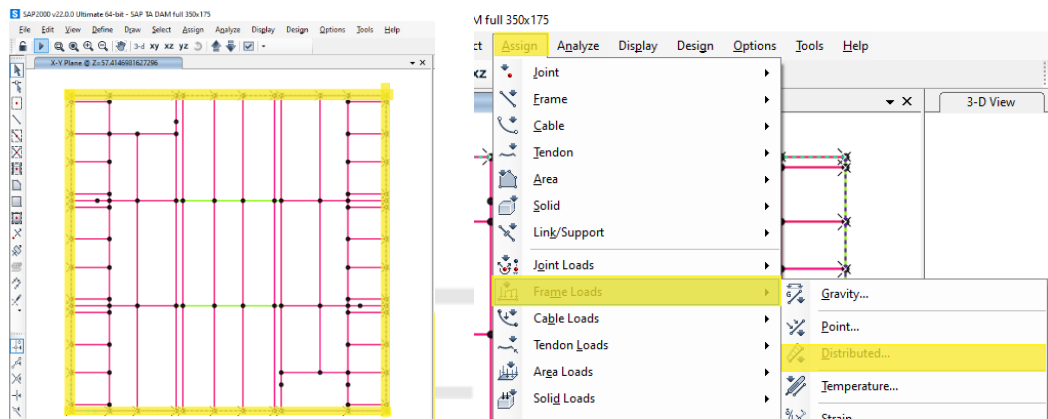
(c) kemudian pilih semua pelat

(d) klik *assign-area loads-uniform to shell*

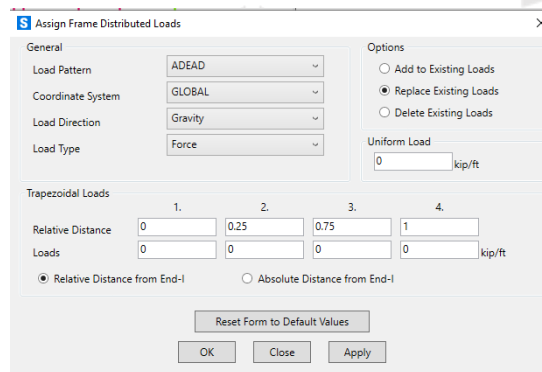


Kemudian masukkan beban untuk pelatnya

Gambar 5.13 Langkah *Input* Beban Mati Pelat Pada SAP2000



(a) pilih balok perimeter

(b) klik *assign-frame loads-distribute*

(c) masukan beban dinding perimeter

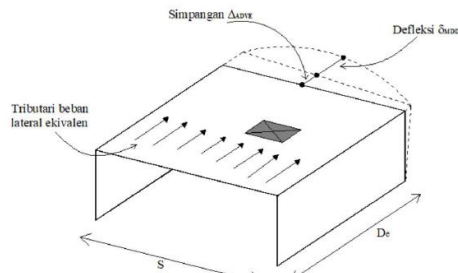
Gambar 5.14 Langkah *Input* Beban Dinding Perimeter Pada SAP2000

5. Input beban hidup

Sama seperti menginput beban mati pada pelat hanya saja load pattern yang digunakan *LIVE LOAD* dan besarnya disesuaikan dengan beban rencana

6. Mendefinisikan diafragma

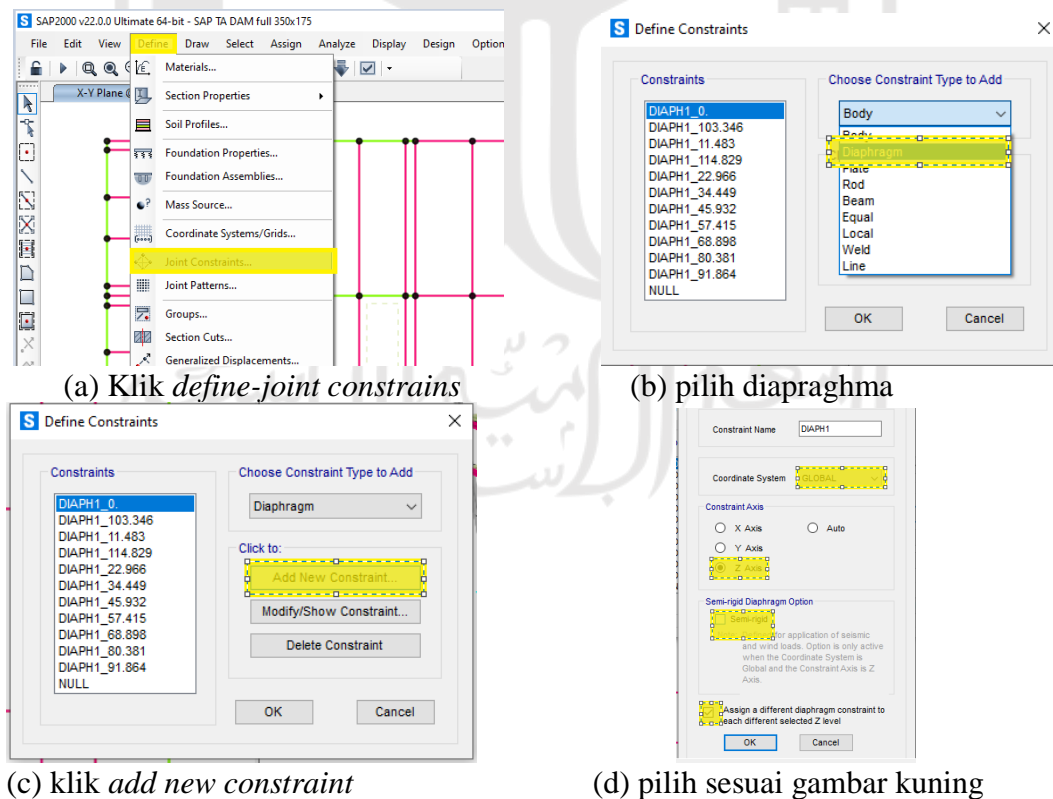
Menurut SNI 1726-2019 diafragma pelat beton atau dek metal yang diberi penutup beton dengan perbandingan S/D_e sebesar 3 atau kurang pada struktur tanpa ketidakberaturan horizontal dapat diidealisasikan sebagai diafragma kaku. Lihat Gambar 5.12 untuk definisi S dan D_e .



Gambar 4 – Diafragma fleksibel

Gambar 5.15 Diafragma

Dari penjelasan diatas disimpulkan struktur rencana penelitian ini memiliki diafragma yang kaku karena $S/De < 3$ dan pelat yang digunakan berupa beton maka aplikasinya dalam analisis SAP2000 dengan klik *define - joint constrain – diaphragm - add new constraint - koordinat system “global” - constrain axis “Z axis” – semi rigid diaphragm option “apabila $S/De > 3$ ”- lalu klik *assign a different*”supaya otomatis membuat diaphragma tiap masing-masing lantai, lebih jelasnya berikut ini.*

(a) Klik *define-joint constrains*

(b) pilih diafragma

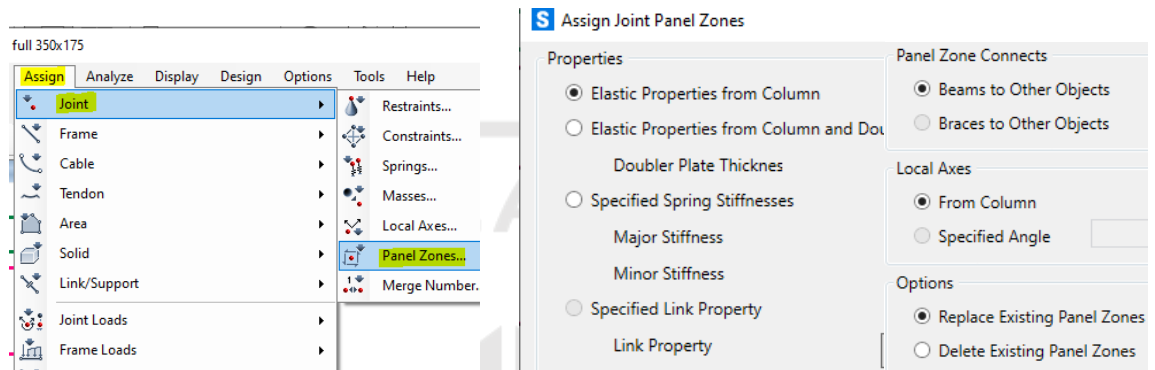
(c) klik *add new constraint*

(d) pilih sesuai gambar kuning

Gambar 5.16 Langkah Mengaktifkan Diafragma Pada SAP2000

7. Mendefinisikan zona panel

Zona panel didefinisikan pada setiap joint sambungan balok induk dan kolom seperti pada gambar berikut ini



(a) Klik *assign-joint-panezones*

(b) *setting panel zones*

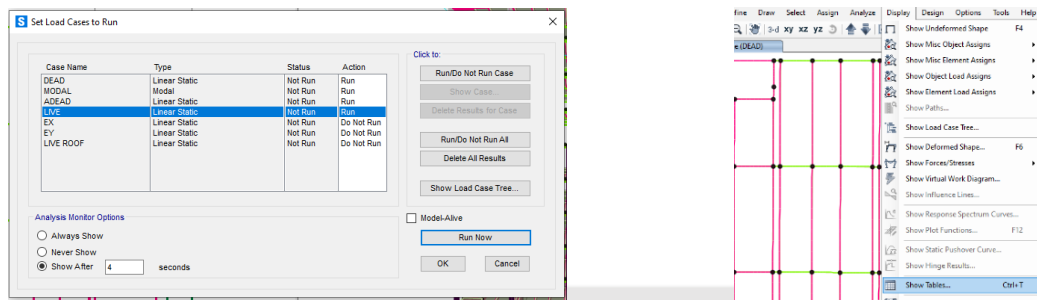


(c) pada sambungan balok induk-kolom

Gambar 5.17 Langkah Mendefinisikan Zona Panel Pada SAP2000

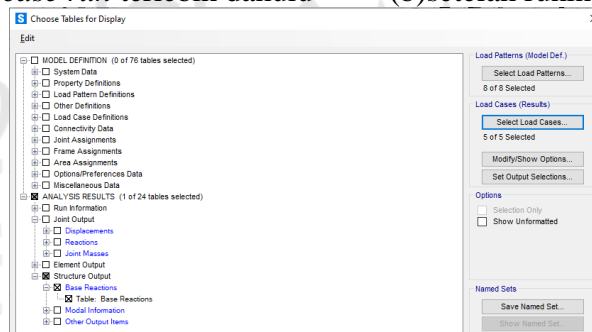
8. Kontrol berat bangunan

Kemudian mengontrol berat bangunan apakah sudah sesuai dengan perhitungan manual atau belum dengan tingkat ketelitian maksimal 2% diketahui sesuai perhitungan berat bangunan secara keseluruhan beban mati adalah 24357.77 kN dan pada SAP2000 dengan cara klik *running analisis-select load case (dead,adead)-run now*, setelah selesai running kemudia kita klik *display-show table-structur output-base reaction- select load pattern* dan *load case* yang ingin dimunculkan – teakhir klik OK



(a) setting loadcase run terlebih dahulu

(b) setelah runing, klik display- show table



(c) klik structure output-base reaction-OK

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	StepNum Unitless	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m	GlobalX m
ADEAD	LinStatic			1.463E-10	6.276E-11	11880.796	106927.182	-106926.654	-11.4849	0
berat bangu...	Combination			2.038E-10	1.027E-10	24290.713	218601.023	-218624.503	-19.2708	0
DEAD	LinStatic			5.757E-11	3.991E-11	12409.917	111673.841	-111697.849	-7.7859	0

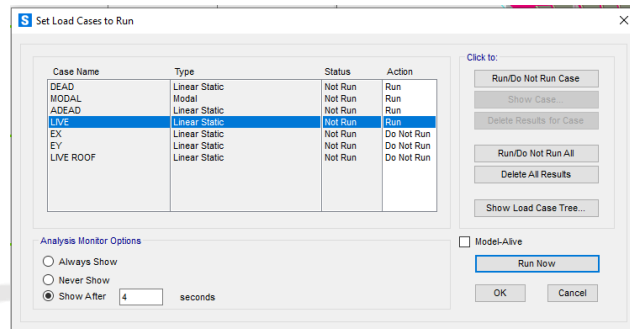
(b) jumlahkan dead dan adead untuk mengetahui berat bangunan

Gambar 5.18 Langkah Cek Berat Bangunan Pada SAP2000

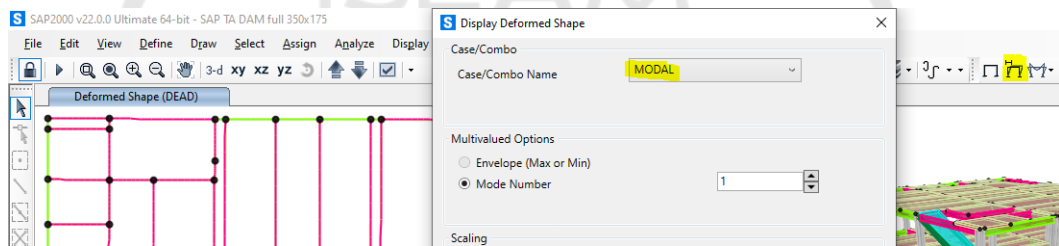
Dari hasil analisis diatas berat bangunan $dead+adead$ adalah 24290,713 maka persentase ketelitiannya adalah $\frac{24357.77 \text{ kN} - 24290,713 \text{ kN}}{24357.77 \text{ kN}}$ atau 0,37% tidak melebihi persyaratan persentase ketelitian maksimum (2%)

9. Kontrol Periode bangunan

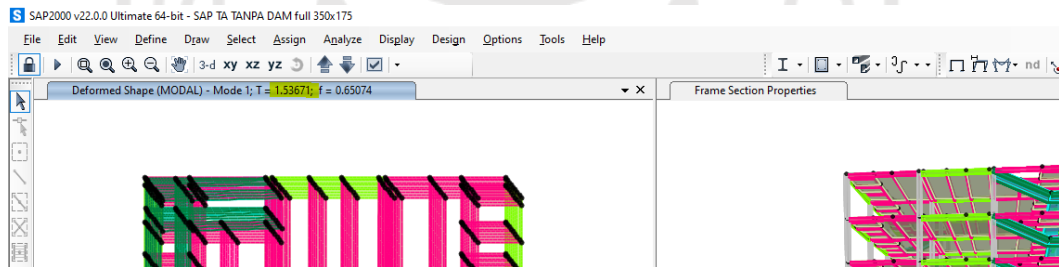
Idealnya periode bangunan (T) kurang lebih nilainya dengan T_a dan $c_u \times T_a$ sebelum lanjut menghitung beban gempa perlu cek dahulu nilai T_c dengan cara *running analisis- select load case (modal)-run now* lebih jelasnya berikut ini



(a) setting loadcase run terlebih dahulu



(b) setelah runing, klik “show deformed shape”-“pilih modal”

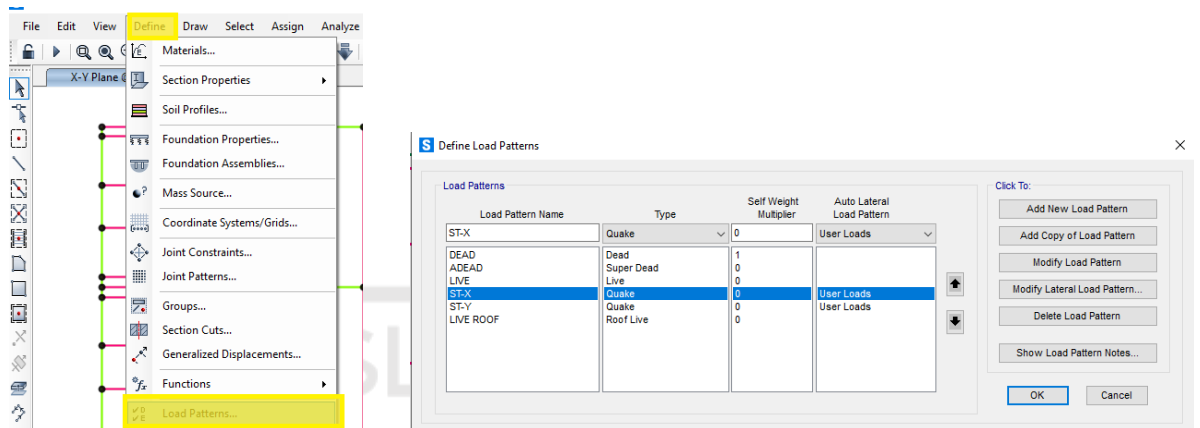


(b) lalu akan muncul nilai periode pada pojok kanan layar “lihat warna kuning”

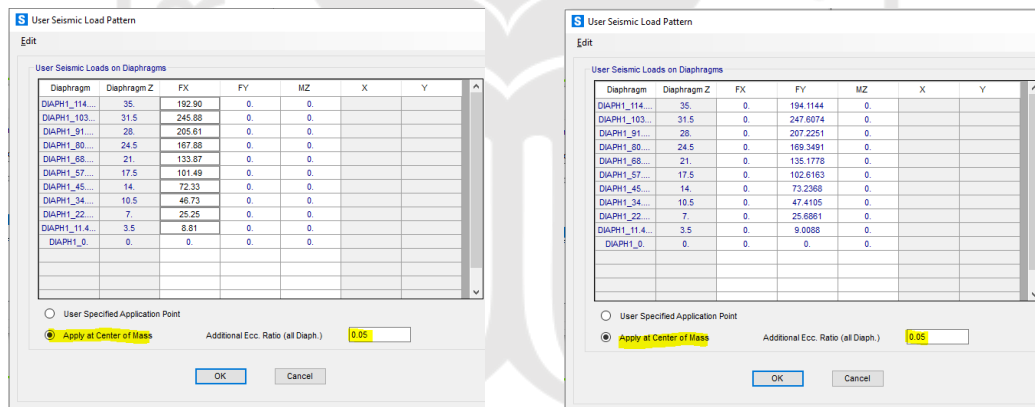
Gambar 5.19 Langkah Cek Periode Bangunan Pada SAP2000

10. Input beban lateral

Sebelum beban lateral yang sudah dihitung pada subab 5.2.2 dapat diinput kedalam SAP2000, terlebih dahulu didefinisikan pada SAP2000 dengan cara *define - load patterns* – **definisikan beban lateral** lebih jelasnya berikut ini



- (a) klik define-load patterns (b) add new load pattern definisikan seperti digambar
- Setelah terdefinisi kemudian menginput beban lateral pada SAP2000 berupa beban gempa static ekivalen dengan asumsi pusat massa bergeser sejauh 5% terhadap pusat kekakuan dengan cara **pilih auto lateral load pattern (user load) – modify lateral load pattern**-setelah itu inputkan beban gempa dan **apply at center of mass 5%** lebih jelasnya berikut ini



(c) masukan beban gempa X

(d) masukan beban gempa Y

Gambar 5.20 Langkah Cek Periode Bangunan Pada SAP2000

Selesai permodelan SAP2000 analisis orde pertama

5.3.2 Kontrol ketidakberaturan struktur

Struktur dengan kategori desain seismik sebagaimana yang terdapat dalam tabel 14 SNI 1726-2019 harus memenuhi persyaratan dalam pasal-pasal yang dirujuk dalam tabel berikut:

1. Ketidakberaturan horizontal

Tabel 5.12 Ketidakberaturan horizontal pada struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan $A_e = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragma kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 16 11.3.4	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga dengan $A_e = 1,0$, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragma kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.3.4.2 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 16 11.3.4	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2.	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.	7.3.3.4 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel 16 11.3.4	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5.	Ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.	7.5.3 7.7.3 Tabel 16 11.3.4	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

(Sumber: SNI 1726-2019)

Berdasarkan tabel diatas maka berikut ini rekapitulasi hasil analisa ketidakberaturan horizontal struktur yang didesain

a. ketidakberaturan torsi

Aman Dari Ketidakberaturan Torsi Seperti Pada Tabel Berikut Ini

Tabel 5.13 Hasil Dari Pengecekan Ketidak Beraturan Horizontal Tipe 1a Dan 1b Arah X

Arah X							
Lantai	δ_{ai}	δ_{bi}	δ_{max}	$\delta_{average}$	$1.2\delta_{average}$	$1.4\delta_{average}$	Ketidakberaturan Torsi
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
10	0.0048	0.0048	0.0048	0.0048	0.0058	0.0067	Tanpa Ketidakberaturan
9	0.0065	0.0065	0.0065	0.0065	0.0078	0.0092	Tanpa Ketidakberaturan
8	0.0080	0.0080	0.0080	0.0080	0.0096	0.0113	Tanpa Ketidakberaturan
7	0.0088	0.0088	0.0088	0.0088	0.0106	0.0124	Tanpa Ketidakberaturan
6	0.0085	0.0085	0.0085	0.0085	0.0102	0.0119	Tanpa Ketidakberaturan
5	0.0088	0.0088	0.0088	0.0088	0.0106	0.0124	Tanpa Ketidakberaturan
4	0.0089	0.0089	0.0089	0.0089	0.0107	0.0124	Tanpa Ketidakberaturan
3	0.0087	0.0087	0.0087	0.0087	0.0104	0.0122	Tanpa Ketidakberaturan
2	0.0083	0.0083	0.0083	0.0083	0.0099	0.0116	Tanpa Ketidakberaturan
1	0.0087	0.0087	0.0087	0.0087	0.0105	0.0122	Tanpa Ketidakberaturan

Tabel 5.14 Hasil Dari Pengecekan Ketidak Beraturan Horizontal Tipe 1a Dan 1b Arah Y

Arah Y							
Lantai	δ_{ai}	δ_{bi}	δ_{max}	$\delta_{average}$	$1.2\delta_{average}$	$1.4\delta_{average}$	Ketidakteraturan Torsi
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
10	0.0043	0.0043	0.0043	0.0043	0.0052	0.0061	Tanpa Ketidakteraturan
9	0.0064	0.0064	0.0064	0.0064	0.0077	0.0090	Tanpa Ketidakteraturan
8	0.0083	0.0083	0.0083	0.0083	0.0099	0.0116	Tanpa Ketidakteraturan
7	0.0094	0.0094	0.0094	0.0094	0.0113	0.0131	Tanpa Ketidakteraturan
6	0.0096	0.0096	0.0096	0.0096	0.0116	0.0135	Tanpa Ketidakteraturan
5	0.0102	0.0102	0.0102	0.0102	0.0122	0.0142	Tanpa Ketidakteraturan
4	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0125	0.0146	Tanpa Ketidakteraturan
3	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0124	0.0145	Tanpa Ketidakteraturan
2	0.0093	0.0093	0.0093	0.0093	0.0111	0.0130	Tanpa Ketidakteraturan
1	0.0101	0.0101	0.0101	0.0101	0.0122	0.0142	Tanpa Ketidakteraturan

b. ketidakteraturan sudut dalam

Aman dari ketidakteraturan sudut dalam karena denah struktur persegi tidak memiliki sudut

c. ketidakteraturan diskontinuitas diaphragma

Aman dari ketidakteraturan diskontinuitas diaphragma karena void hanya ada untuk tangga saja sehingga < 50% luas bidang keseluruhan tiap lantai

d. Ketidakteraturan akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

Aman dari ketidakteraturan pergeseran tegak lurus terhadap bidang karena denah struktur rencana memiliki portal SRPMK menerus dari bawah ke atas

e. Ketidakteraturan sistem nonparallel

Aman terhadap ketidakteraturan sistem nonparallel karena tidak memiliki pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik

2. Ketidakberaturan vertical

Tabel 5.15 Ketidak Beraturan Vertikal .

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 16	D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	7.3.3.1 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
2.	Ketidakberaturan Berat (Massa) didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 16	D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan Geometri Vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130 % dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya.	Tabel 16	D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 16	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a.	Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	7.3.3.1 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
5b.	Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 16	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

Sumber: SNI 1726-2019

Berdasarkan tabel diatas maka berikut ini rekapitulasi hasil analisa ketidakberaturan horizontal struktur yang didesain

a. ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak

Aman dari ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak seperti pada tabel berikut ini

**Tabel 5.16 Hasil Pengecekan Ketidakberaturan Vertical Tipe 1a Dan 1b
Arah X**

1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (1a dan 1b)								
Arah X								
Lantai	δ	D	V _x	Kekakuan	70	cek	0.8	cek
	(mm)	mm	kN	kN/mm	%		%	
Atap	0.07	0.00	192.90	48224.20				
9	0.07	0.01	438.78	79937.23	33756.94	aman	48224.20	aman
8	0.07	0.01	644.39	95934.16	55956.06	aman	64080.72	aman
7	0.06	0.01	812.27	105723.08	67153.91	aman	74698.53	aman
6	0.05	0.01	946.14	112944.52	74006.16	aman	93864.82	aman
5	0.04	0.01	1047.63	119211.55	79061.16	aman	104867.25	aman
4	0.03	0.01	1119.96	125626.26	83448.09	aman	112626.38	aman
3	0.02	0.01	1166.69	132638.53	87938.38	aman	119260.78	aman
2	0.02	0.01	1191.94	142015.57	92846.97	aman	125825.45	aman
1	0.01	0.01	1200.75	161131.29	99410.90	aman	133426.79	aman
0	0	0	0					

**Tabel 5.17 Hasil Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b
Arah Y**

Arah Y								
Lantai	δ	D	V _y	Kekakuan	70	cek	0.8	cek
	(mm)	mm	kN	kN/m	%		%	
Atap	0.0906	0.005	192.90	36896.861				
9	0.0853	0.007	438.78	64440.5169	25827.8	aman	36896.861	aman
8	0.0785	0.008	644.39	78488.3954	45108.36	aman	50668.689	aman
7	0.0703	0.009	812.27	87275.2178	54941.88	aman	59941.924	aman
6	0.061	0.01	946.14	93946.601	61092.65	aman	76734.71	aman
5	0.0509	0.011	1047.63	99575.2432	65762.62	aman	86570.071	aman
4	0.0404	0.011	1119.96	105956.305	69702.67	aman	93599.021	aman
3	0.0298	0.01	1166.69	113204.784	74169.41	aman	99826.05	aman
2	0.0195	0.01	1191.94	122766.163	79243.35	aman	106245.44	aman
1	0.0098	0.01	1200.75	122176.476	85936.31	aman	113975.75	aman
0	0	0	0					

b. ketidakberaturan massa

Aman dari ketidakberaturan massa seperti pada tabel berikut ini, halaman selanjutnya

Tabel 5.18 Hasil Pengecekan Ketidakberaturan Massa Struktur

2. Ketidakberaturan Massa					
Lantai	Massa	Rasio lantai di atasnya (%)	Rasio lantai dibawahnya (%)	Batas (%)	Cek
	kN				
Atap	1676.26578		66.85409189	150	aman
9	2507.349561	149.5794755	100	150	aman
8	2507.349561	100	100	150	aman
7	2507.349561	100	99.23898623	150	aman
6	2526.577161	100.7668496	100	150	aman
5	2526.577161	100	100	150	aman
4	2526.577161	100	100	150	aman
3	2526.577161	100	100	150	aman
2	2526.577161	100	100	150	aman
1	2526.577161	100		150	aman

- c. ketidakberaturan geometri vertical
aman dari ketidakberaturan geometri vertical karena bangunan tidak memiliki dimensi yang berbeda pada tiap tingkatnya
- d. ketidakberaturan geometri vertical
aman dari ketidakberaturan geometri vertical karena denah pada lantai 1 hingga lantai 10 tidak ada perbedaan
- e. ketidakberaturan diskontinuitas kuat lateral tingkat
Aman dari ketidakberaturan diskontinuitas kuat lateral tingkat seperti pada tabel berikut ini

Tabel 5.19 Hasil Pengecekan Ketidakberaturan Gaya Lateral Antar Tingkat Arah X

lantai	Arah X				
	V_x	0.8 V_x	Cek	0.65 V_x	Cek
	kN	kN		kN	
Atap	192.90	154.32	-	125.383	-
9	438.78	351.02	aman	285.204	aman
8	644.39	515.51	aman	418.853	aman
7	812.27	649.82	aman	527.976	aman
6	946.14	756.91	aman	614.989	aman
5	1047.63	838.10	aman	680.960	aman
4	1119.96	895.97	aman	727.973	aman
3	1166.69	933.35	aman	758.348	aman
3	1191.94	953.55	aman	774.759	aman
1	1200.75	960.60	aman	780.488	aman

Tabel 5.20 Hasil Pengecekan Ketidakberaturan Gaya Lateral Antar Tingkat Arah Y

lantai	Arah Y				
	V _y kN	0.8V _y kN	Cek	0.65 V _y kN	Cek
Atap	192.9	154.3	-	125.4	-
9	438.8	351.0	aman	285.2	aman
8	644.4	515.5	aman	418.9	aman
7	812.3	649.8	aman	528.0	aman
6	946.1	756.9	aman	615.0	aman
5	1047.6	838.1	aman	681.0	aman
4	1120.0	896.0	aman	728.0	aman
3	1166.7	933.4	aman	758.3	aman
2	1191.9	953.5	aman	774.8	aman
1	1200.8	960.6	aman	780.5	aman
0					

Jika struktur tidak mengalami ketidakberaturan vertikal maupun horizontal maka SNI mengizinkan prosedur “analisis gaya gempa static ekuivalen” seperti yang terlampir pada tabel 5.22 berikut ini

Tabel 5.21 Prosedur Analisis Beban Gempa Sesuai Karakteristik Struktur

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen Pasal 7.8	Analisis spektrum respons ragam Pasal 7.9	Prosedur respons riwayat waktu seismik Pasal 11
B, C	Semua struktur	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan kategori risiko I atau II yang tidak melebihi 2 tingkat diatas dasar	I	I	I
	Struktur tanpa ketidakberaturan struktural dan ketinggiannya tidak melebihi 48,8 m	I	I	I
	Struktur tanpa ketidakberaturan struktural dengan ketinggian melebihi 48,8 m dan $T < 3,5 T_s$	I	I	I
	Struktur dengan ketinggian tidak melebihi 48,8 m dan hanya memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 2,3,4 atau 5 atau ketidakberaturan vertikal tipe 4, 5a atau 5b	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

(Sumber:SNI 1726-2019)

5.3.3 Kontrol simpangan antar lantai

SNI mengatur simpangan antar tingkat dibatasi tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin ($\Delta a/\rho$) seperti pada tabel berikut.

Tabel 5.22 Simpangan Izin Antar Tingkat

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.	$0,025h_{sx}^c$	$0,02h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

(Sumber: SNI 1726-2019)

Sedangkan nilai ρ diambil 1 karena struktur tanpa ketidakberaturan sesuai SNI berikut ini

12.2.3 Redundansi

Suatu faktor redundansi, ρ , harus diberikan pada struktur di atas sistem isolasi berdasarkan persyaratan pada 7.3.4. Nilai faktor redundansi, ρ , diperbolehkan sama dengan 1,0 untuk struktur dengan isolasi yang tidak memiliki ketidakberaturan struktur, seperti ditetapkan pada 12.2.2.

Gambar 5.21 Pasal SNI 1726-2019 Terkait Redundansi

Dengan perbesaran simpangan

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

C_d = Faktor pembesar simpangan lateral

δ_{xe} = simpangan di tingkat-x yang disyaratkan pada pasal ini, yang ditentukan dengan analisis elastik

I_e = Faktor keutamaan gempa

Hasil pemeriksaan terhadap hasil desain berdasarkan simpangan antar tingkat dan analisis struktur dapat dilihat pada Tabel berikut, halaman selanjutnya

Tabel 5.23 Hasil Pengecekan Simpangan Antar Tingkah Arah X

arah x									
lantai	dxsap	dX (cd*dxsap/Ie)	D (m)	D (mm)	hx	Δa (mm)	r	Δ ijin	keterangan
10	0.06591	0.363	0.020	20.163	3500	70	1	70	aman
9	0.06225	0.342	0.028	28.237	3500	70	1	70	aman
8	0.05711	0.314	0.035	34.887	3500	70	1	70	aman
7	0.05077	0.279	0.040	39.534	3500	70	1	70	aman
6	0.04358	0.240	0.039	39.265	3500	70	1	70	aman
5	0.03644	0.200	0.041	41.036	3500	70	1	70	aman
4	0.02898	0.159	0.042	41.547	3500	70	1	70	aman
3	0.02143	0.118	0.041	40.975	3500	70	1	70	aman
2	0.01398	0.077	0.039	39.457	3500	70	1	70	aman
1	0.0068	0.037	0.037	37.411	3500	70	1	70	aman
0	0	0.000	0.000	0.000	0	0			

Tabel 5.24 Hasil Pengecekan Simpangan Antar Tingkah Arah Y

arah y									
lantai	dxsap	dX (cd*dxsap/Ie)	D (m)	D (mm)	hx	Δa (mm)	r	Δ ijin	Keterangan
10	0.0802	0.441	0.026	26.279	3500	70	1	70	aman
9	0.07542	0.415	0.035	34.755	3500	70	1	70	aman
8	0.0691	0.380	0.042	42.378	3500	70	1	70	aman
7	0.0614	0.338	0.048	47.933	3500	70	1	70	aman
6	0.05268	0.290	0.048	47.878	3500	70	1	70	aman
5	0.04398	0.242	0.049	49.330	3500	70	1	70	aman
4	0.03501	0.193	0.050	49.539	3500	70	1	70	aman
3	0.026	0.143	0.048	48.362	3500	70	1	70	aman
2	0.01721	0.095	0.046	46.189	3500	70	1	70	aman
1	0.00881	0.048	0.048	48.455	3500	70	1	70	aman
0	0	0.000	0.000	0.000	0	0			

5.3.4 Kontrol Struktur Terhadap Pengaruh P-Delta

Pengaruh P-delta pada geser tingkat dan momen, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar tingkat yang diakibatkannya tidak perlu diperhitungkan bila koefisien stabilitas (q) seperti ditentukan oleh persamaan 3.xx sama dengan atau kurang dari 0,10 Hasil dari pemeriksaan struktur terhadap pengaruh P-delta yang dapat dilihat pada Tabel 5.26 dan Tabel 5.27 berikut ini.

Tabel 5.25 Hasil Pengecekan P-Delta Arah X

Arah X									
lantai	PX	VX	delta	hsx	cd	ie	q	q max	q < 0.1 atau q < q max
10	1676.27	192.90	0.0202	3.5	5.5	1	0.0091	0.0909	OK
9	4183.62	438.78	0.0282	3.5	5.5	1	0.0140	0.0909	OK
8	6690.96	644.39	0.0349	3.5	5.5	1	0.0188	0.0909	OK
7	9198.31	812.27	0.0395	3.5	5.5	1	0.0233	0.0909	OK
6	11724.89	946.14	0.0393	3.5	5.5	1	0.0253	0.0909	OK
5	14251.47	1047.63	0.0410	3.5	5.5	1	0.0290	0.0909	OK
4	16778.05	1119.96	0.0415	3.5	5.5	1	0.0323	0.0909	OK
3	19304.62	1166.69	0.0410	3.5	5.5	1	0.0352	0.0909	OK
2	21831.20	1191.94	0.0395	3.5	5.5	1	0.0375	0.0909	OK
1	24357.78	1200.75	0.0374	3.5	5.5	1	0.0394	0.0909	OK

Tabel 5.26 Hasil Pengecekan P-Delta Arah Y

ARAH Y									
lantai	PX	VX	delta	hsx	cd	ie	q	q max	q < 0.1 atau q < q max
10	1676.27	192.90	0.0263	3.5	5.5	1	0.0119	0.0909	OK
9	4183.62	438.78	0.0348	3.5	5.5	1	0.0172	0.0909	OK
8	6690.96	644.39	0.0424	3.5	5.5	1	0.0229	0.0909	OK
7	9198.31	812.27	0.0479	3.5	5.5	1	0.0282	0.0909	OK
6	11724.89	946.14	0.0479	3.5	5.5	1	0.0308	0.0909	OK
5	14251.47	1047.63	0.0493	3.5	5.5	1	0.0349	0.0909	OK
4	16778.05	1119.96	0.0495	3.5	5.5	1	0.0386	0.0909	OK
3	19304.62	1166.69	0.0484	3.5	5.5	1	0.0416	0.0909	OK
2	21831.20	1191.94	0.0462	3.5	5.5	1	0.0439	0.0909	OK
1	24357.78	1200.75	0.0485	3.5	5.5	1	0.0511	0.0909	OK

5.3.5 Kombinasi Pembebanan

Setelah diketahui jenis-jenis beban, maka yang dibutuhkan selanjutnya adalah kombinasi beban. Menurut SNI 1729:2020, beban dan kombinasi beban ditetapkan oleh peraturan bangunan yang berlaku. Kombinasi-kombinasi tersebut adalah sebagai berikut.

1. Comb 1 = 1,4 D

2. Comb 2 = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 Lr
3. Comb 3 = 1,2 D + 1 L + 1,6 Lr
4. Comb 6.1 = (1,2 + 0,2 Sds) D + 1ρE1 + L
5. Comb 6.2 = (1,2 + 0,2 Sds) D + 1ρE2 + L
6. Comb 6.3 = (1,2 + 0,2 Sds) D + 1ρE3 + L
7. Comb 6.4 = (1,2 + 0,2 Sds) D + 1ρE4 + L
8. Comb 6.5 = (1,2 + 0,2 Sds) D + 1ρE5 + L
9. Comb 6.6 = (1,2 + 0,2 Sds) D + 1ρE6 + L
10. Comb 6.7 = (1,2 + 0,2 Sds) D + 1ρE7 + L
11. Comb 6.8 = (1,2 + 0,2 Sds) D + 1ρE8 + L
12. Comb 7.1 = (0,9 + 0,2 Sds) D + 1ρE1
13. Comb 7.2 = (0,9 + 0,2 Sds) D + 1ρE2
14. Comb 7.3 = (0,9 + 0,2 Sds) D + 1ρE3
15. Comb 7.4 = (0,9 + 0,2 Sds) D + 1ρE4
16. Comb 7.5 = (0,9 + 0,2 Sds) D + 1ρE5
17. Comb 7.6 = (0,9 + 0,2 Sds) D + 1ρE6
18. Comb 7.7 = (0,9 + 0,2 Sds) D + 1ρE7
19. Comb 7.8 = (0,9 + 0,2 Sds) D + 1ρE8

Untuk mempermudah dalam analisis SAP 2000, maka dilakukan perhitungan terlebih dahulu sesuai Sds pada kombinasi 6 dan kombinasi 7. Nilai Sds diambil dari perhitungan respon spektrum sebesar 0,78 sedangkan berdasarkan SNI nilai $\rho = 1$, berikut adalah tabel kombinasi pembebanan yang digunakan

Tabel 5.27 Kombinasi Pembebanan

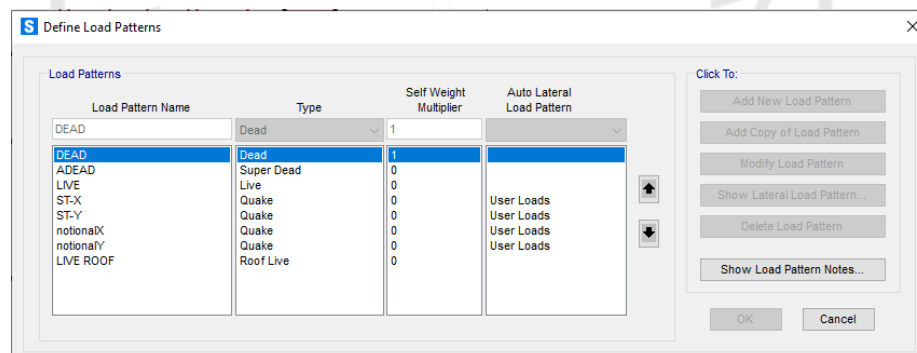
Comb	1,2D+0,2 Sds	L	EX	EY
6.1	1.356	1	0.3	1
6.2	1.356	1	0.3	-1
6.3	1.356	1	-0.3	1
6.4	1.356	1	-0.3	-1
6.5	1.356	1	1	0.3
6.6	1.356	1	-1	0.3
6.7	1.356	1	1	-0.3
6.8	1.356	1	-1	-0.3
7.1	0.744		0.3	1
7.2	0.744		0.3	-1
7.3	0.744		-0.3	1

Lanjutan Tabel 5.28 Kombinasi Pembebanan

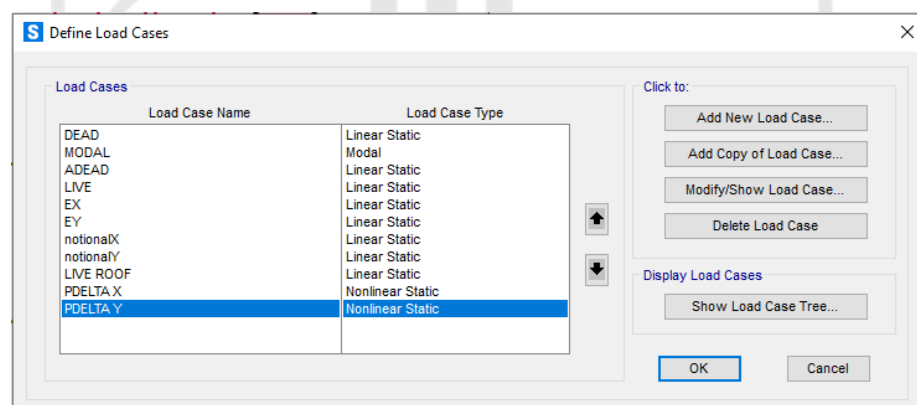
7.4	0.744		-0.3	-1
7.5	0.744		1	0.3
7.6	0.744		-1	0.3
7.7	0.744		1	-0.3
7.8	0.744		-1	-0.3

5.4 Analisis Order Kedua (DAM)

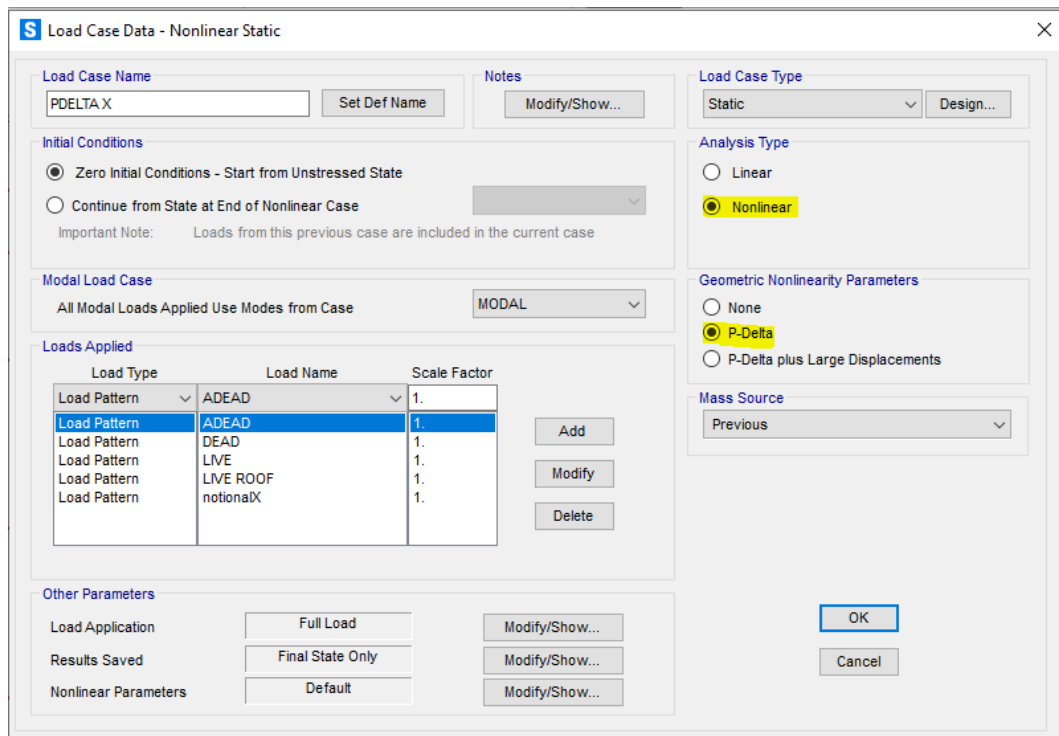
Mengaplikasikan analisis metode DAM pada objek penelitian dengan software sap2000 v.22 Setelah input beban kombinasi langkah selanjutnya analisis struktur dengan mengaktifkan P-delta



Gambar 5.22 Langkah DAM ke-1
Tampilan load patterns analisis order pertama

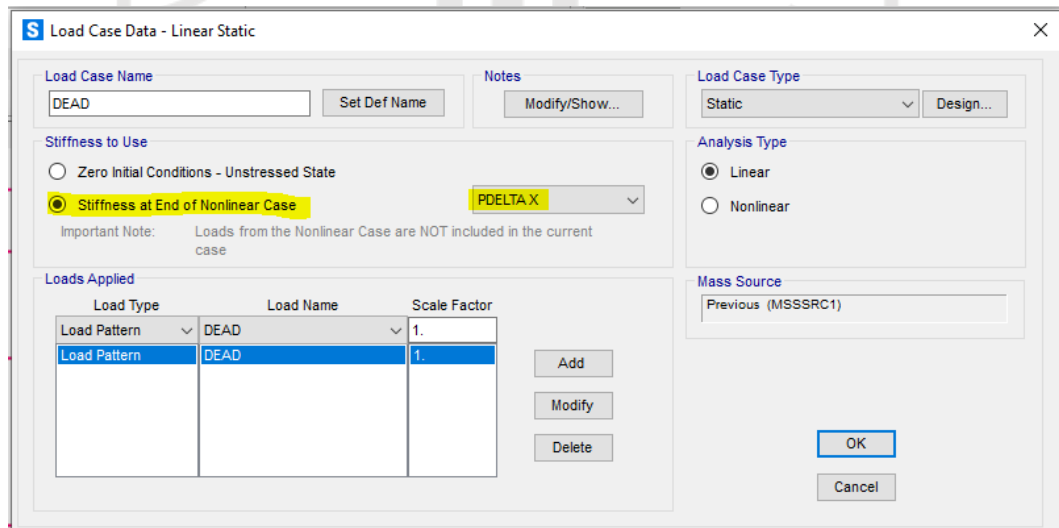


Gambar 5.23 Langkah DAM ke-2
Membuat loadcase Pdelta baik arah x atau y kemudian klik modifyshow loadcase



Gambar 5.24 Langkah DAM ke-3

aktifkan analisis tipe nonlinear dengan P-delta dan beban yang diterapkan adalah beban gravitasi dan beban notional

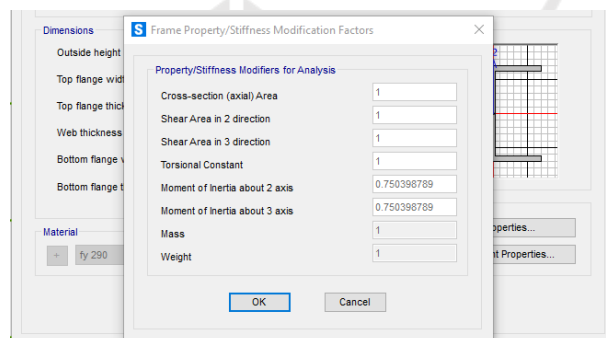


Gambar 5.25 Langkah DAM 3

Kembali ke loadcase maka perlu merubah kekakuan yang digunakan menjadi stiffness at end of nonlinear case pilih "P-DELTA"

lakukan Langkah ini diterapkan juga pada beban arah y.

Setelah langkah di atas selesai, maka runing analisis kedua dengan cara yang sama dengan runing analisis cara pertama, hanya saja mulai dari analisis kedua ini 0 digunakan **reduksi kekakuan sebesar 0,8** pada semua elemen, untuk kemudahan analisis maka faktor 0,8 dimasukkan ke dalam nilai modulus elastisitas baja, sehingga nilainya menjadi 160000 MPa. Dari analisis kedua, diambil data nilai gaya tekan kolom maksimum (P_r) kemudian dihitung nilai **faktor reduksi kekuatan (τ_b)**, lalu faktor tersebut dimasukkan kembali ke dalam parameter **inersia setiap penampang**.



Gambar 5.26 Langkah DAM ke 4

Memasukan faktor reduksi kekuatan (τ_b) pada inersia penampang

Setelah faktor reduksi kekuatan disertakan, selanjutnya struktur di running analisis untuk ketiga kali dengan cara yang sama dengan cara sebelumnya, setelah diruning, hasil analisis akhir tersebut merupakan hasil akhir dari analisis struktur dengan cara DAM.

Dari hasil analisis struktur *direct analysis method*, diperoleh gaya tekan kolom maksimum (P_r) sebesar 3912,756 kN sebagaimana gambar berikut.

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem Text
24	0	6.5++(Y)	Combination	-3912.756	44.536	-16.332	0.0005586	-8.9791	81.6665	24-1
24	1.75	6.5++(Y)	Combination	-3908.836	44.536	-16.332	0.0005586	20.1459	-5.8355	24-1
24	3.5	6.5++(Y)	Combination	-3904.916	44.536	-16.332	0.0005586	44.8468	-92.8874	24-1
14	0	6.7-+(Y)	Combination	-3767.338	-145.759	96.888	0.105	4.389E-14	7.301E-15	14-1
14	1.5	6.7-+(Y)	Combination	-3763.978	-145.759	96.888	0.105	-151.6295	216.9818	14-1

Gambar 5.27 Hasil dari analisi DAM

5.5 Cek kekuatan elemen struktur

5.5.1 Balok induk

balok induk tidak mengalami tekuk lokal karena profilnya kompak dan tidak mengalami tekuk torsi karena $L_b < L_p$ berikut ini penjelasannya

$$L_p = 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1,76 \times 3,95 \times \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}}$$

$$L_p = 2006,869 \text{ mm}$$

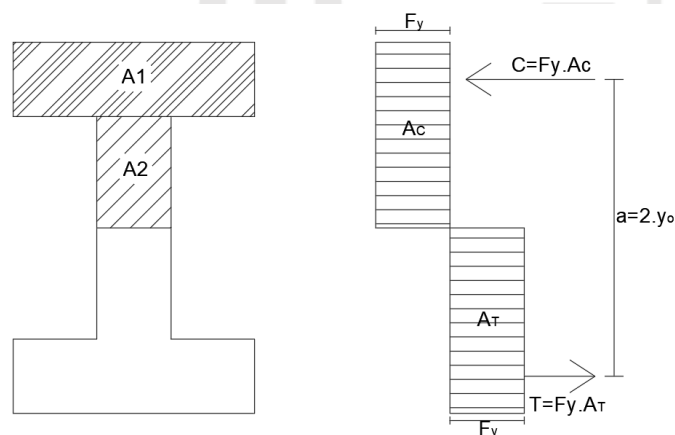
Sedangkan L_b balok induk adalah 1825 mm maka tidak terjadi tekuk torsi sehingga dapat memberikan kekuatan secara maksimal plastis sempurna berikut perhitungan kekuatan balok induk

$$M_p = F_y \times Z_x$$

$$Z_x = A_i \times d$$

$$d = 2 \times y_o$$

menentukan nilai y_o



Gambar 5.28 Kondisi Plastik Sempurna

Tabel 5.29 Tabel Perhitungan Nilai y_o

	b	h	Ai	Yi	Ai x yi
1	175	11	1148	169,5	94136
2	7	164	1925	82	326287.5
Σ			3073		420423.5

$$y_o = \frac{\sum Ai \times yi}{\sum Ai}$$

$$y_o = \frac{420423.5}{3073}$$

$$y_o = 136.81 \text{ mm}$$

$$d = 2 \times 136.81 \text{ mm}$$

$$d = 273.62 \text{ mm}$$

$$Z = 273.62 \text{ mm} \times 3073 \text{ mm}^2$$

$$Z = 84087 \text{ mm}^3$$

$$M_p = 240 \text{ Mpa} \times 84087 \text{ mm}^3$$

$$\phi M_p = 0,9 \times 201.8 \text{ kNm}$$

$$\phi M_p = 181.62 \text{ kNm}$$

Penampang memiliki kekuatan yang cukup apabila kekuatan tersedia lebih besar dari kekuatan yang diperlukan. Momen ultimit (M_u) balok induk hasil analisis struktur SAP2000 adalah sebesar 77,63 kNm yang ditunjukkan oleh Gambar 5.26 berikut.

TABLE: Element Forces - Frames											
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
151	0.375	6.3+-(X)	Combination	-206.688	-66.763	-0.689	0.0111	-0.5768	-77.6309	151-2	0
111	0.375	6.3+-(X)	Combination	-205.665	-66.53	-0.739	0.0119	-0.6225	-77.2969	111-2	0
191	0.375	6.3+-(X)	Combination	-201.174	-66.337	-0.621	0.01	-0.5151	-76.6883	191-2	0
71	0.375	6.3+-(X)	Combination	-202.949	-65.842	-0.759	0.0123	-0.6428	-76.3381	71-2	0
200	5.625	6.7+-(Y)	Combination	-188.447	61.938	-0.839	0.0132	0.572	-74.5192	200-4	1.825

Gambar 5.29 Hasil Output SAP2000 Momen Ultimit balok induk

$$\phi M_n > M_u$$

$$181,62 \text{ kNm} > 77,63 \text{ kNm}$$

Dari perbandingan di atas, kekuatan tersedia lebih besar dari kekuatan perlu, maka persyaratan kekuatan terpenuhi sehingga profil tersebut aman terhadap bebanyang bekerja.

5.5.2 Kolom H 350x350

Kolom H350xH350 tidak mengalami tekuk lokal karena profilnya kompak

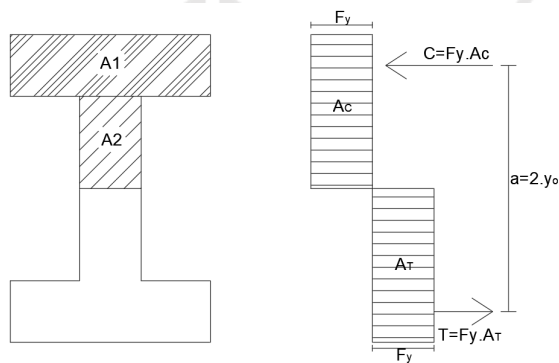
1. periksa kapasitas lentur kolom sumbu kuat

$$M_p = F_y \times Z_x$$

$$Z_x = A_i \times d$$

$$d = 2 \times y_o$$

menentukan nilai y_o



Gambar 5.30 Kondisi Plastik Sempurna Sumbu Kuat

Tabel 5.30 Tabel Perhitungan Nilai y_o

	b	h	A_i	Y_i	$A_i \times y_i$
1	350	19	6650	165.5	1100575
2	12	156	1872	78	146016
Σ			8522		1246591

$$y_o = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

$$y_o = \frac{1246591}{8522}$$

$$y_o = 146,28 \text{ mm}$$

$$d = 2 \times 146,28 \text{ mm}$$

$$d = 292.56 \text{ mm}$$

$$Z = 292.56 \text{ mm} \times 8522 \text{ mm}^2$$

$$Z = 2493182 \text{ mm}^3$$

$$M_p = 290 \text{ Mpa} \times 2493182 \text{ mm}^3$$

$$\phi M_p = 0,9 \cdot 723.023 \text{ kNm}$$

$$\phi M_p = 650.72 \text{ kNm}$$

Penampang memiliki kekuatan yang cukup apabila kekuatan tersedia lebih besar dari kekuatan yang diperlukan. Momen ultimate (M_u) hasil analisis struktur SAP2000 adalah sebesar 90,50 kNm yang ditunjukkan Gambar 5.28 berikut.

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem Text
258	3.5	6.2+(X)	Combination	-1294.595	-46.304	3.899	0.0019	-11.7316	90.5035	258-1
258	3.5	7.2+(X)	Combination	-580.538	-42.765	3.388	0.0019	-10.7922	83.911	258-1
258	3.5	6.4-(X)	Combination	-1297.512	-36.477	1.366	0.0009649	-3.1163	71.057	258-1

Gambar 5.31 Hasil Output SAP2000 Momen Ultimate H350 Sumbu Kuat

$$\phi M_n > M_u$$

$$650.72 \text{ kNm} > 90,50 \text{ kNm}$$

Dari perbandingan di atas, kekuatan tersedia lebih besar dari kekuatan perlu, maka persyaratan kekuatan terpenuhi sehingga profil tersebut aman terhadap bebanyang bekerja.

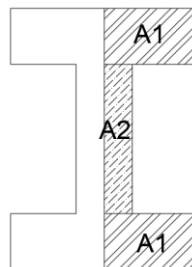
- periksa kapasitas lentur kolom sumbu lemah

$$M_p = F_y \times Z_x$$

$$Z_x = A_i \times d$$

$$d = 2 \times y_o$$

menentukan nilai y_o



Gambar 5.32 Kondisi Plastik Sempurna Sumbu Lemah

Tabel 5.31 Tabel Perhitungan Nilai y_o

	b	h	Ai	Yi	Ai x yi
1	175	19	3325	87.5	290937.5
1	175	19	3325	87.5	290937.5
2	6	312	1872	3	5616
Σ			8522		587491

$$y_o = \frac{\sum Ai \times yi}{\sum Ai}$$

$$y_o = \frac{587491}{8522}$$

$$y_o = 68.94 \text{ mm}$$

$$d = 2 \times 68.94 \text{ mm}$$

$$d = 137.88 \text{ mm}$$

$$Z = 137.88 \text{ mm} \times 8522 \text{ mm}^2$$

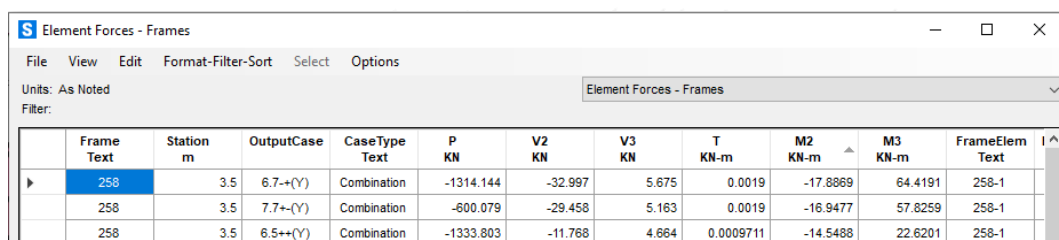
$$Z = 1174982 \text{ mm}^3$$

$$M_p = 290 \text{ Mpa} \times 1174982 \text{ mm}^3$$

$$\phi M_p = 0,9 \ 34,744 \text{ kNm}$$

$$\phi M_p = 306,670 \text{ kNm}$$

Penampang memiliki kekuatan yang cukup apabila kekuatan tersedia lebih besar dari kekuatan yang diperlukan. Momen ultimate (M_u) hasil analisis struktur SAP2000 adalah sebesar 17,89 kNm yang ditunjukkan oleh Gambar 5.31 berikut.



Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem Text
258	3.5	6.7+(Y)	Combination	-1314.144	-32.997	5.675	0.0019	-17.8869	64.4191	258-1
258	3.5	7.7+-(Y)	Combination	-800.079	-29.458	5.163	0.0019	-16.9477	57.8259	258-1
258	3.5	6.5++(Y)	Combination	-1333.803	-11.768	4.664	0.0009711	-14.5488	22.6201	258-1

Gambar 5.33 Hasil Output SAP2000 Momen Ultimit Kolom H350 Sumbu Lemah

$$\phi M_n > M_u$$

$$306,67 \text{ kNm} > 17,89 \text{ kNm}$$

Dari perbandingan di atas, kekuatan tersedia lebih besar dari kekuatan perlu, maka persyaratan kekuatan terpenuhi sehingga profil tersebut aman terhadap momen pada sumbu y atau sumbu lemah,

3. Periksa kapasitas aksial kolom

- a. menentukan kelangsingan kolom

$$\frac{KL}{r_{min}} = \frac{1 \times (3500 - 300 \text{ mm})}{88,4 \text{ mm}} = 36,2$$

$$4,71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \times \sqrt{\frac{200000}{290}} = 123,69$$

$$\frac{KL}{r_{min}} < 4,71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (Tekuk elastis)}$$

- b. menentukan F_e lentur

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 200000}{(3200/88,4)^2} = 1504,85 \text{ Mpa}$$

- c. menentukan F_e torsi

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(KL)^2} + GJ \right] \times \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$G = 77200 \text{ Mpa}$$

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4}$$

$$C_w = \frac{13600 \times 10^4 \times (350 - 19)^2}{4}$$

$$C_w = 3725074000000 \text{ mm}^6$$

$$J = \frac{1}{3} \times b \times t^3 (\text{badan}) + \frac{2}{3} \times b \times t^3 (\text{sayap})$$

$$J = \frac{1}{3} \times (350 - 19) \times 12^3 + \frac{2}{3} \times 350 \times 19^3$$

$$J = 1791089,333 \text{ mm}^4$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 \times 200.000 \times 3,725 \times 10^{12}}{(1 \times 3150)^2} + 77200 \times 1791089,3 \right] \times \frac{1}{(40300 + 13600) \times 10^4}$$

$$F_e = 694,34 \text{ Mpa}$$

d. menentukan F_{cr} kolom

F_e yang digunakan adalah yang terkecil diantara F_e lentur dan F_e torsi

$$F_{cr} = \left[(0,658)^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y$$

$$F_{cr} = \left[(0,658)^{\frac{290}{694,34}} \right] 290 = 243,49 \text{ Mpa}$$

e. menentukan kuat tekan kolom

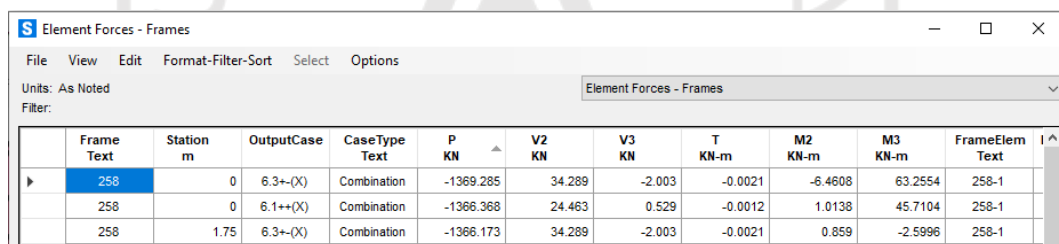
$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

$$P_n = 243,49 \text{ Mpa} \times 17390 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 4234,25 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,9 P_n = 3810,83 \text{ kN}$$

Penampang memiliki kekuatan yang cukup apabila kekuatan tersedia lebih besar dari kekuatan yang diperlukan. Beban aksial (P_u) hasil analisis struktur SAP2000 adalah sebesar 1369,285 kNm yang ditunjukkan oleh Gambar 5.32 berikut.



Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem Text
258	0	6.3+-(X)	Combination	-1369.285	34.289	-2.003	-0.0021	-6.4608	63.2554	258-1
258	0	6.1+-(X)	Combination	-1366.368	24.463	0.529	-0.0012	1.0138	45.7104	258-1
258	1.75	6.3+-(X)	Combination	-1366.173	34.289	-2.003	-0.0021	0.859	-2.5996	258-1

Gambar 5.34 Hasil Output SAP2000 Beban aksial kolom H350

$$\phi P_n > P_u$$

$$3810,83 \text{ kNm} > 1369,285 \text{ kNm}$$

Dari perbandingan di atas, kekuatan tersedia lebih besar dari kekuatan perlu, maka persyaratan kekuatan terpenuhi sehingga profil tersebut aman terhadap beban yang bekerja.

4. Periksa interaksi lentur dan gaya tekan kolom

$$\frac{Pu}{Pc} = \frac{1369,267}{3810,83} = 2,78 \geq 0,2$$

maka perhitungan interaksi lentur dan gaya tekannya adalah

$$\begin{aligned} &= \frac{Pu}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \\ &= \frac{1369,267}{3810,83} + \frac{8}{9} \left(\frac{90,05}{605,72} + \frac{17,88}{306,67} \right) \\ &= 0,534 \leq 1 \text{ (aman)} \end{aligned}$$

5.5.3 Kolom H 400x400

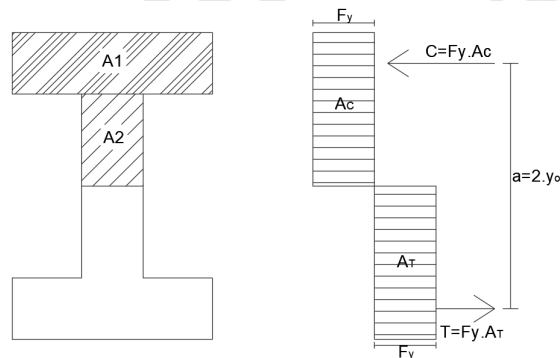
Kolom H400xH400 tidak mengalami tekuk lokal karena profilnya kompak periksa kapasitas lentur kolom sumbu kuat

$$M_p = F_y \times Z_x$$

$$Z_x = A_i \times d$$

$$d = 2 \times y_o$$

menentukan nilai y_o



Gambar 5.35 Kondisi Plastik Sempurna Sumbu Kuat

Tabel 5.32 Tabel Perhitungan Nilai y_o

	b	h	A_i	Y_i	$A_i \times y_i$
1	400	21	8400	189.5	1591800
2	13	179	2327	89.5	208266.5
Σ			10727		1800066.5

$$y_o = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

$$y_o = \frac{1800066.5}{10727}$$

$$y_o = 167,8 \text{ mm}$$

$$d = 2 \times 167,8 \text{ mm}$$

$$d = 335.61 \text{ mm}$$

$$Z = 335.6 \text{ mm} \times 10727 \text{ mm}^2$$

$$Z = 3600133 \text{ mm}^3$$

$$M_p = 290 \text{ Mpa} \times 3600133 \text{ mm}^3$$

$$\phi M_p = 0,9 \times 1044.04 \text{ kNm}$$

$$\phi M_p = 939.63 \text{ kNm}$$

Penampang memiliki kekuatan yang cukup apabila kekuatan tersedia lebih besar dari kekuatan yang diperlukan. Momen ultimate (M_u) hasil analisis struktur SAP2000 adalah sebesar 108,33 kNm yang ditunjukkan oleh Gambar 5.34 berikut.

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem Text
24	3.5	6.7+-(Y)	Combination	-3733.818	44.471	-7.667	0.0016	29.7395	-108.3337	24-1
24	3.5	7.7+-(Y)	Combination	-2379.783	38.721	3.938	0.0018	-0.1517	-97.9524	24-1
24	3.5	6.5++(Y)	Combination	-3904.916	44.536	-16.332	0.0005586	44.8468	-92.8874	24-1

Gambar 5.36 Hasil Output SAP2000 Momen Ultimate H400 Sumbu Kuat

$$\phi M_n > M_u$$

$$939.63 \text{ kNm} > 108,33 \text{ kNm}$$

Dari perbandingan di atas, kekuatan tersedia lebih besar dari kekuatan perlu, maka persyaratan kekuatan terpenuhi sehingga profil tersebut aman terhadap bebanyang bekerja.

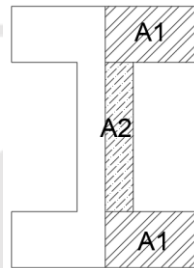
2. periksa kapasitas lentur kolom sumbu lemah

$$M_p = F_y \times Z_x$$

$$Z_x = A_i \times d$$

$$d = 2 \times y_o$$

menentukan nilai y_o



Gambar 5.35 Kondisi Plastik Sempurna Sumbu Lemah

Tabel 5.33 Tabel Perhitungan Nilai y_o

	b	h	A_i	Y_i	$A_i \times y_i$
1	200	21	4200	100	420000
1	200	21	4200	100	420000
2	6.5	358	2327	3.25	7562.75
Σ			10727		847562.75

$$y_o = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

$$y_o = \frac{847562.75}{10727}$$

$$y_o = 79.01 \text{ mm}$$

$$d = 2 \times 79.01 \text{ mm}$$

$$d = 158.02 \text{ mm}$$

$$Z = 158.02 \text{ mm} \times 10727 \text{ mm}^2$$

$$Z = 1695125.5 \text{ mm}^3$$

$$M_p = 290 \text{ Mpa} \times 1695125.5 \text{ mm}^3$$

$$\phi M_p = 0,9 \times 491.59 \text{ kNm}$$

$$\phi M_p = 442.43 \text{ kNm}$$

Penampang memiliki kekuatan yang cukup apabila kekuatan tersedia lebih besar dari kekuatan yang diperlukan. Momen ultimate (M_u) hasil analisis struktur SAP2000 adalah sebesar 84,29 kNm yang ditunjukkan oleh Gambar 5.36 berikut.

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem Text
24	3.5	6.3--(X)	Combination	-2506.902	1.641	-38.265	-0.0029	84.2858	29.0424	24-1
24	3.5	6.6--(Y)	Combination	-1447.027	-21.573	-34.523	-0.0029	78.4066	66.973	24-1
24	3.5	6.1++(X)	Combination	-3244.269	21.473	-32.808	-0.0018	74.2178	-18.9157	24-1

Gambar 5.37 Hasil Output SAP2000 Momen Ultimate H400 Sumbu Lemah

$$\phi M_n > M_u$$

$$442.43 \text{ kNm} > 84,29 \text{ kNm}$$

Dari perbandingan di atas, kekuatan tersedia lebih besar dari kekuatan perlu, maka persyaratan kekuatan terpenuhi sehingga profil tersebut aman terhadap momen pada sumbu y atau sumbu lemah,

3. Periksa kapasitas aksial kolom
 - a. menentukan kelangsingan kolom

$$\frac{KL}{r_{min}} = \frac{1 \times (3500 - 350 \text{ mm})}{101 \text{ mm}} = 31.18$$

$$4,71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \times \sqrt{\frac{200000}{290}} = 123.69$$

$$\frac{KL}{r_{min}} < 4,71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Tekuk elastis})$$

- b. menentukan F_e lentur

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times 200000}{(3150/101)^2} = 2027.27 \text{ Mpa}$$

c. menentukan F_e torsi

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(KL)^2} + GJ \right] \times \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$G = 77200 \text{ Mpa}$$

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4}$$

$$C_w = \frac{22400 \times 10^4 \times (400 - 21)^2}{4}$$

$$C_w = 8043896000000 \text{ mm}^6$$

$$J = \frac{1}{3} \times b \times t^3(\text{badan}) + \frac{2}{3} \times b \times t^3(\text{sayap})$$

$$J = \frac{1}{3} \times (400 - 21) \times 13^3 + \frac{2}{3} \times 400 \times 21^3$$

$$J = 2747154,333 \text{ mm}^4$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 \times 200.000 \times 8,04 \times 10^{12}}{(1 \times 3150)^2} + 77200 \times 2747154,3 \right] \times \frac{1}{(66600 + 22400) \times 10^4}$$

$$F_e = 810,84 \text{ Mpa}$$

d. menghitung F_{cr}

F_e yang digunakan adalah yang terkecil diantara F_e lentur dan F_e torsi

$$F_{cr} = \left[(0,658)^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y$$

$$F_{cr} = \left[(0,658)^{\frac{290}{810,84}} \right] 290 = 249,68 \text{ Mpa}$$

e. menentukan kuat tekan kolom

$$P_n = F_{cr} \times A_g$$

$$P_n = 249,68 \text{ Mpa} \times 21870 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 5460,52 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,9 P_n = 4914,47 \text{ kN}$$

Penampang memiliki kekuatan yang cukup apabila kekuatan tersedia lebih besar dari kekuatan yang diperlukan. Beban aksial (P_u) hasil analisis struktur SAP2000 adalah sebesar 3912,756 kNm yang ditunjukkan oleh Gambar 5.37 berikut.

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m	FrameElem Text
24	0	6.5++(Y)	Combination	-3912.756	44.536	-16.332	0.0005586	-8.9791	81.6665	24-1
24	1.75	6.5++(Y)	Combination	-3908.836	44.536	-16.332	0.0005586	20.1459	-5.8355	24-1
24	3.5	6.5++(Y)	Combination	-3904.916	44.536	-16.332	0.0005586	44.8468	-92.8874	24-1

Gambar 5.38 Hasil Output SAP2000 Beban Aksial Kolom H400

$$\phi P_n > P_u$$

$$4914.47 \text{ kNm} > 3912,756 \text{ kNm}$$

Dari perbandingan di atas, kekuatan tersedia lebih besar dari kekuatan perlu, maka persyaratan kekuatan terpenuhi sehingga profil tersebut aman terhadap beban yang bekerja.

4. Periksa interaksi lentur dan gaya tekan kolom

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{3912,756}{4914,471} = 1,25 \geq 0,2$$

maka *perhitungan interaksi lentur dan gaya tekannya adalah*

$$\begin{aligned} &= \frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \\ &= \frac{3912,756}{4914,471} + \frac{8}{9} \left(\frac{108,314}{939,635} + \frac{84,29}{442,} \right) \\ &= 0,704 \\ &= 0,534 \leq 1 \text{ (aman)} \end{aligned}$$

5.6 Periksa persyaratan SCWB

Berdasarkan SNI 1729-2020 dan SNI 7860-2020 rasio momen kolom dan balok pada struktur SRPMK harus lebih besar dari satu ($\Sigma M_{pc} / \Sigma M_{pb} > 1$)

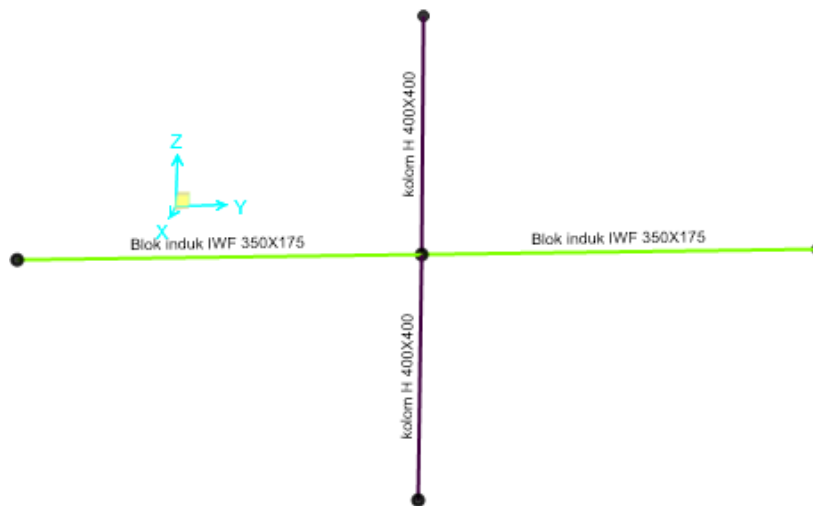
ΣM_{pc}^* = jumlah dari proyeksi kekuatan lentur nominal kolom

$$\Sigma M_{pc}^* = \Sigma Z_c \left(F_{yc} - \alpha_s \frac{P_r}{A_g} \right) + V_{kol} \left(\frac{db}{2} \right)$$

ΣM_{pb}^* = jumlah dari proyeksi kekuatan lentur terekspektasi dari balok pada lokasi sendi plastis

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

5.6.1 SCWB Kolom H 400x400



Gambar 5.39 Kolom H400 Yang Mengalami Gaya Aksial Maksimum

$$M_{pc}^* \text{ bawah} = \sum Z_c (F_{yc} - \alpha_s \frac{P_r}{A_g}) + V_{kol} \left(\frac{db}{2} \right)$$

$$= 3600133 \left(290 - 1 \frac{3912756}{21870} \right) + 44,54 \times 10^6 \left(\frac{350}{2} \right)$$

$$= 399,94 \text{ kNm} + 7,79 \text{ kNm}$$

$$= 407,73 \text{ kNm}$$

$$M_{pc}^* \text{ atas} = 3600133 \left(290 - 1 \frac{3316502}{21870} \right) + 43,05 \times 10^6 \left(\frac{350}{2} \right)$$

$$= 498,09 \text{ kNm} + 7,5 \text{ kNm}$$

$$= 505,62 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{pc}^* = 407,73 \text{ kNm} + 505,62 \text{ kNm}$$

$$= 913,36 \text{ kNm}$$

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

$$M_{pb \text{ kiri}}^* = C_{pr} R_y F_y Z_e + V_u \text{ balok} \left(sh + \frac{dc}{2} \right)$$

$$= 1,2 \times 1,5 \times 290 \times 840847 + 40,657 \times 10^6 \left(0,375 \times \frac{400}{2} \right)$$

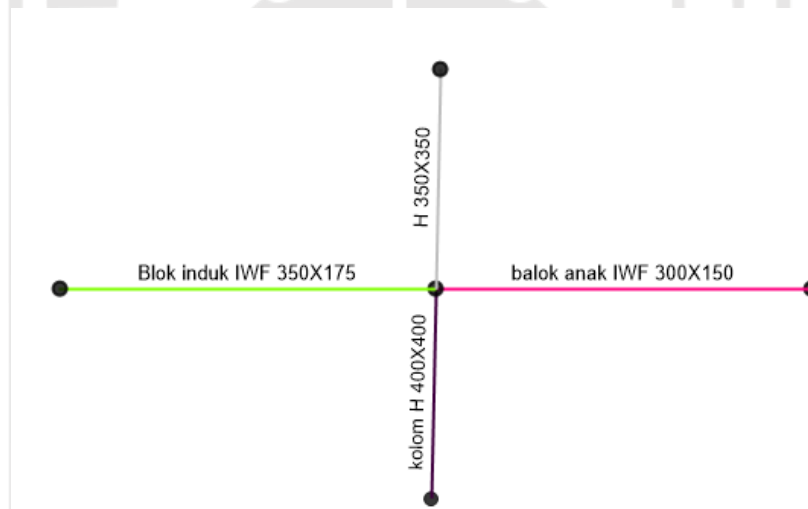
$$= 363,25 + (-23,38)$$

$$= 339,87 \text{ kNm}$$

$$M_{pb \text{ kanan}}^* = C_{pr} R_y F_y Z_e + V_u \text{ balok} \left(sh + \frac{dc}{2} \right)$$

$$\begin{aligned}
&= 1,2 \times 1,5 \times 290 \times 840847 + 31.355 \times 10^6 \left(0,375 \times \frac{400}{2}\right) \\
&= 363.246 + 18.029125 \\
&= 381.27 \text{ kNm} \\
\Sigma M_{pb}^* &= 339.87 \text{ kNm} + 381.27 \text{ kNm} \\
&= 721.14 \text{ kNm} \\
\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} &= \frac{913,36 \text{ kNm}}{721.14 \text{ kNm}} \\
&= 1,27 > 1 \text{ (persyaratan SCWB terpenuhi)}
\end{aligned}$$

5.6.2 SCWB Kolom H 350x350



Gambar 5.40 Kolom H350 Yang Mengalami Gaya Aksial Maksimum

$$\begin{aligned}
M_{pc}^* \text{ bawah} &= \Sigma Z_c \left(F_{yc} - \alpha_s \frac{P_r}{A_g} \right) + V_{kol} \left(\frac{db}{2} \right) \\
&= 3600133 \left(290 - 1 \times \frac{1758,83}{21870} \right) + 40,33 \times 10^6 \left(\frac{350}{2} \right) \\
&= 1043,75 \text{ kNm} + 7.06 \text{ kNm} \\
&= 1050,81 \text{ kNm} \\
M_{pc}^* \text{ atas} &= 2493182 \left(290 - 1 \frac{1369,28}{17390} \right) + 34,29 \times 10^6 \left(\frac{350}{2} \right) \\
&= 722,83 \text{ kNm} + 6 \text{ kNm} \\
&= 728,83 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_{pc}^* &= 1050,81 \text{ kNm} + 728,83 \text{ kNm} \\ &= 1779,63 \text{ kNm}\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}M_{pb \text{ kiri}}^* &= C_{pr} R_y F_y Z_e + V_u \text{ balok} \left(sh + \frac{dc}{2} \right) \\ &= 1,2 \times 1,5 \times 290 \times 840847 + 52,136 \times 10^6 \left(0,375 \times \frac{350}{2} \right) \\ &= 363,25 + (-28,67) \\ &= 334,57 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{pb \text{ kanan}} &= 1,2 \times 1,5 \times 290 \times 522076,5 + 47,511 \times 10^6 \left(0,375 \times \frac{350}{2} \right) \\ &= 225,54 + 34,45 \\ &= 259,99 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_{pb}^* &= 334,57 \text{ kNm} + 259,99 \text{ kNm} \\ &= 594,56 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} &= \frac{1779,63 \text{ kNm}}{594,56 \text{ kNm}} \\ &= 2,99 > 1 \text{ (persyaratan SCWB terpenuhi)}\end{aligned}$$

5.7 Desain Sambungan

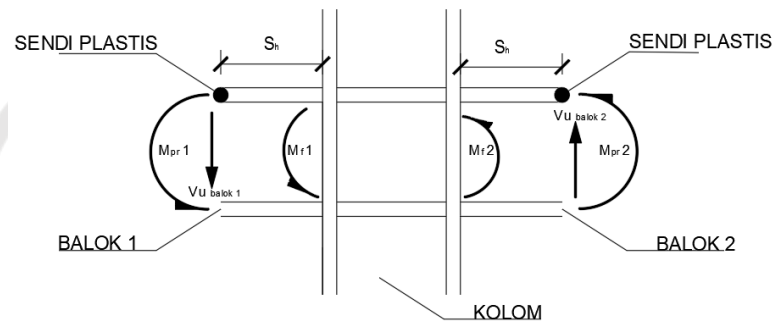
Pada perencanaan sambungan hanya direncanakan satu desain sambungan dari desain sambungan 4E dan 4ES. Adapun besarnya gaya-gaya yang diperlukan untuk mendesain sambungan diambil dari gaya-gaya maksimum dari seluruh hasil output program SAP2000, contohnya yaitu gaya tekan kolom (Pu) diambil yang terbesar dari semua output gaya tekan kolom (dari lantai 1-10 dipilih yang terbesar).

Sambungan 4E dan 4ES yang akan direncanakan terletak pada kolom H 400x400 dengan balok IWF 350x175 untuk kolom H 350x350 dengan balok IWF 350x175 diasumsikan sama dengan sambungan kolom H 400x400 dengan balok IWF 350x175. Adapun desain dari masing-masing sambungan akan dibahas pada sub bab berikut ini.

5.7.1 Desain sambungan 4E

1. Menghitung momen pada muka kolom

Langkah pertama menghitung momen yang bekerja pada muka kolom



Gambar 5.41 Gaya yang Bekerja pada Muka Kolom

M_f adalah momen yang bekerja pada muka kolom. Tebal pelat ujung dan diameter baut ditentukan oleh nilai M_f , untuk besaran nilai M_f berdasarkan persamaan 3.48 sebagai berikut

$$M_f = M_{pr} + V_u \times S_h$$

$$M_{pr} = C_{pr} \times Z_x \times R_y \times F_y \quad (\text{SNI 7972-2020, 2.4-1})$$

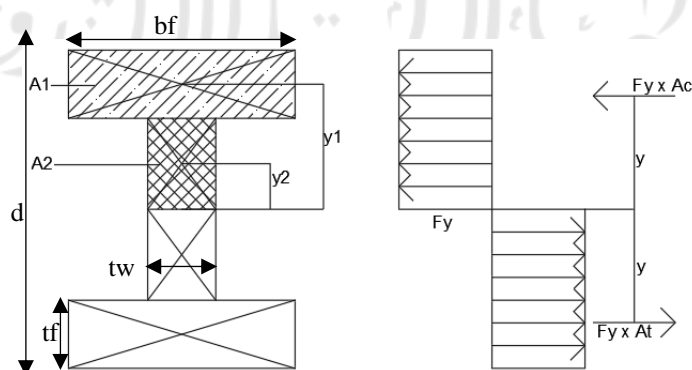
$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2 \times F_y} \leq 1,2 \quad (\text{SNI 7972-2020, 2.4-2})$$

$$= \frac{240 + 370}{2 \times 240}$$

$$= 1,2708$$

C_{pr} pakai 1.2 karena hasil perhitungan lebih besar dari 1.2

Z_x = Modulus plastis dari penampang I (arah sumbu kuat)



Gambar 5.42 Prilaku Balok Ketika Mengalami Kondisi Plastis Sempurna

$$Z_x = bf \times tf \times (d - tf) + (0.25 \times tw \times (d - (2 \times tf))^2)$$

$$Z_x = 175 \text{ mm} \times 11 \text{ mm} \times (350 \text{ mm} - 11 \text{ mm}) + (0.25 \times 7 \text{ mm} \times (350 \text{ mm} - (2 \text{ mm} \times 11 \text{ mm}))^2)$$

$$= 840847 \text{ mm}$$

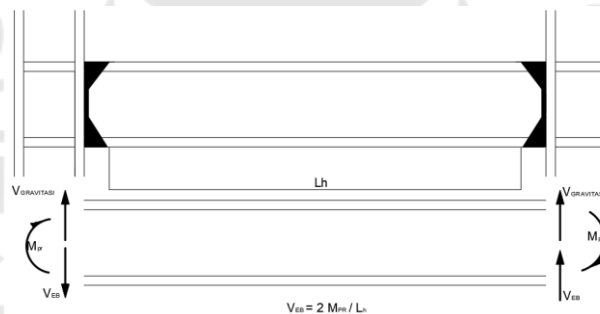
$$R_y = 1,5 \text{ (SNI 7860-2020, Tabel A3.1)}$$

$$F_y = 240 \text{ Mpa}$$

$$M_{pr} = 1,2 \times 840847 \text{ mm} \times 1,5 \times 240 \text{ Mpa}$$

$$M_{pr} = 363.25 \text{ kNm}$$

$$V_u = 2 \times \frac{M_{pr}}{L_h} \pm V_{grvitas}$$



Gambar 5. 43 Gaya Geser yang Bekerja pada Sendi Plastis

$$Vu1 = 2 \times \frac{363,25 \text{ kNm}}{5250 \text{ mm}} + 23,38 \text{ kNm}$$

$$Vu1 = 161,76 \text{ kNm}$$

$$Vu2 = 2 \times \frac{363,25 \text{ kNm}}{5250 \text{ mm}} - 23,38 \text{ kNm}$$

$$Vu2 = 115,00 \text{ kNm}$$

$$Mf1 = 363,25 \text{ kNm} + 161,76 \text{ kNm} \times 0,175 \text{ m}$$

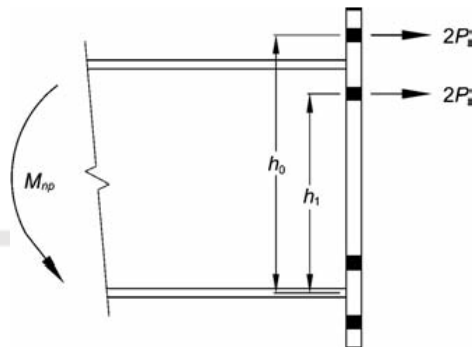
$$Mf1 = 391.55 \text{ kN}$$

$$Mf2 = 363,25 \text{ kNm} + 115,00 \text{ kNm} \times 0,175 \text{ m}$$

$$Mf2 = 383,37 \text{ kN}$$

Selanjutnya menentukan diameter baut berdasarkan persamaan 3.50 sebagai berikut ini

2. Diameter baut



Gambar 5.44 Gaya yang bekerja pada baut

(sumber : SNI 7972-2020)

$$P_1 = P_0 = (0.25 \times \pi \times db^2) \times F_{nt}$$

$$M_{np1} = 2P_1 \times h_1$$

$$M_{np0} = 2P_0 \times h_0$$

$$\sum M_{np} = M_{np1} + M_{np0}$$

$$\sum M_{np} = (2P_1 \times h_1) + (2P_0 \times h_0)$$

$$\sum M_{np} = \phi \times 2P_1 \times (h_1 + h_0)$$

Kemudian untuk menentukan diameter baut $\sum M_{np} \geq M_f$ karena gaya yang akan ditahan oleh baut adalah M_f sebesar 391,55 kNm maka rumus diatas disubstitusikan seperti berikut ini.

$$\sum M_{np} = \phi 2P_1 (h_1 + h_0) \geq M_f$$

$$= \phi \times 2 \times (0.25 \times \pi \times db^2) \times F_{nt} \times (h_1 + h_0) \geq M_f$$

$$= \phi \times (0.5 \times \pi \times db^2) \times F_{nt} \times (h_1 + h_0) \geq M_f$$

$$= db^2 \geq \frac{M_f}{\phi \times (0.5 \times \pi) \times F_{nt} \times (h_1 + h_0)}$$

$$= db \geq \sqrt{\frac{2 \times M_f}{\phi \times \pi \times F_{nt} \times (h_1 + h_0)}} \quad (\text{SNI 7972-2020})$$

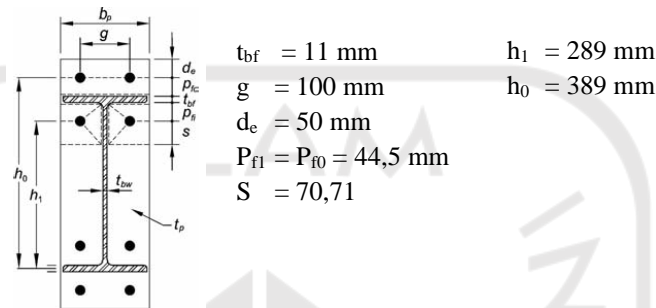
$$= db \geq \sqrt{\frac{2 \times 391,55 \times 10^6 \text{ Nmm}}{(0.9 \times \pi) \times 620 \text{ Nmm}^2 \times (289 \text{ mm} + 389 \text{ mm})}}$$

$$= db \geq 25.66 \text{ mm}$$

Sesuai persediaan baut yang ada maka diameter baut yang dipakai adalah **27 mm** dan diameter lubang 30 mm.

3. Menentukan tebal pelat ujung

Berdasarkan pola garis leleh SNI menetapkan rumus menentukan tebal pelat ujung seperti persamaan 3.52 sebagai berikut perhitungannya.



Gambar 5.45 Pola Garis Leleh pada Sambungan Tipe 4E

(sumber : SNI 7972-2020)

$$t_p = \sqrt{\frac{1.11 \times M_f}{\Phi_d \times F_{yp} \times Y_p}}$$

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \times \left[h_1 \times \left(\frac{1}{p_{f1}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \times \left(\frac{1}{p_{f0}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} \times [h_1 \times (p_{f1} + s)]$$

$$S = \frac{1}{2} \times \sqrt{b_p \times g}$$

Lebar pelat ujung (b_p) disyaratkan harus lebih besar dari atau sama dengan lebar sayap balok yang disambung, dan Lebar pelat ujung efektif tidak boleh diambil lebih besar dari sayap balok yang disambung ditambah 1 in. (25 mm). Diketaahui lebar sayap balok yang disambung adalah 175 mm sehingga lebar pelat ujung yang dipakai adalah 200 mm. sebelum menentukan ketebalan pelat ujung maka tentukan nilai S dan Y_p terlebih dahulu seperti berikut ini.

$$S = \frac{1}{2} \times \sqrt{200 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}}$$

$$S = 70,71 \text{ mm}$$

$$Y_p = \frac{200}{2} \times \left[289 \times \left(\frac{1}{44,5} + \frac{1}{70,71} \right) + 389 \times \left(\frac{1}{44,5} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{100} \times [289 \times (44,5 + 70,71)]$$

$$Y_p = 2548,22 \text{ mm}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{1.11 \times 391,55 \times 10^6 \text{ Nmm}}{0.9 \times 240 \text{ Nmm}^2 \times 2548,22 \text{ mm}}}$$

$$t_p = 28,10 \text{ mm}$$

Dari perhitungan diatas, diperoleh tebal pelat ujung adalah 29 mm

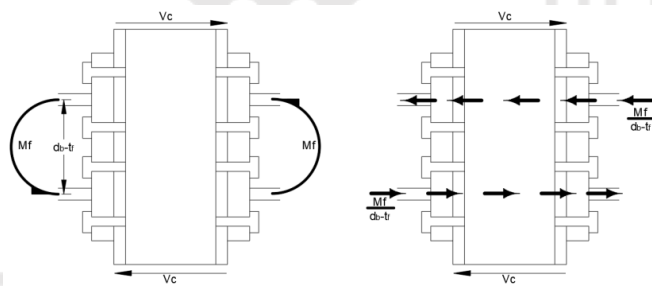
4. Menghitung gaya sayap terfaktor

Gaya sayap terfaktor adalah gaya tegak lurus pada muka kolom hasil dari pembagian antara momen (M_f) dengan jarak (tinggi balok dikurang tebal sayapnya) pada persamaan 3.53 berikut ini perhitungannya

$$Ffu = \frac{M_f}{(db - t_f)}$$

$$Ffu = \frac{391,55 \text{ kNm}}{(350 - 11) \text{ mm}}$$

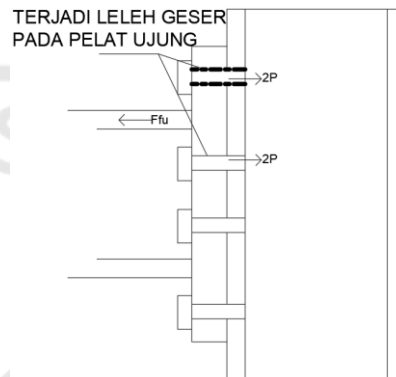
$$Ffu = 1154,02 \text{ kN}$$



Gambar 5.46 Gaya Sayap Terfaktor (F_{fu})

Dilihat pada gambar diatas menunjukkan gaya sayap terfaktor (F_{fu}) dapat menyebabkan beberapa perilaku pada kolom dan pelat ujung yang perlu dipertimbangkan supaya aman terhadap kegagalan yang mungkin terjadi, berikut lebih jelasnya.

5. Pengecekan desain sambungan 4E (baut dan pelat ujung)
- a. Memeriksa pelelehan geser pada bagian yang diperpanjang dari pelat ujung



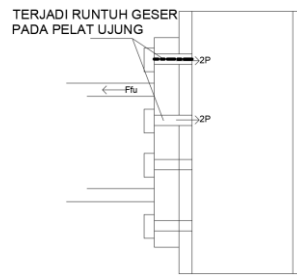
Gambar 5.47 Mekanisme Leleh Geser pada Pelat Ujung yang Diperpanjang

pada gambar diatas akibat gaya F_{fu} dan perlawanan dari baut menyebabkan terjadi perilaku geser sehingga perlu dicek ketahanannya berikut ini.

$$\begin{aligned}
 &= F_{fu} \leq \text{kuat geser} \\
 &= F_{fu} \leq R_n \\
 &= F_{fu} \leq \text{jml bidang geser} \times (\Phi_{\text{geser}} \times F_{y_{\text{plt ujung}}} \times A_{\text{bidang geser}}) \\
 &= F_{fu} \leq \text{jml bdg geser} \times (\Phi_{\text{geser}} \times F_{y_{\text{plt ujung}}} \times (\text{tbl plt ujung} \times \text{lebar plt ujung})) \\
 &= F_{fu} \leq 2 \times \left(0.6 \times 240 \frac{N}{mm^2} \times (29 \times 200) mm^2 \right) \\
 &= \frac{1154,02 \text{ kN}}{2} \leq 835,200 \text{ kN} \\
 &= 577,51 \leq 835,200 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Hasil dari perhitungan diatas pelat ujung tidak mengalami pelelehan geser akibat gaya tarik dari F_{fu}

- b. Periksa keruntuhan geser bagian pelat ujung yang diperpanjang.
- Lokasi perilaku keruntuhan geser ini berada pada serat pelat ujung yang sejajar dengan baut seperti gambar berikut ini.



Gambar 5.48 Mekanisme Keruntuhan Geser pada Pelat Ujung yang Diperpanjang

pada gambar diatas akibat gaya F_{fu} dan perlawanan dari baut menyebabkan terjadi perilaku geser sehingga perlu dicek ketahanannya berikut ini.

$$= F_{fu} \leq \text{kuat geser}$$

$$= F_{fu} \leq R_n$$

$$= F_{fu} \leq \text{jml bidang geser} \times (\Phi_{\text{geser}} \times F_{u_{\text{plt ujung}}} \times A_{\text{bidang geser netto}})$$

$$= F_{fu} \leq \text{jml bdg geser}$$

$$\times (\Phi_{\text{geser}} \times F_{u_{\text{plt ujung}}} \times (t_{\text{plt ujug}} \times (b_{\text{plt ujug}} - (\text{jml baut} \times d_L)))$$

$$= F_{fu} \leq 2 \times \left(0.6 \times 370 \frac{N}{mm^2} \times (29 \times (200 - (2 \times 30)) mm^2) \right)$$

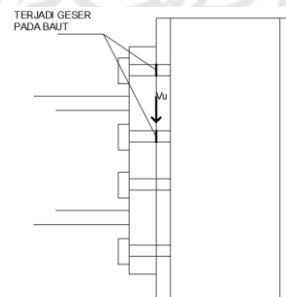
$$= F_{fu} \leq 2 \times \left(0.6 \times 370 \frac{N}{mm^2} \times (4060) mm^2 \right)$$

$$= \frac{1154,02 \text{ kN}}{2} \leq 901,320 \text{ kN}$$

$$= 577,51 \leq 901,320 \text{ kN}$$

Hasil dari perhitungan diatas pelat ujung tidak mengalami keruntuhan geser akibat F_{fu}

c. Kekuatan runtuh geser baut



Gambar 5.49 Mekanisme Geser pada Baut

Gambar diatas menunjukkan baut mengalami perilaku geser akibat gaya aksial (V_u) Sehingga perlu dipastikan ketahanan baut yang terpasang cukup kuat terhadap perilaku geser dari oleh V_u

$$V_u = 2 \times \left(\frac{M_{pr}}{L_h} \right) + V_g$$

$$V_u = 161,76 \text{ kN}$$

Perhitungan kekuatan geser baut sebagai berikut ini.

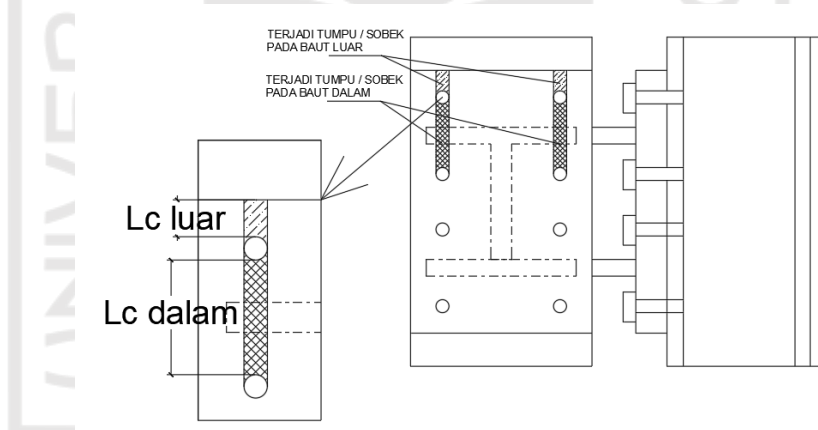
$$R_n = \Phi \times \text{jml baut} \times F_{nv} \times A_{\text{baut}}$$

$$R_n = 0.9 \times 4 \times 469 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 27^2$$

$$R_n = 967,09 \text{ kN}$$

Hasil dari perhitungan diatas baut tidak mengalami keruntuhan geser

- d. Periksa kegagalan tumpu baut/sobek dari pelat ujung dan sayap kolom



Gambar 5.50 Mekanisme Tumpu Baut/Sobek dari Pelat Ujung dan Sayap Kolom

selain harus kuat terhadap keruntuhan geser baut juga dipastikan tidak mengalami kegagalan tumpu atau sobek pada pelat perhitungannya seperti berikut ini.

$$V_u \leq \Phi R_n = \Phi n (n_i) r_{ni} + \Phi n (n_o) r_{no}$$

$$V_u \leq 0.9 R_n = 0.9 (2) r_{ni} + 0.9 (2) r_{no}$$

$$r_{ni} = 1,2 \times L_c \times t \times F_u < 2,4 \times d_b \times t \times F_u \text{ (untuk baut luar)}$$

$$r_{ni} = 1,2 \times 35 \times 21 \times 370 < 2,4 \times 27 \times 21 \times 370$$

$$r_n = 326,340 \text{ kN} < 503,496 \text{ kN}$$

$$r_n = 1,2 \times L_c \times t \times F_u < 2,4 \times d_b \times t \times F_u \text{ (untuk baut dalam)}$$

$$r_n = 1,2 \times 70 \times 21 \times 370 < 2,4 \times 27 \times 21 \times 370$$

$$r_n = 652,680 \text{ kN} < 503,496 \text{ kN}$$

$$V_u \leq 0,9 R_n = 0,9 (2) 326,340 \text{ kN} + 0,9 (2) 503,496 \text{ kN}$$

$$0,9 R_n = 1493,705 \text{ kN} > V_u (161,757 \text{ kN})$$

Hasil dari perhitungan diatas sayap kolom tidak mengalami kegagalan tumpu baut/sobek akibat gaya geser

e. Desain las penghubung antara balok IWF dan pelat ujung

Dalam mendesain las penyambung antara balok IWF dan pelat ujung harus dipastikan ketahanannya kuat menahan gaya geser (V_u), dan SNI juga mengatur pengelasan harus memenuhi pembatasan berikut ini.

- Lubang-lubang akses las tidak boleh digunakan.
- Sayap balok pada joint pelat ujung harus dibuat menggunakan suatu las gruv PJK tanpa *backing*. Las gruv PJK harus dibuat sedemikian sehingga *root* las berada pada sisi sayap badan balok. Muka sayap bagian dalam memiliki las filet 5/16-in. (8-mm). Las-las ini harus kritis diperlukan.
- Hubungan badan balok ke pelat-ujung harus dilakukan menggunakan las sudut atau las gruv PJK. Bila digunakan, las filet harus berukuran untuk menyalurkan kekuatan penuh badan balok dalam tarik dari muka sebelah dalam sayap sampai 6 in. (150 mm) melebihi lajur baut terjauh dari sayap balok.

Berdasarkan pembatasan diatas sehingga desain las penghubung antara balok IWF dan pelat ujung seperti berikut ini.

1) Desain las bagian sayap balok – pelat ujung

- a) Muka sayap bagian terluar dilas gruv PJK tanpa *backing* dengan kedalaman sesuai tebal pelat ujung dan sayap balok diambil yang terkecil

$$t_{bf} = 11 \text{ mm}$$

$$t_{plt\ ujung} = 29\ mm$$

Maka tebal las gruv PJK sayaap bagian luar adalah 11 mm

b) Muka sayap bagian dalam memiliki las filet 5/16-in. (8-mm)

2) Desain las bagian badan balok – pelat ujung

Hubungan badan balok ke pelat-ujung dilakukan menggunakan las sudut dengan logam pengisi 70 ksi atau 482,633 N/mm², ketebalan las fillet ditentukan berdasarkan tebal pelat terkecil diantara pelat yang dihubungkan dan harus berukuran untuk menyalurkan kekuatan penuh badan balok dalam tarik dari muka sebelah dalam sayap sampai 6 in. (150 mm) melebihi lajur baut terjauh dari sayap balok. maka perhitungannya adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} t_{wb} &= 7\ mm \\ t_{p.ujung} &= 29\ mm \\ t_{min} &= \min(t_w, t_p) \\ &= \min(7, 29) \\ &= 7\ mm \end{aligned}$$

$$w_{min} = (3\ mm) \text{ jika } t_{min} \leq 6\ mm$$

$$(5\ mm) \text{ jika } 6\ mm < t_{min} \leq 13\ mm$$

$$(6\ mm) \text{ jika } 13\ mm < t_{min} \leq 19\ mm$$

$$(8\ mm) \text{ jika } t_{min} > 19\ mm$$

$$w_{min} = 5\ mm$$

Hitung panjang las sudut

$$\begin{aligned} P_{sudut} &= 2 \times (d_b - 2 \times t_{bf} - 2 \times r_b) \\ &= 2 \times (350\ mm - 2 \times 11\ mm - 2 \times 14\ mm) \\ &= 600\ mm \end{aligned}$$

Hitung Tebal Las

$$\begin{aligned} t_{sudut2} &= 0,707 \times w_{pakai} \\ &= 0,707 \times 5\ mm \\ &= 3,535\ mm \end{aligned}$$

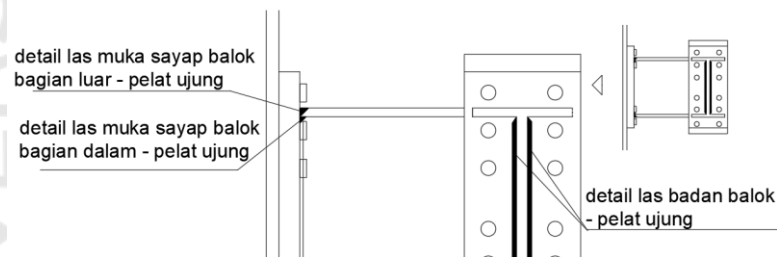
Cek persyaratan berdasarkan kekuatan las.

$$\begin{aligned}\Phi R_n \text{ sudut} &= \Phi F_w \times t_{\text{sudut}} \times P_{\text{sudut}} \\ &= 0,6 \times 482,633 \text{ N/mm}^2 \times 3,535 \text{ mm} \times 600 \text{ mm} \times 10^{-3} \\ &= 614,2 \text{ kN} \geq V_u = 161,76 \text{ kN}\end{aligned}$$

Cek berdasarkan kekuatan logam dasar (*base metal*).

$$\begin{aligned}\Phi R_n \text{ BM} &= 0,6 \times F_y \times t_{\text{min}} \times P_{\text{sudut}} \\ &= 0,6 \times 240 \text{ N/mm}^2 \times 7 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 10^{-3} \\ &= 302,4 \text{ kN} \geq V_u = 161,76 \text{ kN}\end{aligned}$$

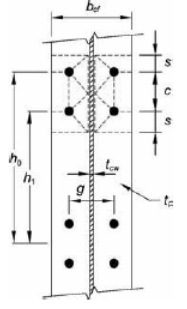
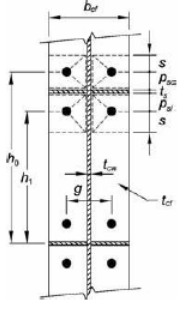
Pada baja IWF, badan lebih besar kontribusinya terhadap ketahanan gaya geser dari hasil perhitungan diatas kekuatan las mampu menahan gaya geser yang mungkin terjadi



Gambar 5.51 Detail Pengelasan Antara Balok – Pelat Ujung

6. Perencanaan bagian kolom

Pada tahap ini dilakukan pemeriksaan kegagalan yang mungkin terjadi pada elemen kolom tanpa pelat menerus akibat gaya sayap terfaktor (F_{fu}) Parameter mekanisme garis leleh sayap kolom (Y_c) yang diperpanjang dengan empat baut dapat dilihat pada Gambar berikut.

TABEL 6.5 Ringkasan Parameter Mekanisme Garis Leleh Sayap Kolom Diperpanjang Dengan Empat Baut	
Geometri Sayap Kolom Tanpa pengaku dan Pola Garis Leleh	Geometri Sayap Kolom Dengan Pengaku dan Pola Garis Leleh
	
Sayap Kolom Tanpa pengaku	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{3c}{4} \right) h_0 \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g}$
Sayap Kolom Diperkaku	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (s + p_s) h_0 (s + p_{so}) \right]$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g} \quad \text{Catatan: Jika } p_s > s, \text{ gunakan } p_s = s$

Gambar 5.52 Parameter Mekanisme Garis Leleh Sayap Kolom (Y_c) Diperpanjang dengan Empat baut 4E dan 4ES
(sumber: SNI 7972-2020)

$$M_f = 391,55 \text{ KNm}$$

$$F_{yc} = 290 \text{ MPa}$$

$$\Phi d = 0,9$$

$$h_1 = 289 \text{ mm}$$

$$h_0 = 389 \text{ mm}$$

$$g = 100 \text{ mm}$$

$$c = P_{fo} + P_{fi} + t_{bf} = 44,5 \text{ mm} + 44,5 \text{ mm} + 11 \text{ mm} = 154 \text{ mm}$$

$$b_{cf} = 400 \text{ mm}$$

$$t_{cf} = 21 \text{ mm}$$

$$s = 0,5 \times \sqrt{b_{cf} \times g} = 0,5 \times \sqrt{400 \times 100} = 100 \text{ mm}$$

$$Y_{c1} = \frac{bcf}{2} \times \left[h_1 \times \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \times \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \times \left[h_1 \times \left(s + \frac{3c}{4} \right) + h_0 \times \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$$

$$Y_{c1} = \frac{400}{2} \times \left[289 \times \left(\frac{1}{100} \right) + 389 \times \left(\frac{1}{100} \right) \right] + \frac{2}{100} \times \left[289 \times \left(100 + \frac{3 \times 100}{4} \right) + 389 \times \left(100 + \frac{100}{4} \right) + \frac{100^2}{2} \right] + \frac{100}{2} = 3490 \text{ mm}$$

- a. Cek ketebalan sayap kolom minimum

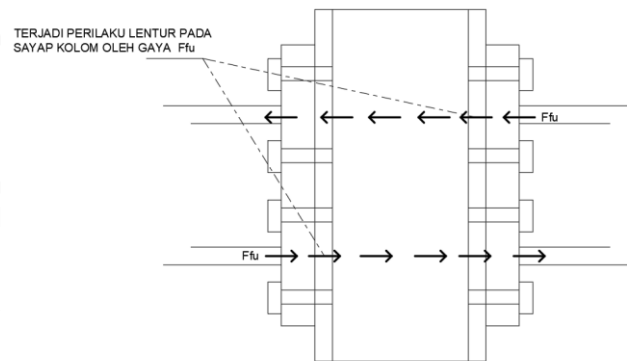
$$t_{cf} \min = \sqrt{\frac{1,11 M_f}{\Phi_d F_{yc} Y_c}} \leq t_{cf}$$

$$= \sqrt{\frac{1,11 \times 391,55 \text{ KNm} \times 10^6}{0,9 \times 290 \text{ N/mm}^2 \times 3490 \text{ mm}}} \leq 21 \text{ mm}$$

$$= 20,72 \leq 21 \text{ mm (OK)}$$

- b. Memeriksa kekuatan lentur sayap kolom tanpa pelat penerus

Gaya F_{fu} memberikan perilaku lentur terhadap sayap kolom seperti pada gambar berikut ini.



Gambar 5.53 Gaya F_{fu} Menyebabkan Perilaku Lentur pada Sayap Kolom

Dan perhitungannya sebagai berikut ini.

$$F_{fu} \leq \Phi_d R_n$$

$$\Phi_d \times R_n = \frac{\Phi M_{cf}}{(d_{balok} - t_{bf})}$$

$$\Phi_d \times M_{cf} = \Phi_d \times F_{yc} \times Y_c \times t_{cf}^2$$

$$= 1 \times 290 \text{ N/mm}^2 \times 3490 \text{ mm} \times (21 \text{ mm})^2 \times 10^{-6} = 446,34 \text{ kNm}$$

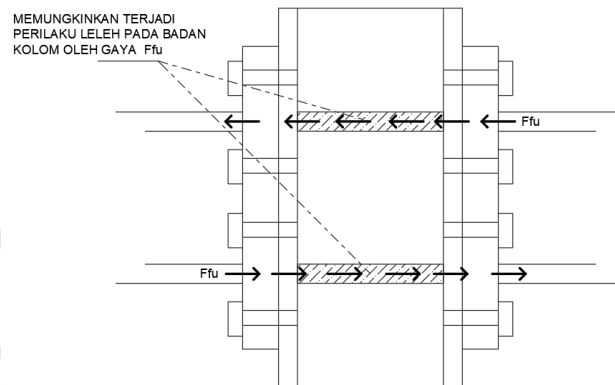
$$\Phi_d \times R_n = \frac{\Phi M_{cf}}{(d_{balok} - t_{bf})}$$

$$= \frac{446,34 \text{ kNm}}{((350 \text{ mm} - 11 \text{ mm}) \times 10^{-3})} \times$$

$$= 1316,63 \text{ kN} \leq F_{fu} = 1155,024 \text{ kN}$$

(kuat terhadap perilaku lentur)

- c. Memeriksa kekuatan pelelehan badan kolom tanpa pelat penerus.



Gambar 5.54 Gaya Ffu Menyebabkan Perilaku Leleh pada Badan Kolom

$$F_{fu} \leq \Phi_d R_n$$

$$\Phi_d R_n = \Phi_d \times C_t \times (6k_c + t_{bf} + 2t_p) \times F_{yc} \times t_{cw}$$

$$C_t = 1$$

$$\Phi_d = 1$$

k_c = jarak dari sisi terluar sayap IWF sampai ujung penebalan badan

$$k_c = t_f + r_c = 21 \text{ mm} + 22 \text{ mm} = 43 \text{ mm}$$

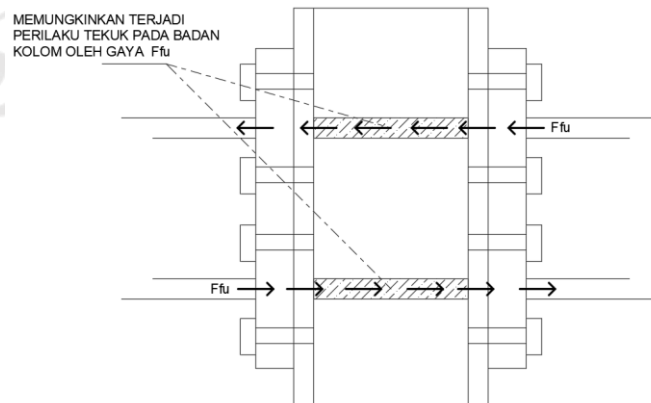
$$\Phi_d R_n = \Phi_d \times C_t \times (6k_c + t_{bf} + 2t_p) \times F_{yc} \times t_{cw}$$

$$= 1 \times 1 (6 \times 43 \text{ mm} + 11 \text{ mm} + 2 \times 29 \text{ mm}) \times 290 \text{ N/mm}^2 \times 13 \text{ mm} \times 10^{-3}$$

$$= 1232,79 \text{ KN} \geq F_{fu} = 1155,024 \text{ KN}$$

(aman kekuatan tersedia > Ffu)

- d. Memeriksa kekuatan tekuk badan tanpa pelat penerus.



Gambar 5.55 Gaya Ffu menyebabkan perilaku tekuk pada badan kolom

$$F_{fu} \leq \phi R_n$$

$$\phi = 0,75$$

$$R_n = \frac{24 \times t_{cw}^3 \times \sqrt{E F_{yc}}}{h}$$

h = jarak bersih badan IWF

$$= dc - 2 \times kc$$

$$= 400 \text{ mm} - 2 \times 43 \text{ mm}$$

$$= 314 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \frac{24 \times 13^3 \text{ mm} \times \sqrt{200000 \text{ N/mm}^2 \times 290 \text{ N/mm}^2}}{314 \text{ mm}}$$

$$= 959,15 \text{ kN} \leq F_{fu} = 1155,024 \text{ kN}$$

Diperlukan pelat pengaku pada sayap kolom

ϕR_n dipakai sebagai gaya desak yang diperlukan untuk merencanakan pelat pengaku

- e. Memeriksa kekuatan lipat badan kolom tanpa pelat penerus

$$F_{fu} \leq \phi R_n$$

$$\phi = 0,75$$

$$R_n = 0,8 \times t_{cw}^2 \left[1 + 3 \times \left(\frac{N}{d_c} \right) \times \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1,5} \right] \times \sqrt{\frac{E \times F_{yc} \times t_{cf}}{t_{cw}}}$$

$$N = bf + 2 \times tp$$

$$N = 11 \text{ mm} + 2 \times 29 \text{ mm}$$

$$N = 69 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = 0,8 \times 13^2 \times \left[1 + 3 \times \left(\frac{69}{400} \right) \times \left(\frac{13}{21} \right) \times 1,5 \right] \times \sqrt{\frac{200000 \times 290 \times 21}{13}}$$

$$\phi R_n = 1228,89 \text{ kN} \geq F_{fu} = 1155,024 \text{ kN}$$

(aman tidak terjadi kegagalan lipat pada badan kolom)

- f. Desain pelat penerus sayap kolo

- 1) hitung gaya untuk merancang pelat penerus (F_{su})

$$F_{su} = F_{fu} - \min \phi R_n$$

$$F_{su} = 1155,024 \text{ kN} - 959,15 \text{ kN}$$

$$F_{su} = 195,873 \text{ kN}$$

pelat penerus harus dilas ke sayap kolom menggunakan las gruv PJK dan ke badan kolom atau pelat pengganda yang diperpanjang menggunakan las gruv atau las filet.

2) Hitung dimensi pelat penerus

$$t_{\text{plt penerus}} = 11 \text{ mm}$$

$$A_{\text{pl-penerus}} = W_{\text{pl}} \times t_{\text{plt penerus}}$$

$$A_{\text{pl-penerus}} = W_{\text{pl}} \times 11 \text{ mm}$$

$$F_{su} = \Phi \times \text{jml pelat} \times A_{\text{pl-penerus}} \times F_{ypl}$$

$$F_{su} = 0.9 \times 2 \times (W_{\text{pl}} \times 11) \times 240 \text{ N/mm}^2$$

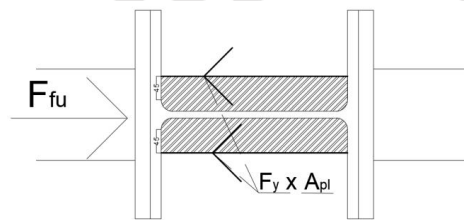
$$195873 \text{ N} = 4752 \times W_{\text{pl}} \text{ (N)}$$

$$W_{\text{pl}} = 41.219 \text{ mm}$$

$$b_{\text{pl}} = W_{\text{pl}} + r$$

$$b_{\text{pl}} = 41,219 \text{ mm} + 22 \text{ mm}$$

$$b_{\text{pl}} = 63,219 \text{ mm}$$



Gambar 5.56 Desain Pelat Penerus Tampak Atas

Pelat penerus dengan ketebalan 11 mm dan lebar 65 mm sudah cukup untuk mencegah kemungkinan gagal tekuk badan kolom

Menghitung ketebalan las pelat penerus ke badan kolom

$$t_s = 11 \text{ mm}$$

$$t_{cf} = 29 \text{ mm}$$

$$t_{BM} = \min(t_s, t_{cf}) = 11 \text{ mm}$$

$$w_{min} = (3 \text{ mm}) \text{ jika } t_{BM} \leq 6 \text{ mm}$$

$$(5 \text{ mm}) \text{ jika } 6 \text{ mm} < t_{BM} \leq 13 \text{ mm}$$

(6 mm) jika $13 \text{ mm} < t_{BM} \leq 19 \text{ mm}$

(8 mm) jika $t_{BM} > 19 \text{ mm}$

$$w_{\min} = 5 \text{ mm}$$

hitung tebal las

$$t_{\text{las min}} = w_{\min} \times \cos(45^\circ)$$

$$t_{\text{las min}} = 5 \times \cos(45^\circ)$$

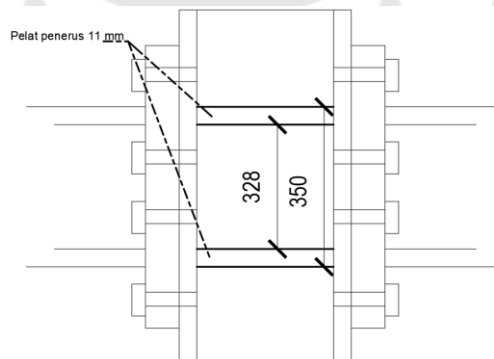
$$t_{\text{las min}} = 5 \times 0.707$$

$$t_{\text{las min}} = 3,535 \text{ mm}$$

7. Zona panel

Periksa dimensi zona panel pada kolom

- a. tinggi zona panel antar pelat penerus



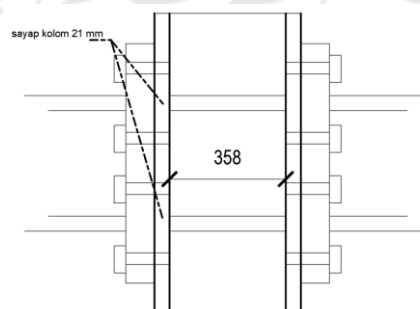
Gambar 5.57 Tinggi Zona Panel

$$dz = dp = db - 2 t_{\text{plt penerus}}$$

$$= 350 \text{ mm} - 2 \times 11 \text{ mm}$$

$$= 328 \text{ mm}$$

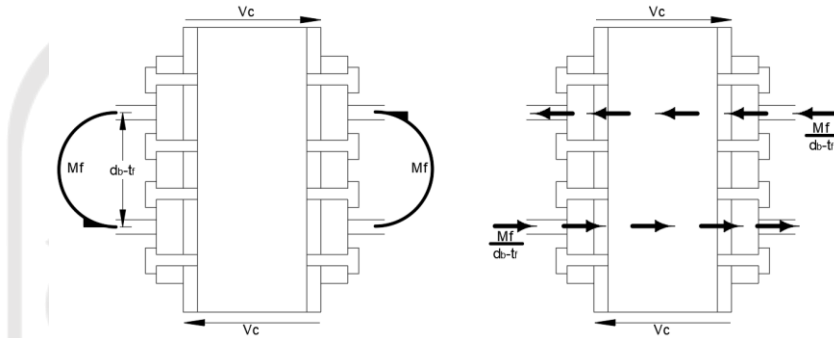
- b. lebar zona panel antar pelat penerus



Gambar 5.58 Lebar Zona Panel

$$\begin{aligned}
 w_z &= d_c - 2 t_{cf} \\
 &= 400 - 2 \times 21 \\
 &= 358 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

8. Cek kuat geser perlu pada zona panel



Gambar 5.59 Gaya Geser yang Bekerja pada Zona Panel

Berdasarkan gambar diatas maka kuat geser perlu adalah sebagai berikut.

$$R_u = \frac{M_{f1}}{d_b - t_f} + \frac{M_{f2}}{d_b - t_f} - V_c$$

$$V_c = 44,54 \text{ kN}$$

$$M_{f1} = 391,55 \text{ kNm}$$

$$M_{f2} = 382,371$$

$$R_u = \frac{391,55 \text{ kNm}}{(350-11) \times 10^{-3} \text{ m}} + \frac{334,94 \text{ kNm}}{(350-11) \times 10^{-3} \text{ m}} - 44,536 \text{ kN}$$

$$R_u = 2318,035 \text{ kN}$$

a. Cek kapasitas geser zona panel yang tersedia

$$P_r = P_u = 3912,756$$

$$P_y = A_g \times F_{yc}$$

$$= 21870 \text{ mm}^2 \times 290 \text{ N/mm}^2$$

$$= 6342,3 \text{ kN}$$

Dikarenakan $\alpha P_r \leq 0,75 P_y$ maka rumus R_n yang digunakan adalah berikut

ini.

$$\phi R_n = \phi 0,6 \times F_{yc} \times d_c \times t_{wc} \times \left(1 + \frac{3 \times b_{cf} \times t_{cf}^2}{d_b \times d_c \times t_w}\right)$$

$$\phi R_n = 1 \times 0,6 \times 290 \text{ N/mm}^2 \times 400 \text{ mm} \times 13 \text{ mm} \times \left(1 + \frac{3 \times 400 \text{ mm} \times 21^2 \text{ mm}}{350 \text{ mm} \times 400 \text{ mm} \times 13 \text{ mm}}\right)$$

$$\phi R_n = 1167,89 \text{ kN} \leq R_u = 2318,035 \text{ kN}$$

karena gaya geser yang terjadi lebih besar dibanding kapasitas geser zona panel maka diperlukan pelat pengganda pada zona panel

- b. Periksa tebal minimum zona panel

$$\begin{aligned} t_{w \text{ min}} &= \frac{dz + wz}{90} \\ &= \frac{328 + 358}{90} \\ &= 7,74 \text{ mm} \leq 13 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tebal zona panel yang terpasang sudah memenuhi persyaratan tebal zona panel minimum

- c. Menghitung tebal zona panel perlu

$$R_u = \phi 0,6 \times F_{yc} \times d_c \times t_w \times \left(1 + \frac{3 \times b_{cf} \times t_{cf}^2}{d_b \times d_c \times t_w}\right)$$

$$R_u = \phi \times 0,6 \times F_{yc} \times d_c \times t_w + \left(\phi \times 0,6 \times F_{yc} \times d_c \times t_w \times \left(\frac{3 \times b_{cf} \times t_{cf}^2}{d_b \times d_c \times t_w}\right)\right)$$

$$\frac{R_u - (0,9 \times 0,6 \times F_{yc} \times \left(\frac{3 \times b_{cf} \times t_{cf}^2}{d_b}\right))}{0,9 \times 0,6 \times F_{yc} \times d_c} = t_w \text{ perlu mm}$$

$$\frac{2318,035 \text{ N} \times 10^3 - (1 \times 0,6 \times 290 \text{ N/mm}^2 \times \left(\frac{3 \times 400 \text{ mm} \times 21 \text{ mm}}{350 \text{ mm}}\right))}{1 \times 0,6 \times 290 \text{ N/mm}^2 \times 400 \text{ mm}} = t_w \text{ perlu mm}$$

$$t_w \text{ perlu} = 33,23 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} t_{\text{plt pengganda}} &= t_w \text{ perlu} - t_{wc} \\ &= 33,23 \text{ mm} - 13 \text{ mm} \\ &= 20,23 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas diperoleh tebal pelat pengganda terpasang adalah 22 mm dengan ketebalan masing masing sisi 11 mm

d. Desain las penghubung pelat pengganda ke badan kolom

Sambungan pelat pengganda – badan kolom digunakan jenis las sudut, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut.

$$t_{min} = \min(t_{cw}; t_{pp})$$

$$t_{min} = \min(13; 11)$$

$$t_{min} = 11 \text{ mm}$$

$$6 \text{ mm} < t_{min} < 13 \text{ mm}, \text{ maka } w_{min} = 5 \text{ mm}$$

Panjang las sudut

$$\begin{aligned} P_{sudut} &= (2 \times wz) + (2 \times dz) \\ &= (2 \times 358) + (2 \times 328) \\ &= 1372 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tebal las sudut

$$\begin{aligned} t_{sudut} &= \cos 45 \times w_{pakai} \\ &= 0,707 w_{pakai} \\ &= 0,707 \times 5 \\ &= 3,535 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dari las yang telah direncanakan, dihitung kekuatannya sebagai berikut.

1) Berdasarkan kekuatan las

$$\phi R_n \text{ sudut} = \phi \times \text{reduksi geser} \times F_{exx} \times t \text{ las} \times \text{Panjang las}$$

$$\phi R_n \text{ sudut} = 0,75 \times 0,6 \times 482,633 \text{ N/mm}^2 \times 3,535 \text{ mm} \times 1372 \text{ mm}$$

$$\phi R_n \text{ sudut} = 1053,35 \text{ kN}$$

$\phi R_n \text{ las} >$ gaya geser pada zona panel yang ditahan oleh pelat pengganda

$$\phi R_n \text{ las} > (Vu = \frac{Ru - \phi R_n}{\text{jml pelat pengganda}})$$

$$\phi R_n \text{ las} > (Vu = \frac{2318,035 - 1167,89}{2})$$

$$\phi R_n \text{ las} > (Vu = 575,0725) \dots \text{Aman}$$

2) Berdasarkan kekuatan logam dasar

$$\phi R_n \text{ BM} = 0,6 \times 290 \text{ N/mm}^2 \times 11 \text{ mm} \times 1372 \text{ mm}$$

$$\phi R_n \text{ BM} = 1969,506 \text{ kN}$$

$\phi R_{n \text{ las}} > \text{ gaya geser pada zona panel yang ditahan oleh pelat}$
 pengganda

$\phi R_{n \text{ las}} > (Vu = 575,0725) \dots \text{Aman}$

5.7.2 Desain sambungan 4ES

Dari perhitungan sambungan 4E didapatkan nilai

$$M_{pr} = 363.25 \text{ kNm}$$

$$Vu1 = 161,76 \text{ kNm}$$

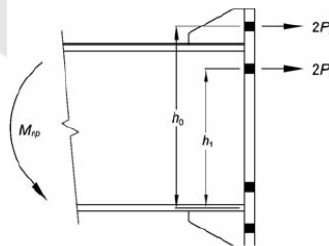
$$Vu2 = 115,00 \text{ kNm}$$

$$Mf1 = 391.55 \text{ kN}$$

$$Mf2 = 383,37 \text{ kN}$$

Selanjutnya menentukan diameter baut dan tebal pelat penerus sebagai berikut ini

1. diameter baut



Gambar 5.60 Gaya yang bekerja pada baut
 (sumber : SNI 7972-2020)

Pada gambar diatas momen yang bekerja pada sambungan ditahan baut yang terpasang dan berikut adalah perhitungan menentukan dimensi baut

$$P1 = P0 = (0.25 \times \pi \times db^2) \times Fnt$$

$$M_{np1} = 2P1 \times h1$$

$$M_{np0} = 2P0 \times h0$$

$$\sum M_{np} = M_{np1} + M_{np0}$$

$$\sum M_{np} = (2P1 \times h1) + (2P0 \times h0)$$

$$\sum M_{np} = \phi \times 2P1 \times (h1 + h0)$$

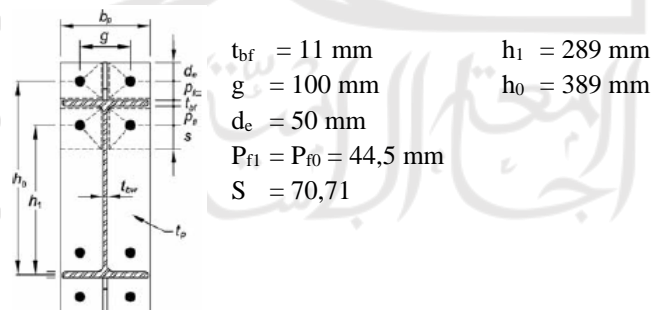
Kemudian untuk menentukan diameter baut $\sum M_{np} \geq M_f$ karena gaya yang akan ditahan oleh baut adalah M_f sebesar 391,55 kNm maka rumus diatas disubstitusikan seperti berikut ini.

$$\begin{aligned}
 \sum M_{np} &= \phi 2P_1(h_1 + h_0) \geq M_f \\
 &= \phi \times 2 \times (0.25 \times \pi \times db^2) \times Fnt \times (h_1 + h_0) \geq M_f \\
 &= \phi \times (0.5 \times \pi \times db^2) \times Fnt \times (h_1 + h_0) \geq M_f \\
 &= db^2 \geq \frac{M_f}{\phi \times (0.5 \times \pi) \times Fnt \times (h_1 + h_0)} \\
 &= db \geq \sqrt{\frac{2 \times M_f}{\phi \times \pi \times Fnt \times (h_1 + h_0)}} \quad (\text{SNI 7972-2020}) \\
 &= db \geq \sqrt{\frac{2 \times 391,55 \times 10^6 \text{ Nmm}}{(0.9 \times \pi) \times 620 \text{ Nmm}^2 \times (289 \text{ mm} + 389 \text{ mm})}} \\
 &= db \geq 25.66 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sesuai persediaan baut yang ada maka diameter baut yang dipakai adalah 27 mm dan diameter lubang 30 mm.

2. menentukan tebal pelat ujung

Berdasarkan pola garis leleh, SNI menetapkan rumus menentukan tebal pelat ujung sebagai berikut.



Gambar 5.61 Pola Garis Leleh Pada Sambungan Tipe 4ES

$$t_p = \sqrt{\frac{1.11 \times M_f}{\phi_d \times F_{yp} \times Y_p}}$$

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \times \left(\frac{1}{p_{f1}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{f0}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{f1} + s) + h_0(d_e + p_{f0})]$$

$$S = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$$

Lebar pelat ujung (b_p) disyaratkan harus lebih besar dari atau sama dengan lebar sayap balok yang disambung, dan Lebar pelat ujung efektif tidak boleh diambil lebih besar dari sayap balok yang disambung ditambah 1 in. (25 mm). Diketahui lebar sayap balok yang disambung adalah 175 mm sehingga lebar pelat ujung yang dipakai adalah 200 mm. sebelum menentukan ketebalan pelat ujung maka tentukan nilai S dan Y_p terlebih dahulu seperti berikut ini.

$$S = \frac{1}{2} \times \sqrt{200 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}}$$

$$S = 70,71 \text{ mm}$$

$$Y_p = \frac{200}{2} \left[289 \times \left(\frac{1}{44,5} + \frac{1}{70,71} \right) + 389 \left(\frac{1}{44,5} + \frac{1}{2 \times 70,71} \right) \right] + \frac{2}{100} [289(44,5 + 70,71) + 389(50 + 44,5)]$$

$$Y_p = 3608,5 \text{ mm}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{1.11 \times 391,55 \times 10^6 \text{ Nmm}}{0.9 \times 240 \text{ Nmm}^2 \times 3608,5 \text{ mm}}}$$

$$t_p = 23.61 \text{ mm}$$

Dari perhitungan diatas, diperoleh tebal pelat ujung 24 mm

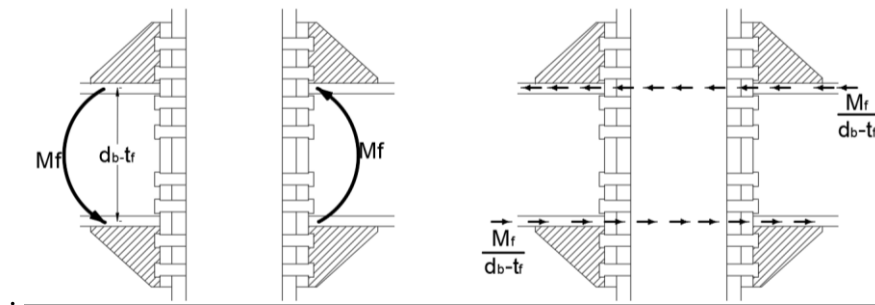
3. Menghitung gaya sayap terfaktor

gaya sayap terfaktor adalah gaya tegak lurus terhadap kolom hasil dari pembagian antara momen (M_f) dengan jarak (tinggi balok dikurang tebal sayapnya) berikut ini perhitungannya

$$Ffu = \frac{M_f}{(db - t_f)}$$

$$Ffu = \frac{391,55 \text{ kNm}}{(350 - 11) \text{ mm}}$$

$$Ffu = 1154,02 \text{ kN}$$



Gambar 5.62 Gaya Sayap Terfaktor

Dilihat pada gambar diatas menunjukkan gaya sayap terfaktor (F_{fu}) dapat menyebabkan beberapa perilaku pada kolom dan pelat ujung yang perlu dipertimbangkan supaya aman terhadap kegagalan yang akan dibahas setelah ini

4. Desain pengaku pelat ujung
 - a. Desain ketebalan pengaku pelat ujung

$$t_s \geq t_{bw} \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right)$$

$$t_s \geq 7 \left(\frac{240}{240} \right)$$

$$t_s \geq 7 \text{ mm}$$

- b. Desain tinggi pengaku pelat ujung

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

$$\frac{h_{st}}{7} \leq 0,56 \sqrt{\frac{200000}{240}}$$

$$\frac{h_{st}}{7} \leq 16,27$$

$$h_{st} \leq 16,27 \times 7 = 113,16 \text{ mm}$$

h_{st} terpasang ($d_e + p_{fo}$) adalah $94,5 \text{ mm} \leq 113,16 \text{ mm}$ sehingga ketebalan pengaku pelat ujung perlu sudah cukup

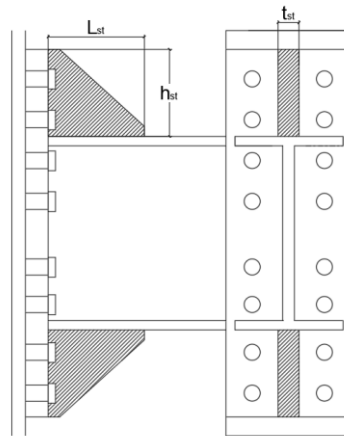
- c. Desain panjang pengaku pelat ujung (L_{st})

$$L_{st} \geq \frac{h_{st}}{\tan 30}$$

$$L_{st} \geq \frac{94,5}{\tan 30}$$

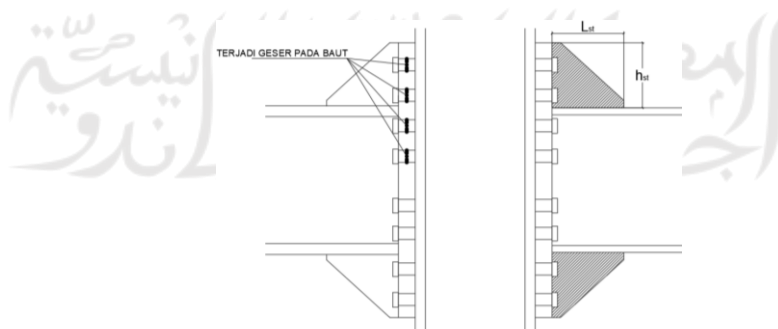
$$L_{st} \geq 163,68 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan diatas didapatkan pengaku dengan dimensi tinggi 94,5 mm, Panjang 163,68 mm dan tebal 7 mm aman tidak terjadi tekuk



Gambar 5.63 Pengaku Pelat Ujung 4ES

- d. Cek kekuatan runtuh geser baut



Gambar 5.64 Mekanisme Geser pada Baut

Gambar diatas menunjukkan baut mengalami perilaku geser akibat gaya aksial (V_u) Sehingga perlu dipastikan bahwa baut yang terpasang cukup kuat terhadap gaya aksial (V_u)

$$V_u = 2 \times \left(\frac{M_{pr}}{L_h} \right) + V_g$$

$$V_u = 161,76 \text{ kN}$$

Perhitungan kekuatan geser baut sebagai berikut ini.

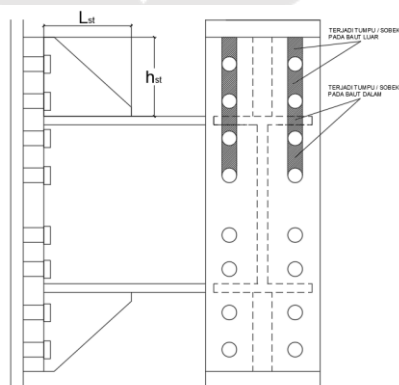
$$R_n = \Phi \times jml \text{ baut} \times F_{nv} \times A_{baut}$$

$$R_n = 0.9 \times 4 \times 469 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 20^2$$

$$R_n = 967,09 \text{ kN} > V_u = 161,76 \text{ kN}$$

Hasil dari perhitungan diatas baut tidak mengalami keruntuhan geser

- e. Periksa kegagalan tumpu baut/sobek dari pelat ujung dan sayap kolom



Gambar 5.65 Mekanisme Tumpu Baut/Sobek dari Pelat Ujung dan Sayap Kolom

selain harus kuat terhadap keruntuhan geser, baut juga dipastikan tidak mengalami kegagalan tumpu atau sobek pada pelat perhitungannya seperti berikut ini.

$$V_u \leq \Phi n R_n = \Phi n (n_i) r_{ni} + \Phi n (n_o) r_{no}$$

$$V_u \leq 0.9 R_n = 0.9 (2) r_{ni} + 0.9 (2) r_{no}$$

$$r_{ni} = 1,2 \times L_c \times t \times F_u < 2,4 \times d_b \times t \times F_u \text{ (untuk baut dalam)}$$

$$r_{ni} = 1,2 \times 39 \times 21 \times 370 < 2,4 \times 27 \times 21 \times 370$$

$$r_{ni} = 326,340 \text{ kN} < 503,496 \text{ kN}$$

$$r_{no} = 1,2 \times L_c \times t \times F_u < 2,4 \times d_b \times t \times F_u \text{ (untuk baut luar)}$$

$$r_{no} = 1,2 \times 78 \times 21 \times 370 < 2,4 \times 27 \times 21 \times 370$$

$$r_{no} = 652,680 \text{ kN} < 503,496 \text{ kN}$$

$$V_u \leq 0.9 R_n = 0.9 (2) 326,340 \text{ kN} + 0.9 (2) 503,496 \text{ kN}$$

$$0.9 R_n = 1493,705 \text{ kN} > V_u (161,757 \text{ kN})$$

Hasil dari perhitungan diatas sayap kolom tidak mengalami kegagalan tumpu baut/sobek akibat gaya geser

f. Desain las penghubung antara balok IWF dan pelat ujung

Dalam mendesain las penyambung antara balok IWF dan pelat ujung selain harus tahan terhadap gaya geser (V_u), SNI juga mengatur pengelasan harus memenuhi persyaratan berikut ini.

- Lubang-lubang akses las tidak boleh digunakan.
- Sayap balok pada joint pelat ujung harus dibuat menggunakan suatu las gruv PJK tanpa *backing*. Las gruv PJK harus dibuat sedemikian sehingga *root* las berada pada sisi sayap badan balok. Muka sayap bagian dalam memiliki las filet 5/16-in. (8-mm). Las-las ini harus kritis diperlukan.
- Hubungan badan balok ke pelat-ujung harus dilakukan menggunakan las sudut atau las gruv PJK. Bila digunakan, las filet harus berukuran untuk menyalurkan kekuatan penuh badan balok dalam tarik dari muka sebelah dalam sayap sampai 6 in. (150 mm) melebihi lajur baut terjauh dari sayap balok. Berdasarkan pembatasan diatas sehingga

perhitungan desain las penghubung antara balok IWF dan pelat ujung seperti berikut ini.

1) Desain las bagian sayap balok – pelat ujung

- a) Muka sayap bagian terluar dilas gruv PJK tanpa *backing* dengan kedalaman sesuai tebal pelat ujung dan sayap balok diambil yang terkecil

$$t_{bf} = 11 \text{ mm}$$

$$t_{plt \text{ ujung}} = 24 \text{ mm}$$

Maka tebal las gruv PJK sayap bagian luar adalah 11 mm

- b) Muka sayap bagian dalam memiliki las fillet 5/16-in. (8 mm)

2) Desain las bagian badan balok – pelat ujung

Hubungan badan balok ke pelat-ujung dilakukan menggunakan las sudut dengan logam pengisi 70 ksi atau 482,633 N/mm², ketebalan las fillet ditentukan berdasarkan tebal pelat terkecil diantara pelat yang dihubungkan dan harus berukuran untuk menyalurkan kekuatan penuh badan balok dalam tarik dari muka sebelah dalam sayap sampai 6 in. (150 mm) melebihi lajur baut terjauh dari sayap balok. maka perhitungannya adalah sebagai berikut

$$t_{wb} = 7 \text{ mm}$$

$$t_{p.ujung} = 24 \text{ mm}$$

$$t_{min} = \min(t_w, t_p)$$

$$= \min(7, 24)$$

$$= 7 \text{ mm}$$

$$W_{min} = (3 \text{ mm}) \text{ jika } t_{min} \leq 6 \text{ mm}$$

$$(5 \text{ mm}) \text{ jika } 6 \text{ mm} < t_{min} \leq 13 \text{ mm}$$

$$(6 \text{ mm}) \text{ jika } 13 \text{ mm} < t_{min} \leq 19 \text{ mm}$$

$$(8 \text{ mm}) \text{ jika } t_{min} > 19 \text{ mm}$$

$$W_{min} = 5 \text{ mm}$$

Hitung panjang las sudut

$$P_{sudut} = 2 \times (d_b - 2 \times t_{bf} - 2 \times r_b)$$

$$= 2 \times (350 \text{ mm} - 2 \times 11 \text{ mm} - 2 \times 14 \text{ mm})$$

$$= 600 \text{ mm}$$

Hitung Tebal Las

$$t_{sudut2} = 0,707 \times W_{pakai}$$

$$= 0,707 \times 5 \text{ mm}$$

$$= 3,535 \text{ mm}$$

Cek persyaratan berdasarkan kekuatan las.

$$\Phi R_n \text{ sudut} = \Phi F_w \times t_{sudut2} \times P_{sudut}$$

$$= 0,6 \times 482,633 \text{ N/mm}^2 \times 3,535 \text{ mm} \times 600 \text{ mm} \times 10^{-3}$$

$$= 614,2 \text{ kN} \geq V_u = 161,76 \text{ kN}$$

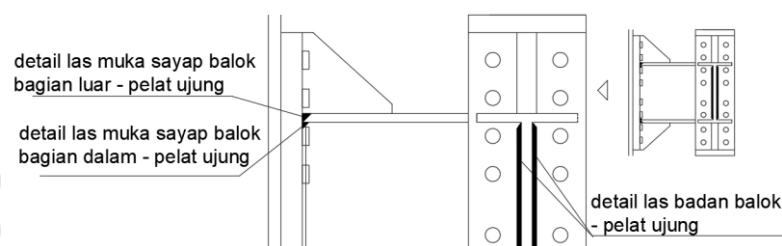
Cek berdasarkan kekuatan logam dasar (*base metal*).

$$\Phi R_n \text{ BM} = 0,6 \times F_y \times t_{min} \times P_{sudut}$$

$$= 0,6 \times 240 \text{ N/mm}^2 \times 7 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 10^{-3}$$

$$= 302,4 \text{ kN} \geq V_u = 161,76 \text{ kN}$$

Dari hasil perhitungan diatas kekuatan las mampu menahan gaya geser yang mungkin terjadi

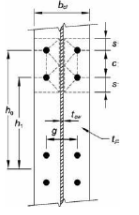
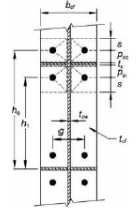


Gambar 5.66 Detail Pengelasan Antara Balok-Pelat Ujung

5. Perencanaan bagian kolom

Pada tahap ini dilakukan pemeriksaan kegagalan-kegagalan yang mungkin terjadi pada elemen kolom tanpa pelat menerus akibat gaya sayap terfaktor (F_{tu})

Parameter mekanisme garis leleh sayap kolom (Y_c) yang diperpanjang dengan empat baut dapat dilihat pada Gambar berikut.

Ringkasan Parameter Mekanisme Garis Leleh Sayap Kolom Diperpanjang Dengan Empat Baut	
Geometri Sayap Kolom Tanpa pengaku dan Pola Garis Leleh	Geometri Sayap Kolom Dengan Pengaku dan Pola Garis Leleh
	
Sayap Kolom Tanpa pengaku	$Y_c = \frac{bcf}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{3c}{4} \right) + h_0 \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{bcf \cdot g}$
Sayap Kolom Diperkaku	$Y_c = \frac{bcf}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (s + p_s) + h_0 (s + p_s) \right]$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{bcf \cdot g} \quad \text{Catatan: Jika } p_s > s, \text{ gunakan } p_s = s$

Gambar 5.67 Parameter Mekanisme Garis Leleh Sayap Kolom (Y_c) Diperpanjang Dengan Empat Baut 4E dan 4ES

$$M_f = 391,55 \text{ KNm}$$

$$F_{yc} = 290 \text{ MPa}$$

$$\Phi d = 0,9$$

$$h_1 = 289 \text{ mm}$$

$$h_0 = 389 \text{ mm}$$

$$g = 100 \text{ mm}$$

$$c = P_{fo} + P_{fi} + t_{bf} = 44,5 \text{ mm} + 44,5 \text{ mm} + 11 \text{ mm} = 154 \text{ mm}$$

$$b_{cf} = 400 \text{ mm}$$

$$t_{cf} = 21 \text{ mm}$$

$$s = 0,5 \times \sqrt{b_{cf} \times g} = 0,5 \times \sqrt{400 \times 100} = 100 \text{ mm}$$

$$Y_{c1} = \frac{bcf}{2} \times \left[h_1 \times \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \times \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \times \left[h_1 \times \left(s + \frac{3c}{4} \right) + h_0 \times \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$$

$$Y_{c1} = \frac{400}{2} \times \left[289 \times \left(\frac{1}{100} \right) + 389 \times \left(\frac{1}{100} \right) \right] + \frac{2}{100} \times \left[289 \times \left(100 + \frac{3 \times 100}{4} \right) + 389 \times \left(100 + \frac{100}{4} \right) + \frac{100^2}{2} \right] + \frac{100}{2} = 3490 \text{ mm}$$

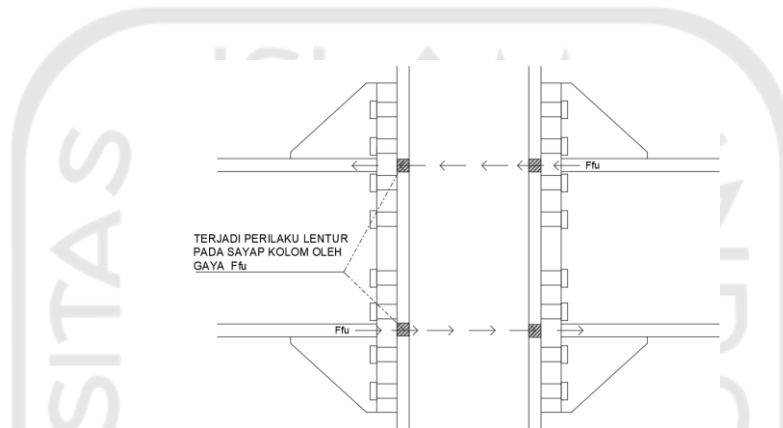
a. Cek ketebalan sayap kolom minimum

$$t_{cf \text{ min}} = \sqrt{\frac{1,11 M_f}{\Phi d F_{yc} Y_c}} \leq t_{cf}$$

$$t_{cf \text{ min}} = \sqrt{\frac{1,11 \times 391,55 \text{ KNm} \times 10^6}{0,9 \times 290 \text{ N/mm}^2 \times 3490 \text{ mm}}} \times \leq 21 \text{ mm}$$

$$t_{cf} \text{ min} = 20,72 \text{ mm} \leq 21 \text{ mm (OK)}$$

- b. Memeriksa kekuatan lentur sayap kolom tanpa pelat penerus
Gaya F_{fu} memberikan perilaku lentur terhadap sayap kolom seperti pada gambar berikut ini.



Gambar 5.68 Gaya F_{fu} Menyebabkan Perilaku Lentur Pada Sayap Kolom

Dan perhitungan kekuatannya sebagai berikut ini.

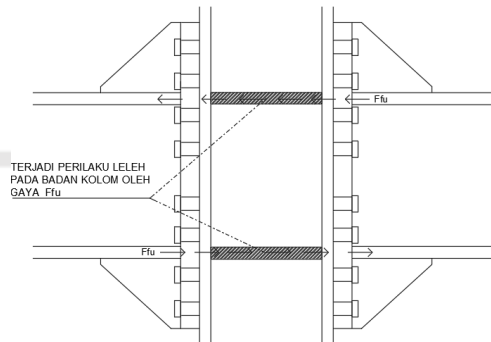
$$F_{fu} \leq \Phi_d R_n$$

$$\Phi_d \times R_n = \frac{\Phi M_{cf}}{(d_{balok} - t_{bf})}$$

$$\begin{aligned} \Phi_d \times M_{cf} &= \Phi_d \times F_{yc} \times Y_c \times t_{cf}^2 \\ &= 1 \times 290 \text{ N/mm}^2 \times 3490 \text{ mm} \times (21 \text{ mm})^2 \times 10^{-6} = \\ &446,34 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi_d \times R_n &= \frac{\Phi M_{cf}}{(d_{balok} - t_{bf})} \\ &= \frac{446,34 \text{ kNm}}{((350 \text{ mm} - 11 \text{ mm}) \times 10^{-3})} \\ &= 1316,625 \text{ kN} \leq F_{fu} = 1155,024 \text{ kN} \\ &\text{(kuat terhadap perilaku lentur)} \end{aligned}$$

- c. Memeriksa kekuatan pelelehan badan kolom tanpa pelat penerus.



Gambar 5.69 Gaya Ffu Menyebabkan Perilaku Leleh Pada Badan Kolom

$$F_{fu} \leq \Phi_d R_n$$

$$\Phi_d R_n = \Phi_d \times C_t \times (6k_c + t_{bf} + 2t_p) \times F_{yc} \times t_{cw}$$

$$C_t = 1$$

$$\Phi_d = 1$$

K_c = jarak dari sisi terluar sayap IWF sampai ujung penebalan badan

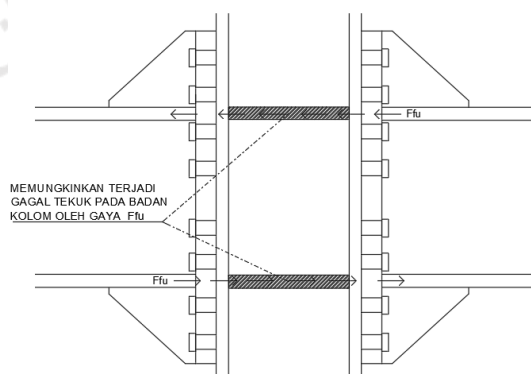
$$K_c = t_f + r_c = 21 \text{ mm} + 22 \text{ mm} = 43 \text{ mm}$$

$$\Phi_d R_n = \Phi_d \times C_t \times (6k_c + t_{bf} + 2t_p) \times F_{yc} \times t_{cw}$$

$$= 1 \times 1 (6 \times 43 \text{ mm} + 11 \text{ mm} + 2 \times 24 \text{ mm}) \times 290 \text{ N/mm}^2 \times 13 \text{ mm} \times 10^{-3}$$

$$= 1172,470 \text{ KN} \geq F_{fu} = 1155,024 \text{ KN (aman kekuatan tersedia} > F_{fu})$$

- d. Memeriksa kekuatan tekuk badan tanpa pelat penerus.



Gambar 5.70 Gaya Ffu Menyebabkan Perilaku Tekuk Pada Badan Kolom

$$F_{fu} \leq \phi R_n$$

$$\phi = 0,75$$

$$R_n = \frac{24 \times t_{cw}^3 \times \sqrt{E F_{yc}}}{h}$$

h = jarak bersih badan IWF

$$= d_c - 2 \times k_c$$

$$= 400 \text{ mm} - 2 \times 43 \text{ mm}$$

$$= 314 \text{ mm}$$

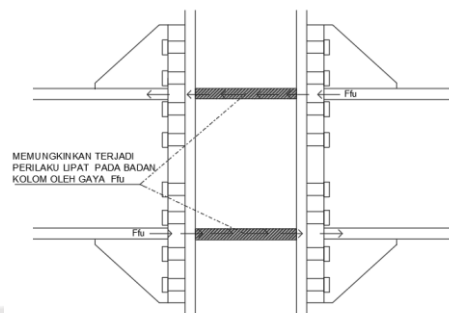
$$\phi R_n = 0,75 \frac{24 \times 13^3 \text{ mm} \times \sqrt{200000 \text{ N/mm}^2 \times 290 \text{ N/mm}^2}}{314 \text{ mm}}$$

$$= 959,15 \text{ kN} \leq F_{fu} = 1155,024 \text{ kN}$$

Diperlukan pelat pengaku pada sayap kolom

ϕR_n dipakai sebagai gaya desak yang diperlukan untuk merencanakan pelat pengaku.

- e. Memeriksa kekuatan lipat badan kolom tanpa pelat penerus



Gambar 5.71 Gaya Ffu Menyebabkan Perilaku Lipat Pada Badan Kolom

$$F_{fu} \leq \phi R_n$$

$$\phi = 0,75$$

$$R_n = 0,8 \times t_{cw}^2 \left[1 + 3 \times \left(\frac{N}{d_c} \right) \times \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right) \times 1,5 \right] \times \sqrt{\frac{E \times F_{yc} \times t_{cf}}{t_{cw}}}$$

$$N = b_f + 2 \times t_p$$

$$N = 11 \text{ mm} + 2 \times 29 \text{ mm}$$

$$N = 69 \text{ mm}$$

$$\phi Rn = 0,75 \times 0,8 \times 13^2 \times [1 + 3 \times \left(\frac{69}{400}\right) \times \left(\frac{13}{21}\right) \times 1,5] \times \sqrt{\frac{200000 \times 290 \times 21}{13}}$$

$\phi Rn = 1228,89 \text{ kN} \geq F_{fu} = 1155,024 \text{ kN}$ (aman tidak terjadi kegagalan lipat pada badan kolom)

Dari perhitungan diatas pelat penerus diperlukan karena badan kolom terjadi kegagalan tekuk lokal, dan berikut ini adalah perhitungan desain pelat penerus.

f. Desain pelat penerus sayap kolom

1) hitung gaya untuk merancang pelat penerus (F_{su})

$$F_{su} = F_{fu} - \min \phi Rn$$

$$F_{su} = 1155,024 \text{ kN} - 959,15 \text{ kN}$$

$$F_{su} = 195,873 \text{ kN}$$

pelat penerus harus dilas ke sayap kolom menggunakan las gruv PJK dan ke badan kolom atau pelat pengganda yang diperpanjang menggunakan las gruv atau las filet.

2) Hitung dimensi pelat penerus

$$t_{\text{plt penerus}} = 11 \text{ mm}$$

$$A_{\text{pl-penerus}} = W_{\text{pl}} \times t_{\text{plt penerus}}$$

$$A_{\text{pl-penerus}} = W_{\text{pl}} \times 11 \text{ mm}$$

$$F_{su} = \Phi \times \text{jml pelat} \times A_{\text{pl-penerus}} \times F_{ypl}$$

$$F_{su} = 0,9 \times 2 \times (W_{\text{pl}} \times 11) \times 240 \text{ N/mm}^2$$

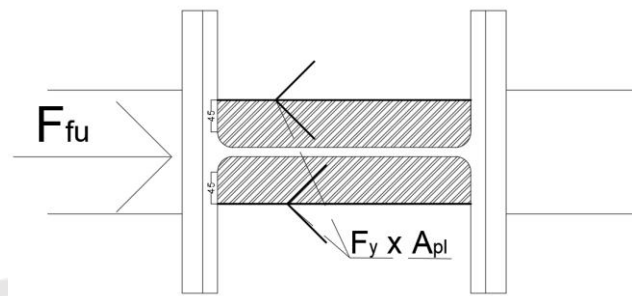
$$195873 \text{ N} = 4752 \times W_{\text{pl}} \text{ (N)}$$

$$W_{\text{pl}} = 41.219 \text{ mm}$$

$$b_{\text{pl}} = W_{\text{pl}} + r$$

$$b_{\text{pl}} = 41,219 \text{ mm} + 22 \text{ mm}$$

$$b_{\text{pl}} = 63,219 \text{ mm}$$



Gambar 5.71 Desain Pelat Penerus Tampak Atas

Pelat penerus dengan ketebalan 11 mm dan lebar 65 mm sudah cukup untuk mencegah kemungkinan gagal tekuk badan kolom

Menghitung ketebalan las pelat penerus ke badan kolom

$$t_s = 11 \text{ mm}$$

$$t_{cf} = 21 \text{ mm}$$

$$t_{BM} = \min(t_s, t_{cf}) = 11 \text{ mm}$$

$$w_{min} = (3 \text{ mm}) \text{ jika } t_{BM} \leq 6 \text{ mm}$$

$$(5 \text{ mm}) \text{ jika } 6 \text{ mm} < t_{BM} \leq 13 \text{ mm}$$

$$(6 \text{ mm}) \text{ jika } 13 \text{ mm} < t_{BM} \leq 19 \text{ mm}$$

$$(8 \text{ mm}) \text{ jika } t_{BM} > 19 \text{ mm}$$

$$w_{min} = 5 \text{ mm}$$

Hitung Tebal Las

$$t_{las \ min} = w_{min} \times \cos(45^\circ)$$

$$t_{las \ min} = 5 \times \cos(45^\circ)$$

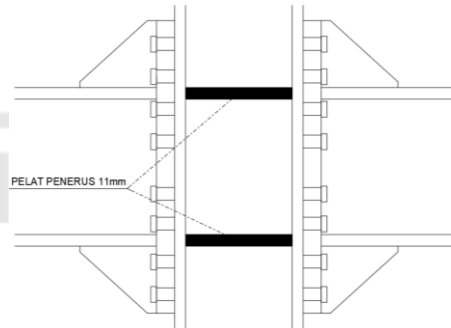
$$t_{las \ min} = 5 \times 0.707$$

$$t_{las \ min} = 3,535 \text{ mm}$$

6. Zona panel

Periksa dimensi zona panel pada kolom

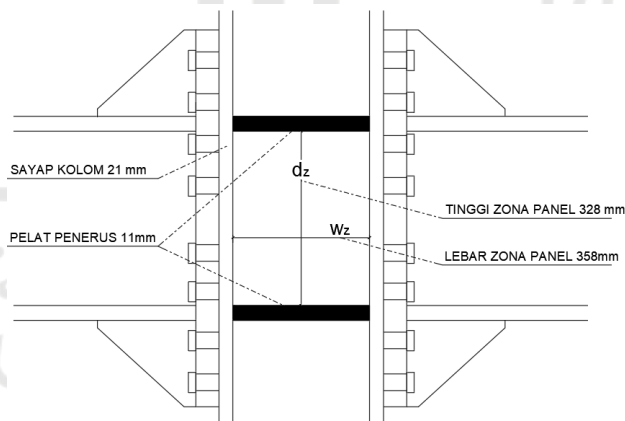
a. tinggi zona panel



Gambar 5.72 Tinggi Zona Panel

$$\begin{aligned}
 dz &= dp = db - 2 t_{\text{plt penerus}} \\
 &= 350 \text{ mm} - 2 \times 11 \text{ mm} \\
 &= 328 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

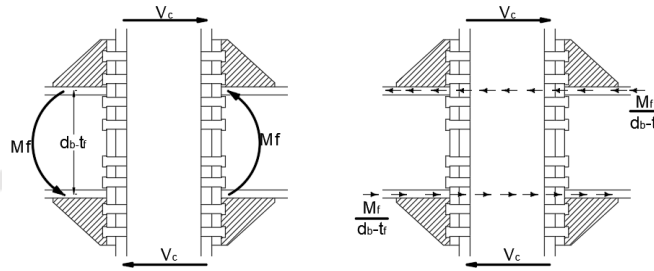
b. lebar zona panel antar pelat penerus



Gambar 5.73 Lebar Zona Panel

$$\begin{aligned}
 wz &= dc - 2 t_{cf} \\
 &= 400 - 2 \times 21 \\
 &= 358 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- c. Cek kuat geser perlu pada zona panel



Gambar 5.74 Gaya Geser yang Bekerja Pada Zona Panel

Berdasarkan gambar diatas maka gaya geser yang harus dipikul adalah sebagai berikut.

$$R_u = \frac{M_{f1}}{d_b - t_f} + \frac{M_{f2}}{d_b - t_f} - V_c$$

$$V_c = 44,54 \text{ kN}$$

$$M_{f1} = 391,55 \text{ kNm}$$

$$M_{f2} = 382,371 \text{ kNm}$$

$$R_u = \frac{391,55 \text{ kNm}}{(350-11) \times 10^{-3} \text{ m}} + \frac{334,94 \text{ kNm}}{(350-11) \times 10^{-3} \text{ m}} - 44,536 \text{ kN}$$

$$R_u = 2318,035 \text{ kN}$$

- d. Cek kapasitas geser zona panel yang tersedia

$$P_r = P_u = 3912,756$$

$$P_y = A_g \times F_{yc}$$

$$= 21870 \text{ mm}^2 \times 290 \text{ N/mm}^2$$

$$= 6342,3 \text{ kN}$$

Dikarenakan $\alpha P_r \leq 0,75 P_y$ maka rumus R_n yang digunakan adalah berikut ini.

$$\phi R_n = \phi 0,6 \times F_{yc} \times d_c \times t_{wc} \times \left(1 + \frac{3 \times b_{cf} \times t_{cf}^2}{d_b \times d_c \times t_w}\right)$$

$$\phi R_n = 1 \times 0,6 \times 290 \text{ N/mm}^2 \times 400 \text{ mm} \times 13 \text{ mm} \times$$

$$\left(1 + \frac{3 \times 400 \text{ mm} \times 21^2 \text{ mm}}{350 \text{ mm} \times 400 \text{ mm} \times 13 \text{ mm}}\right)$$

$$\phi R_n = 1167,89 \text{ kN} \leq R_u = 2318,035 \text{ kN}$$

karena gaya geser yang terjadi lebih besar dibanding kapasitas geser zona panel maka diperlukan pelat pengganda pada zona panel

- e. Periksa tebal minimum zona panel

$$\begin{aligned} t_w \text{ min} &= \frac{dz + wz}{90} \\ &= \frac{328 + 358}{90} \\ &= 7,74 \text{ mm} \leq 13 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tebal zona panel yang terpasang sudah memenuhi persyaratan tebal zona panel minimum

- f. Menghitung tebal zona panel perlu

$$\begin{aligned} R_u &= \phi 0,6 \times F_{yc} \times d_c \times t_w \times \left(1 + \frac{3 \times b_{cf} \times t_{cf}^2}{d_b \times d_c \times t_w} \right) \\ R_u &= \phi \times 0,6 \times F_{yc} \times d_c \times t_w + \left(\phi \times 0,6 \times F_{yc} \times d_c \times t_w \times \left(\frac{3 \times b_{cf} \times t_{cf}^2}{d_b \times d_c \times t_w} \right) \right) \\ \frac{R_u - (0,9 \times 0,6 \times F_{yc} \times \left(\frac{3 \times b_{cf} \times t_{cf}^2}{d_b} \right))}{0,9 \times 0,6 \times F_{yc} \times d_c} &= t_w \text{ perlu mm} \\ \frac{2318,035 \text{ N} \times 10^3 - (1 \times 0,6 \times 290 \text{ N/mm}^2 \times \left(\frac{3 \times 400 \text{ mm} \times 21 \text{ mm}}{350 \text{ mm}} \right))}{1 \times 0,6 \times 290 \text{ N/mm}^2 \times 400 \text{ mm}} &= t_w \text{ perlu mm} \\ t_w \text{ perlu} &= 33,23 \text{ mm} \\ t_{\text{plt pengganda}} &= t_w \text{ perlu} - t_{wc} \\ &= 33,23 \text{ mm} - 13 \text{ mm} \\ &= 20,23 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas diperoleh tebal pelat pengganda terpasang adalah 22 mm dengan ketebalan masing masing sisi 11 mm

- g. Desain las penghubung pelat pengganda ke badan kolom

Sambungan pelat pengganda ke badan kolom digunakan jenis las sudut, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut.

$$t_{\min} = \min(t_{cw}; t_{pp})$$

$$t_{\min} = \min(13; 11)$$

$$t_{min} = 11 \text{ mm}$$

$$6 \text{ mm} < t_{min} < 13 \text{ mm}, \text{ maka } w_{min} = 5 \text{ mm}$$

Panjang las sudut

$$\begin{aligned} P_{sudut} &= (2 \times wz) + (2 \times dz) \\ &= (2 \times 358) + (2 \times 328) \\ &= 1372 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tebal las sudut

$$\begin{aligned} t_{sudut} &= \cos 45^\circ \times w_{pakai} \\ &= 0,707 w_{pakai} \\ &= 0,707 \times 5 \\ &= 3,535 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dari las yang telah direncanakan, dihitung kekuatannya sebagai berikut.

1) Berdasarkan kekuatan las

$$\phi R_{n \text{ las}} = 0,75 \times 0,6 \times 482,633 \text{ N/mm}^2 \times 3,535 \text{ mm} \times 1372 \text{ mm}$$

$$\phi R_{n \text{ las}} = 1053,35 \text{ kN}$$

$\phi R_{n \text{ las}} >$ gaya geser pada zona panel yang ditahan oleh pelat pengganda

$$\phi R_{n \text{ las}} > (Vu = \frac{Ru - \phi Rn}{\text{jml pelat pengganda}})$$

$$\phi R_{n \text{ las}} > (Vu = \frac{2318,035 - 1167,89}{2})$$

$$\phi R_{n \text{ las}} > (Vu = 575,0725) \dots \text{Aman}$$

2) Berdasarkan kekuatan logam dasar

$$\phi R_{n \text{ BM}} = 0,6 \times 290 \text{ N/mm}^2 \times 11 \text{ mm} \times 1372 \text{ mm}$$

$$\phi R_{n \text{ BM}} = 1969,506 \text{ kN}$$

$\phi R_{n \text{ las}} >$ gaya geser pada zona panel yang ditahan oleh pelat pengganda

$$\phi R_{n \text{ BM}} > (\phi R_{n \text{ las}} > (Vu = 575,0725) \dots \text{Aman})$$

5.8 Perhitungan Nilai Ekonomis Struktur Dengan Sambungan 4E dan 4ES

Dari hasil desain yang telah dilakukan, akan dibandingkan nilai ekonomi dari kedua jenis sambungan tersebut dengan menghitung berat dari masing-masing sambungan kemudian menghitung harga berdasarkan berat tersebut

5.8.1 Perhitungan Nilai Ekonomi Struktur

1. Perhitungan harga struktur

a. Harga satuan

Dalam menentukan harga satuan pekerjaan digunakan data penunjang berupa Standar Harga Barang dan Jasa yang telah dikeluarkan pada PERWALI No. 70-2021 (Pemerintah Kota Yogyakarta, 2021). Adapun uraian standar harga pekerja dapat dilihat pada tabel 5.34 berikut.

Tabel 5.34 Standar Harga Pekerja

Uraian	Satuan	Upah (Rp)
Kepala Tukang Besi	oh	101.000
Kepala Tukang Bor	oh	117.000
Kepala Tukang Cat	oh	98.000
Kepala Tukang Grouting	oh	153.000
Kepala Tukang Kayu	oh	106.000
Kepala Tukang Las	oh	106.000
Kepala Tukang Plitur	oh	98.000
Kernet / Pembantu Sopir	oh	92.000
Mandor	oh	100.000
Tukang Batu	oh	96.000
Tukang Besi	oh	97.000
Tukang Bor	oh	106.000
Tukang Las	oh	96.000
Tukang Ledeng	oh	96.000
Tukang Listrik	oh	96.000
Tukang Plitur	oh	91.000
Tukang Prodo (per m ²)	oh	148.000
Tukang Sungging	oh	153.000
Tukang Taman	oh	90.000
Tukang Ukir	oh	153.000
Pekerja/Buruh	oh	86.160

Dan dalam menentukan harga bahan digunakan harga dari ecommerce, Adapun uraian harga barang dapat dilihat pada tabel 5.35 berikut.

Tabel 5.35 Harga Barang

uraian	berat profil (kg/12m)	harga profil (12m)	harga profil /kg	sumber
	A	B	C = B/A	
kolom 400x400	2064	Rp 31,992,000	Rp 15,500	tokobesibaja.com
kolom 350x350	1644	Rp 29,625,000	Rp 18,020	tokobesibaja.com
balok 350x175	595.2	Rp 10,301,000	Rp 17,307	tokobesibaja.com
balok 300x150	440.4	Rp 7,422,000	Rp 16,853	tokobesibaja.com
balok 300x150	440.4	Rp 7,422,000	Rp 16,853	tokobesibaja.com
balok 300x150	440.4	Rp 7,422,000	Rp 16,853	tokobesibaja.com
Baut A325 M27	27 mm		Rp 45,000/pcs	Toko aneka guna

2. Analisa harga satuan pekerjaan

Berikut ini analisa harga satuan pekerjaan pada Tabel 5.36.sampai Tabel Dengan merujuk PERWALI No. 84 - 2021 (Pemerintah Kota Yogyakarta, 2021).

Tabel 5.36 Harga Satuan Pekerjaan IWF 300x150 per 1kg

No	Uraian	Kode	Satuan	Koef	Harga satuan	Jumlah harga
A	TENAGA KERJA					
	Pekerja	L.01	OH	0.06	Rp 86,160	Rp ,169.60
	Tukang Las Kontruksi	L.02	OH	0.06	Rp 96,000	Rp 5,760.00
	Kepala Tukang	L.03	OH	0.006	Rp 106,000	Rp 636.00
	Mandor	L.04	OH	0.003	Rp 100,000	Rp 300.00
	Pekerja	L.01	OH	0.06	Rp 86,160	Rp 5,169.60
	JUMLAH HARGA TENAGA KERJA					Rp 17,035.20
B	BAHAN					
	Baja profil IWF 300x150		KG	1.15	Rp 16,853	Rp 19,380.79
	Kawat las		KG	0.0023	Rp 220,000	Rp 500.00
	JUMLAH HARGA BAHAN					Rp 19,880.79
C	PERALATAN					
	Alat las				Rp -	Rp -
	JUMLAH HARGA ALAT					Rp -
D	jumlah					Rp 36,915.99
E	overhead + profit 10%					Rp 3,691.60
F	harga satuan pekerjaan					Rp 40,607.59

Tabel 5.37 Harga Satuan Pekerjaan IWF 300x175 per 1kg

No	Uraian	Kode	Satuan	Koef	Harga satuan	Jumlah harga
A	Tenaga kerja					
	Pekerja	L.01	OH	0.06	Rp 86,160	Rp 5,169.60
	Tukang las konstruksi	L.02	OH	0.06	Rp 96,000	Rp 5,760.00
	Kepala tukang	L.03	OH	0.006	Rp 106,000	Rp 636.00
	Mandor	L.04	OH	0.003	Rp 100,000	R 300.00
	Pekerja	L.01	OH	0.06	Rp 86,160	Rp5,169.60
	JUMLAH HARGA TENAGA KERJA					Rp 17,035.20
B	Bahan					
	Baja profil IWF 300x175		KG	1.15	Rp 17,307	Rp 19,902.81
	Kawat las			0.0017	Rp 220,000	Rp 369.62
	JUMLAH HARGA BAHAN					Rp 20,272.43
C	Peralatan					
	Alat las				Rp -	Rp -
	JUMLAH HARGA ALAT					Rp -
D	Jumlah					Rp 37,307.63
E	Overhead + profit 10%					Rp 3,730.76
F	Harga satuan pekerjaan					Rp 41,038.39

Tabel 5.38 Harga Satuan Pekerjaan H 350 Per 1kg

No	uraian	Kode	Satuan	Koef	Harga satuan	Jumlah harga
A	TENAGA KERJA					
	Pekerja	L.01	OH	0.06	Rp86,160	Rp 5,169.60
	Tukang las konstruksi	L.02	OH	0.06	Rp 96,000	Rp 5,760.00
	Kepala tukang	L.03	OH	0.006	Rp 106,000	Rp 636.00
	Mandor	L.04	OH	0.003	Rp100,000	Rp 300.00
	Pekerja	L.01	OH	0.06	Rp 86,160	Rp 5,169.60
	JUMLAH HARGA TENAGA KERJA					Rp 7,035.20
B	BAHAN					
	Baja profil IWF 350x350		KG	1.15	Rp 18,020	Rp 20,723.08
	Kawat las			0.0006	Rp 220,000	Rp 133.82
	JUMLAH HARGA BAHAN					Rp 0,856.90
C	PERALATAN					
	Alatl as				Rp -	Rp -
	JUMLAH HARGA ALAT					Rp .
D	jumlah					Rp 37,892.10
E	overhead + profit 10%					Rp 3,789.21
F	harga satuan pekerjaan					Rp 41,681.31

Tabel 5.39 Harga Satuan Pekerjaan H400 per 1kg

No	uraian	Kode	Satuan	Koef	Harga satuan	Jumlah harga
A	TENAGA KERJA					
	Pekerja	L.01	OH	0.06	Rp 86,160	Rp5,169.60
	Tukang las kontruksi	L.02	OH	0.06	Rp 96,000	Rp 5,760.00
	Kepala tukang	L.03	OH	0.006	Rp 106,000	Rp636.00
	Mandor	L.04	OH	0.003	Rp 100,000	Rp 300.00
	Pekerja	L.01	OH	0.06	Rp 86,160	Rp 5,169.60
JUMLAH HARGA TENAGA KERJA						Rp 17,035.20
B	BAHAN					
	Baja profil IWF 400x400		KG	1.15	Rp15,500	Rp17,825.00
	Kawat las			0.0005	Rp220,000	Rp106.59
JUMLAH HARGA BAHAN						Rp 17,931.59
C	PERALATAN					
	Alat las				Rp -	Rp -
JUMLAH HARGA ALAT						Rp -
D	jumlah					Rp 34,966.79
E	overhead + profit 10%					Rp 3,496.68
F	harga satuan pekerjaan					Rp 38,463.47

Tabel 5.40 Harga Satuan Pekerjaan Tangga Per 1kg

No	uraian	Kode	Satuan	Koef	Harga satuan	Jumlah harga
A	TENAGA KERJA					
	Pekerja	L.01	OH	0.06	Rp 86,160	Rp 5,169.60
	Tukang las kontruksi	L.02	OH	0.06	Rp 96,000	Rp 5,760.00
	Kepala tukang	L.03	OH	0.006	Rp 106,000	Rp 636.00
	Mandor	L.04	OH	0.003	Rp 100,000	Rp 300.00
	Pekerja	L.01	OH	0.06	Rp 86,160	Rp 5,169.60
JUMLAH HARGA TENAGA KERJA						Rp 17,035.20
B	BAHAN					
	Baja profil IWF 300x150		KG	1.15	Rp 16,853	Rp 19,380.79
	Kawat las			0.0023	Rp 220,000	Rp 500.00
JUMLAH HARGA BAHAN						Rp 19,880.79
C	PERALATAN					
	Alat las				Rp -	Rp -
JUMLAH HARGA ALAT						Rp -
D	jumlah					Rp36,915.99
E	overhead + profit 10%					Rp3,691.60
F	harga satuan pekerjaan					Rp40,607.59

Tabel 5.41 Harga Satuan Pekerjaan Sambungan Per 1kg

No	uraian	Kode	Satuan	Koef	Harga satuan	Jumlah harga
A	TENAGA KERJA					
	Pekerja	L.01	OH	0.06	Rp 86,160	Rp 5,169.60
	Tukang las kontruksi	L.02	OH	0.06	Rp 96,000	Rp 5,760.00
	Kepala tukang	L.03	OH	0.006	Rp 106,000	Rp 636.00
	Mandor	L.04	OH	0.003	Rp 100,000	Rp 300.00
	Pekerja	L.01	OH	0.06	Rp 86,160	Rp 5,169.60
JUMLAH HARGA TENAGA KERJA						Rp 17,035.20
B	BAHAN					
	Baja profil		KG	1.15	Rp 16,853	Rp 19,380.79
	Kawat las			0.0023	Rp 220,000	Rp 500.00
JUMLAH HARGA BAHAN						Rp 19,880.79
C	PERALATAN					
	Alat las				Rp -	Rp -
JUMLAH HARGA ALAT						Rp -
D	jumlah					Rp36,915.99
E	overhead + profit 10%					Rp3,691.60
F	harga satuan pekerjaan					Rp40,607.59

3. Analisa nilai ekonomi struktur

Diperlukan berat profil secara keseluruhan terlebih dahulu untuk menentukan harga struktur berikut ini adalah tabel perhitungan berat struktur dan nilai ekonominya.

Tabel 5.42 Harga Struktur Tanpa Sambungan

profil	berat (kg/m)	panjang bentang (m)	jumlah profil bentang/lantai	panjang bentang 10 lantai (m)	berat profil 10 lantai (kg)	harga satuan pekerjaan (per-kg)	harga pekerjaan
A	B	C	D	$E = C \times D \times 10$	$F = E \times B$	G	$H = G \times F$
H 400x400	172	3.5	16	336	57792	Rp38,463.47	Rp2,222,880,746.24
H 350x350	137	3.5	16	224	30688	Rp41,681.31	Rp1,279,116,172.69
IWF 350x175	49.6	6	10	600	29760	Rp41,038.39	Rp1,221,302,557.20
IWF 300x150	36.7	6	38	2280	83676	Rp40,607.59	Rp3,397,880,634.72
IWF 300x150	36.7	3.8	2	76	2789.2	Rp40,607.59	Rp 113,262,687.82
IWF 300x150	36.7	2.2	22	484	17762.8	Rp40,607.59	Rp 721,304,485.62
IWF 300X150	36.7	25.3132	2	506.264	18579.9	Rp40,607.59	Rp754,484,506.64
HARGA STRUKTUR							Rp9,710,231,776.25

5.8.2 Perhitungan Nilai Ekonomi Sambungan 4E

1. Perhitungan berat sambungan

a. Hitung berat pelat ujung sambungan 4E

$$\begin{aligned}
 \text{Volume pelat ujung} &= \text{volume pelat ujung} - \text{volume lubang baut} \\
 &= (h_p \times b_p \times t_p) - (8 \times (0,25 \times \pi \times d_l^2) \times t_p) \\
 &= (539 \times 200 \times 29) - (8 \times (0,25 \times \pi \times 30^2) \times 29) \\
 &= (3126200 \text{ mm}^3) - (8 \times 20507,143 \text{ mm}^3) \\
 &= 2962142,857 \text{ mm}^3 = 2962142,857 \times 10^{-9} \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pelat ujung} &= \text{berat volume baja (kg/m}^3) \times \text{volume pelat penerus (m}^3) \\
 &= 7850 \text{ (kg/m}^3) \times 2962142,857 \times 10^{-9} \text{ (m}^3) \\
 &= 23.253 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

b. Baut sambungan 4E

$$\text{Jumlah baut} = 8 \text{ baut A325 diameter 27 mm}$$

c. Hitung berat pelat penerus

$$\begin{aligned}
 \text{Volume pelat penerus} &= (h \times b \times t) \times \text{jumlah pelat penerus} \\
 &= (358 \times 65 \times 11) \times 2 \\
 &= (255970 \text{ mm}^3) \times 2 \\
 &= 511940 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pelat ujung} &= \text{berat volume baja (kg/m}^3) \times \text{volume pelat ujung (m}^3) \\
 &= 7850 \text{ (kg/m}^3) \times 511940 \times 10^{-9} \text{ (m}^3) \\
 &= 4.02 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

d. Hitung berat pelat pengganda

$$\begin{aligned}
 \text{Volume pelat penerus} &= (h \times b \times t) \times \text{jumlah pelat penerus} \\
 &= (328 \times 358 \times 11) \times 2 \\
 &= (1291664) \times 2 \\
 &= 2583328 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pelat ujung} &= \text{berat volume baja (kg/m}^3) \times \text{volume pelat ujung (m}^3) \\
 &= 7850 \text{ (kg/m}^3) \times 2583328 \times 10^{-9} \text{ (m}^3) \\
 &= 20.2791 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

e. Hitung harga sambungan 4E

Adapun perhitungan sambungan 4E dapat dilihat pada tabel 5.43 berikut

Tabel 5.43 Harga Sambungan 4E

sambungan 4E					
No	uraian	berat	berat total	harga per-kg	harga sambungan
1	pelat ujung	23.253	47.552	Rp 40,608	Rp 1,930,976
2	pelat penerus	4.020			
3	pelat pengganda	20.279			
4	baut	8	baut	Rp 45,000	Rp 360,000
harga sambungan 4E					Rp 2,290,976

Dari uraian tabel diatas harga sambungan balok kolom tipe 4E adalah Rp 2,290,976 dan kebutuhan sambungan dalam 10 lantai adalah 270 sambungan maka total harganya adalah Rp 618,563,559

5.8.3 Perhitungan Nilai Ekonomi Struktur Dengan Sambungan 4ES

1. Perhitungan berat sambungan

a. Hitung berat pelat ujung sambungan 4ES

$$\begin{aligned}
 \text{Volume pelat ujung} &= \text{volume pelat ujung} - \text{volume lubang baut} \\
 &= (h_p \times b_p \times t_p) - (8 \times (0,25 \times \pi \times d_l^2) \times t_p) \\
 &= (539 \times 200 \times 24) - (8 \times (0,25 \times \pi \times 30^2) \times 24) \\
 &= (2587200 \text{ mm}^3) - (8 \times 20507,143 \text{ mm}^3) \\
 &= 2451428,571 \text{ mm}^3 = 2451428,571 \times 10^{-9} \text{ m}^3 \\
 \text{Berat pelat ujung} &= \text{berat volume baja (kg/m}^3) \times \text{volume pelat ujung (m}^3) \\
 &= 7850 \text{ (kg/m}^3) \times 2451428,571 \times 10^{-9} \text{ (m}^3) \\
 &= 19.244 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

b. Hitung berat baut sambungan 4ES

$$\text{Jumlah baut} = 8 \text{ baut A325 diameter } 27 \text{ mm}$$

c. Hitung berat pengaku sambungan 4ES

$$\begin{aligned}
 \text{Volume pengaku} &= \text{luas pengaku} \times \text{tebal pengaku} \times \text{jumlah pengaku} \\
 &= (0,5 \times L_{st} \times h_{st}) \times t_p \times 2 \\
 &= (0,5 \times 163,68 \times 94,5) \times 7 \times 2 \\
 &= 108273,5271 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\text{Berat pengaku} = \text{berat volume baja (kg/m}^3) \times \text{volume pengaku (m}^3)$$

$$= 7850 \text{ (kg/m}^3\text{)} \times 108273.5271 \times 10^{-9} \text{ (m}^3\text{)}$$

$$= 0.85 \text{ kg}$$

d. Hitung berat pelat penerus

$$\begin{aligned} \text{Volume pelat penerus} &= (h \times b \times t) \times \text{jumlah pelat penerus} \\ &= (358 \times 65 \times 11) \times 2 \\ &= (255970 \text{ mm}^3) \times 2 \\ &= 511940 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat penerus} &= \text{berat volume baja (kg/m}^3\text{)} \times \text{volume pelat penerus} \\ &\text{(m}^3\text{)} \end{aligned}$$

$$= 7850 \text{ (kg/m}^3\text{)} \times 511940 \times 10^{-9} \text{ (m}^3\text{)}$$

$$= 4.02 \text{ kg}$$

e. Hitung berat pelat pengganda

$$\begin{aligned} \text{Volume pelat pengganda} &= (h \times b \times t) \times \text{jumlah pelat pengganda} \\ &= (328 \times 358 \times 11) \times 2 \\ &= (1291664) \times 2 \\ &= 2583328 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat pengganda} &= \text{berat volume baja (kg/m}^3\text{)} \times \text{volume p.pengganda} \\ &\text{(m}^3\text{)} \end{aligned}$$

$$= 7850 \text{ (kg/m}^3\text{)} \times 2583328 \times 10^{-9} \text{ (m}^3\text{)}$$

$$= 20.2791 \text{ kg}$$

f. Hitung nilai ekonomi sambungan 4ES

Tabel 5.44 Harga Sambungan 4ES

sambungan 4ES					
No	uraian	Berat -kg	berat total -kg	harga per-kg	harga sambungan
1	pelat ujung	19.244	44.393	Rp 40,608	Rp 1,802,697
2	pelat penerus	4.020			
3	pelat pegaku	0.85			
4	pelat pengganda	20.279			
5	baut	8	baut	Rp 45,000/pc	Rp 360,000
harga sambungan 4ES					Rp 2,162,697

Dari uraian tabel diatas harga sambungan balok kolom tipe 4ES adalah Rp 2,162,697 dan kebutuhan sambungan dalam 10 lantai adalah 270 sambungan maka total harganya adalah Rp 583,928,127.51

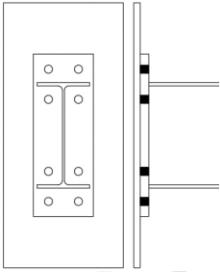
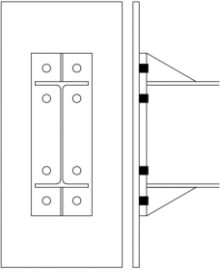
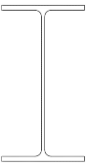
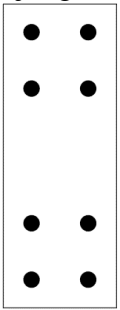
5.9 Pembahasan

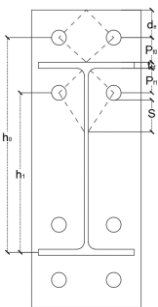

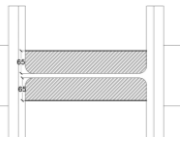
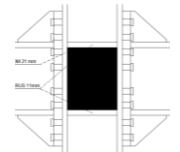
5.9.1 Pembahasan Hasil Desain Sambungan

Setelah dilakukan analisis desain dari kedua sambungan, diperoleh data hasil desain dari kedua jenis sambungan sebagaimana pada Tabel 5. 45



Tabel 5.45 Hasil Sambungan 4E dan 4ES

parameter		sambungan 4E	sambungan 4ES
sambungan	Gambar sambungan secara keseluruhan		
balok 	tinggi balok (h)	350	350
	lebar balok (b)	175	175
	tebal badan balok (tw)	7	7
	tebal sayap balok (tf)	11	11
pelat ujung 	tinggi pelat ujung (h)	539	539
	lebar pelat ujung (b)	200	200
	tebal pelat ujung (tp)	29	24
	kedalaman las gruv pjk sayap balok muka atas - pelat ujung	11	11
	panjang las gruv pjk sayap balok muka atas - pelat ujung	350	350
	tebal las sudut sayap balok muka bawah - pelat ujung	5.656	5.656
	panjang las sudut sayap balok muka bawah - pelat ujung	280	280
	panjang las sudut badan balok - pelat ujung	3.535	3.535
tebal las sudut badan balok - pelat ujung	600	600	

	parameter	sambungan 4E	sambungan 4ES
	baut		
	Diameter baut	27	27
	Diameter lubang baut	30	30
	jarak antar baut (g)	100	100
	jarak antar tepi sayap bawah balok ke baut dalam (pf1)	44.5	44.5
	jarak antar tepi sayap atas balok ke baut luar (pf0)	44.5	44.5
	Jarak titik berat sayap balok tarik ke baut terluar (h0)	389	389
	Jarak titik berat sayap balok tarik ke baut dalam (h1)	289	289
	Jarak tepi pelat ujung ke baut terdekat (de)	50	50
Jarak baut dalam ke garis leleh pelat ujung (s)	70.71	70.71	
	tebal pengaku (tp)	-	7
	tinggi pengaku (hst)	-	94.50
	panjang pengaku (lst)	-	163.68
	tebal las pengaku	-	3.535
	ketebalan pelat penerus	11	11
	lebar pelat penerus	65	65
	tebal las gruv pjk pelat penerus - sayap kolom	11	11
	tebal las sudut pelat penerus - badan kolom / pelat pengganda	3.535	3.535
	tinggi pelat pengganda	328	328
	lebar pelat pengganda	358	358
	tebal pelat pengganda	11	11
	tebal las pelat pengganda	3.535	3.535
	panjang las pelat pengganda	1372	1372

Dari tabel diatas ada detail sambungan yang berbeda yaitu tebal pelat ujung (tp) 4E 29 mm dan tebal pelat ujung (tp) 4ES 24 mm

5.9.2 Perbandingan Hasil Desain Sambungan Antara SNI 2013 dan 2020

Setelah dilakukan analisis desain dari kedua sambungan, diperoleh data perbandingan hasil desain dari kedua jenis sambungan kemudian dibandingkan juga dengan penelitian sebelumnya oleh saudara ihda ciptaditama,2019 yang menggunakan rujukan SNI 7972-2013

Tabel 5.46 Perbandingan Desain 4E Dan 4ES Antara Penelitian Terdahulu dan Sekarang

element	uraian	4E	4E	4ES	4ES
	SNI 7972 (TAHUN)	2020	2013	2020	2013
balok	tinggi balok (h)	350	350	350	350
	lebar balok (b)	175	175	175	175
	tebal badan balok (tw)	7	7	7	7
	tebal sayap balok (tf)	11	11	11	11
	tinggi pelat ujung (h)	539	530	539	530
	lebar pelat ujung (b)	200	200	200	200
	tebal pelat ujung (tp)	29	26	24	22
	kedalaman las gruv pjk sayap balok muka atas - pelat ujung	11		11	
	tebal las sudut sayap balok muka bawah - pelat ujung	5.656	3.535	5.656	3.535
	panjang las gruv pjk sayap balok muka atas - pelat ujung	350	644	350	644
	panjang las sudut sayap balok muka bawah - pelat ujung	280		280	
	panjang las sudut badan balok - pelat ujung	3.535	3.535	3.535	3.535
	tebal las sudut badan balok - pelat ujung	600	600	600	600
	baut	Diameter baut	27	25	27
Diameter lubang baut		30		30	
jarak antar baut (g)		100	120	100	120
jarak antar tepi sayap bawah balok ke baut dalam (pf1)		44.5	50	44.5	50
jarak antar tepi sayap atas balok ke baut luar (pf0)		44.5	50	44.5	50
Jarak titik berat sayap balok tarik ke baut terluar (h0)		389	394.5	389	394.5
Jarak titik berat sayap balok tarik ke baut dalam (h1)		289	283.5	289	283.5
Jarak tepi pelat ujung ke baut terdekat (de)		50	40	50	40
Jarak baut dalam ke garis leleh pelat ujung (s)		70.71	77.459	70.71	77.459
pengaku	tebal pengaku (tp)	-	-	7	10
	tinggi pengaku (hst)	-	-	94.5	90
	panjang pengaku (lst)	-	-	163.68	160
	tebal las pengaku	-	-	3.535	-
pelat penerus	ketebalan pelat penerus	11	11	11	11
	lebar pelat penerus	65	166.5	65	166.5
	tebal las gruv pjk pelat penerus - sayap kolom	11	11	11	11
	tebal las sudut pelat penerus - badan kolom / pelat pengganda	3.535	3.535	3.535	3.535
pelat pengganda	tinggi pelat pengganda	328	339	328	339
	lebar pelat pengganda	358	358	358	358
	tebal pelat pengganda	11	10	11	10
	tebal las pelat pengganda	3.535	3.535	3.535	3.535
	panjang las pelat pengganda	1372	1394	1372	1394

Dari table diatas hasil penelitian desain pelat ujung lebih tebal dan diameter baut lebih besar dibanding penelitian sebelumnya oleh ciptaditama,2019 diakibatkan perbedaan nilai faktor Ry berdasarkan jenis mutu baja yang digunakan, lebih jelasnya pada tabel berikut ini

Tabel 5.47 Perbedaan Nilai Ry Antara Penelitian Terdahulu Dan Sekarang

No	Ihda Ciptaditama, 2019	Habib Abdurrahman, 2022
1	$M_{pr} = C_{pr} \times R_y \times F_y \times Z_x$ $C_{pr} = 1,2$ $R_y = 1,3$ $F_y = 240 \text{ Mpa}$ $Z_x = 840847 \text{ mm}^3$ $M_{pr} = 314,8 \text{ kNm}$	$M_{pr} = C_{pr} \times R_y \times F_y \times Z_x$ $C_{pr} = 1,2$ $R_y = 1,5$ $F_y = 240 \text{ Mpa}$ $Z_x = 840847 \text{ mm}^3$ $M_{pr} = 363.245 \text{ kNm}$
2	Nilai Ry 1,3 = ASTM 1043/A1043M	Nilai Ry 1,5 = ASTM 36/A36M

Karena nilai momen desain rencana sambungan lebih besar menyebabkan desain pelat ujung dan diameter baut lebih besar juga

5.9.3 Perbandingan Nilai Ekonomi Antara Sambungan Antara 4E dan 4ES

Dari perhitungan berat sambungan, berat struktur, harga sambungan, dan harga struktur, hasil yang diperoleh kemudian direkap dan dibandingkan dalam bentuk tabel 5.42 berikut ini.

Tabel 5.48 Perbandingan Nilai Ekonomi Antara Sambungan Tipe 4E Dengan 4ES

no	parameter	4E	4ES
1	harga sambungan	Rp 618,563,559	Rp 583,928,127.51
2	harga struktur balok-kolom	Rp9,710,231,776.25	Rp 9,710,231,776.25
3	harga struktur balok-kolom + sambungan	Rp10,328,795,334.82	Rp10,294,159,903.76
4	selisih harga	Rp 34,635,431.06	
5	persentase selisih harga	0.335%	

Berdasarkan table diatas persentase selisih harga antara sambungan 4E dengan 4ES adalah 0.335% atau seharga Rp. 34,635,431.06



BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dari penelitian yang telah dilakukan, maka diperoleh kesimpulan untuk menjawab rumusan masalah pada bagian pendahuluan. Adapun kesimpulan yang diperoleh adalah sebagai berikut ini.

1. Sambungan tipe 4E memiliki ketebalan pelat ujung 29 mm dan diameter baut 27 mm, dan sambungan tipe 4ES memiliki ketebalan pelat ujung 24 mm dan diameter baut 27 mm.
2. Karena nilai momen desain rencana sambungan dengan SNI 7972-2020 lebih tinggi daripada SNI 7972-2013 yang diakibatkan perbedaan nilai faktor R_y sehingga menghasilkan dimensi pelat ujung dan diameter yang lebih konservatif
3. Dari perencanaan kedua jenis sambungan yang telah dilakukan, diperoleh dari segi harga, penggunaan sambungan tipe 4ES pada struktur lebih menguntungkan dari penggunaan sambungan tipe 4E dengan selisih harga sebesar 0.335% sejumlah Rp 34,635,431.06

6.2 Saran

Dalam penelitian ini tentunya terdapat kekurangan, oleh karena itu penulis memberikan saran untuk penelitian selanjutnya, saran tersebut antara lain adalah sebagai berikut.

1. Menambahkan variasi model sambungan struktur baja tahan gempa berdasarkan peraturan yang telah ditetapkan.
2. Untuk penelitian selanjutnya dapat menggunakan profil kolom yang berbeda, seperti profil King Cross, profil Box, dan lain-lain.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. (2019). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726-2019)*. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. (2020). *Sambungan Terprakualifikasi Untuk Rangka Momen Khusus dan Menengah Baja Pada Aplikasi Seismik (SNI 7972-2020)*. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. 2020. *Ketentuan Seismik Untuk Struktur Baja Bangunan Gedung (SNI 7860-2020)*. Jakarta: BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. 2020. *Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 1729-2020)*. Jakarta: BSN.
- Dewobroto, W. 2016. *Struktur Baja; Perilaku, Analisis & Desain - AISC 2010*. Tangerang: Lumina Press.
- Ciptaditama, Ihda. 2019. *Desain Sambungan Balok Kolom Tipe 4E Dan 4ES Pada Struktur Gedung Baja Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) Berdasarkan SNI 7972-2020. Laporan Tugas Akhir Teknik Sipil UII*. Yogyakarta
- Silalahi, Oktavia Ully Artha, Budi Suswanto, Bambang Piscesa. 2020. *Studi Analisis Perilaku Sambungan Kaku (Rigid Connection) Balok – Kolom Baja Tipe Extended End Plate dengan Metode Elemen Hingga. Jurnal Aplikasi Teknik Sipil Volume 18, Nomor 1, Februari 2020*. Surabaya
- Siregar, Andi Saputra, Iskandar Romey Sitompul, Reni Suryanita. 2020. *Sistem Sambungan Momen Tahan Gempa Pada Struktur Baja Bangunan Gedung. Jom FTEKNIK Volume 7 Edisi 1 Januari s/d Juni 2020*. Riau
- WalikotaYogyakarta. 2021. *Peraturan wilayahkota Yogyakarta nomor 70 tahun 2021*.Yogyakarta
- WalikotaYogyakarta. 2021. *Peraturan wilayahkota Yogyakarta nomor 84 tahun 2021*.Yogyakarta

Official HAKI, 2020. Perencanaan Struktur Baja Tahan Gempa, *Youtube channel*:

Official HAKI, [Webinar HAKI - Perancangan Struktur Baja Tahan Gempa - YouTube](#)

