

SKRIPSI

STUDI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG TINGKAT 8 RUMAH SAKIT PAREKESIT KUTAI KARTANEGARA DENGAN MENGUNAKAN BALOK CASTELLA DAN FLOORING STEEL DECK



Disusun Oleh :

Wilman Adi Santoso

12.21.002

**JURUSAN TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2016

0000

UNITED STATES DEPARTMENT OF JUSTICE
FEDERAL BUREAU OF INVESTIGATION
WASHINGTON, D.C. 20535

1/15/05

MEMORANDUM FOR DIRECTOR

SUBJECT: [REDACTED]

MEMORANDUM FOR DIRECTOR

RE: [REDACTED]

ON 1/15/05, [REDACTED]

IT WAS DETERMINED THAT [REDACTED]

END

**LEMBAR PENGESAHAN
SKRIPSI**

**STUDI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG TINGKAT 8 RUMAH SAKIT
PAREKESIT KUTAI KARTANEGARA DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
CASTELLA DAN FLOORING STEEL DECK**

Dipertahankan Di hadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi Jenjang Strata Satu (S-1)

Pada hari : Kamis

Tanggal : 11 Agustus 2016

*Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan
Guna Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil S-1*

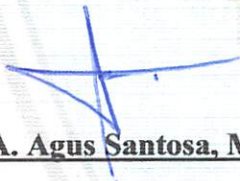
Disusun Oleh :

Wilman Adi Santoso

12.21.002

Disahkan Oleh :

Ketua



(Ir. A. Agus Santosa, MT)

Sekretaris



(Ir. Munasih, MT)

Anggota Penguji :

Dosen Penguji I



(Ir. A. Agus Santosa, MT)

Dosen Penguji II



(Ir. Bambang Wedyantadji, MT)

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2016

LEMBAR PERSETUJUAN

SKRIPSI

**STUDI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG TINGKAT 8 RUMAH SAKIT
PAREKESIT KUTAI KARTANEGARA DENGAN MENGGUNAKAN BALOK
CASTELLA DAN FLOORING STEEL DECK**

Disusun Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil

Institut Teknologi Nasional Malang

Disusun Oleh :

Wilman Adi Santoso

12.21.002

Disetujui Oleh :

Dosen Pembimbing 1

Dosen Pembimbing 2

(Ir. Ester Priskasari, MT)

(Mohamad Erfan, ST.,MT)

Malang, November 2016

Mengetahui,

Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1

Institut Teknologi Nasional Malang



Ir. A. Agus Santosa, MT

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2016

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : Wilman Adi Santoso
NIM : 12.21.002
Program Studi : Teknik Sipil S-1
Fakultas : Teknik Sipil dan Perencanaan
Institusi : Institut Teknologi Nasional Malang

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul :

“STUDI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG TINGKAT 8 RUMAH SAKIT PAREKESIT KUTAI KARTANEGARA DENGAN MENGGUNAKAN BALOK CASTELLA DAN FLOORING STEEL DECK”. adalah benar-benar merupakan hasil karya saya sendiri, bukan duplikat serta tidak mengutip atau meniadur hasil karya orang lain, kecuali disebut dari sumber aslinya dan tercantum dalam daftar pustaka.

Apabila dikemudian hari terbukti atau dapat dibuktikan skripsi ini hasil duplikasi atau mengambil karya tulis dan pemikiran orang lain, maka saya bersedia menerima sanksi atas perbuatan tersebut.

Malang, November 2016

Yang membuat pernyataan



Wilman Adi Santoso

NIM : 12. 21. 002

ABSTRAKSI

“ STUDI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG TINGKAT 8 RUMAH SAKIT PAREKESIT KUTAI KARTANEGARA DENGAN MENGGUNAKAN BALOK CASTELLA DAN FLOORING STEEL DECK”, Oleh : **Wilman Adi Santoso** (Nim : 12.21.002), Pembimbing I : Ir. Ester Priskasari, MT. Pembimbing II : Mohamad Erfan, ST.,MT. Program Studi Teknik Sipil S-1, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang.

Seiring dengan berjalannya waktu, begitu pula dengan ilmu pengetahuan yang terus berkembang. Dituntutnya suatu kebutuhan, manusia tidak henti hentinya mengembangkan suatu ilmu pengetahuan yang dapat diaplikasikan di dalam kehidupan manusia yang selaras dengan sumber daya manusia. Dalam merencanakan suatu bangunan menggunakan struktur baja, diperlukan adanya alternatif perencanaan yang dimana dapat memberikan nilai tambah terhadap kekuatan maupun dari segi biaya.

Untuk merencanakan suatu bangunan yang menggunakan struktur baja, dapat direncanakan dengan alternatif baja *castella* yang dimaksudkan untuk mendapatkan profil yang lebih tinggi dari profil aslinya, sehingga memiliki kekuatan yang lebih besar juga. Dengan adanya lubang pada profil maka berat sendiri pada profil juga berkurang jika dibandingkan dengan profil yang memiliki tinggi yang sama. Struktur kolom baja Kingcroos merupakan alternatif dalam perencanaan bangunan, yang dimana merupakan profil yang mempunyai 2 sumbu kuat baik arah X maupun arah Z. Keuntungan yang di dapat dari digunakannya struktur kolom Kingcroos adalah kolom yang dapat memikul beban aksial tekan yang lebih besar. Dalam hal ini perencanaan menggunakan metode Load and Resistance Faktor Design (LRFD) yang di Indonesia kita dapat menggunakan SNI 03-1729-2015 sebagai spesifikasi dalam perencanaan struktur. Hal ini dimaksudkan untuk mendapatkan kebutuhan sambungan yang optimal dan aman sesuai dengan beban yang berkerja pada struktur.

Dari hasil perhitungan didapatkan ukuran optimal profil baja castella untuk balok induk yaitu CS. 600.300.10.15, balok anak 1 CS. 375.250.9.14 dan balok anak 2 CS 300.200.8. Untuk kolom Kingcroos didapatkan dimensi KC 588.300.12.20, tulangan pelat menggunakan wiremesh dengan mutu tinggi 490 Mpa di dapat Ø8-200 dan steel deck tebal 7 mm mutu 550 Mpa. Pada sambungan balok induk - kolom bertemu pada flens digunakan jenis sambungan end plate dengan tebal end plate 19 mm dan jumlah baut 10 - Ø22 mm, sambungan balok induk - balok anak menggunakan sambungan siku L 100.100.10 mm dengan jumlah baut 6 - Ø22 mm, sambungan balok anak - balok anak menggunakan sambungan siku L 75.75.6 mm dengan jumlah baut 4 - Ø19 mm, dan untuk base plate diperoleh dimensi pelat landasan 800.800.30 mm dengan jumlah angkur 4 - Ø19 mm panjang 600 mm.

Kata Kunci : *Steel Deck, Balok Castella, Kolom Kingcroos, Sambungan Baja.*

KATA PENGANTAR

Dengan memanjatkan puji syukur kehadiran Allah SWT, Yang telah memberikan rahmat, taufik serta hidayahnya sehingga penyusun dapat menyelesaikan Sripsi ini dengan baik dan tepat waktu.

Adapun tujuan dari Skripsi ini adalah untuk digunakan sebagai persyaratan dalam menempuh Skripsi di Program Studi Teknik Sipil.

Tak lepas dari berbagai hambatan, rintangan, dan kesulitan yang muncul, penyusun mengucapkan banyak terimakasih kepada semua pihak yang telah membantu tak lupa juga saya ucapkan terimakasih kepada :

1. Bapak Dr. Ir. Lalu Mulyadi, MTA selaku Rektor Institut Teknologi Nasional Malang.
2. Bapak Ir. H. Sudirman Indra, MSc. selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Nasional Malang.
3. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT. selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil S-1.
4. Ibu Ir. Ester Priskasari, MT Selaku Dosen Pembimbing I.
5. Bapak Mohammad Erfan, ST., MT. Selaku Dosen Pembimbing II.

Dengan segala kerendahan hati penyusun menyadari bahwa dalam Skripsi ini masih jauh dari sempurna. Untuk itu kritik dan saran yang bersifat membangun dari pembaca sangat penyusun harapkan, akhir kata semoga Skripsi ini dapat bermanfaat bagi pembaca.

Malang, November 2016

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	
LEMBAR PERSETUJUAN SKRIPSI	
LEMBAR PENGESAHAN SKRIPSI	
LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI	
ABSTRAKSI	i
KATA PENGANTAR.....	ii
DAFTAR ISI.....	iii
DAFTAR GAMBAR.....	vii
DAFTAR TABEL	x

Bab I : Pendahuluan

1.1 Latar belakang	1
1.2 Identifikasi masalah.....	2
1.3 Rumusan masalah.....	2
1.4 Maksud dan Tujuan	3
1.5 Batasan Masalah.....	4

Bab II : Landasan Teori

2.1 Material Baja	5
2.1.1 Sifat Mekanis Baja	5
2.2 Beban – beban yang bekerja pada konstruksi	6
2.2.1 Beban Mati	7
2.2.2 Beban Hidup	8
2.2.3 Beban Hidup Atap	8
2.2.4 Beban Angin.....	8
2.2.5 Beban Gempa	9
2.2.6 Beban Air Hujan.....	9
2.3 Teori Desain Kekuatan Berdasarkan Desain Faktor Beban dan Ketahanan (DFBK) struktur baja	10

2.3.1	Faktor Reduksi.....	11
2.3.2	Kombinasi Dasar DFBK.....	11
2.4	Batang Lentur	12
2.5	Struktur Balok Komposit.....	16
2.5.1	Aksi Komposit.....	16
2.5.2	Lebar Efektif.....	18
2.5.3	Kuat Lentur Nominal.....	20
2.6	Deck Baja Bergelombang (Stell Deck)	24
2.6.1	Konsep Dasar.....	24
2.7	Profil Baja <i>Castella</i>	26
2.7.1	Geometri Penampang Balok <i>Castella Beam</i>	27
2.7.2	Desain Penampang Balok <i>Castella Beam</i>	28
2.8	Kolom Baja.....	36
2.8.1	Profil King Cross	36
2.8.2	Kekuatan Kolom Baja	36
2.8.3	Panjang Efektif	37
2.8.4	Tekuk Lokal.....	38
2.8.5	Tekuk Lentur Struktur Tanpa Elemen Langsing	40
2.8.6	Tekuk Lentur Struktur Elemen Langsing	40
2.9	Perencanaan sambungan.....	41
2.9.1	Perencanaan Sambungan Baut.....	42
2.9.2	Sambungan Las Pada Plat Ujung	45
2.9.3	Sambungan Balok-Kolom (<i>End Plate</i>)	48
2.9.4	Sambungan Balok Induk – Balok Anak	49
2.9.5	Sambungan Kolom-Kolom.....	50
2.10	Plat landasan (Base plate)	51

Bab III : Data Perencanaan

3.1	Data Struktur	59
3.2	Data Pembebanan Struktur	60
3.3	Data Gambar.....	61
3.4	Diagram Alir Analisa Perencanaan	65

Bab IV : Perhitungan Konstruksi

4.1	Perencanaan Dimensi	66
4.1.1	Pendimensian Balok Castellated komposit	67
4.2	Pembebanan.....	80
4.2.1	Beban Mati (Dead Load PPURG 1987)	80
4.2.2	Beban Hidup (Live Load SNI 1727-2013).....	85
4.2.3	Beban Angin (Wind Load SNI 1727-2013)	85
4.2.4	Beban Gempa (Earthquake Load SNI 1726-2012).....	86
4.2.4.1	Perhitungan Berat Struktur Tiap Lantai	86
4.2.4.2	Peta Zonasi Gempa Indonesia	97
4.2.4.3	Menentukan Nilai S_s dan S_1	100
4.2.4.4	Menentukan Kategori Resiko Bangunan.....	101
4.2.4.5	Menentukan Kategori Design Seismik (KDS)	102
4.2.4.6	Membuat Spectrum Respons Design	105
4.2.4.7	Menentukan Perkiraan Fundamental Alami.....	105
4.2.4.8	Batasan Prosedur Gaya Lateral Ekvivalen	107
4.2.4.9	Menentukan Faktor R , Ω_0 , dan C_d	107
4.2.4.10	Menghitung Gaya Gempa Lateral F_X	111
4.2.4.11	Eksentrisitas Rencana.....	114
4.2.4.12	Kombinasi Pembebanan	115
4.3	Kontrol Drift	117
4.3.1	Batasan Drift.....	117
4.3.1	Simpangan Antar Tingkat Desain	117
4.4	Penulangan Pelat Lantai.....	119
4.5	Desain Penampang Balok Castellated	123
4.5.1	Balok Induk CS 600.300.10.15	123
4.5.2	Balok Anak 1 CS 375.250.9.14.....	149
4.5.3	Balok Anak 1 CS 300.200.8.12.....	174
4.6	Desain Penampang Kolom Kingcross	200
4.7	Desain Sambungan	210
4.7.1	Sambungan End Plate (Balok – Kolom)	210

4.7.2 Sambungan Balok Induk – Balok Anak	221
4.7.3 Sambungan Balok Anak 1 – Balok Anak 2.....	230
4.8 Desain Penampang Base Plate	239

Bab V : Penutup

1.1 Kesimpulan.....	245
1.2 Saran.....	247
Daftar Pustaka.....	248
Lampiran	

DAFTAR GAMBAR

2.1	Distribusi tegangan pada level beban berbeda.....	13
2.2	Diagram tegangan regangan material baja.....	14
2.3	Perbandingan antara balok komposit dan tak komposit	16
2.4	Variasi regangan pada balok-balok komposit.....	18
2.5	Distribusi tegangan ekuivalen dan actual sepanjang flens.....	19
2.6	Dimensi lebar efektif balok T	19
2.7	Kuat lentur nominal berdasarkan distribusi tegangan plastis	22
2.8	Penampang melintang deck baja gelombang.....	25
2.9	Pelat beton komposit dengan tulangan deck baja	25
2.10	Hexagonal castellated beam.....	26
2.11	Circular castellated beam.....	27
2.12	Octagonal castellated beam	27
2.13	Tinggi setelah pemotongan profil baja	28
2.14	Dimensi geometri penampang castellated beam.....	31
2.15	Penampang T	34
2.16	Gaya geser pada penampang T	35
2.17	Profil baja kingcross	36
2.18	Nomogram factor panjang tekuk kolom portal.....	38
2.19	Tebal efektif las sudut.....	46
2.20	Tipe sambungan end-plate	48
2.21	Sambungan end-plate pada balok kolom	48
2.22	Momen kopel baut terhadap sayap tekan.....	49
2.23	Sambungan balok induk dengan balok anak.....	49
2.24	Macam-macam sambungan kolom	51
2.25	Notasi pada plat landasan / base plate	52
2.26	Base plate dengan eksentrisitas beban	53
2.27	Beban yang bekerja pada base plate tumpuan sendi.....	56
3.1	Denah lantai 1	61
3.2	Denah lantai 2 – 8	61

3.3	Denah lantai atap atau dak	62
3.4	Potongan A – A.....	63
3.5	Detail atap A – A	63
3.6	Potongan B – B	64
3.7	Detail atap B – B.....	64
4.1	Kerangka plafond dan penggantung	80
4.2	Potongan dinding partisi	81
4.3	Curtain walling system	82
4.4	Tinjauan berat struktur tiap lantai dalam 1 bay	87
4.5	Peta zonasi gempa Indonesia	97
4.6	0.2-sec spectral response acceleration	98
4.7	0.1-sec spectral response acceleration	99
4.8	Nilai spectrum Kab.Kukar	100
4.9	Spectrum response design.....	105
4.10	Penampang sebelum peninggian balok Induk	123
4.11	Modifikasi penampang menjadi castellated.....	123
4.12	Penampang melintang castellated	124
4.13	Penampang berlubang balok castellated komposit	128
4.14	Dimensi penampang komposit melintang.....	131
4.15	Letak pengaku lateral balok.....	135
4.16	Penampang melintang dan memanjang shear connector	145
4.17	Penampang sebelum peninggian balok Anak 1	149
4.18	Modifikasi penampang menjadi castellated.....	149
4.19	Penampang melintang castellated	150
4.20	Penampang berlubang balok castellated komposit	154
4.21	Dimensi penampang komposit melintang.....	157
4.22	Letak pengaku lateral balok	161
4.23	Penampang melintang dan memanjang shear connector	171
4.24	Penampang sebelum peninggian balok Anak 2	174
4.25	Modifikasi penampang menjadi castellated.....	174
4.26	Penampang melintang castellated	175
4.27	Penampang berlubang balok castellated komposit	179

4.28 Dimensi penampang komposit melintang.....	182
4.29 Letak pengaku lateral balok.....	186
4.30 Penampang melintang dan memanjang shear connector	196
4.31 Letak kolom dan balok yang ditinjau	201
4.32 Alignment chart untuk menghitung K	203

DAFTAR TABEL

2.1	Sifat mekanis baja struktural.....	5
2.2	Rasio tebal terhadap lebar elemen tekan	39
2.3	Jarak tepi minimum baut.....	42
2.4	Kekuatan nominal pengencang dan bagian yang berulir	43
2.5	Ukuran minimum las sudut.....	46
2.6	Tipe elektroda las.....	47
4.1	Kategori resiko bangunan gedung dan non gedung untuk gempa	101
4.2	Faktor keutamaan gempa.....	102
4.3	Klasifikasi situs.....	102
4.4	Klasifikasi situs Fa.....	103
4.5	Klasifikasi situs Fv.....	103
4.6	Kategori design seismic berdasarkan periode pendek	104
4.7	Kategori design seismic berdasarkan periode 1 detik.....	104
4.8	Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung.....	106
4.9	Nilai parameter perioda pendekatan Ct dan x.....	106
4.10	Faktor R, Cd dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa	107
4.11	Simpangan antar lantai ijin	117

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Perkembangan penggunaan baja sebagai bahan konstruksi gedung bertingkat akhir-akhir ini mulai mengalami peningkatan. Hal tersebut tentunya mendorong para perencana bangunan untuk membuat bangunan bertingkat yang memiliki ketahanan struktur yang baik, terutama struktur yang memiliki ketahanan terhadap gempa seperti stabil dalam menerima gaya simpangan horizontal atau Drift bangunan. Metode yang digunakan untuk pendesainan struktur adalah desain yang diterbitkan American Institut of Steel Contruccion (AISC) dalam Load and Resistance Faktor Design (LRFD). Untuk metode LRFD di Indonesia kita dapat menggunakan SNI 03-1729-2015 sebagai Spesifikasi dalam perencanaan struktur.

Balok castella merupakan komponen struktur yang sangat baik digunakan pada konstruksi gedung sebab balok castella memodifikasi suatu profil baja supaya didapatkan peningkatan kekuatan dan pengurangan berat suatu profil baja. Meningkatnya kekuatan pada balok castella diakibatkan peningkatan momen kelembaman karena terjadi peninggian balok yang disebabkan oleh pemotongan bagian dari balok secara berliku yang kemudian disambungkan kembali. Selain itu untuk mempermudah dalam pelaksanaan pengecoran plat lantai sering digunakan steel deck yang dapat difungsikan sebagai bekisting dan tulangan positif pada plat lantai tersebut. Sedangkan untuk struktur kolom sebaiknya digunakan profil baja kingcross karena profil ini memiliki kuat aksial yang cukup tinggi pada arah X

dan arah Y sehingga sangat baik dalam menahan gaya-gaya yang bekerja pada kolom yaitu berupa gaya aksial serta momen.

Karena hal-hal diatas maka pada Skripsi ini penulis mencoba untuk merencanakan alternative lain pada struktur kolom dan balok pada struktur Gedung Rumah Sakit Parekesit Kutai Kartanegara. Dimana pada perencanaan awalnya untuk kolom dan balok menggunakan beton bertulang, akan dicoba dengan menggunakan profil baja Kingcross untuk kolom dan profil Castella untuk balok. Maka pada skripsi ini penulis menggunakan judul ***“Studi Perencanaan Design Struktur Gedung Tingkat 8 Rumah Sakit Parekesit Kutai Kartanegara Dengan Menggunakan Balok Castella dan Flooring Stell Deck”***

1.2 Identifikasi Masalah

Skripsi ini dibuat berdasarkan data yang diperoleh dilapangan. Proyek yang digunakan oleh penulis adalah pembangunan Gedung Rumah Sakit Parekesit Kutai Kartanegara. Proyek tersebut mempunyai 8 lantai dengan struktur portal beton bertulang.

1.3 Rumusan Masalah

Berdasarkan uraian latar belakang diatas, perlu dikemukakan rumusan masalah sebagai berikut :

1. Berapa dimensi balok dengan menggunakan alternatif balok castella yang diperlukan ?
2. Berapa dimensi kolom dengan menggunakan alternatif kolom baja profil kingcross yang diperlukan ?
3. Berapa sambungan baut dan las yang diperlukan ?

4. Berapa dimensi tulangan wire mesh dan floor deck yang diperlukan ?
5. Berapa plat landasan yang diperlukan ?
6. Berapa drift bangunan yang terjadi ?
7. Bagaimana menuangkan hasil perhitungan dan perencanaan dalam bentuk gambar teknik.

1.4 Maksud dan Tujuan

Adapun maksud dari penulisan Skripsi ini adalah untuk memberikan alternative struktur yang lain pada konstruksi Gedung Rumah Sakit Parekesit Kutai Kartanegara dengan menggunakan struktur baja komposit, dimana perencanaan awal dan pelaksanaanya menggunakan beton bertulang.

Sedangkan tujuan dari penulisan adalah:

1. Mengetahui dimensi balok dengan alternatif balok castella.
2. Mengetahui dimensi kolom dengan alternatif kolom baja profil kingcross.
3. Mengetahui perhitungan sambungan baut dan las pada struktur portal baja.
4. Mengetahui dimensi tulangan wire mesh dan floor deck pada gedung bertingkat.
5. Mendapatkan plat landasan pada struktur portal baja.
6. Mengetahui drift yang terjadi pada struktur portal baja.
7. Dapat menuangkan hasil perhitungan dan perencanaan kedalam bentuk gambar teknik.

1.5 Batasan Masalah

Batasan masalah dalam perencanaan ini adalah sebagai berikut :

1. Merencanakan dimensi balok castella.
2. Merencanakan dimensi kolom baja profil kingcroos.
3. Merencanakan sambungan baut dan las pada struktur portal baja.
4. Merencanakan plat lantai menggunakan stell deck dan tulangan wire mesh.
5. Merencanakan plat landasan pada struktur portal baja.
6. Merencanakan drift pada struktur portal baja.
7. Membuat gambar teknik dari hasil perhitungan.

Peraturan yang digunakan :

1. SNI 1729:2015 tentang Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural.
2. SNI 1726:2012 tentang Tata cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.
3. SNI 1727:2013 tentang Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur lain.
4. SNI 2847:2013 tentang Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung.
5. PPURG 1987 tentang Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung.
6. Perhitungan statika menggunakan program STAAD Pro V8i.

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Material Baja

2.1.1 Sifat Mekanis Baja

Berikut merupakan sifat – sifat mekanis baja struktural :

- Modulus Elastisitas, (E) = 200.000 MPa
- Modulus Geser, (G) = 80.000 MPa
- Angka Poisson (μ) = 0,3
- Koef. Muai Panjang (α) = $12 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

Catatan : 1 Mpa = 10 kg/cm²

Sedangkan berdasarkan tegangan leleh dan regangan putusnya, mutu material baja dibagi menjadi 5 kelas mutu sebagai berikut :

Tabel 2.1 Sifat Mekanis Baja Struktural

Jenis Baja	Tegangan Putus Minimum f_u (MPa)	Tegangan Leleh Minimum f_y (MPa)	Regangan Minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

Sumber : SNI 03-1729-2002

- Keuntungan-keuntungan lainya yang dapat kita peroleh dari struktur baja, seperti :
 1. Proses pemasangan dilapangan berlangsung dengan cepat.
 2. Komponen-komponen strukturnya bisa dipergunakan lagi untuk keperluan lainya.
 3. Komponen-komponen yang sudah tidak bisa digunakan lagi masih mempunyai nilai sebagai besi tua.
 4. Struktur yang dihasilkan bersifat permanen dengan cara pemeliharaan yang tidak terlalu sukar.
- Kelemahan-kelemahan dari bahan baja sebagai berikut :
 1. Komponen-komponen struktur yang dibuat dari bahan baja perlu diusahakan supaya tahan api sesuai dengan peraturan yang berlaku untuk bahaya kebakaran.
 2. Diperlukan biaya pemeliharaan untuk mencegah baja dari bahaya karat.
 3. Akibat kemampuan untuk menahan beban tekuk pada batang-batang yang langsing. Walaupun dapat menahan gaya-gaya aksial, tapi tidak bisa mencegah terjadinya pergeseran horizontal.

2.2 Beban-Beban Yang Bekerja Pada Konstruksi

Beban adalah gaya yang bekerja pada suatu struktur, penentuan secara pasti besarnya beban yang bekerja pada suatu struktur selama umur layannya merupakan salah satu pekerjaan yang sangat sulit. Dan pada umumnya penentuan besarnya beban yang merupakan suatu estimasi. Meskipun beban yang bekerja pada suatu lokasi dari struktur dapat diketahui secara pasti, namun distribusi beban yang bekerja pada suatu lokasi dari elemen ke elemen, dalam suatu struktur

umumnya memerlukan suatu asumsi dan pendekatan. Jika beban-beban yang bekerja pada suatu struktur telah diestimasi, maka masalah berikutnya adalah menentukan kombinasi-kombinasi beban yang paling dominan yang mungkin bekerja pada struktur tersebut. Besar beban-beban yang bekerja pada suatu struktur diatur oleh peraturan pembebanan yang berlaku. Beban-beban pada struktur bangunan bertingkat, menurut arah bekerjanya dapat dibagi menjadi dua, yaitu :

1. Beban Vertikal (*Gravitasi*).

- Beban Mati (*Dead Load*).
- Beban Hidup (*Live Load*).
- Beban Air Hujan.

2. Horizontal (*Lateral*).

- Beban Gempa (*Earthquake*).
- Beban Angin (*Wind Load*).
- Tekanan Tanah dan Air Tanah.

Pada perencanaan konstruksi bangunan bertingkat ini, beban-beban yang diperhitungkan adalah beban mati, beban hidup, beban air hujan pada atap, beban angin pada atap, dan beban gempa.

2.2.1 Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. (*SNI 1727:2013, Pasal 3*)

2.2.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. (SNI 1727:2013, Pasal 4)

2.2.3 Beban Hidup Atap

Beban pada atap yang diakibatkan (1) pelaksanaan pemeliharaan oleh pekerja, peralatan, dan material dan (2) selama masa layan struktur yang diakibatkan oleh benda bergerak, seperti tanaman atau benda dekorasi kecil yang tidak berhubungan dengan penghunian. (SNI 1727:2013, Pasal 4)

2.2.4 Beban Angin

Beban angin adalah beban yang bekerja pada bangunan atau bagiannya karena adanya selisih tekanan udara (hembusan angin kencang). Beban angin ini ditentukan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (isapan angin), yang bekerja tegak lurus pada bidang-bidang bangunan yang ditinjau.

Menurut Standar Nasional Indonesia (SNI) 1727:2013, dalam menentukan tekanan angin tipe SPBAU (Sistem penahan beban angin utama) adalah dengan melalui beberapa langkah, yaitu :

1. Menentukan kategori risiko bangunan gedung atau struktur lain.
2. Menentukan kecepatan angin dasar, V (m/s), untuk kategori resiko yang sesuai.

3. Menentukan parameter beban angin :
 - Faktor arah angin, K_d .
 - Kategori eksposur.
 - Faktor topografi, K_{zt} .
 - Faktor efek tiupan angin, G .
 - Klasifikasi ketertutupan.
 - Koefisien tekanan internal, G_{cpi} .
4. Menentukan koefisien eksposur tekanan velositas, K_z atau K_h .
5. Menentukan tekanan velositas q , atau q_h (N/m^2).
6. Menentukan koefisien tekanan eksternal, C_p atau C_N .
7. Hitung tekanan angin, p (N/m^2), pada setiap permukaan bangunan gedung.

2.2.5 Beban Gempa

Beban gempa mencakup semua beban yang diakibatkan oleh berat bangunan itu sendiri dan beban lainnya yang mempengaruhi struktur yang bekerja dengan arah horizontal. Pada struktur gedung ditentukan berdasarkan gempa rencana, faktor keutamaan dan kategori resiko, yang terdapat pada pedoman Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2012 pasal 5-6).

2.2.6 Beban Air Hujan

Setiap bagian dari suatu atap harus dirancang mampu menahan beban dari semua air hujan yang terkumpul apabila sistem drainase primer untuk bagian tersebut tertutup ditambah beban merata yang disebabkan oleh kenaikan air di atas lubang masuk sistem drainase sekunder pada aliran rencananya.

$$R = 0,0098(ds+dh) \text{ (kg/m}^2\text{)} \dots\dots\dots (2.2.6-1)$$

Dimana :

R = Beban air hujan pada atap yang tidak melendut,dalam (kN/m²).

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

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

2.3 Teori Desain Kekuatan Berdasarkan LRFD atau Desain Faktor Beban dan Ketahanan (DFBK) Struktur Baja

Design stuktur haruslah memberikan keamanan yang cukup baik terhadap kemungkinan kelebihan beban (over load) atau kekurangan kekuatan. Desain harus memberikan cadangan kekuatan yang diperlukan akibat kemungkinan kelebihan beban dan kemungkinan kekuatan material yang rendah. Oleh karena itulah LRFD memberikan factor resistance (keamanan) dan factor beban.

Persamaan umum LRFD dituliskan :

$$\phi R_n \geq \sum \gamma Q_i$$

Dimana ruas kiri mewakili factor resistance atau reduksi kekuatan (ϕ) dikalikan dengan resistance nominal kekuatan dari beban (R_n) sedangkan ruas kanan mewakili faktor-faktor kelebihan beban (γ) dikalikan dengan beban (Q) seperti beban mati, beban hidup dan beban angin.

2.3.1 Faktor Reduksi

Faktor reduksi dalam perencanaan struktur berdasarkan metode DFBK ditentukan dalam SNI 1729:2015, sebagai berikut :

- | | |
|--|---------------|
| a) Komponen struktur memikul lentur | $\phi = 0,90$ |
| b) Komponen struktur yang memikul gaya tekan aksial | $\phi = 0,90$ |
| c) Komponen struktur yang memikul gaya tarik | |
| 1. Terhadap kuat tarik leleh | $\phi = 0,90$ |
| 2. Terhadap kuat tarik fraktur | $\phi = 0,75$ |
| d) Komponen struktur yang memikul gaya aksial dan lentur | $\phi = 0,90$ |
| e) Komponen struktur komposit | |
| 1. Kuat tekan | $\phi = 0,75$ |
| 2. Kuat tumpu beton | $\phi = 0,60$ |
| 3. Kuat lentur dengan distribusi tegangan plastik | $\phi = 0,85$ |
| 4. Kuat lentur dengan distribusi tegangan elastik | $\phi = 0,90$ |
| f) Sambungan baut | $\phi = 0,75$ |
| g) Sambungan las | |
| 1. Las tumpul penetrasi penuh | $\phi = 0,90$ |
| 2. Las sudut, las tumpul penetrasi sebagian, las pengisi | $\phi = 0,75$ |

2.3.2 Kombinasi Dasar LRFD / DFBK

Struktur, Komponen, dan pondasi harus dirancang sedemikian rupa sehingga kekuatan desainnya sama atau melebihi efek dari beban terfaktor dalam kombinasi.

Menurut SNI 1727:2013, Pasal 2.3 kombinasi beban yang harus diperhitungkan adalah :

- $1,4 D$
- $1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$
- $1,2 D + 1,6 (Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5 W)$
- $1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$
- $1,2 D \pm 1,0 E + L$
- $0,9 D + 1,0 W$
- $0,9 D + 1,0 E$

Dimana :

D = Beban Mati (beban gaya berat dari elemen-elemen struktural).

L = Beban Hidup (beban yang dapat bergerak).

Lr = Beban Hidup Atap.

W = Beban angin.

R = Beban hujan.

E = Beban gempa.

2.4 Batang Lentur

Komponen struktur lentur memikul beban-beban gravitasi, seperti beban mati dan beban hidup. Komponen struktur ini merupakan kombinasi dari elemen tekan dan elemen tarik, sehingga konsep dari komponen struktur tarik dan tekan akan dikombinasikan. Komponen ini diasumsikan sebagai komponen tak tertekuk, karena bagian elemen mengalami tekan, sepenuhnya terkekang baik dalam arah sumbu kuat, maupun sumbu lemahnya. (*Sumber: Agus Setiawan, Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD, Erlangga, 2008*)

Distribusi tegangan pada profil WF akibat momen lentur diperlihatkan dalam gambar 2.1. Pada daerah beban layan, penampang masih elastis (gambar 2.1 a), kondisi elastis berlangsung hingga tegangan pada serat terluar mencapai kuat lelehnya (f_y). Setelah mencapai regangan leleh (ϵ_y), regangan leleh akan terus naik tanpa diikuti kenaikan tegangan. Ketika kuat leleh tercapai pada serat terluar (gambar 2.1 b), tahanan momen nominal sama dengan momen leleh M_{yx} , dan besarnya adalah :

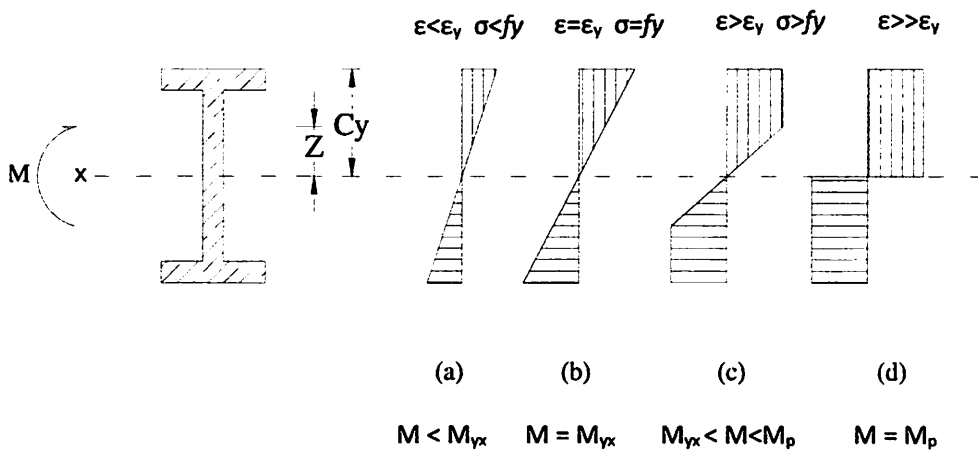
$$M_n = M_{yx} = Z_x \cdot f_y \dots\dots\dots (2.4-1)$$

Dimana : Z_x = Modulus penampang arah x

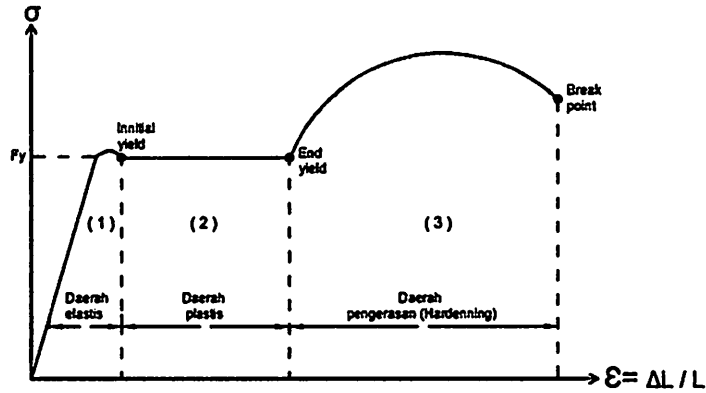
Dan pada saat kondisi pada gambar 2.1 d tercapai, semua serat dalam penampang melampaui regangan lelehnya, dan dinamakan kondisi *plastis*. Tahanan momen nominal dalam kondisi ini dinamakan momen plastis (M_p), yang besarnya adalah :

$$M_p = f_y \cdot Z \dots\dots\dots (2.4-2)$$

Dengan Z dikenal sebagai modulus plastis.



Gambar 2.1 Distribusi tegangan pada level beban berbeda.



Gambar 2.2 Diagram tegangan-regangan material baja

Tahanan balok dalam desain LRFD memenuhi persyaratan jika :

- Kontrol kekuatan lentur

$$M_u \leq \phi \cdot M_n \dots\dots\dots (2.4-3)$$

Dimana :

ϕ : Faktor reduksi untuk lentur (0,9)

M_n : Momen lentur nominal balok ditinjau terhadap berbagai kondisi batas material atau geometri sesuai ketentuan SNI 03-1729-2015 pasal F (Nmm)

M_u : Momen lentur akibat beban terfaktor sesuai ketentuan LRFD SNI 03-1727-2013 pasal 2 (Nmm)

- Kontrol Lendutan Akibat Momen

$$\frac{1}{240} L > \frac{5 \cdot M \cdot L^2}{48 \cdot EI} \dots\dots\dots (2.4-4)$$

Dimana :

L : Panjang gelagar (m)

M : Momen Maksimal (Nmm)

E : Modulus elastisitas baja (N/mm²)

I : Momen inersia profil (mm⁴)

- Kontrol Lendutan Akibat Beban Merata

$$\frac{1}{240} L > \frac{5}{48} x \frac{qL^2 \cdot L^2}{EI} \dots\dots\dots (2.4-5)$$

Dimana :

- L : Panjang gelagar (m)
- q : Beban merata (N/mm)
- E : Modulus elastisitas baja (N/mm²)
- I : Momen inersia profil (mm⁴)

- Kontrol Lendutan Akibat Beban Terpusat

$$\frac{1}{240} L > \frac{P.L^3}{48.EI} \dots\dots\dots (2.4-6)$$

Dimana :

- L : Panjang gelagar (m)
- P : Beban terpusat (N)
- E : Modulus elastisitas baja (N/mm²)
- I : Momen inersia profil (mm⁴)

- Kontrol tekuk torsi lateral

$$M_{cr} < M_p \dots\dots\dots (2.4-7)$$

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot J}$$

Dimana :

- M_{cr} : Momen kritis penyebab terjadinya torsi
- M_p : Momen puntir / torsi
- I_y : Momen inersia pada arah sumbu lemah
- E : Modulus elastisitas baja, 200 000 Mpa
- G : Modulus geser elastisitas material, 80 000 mpa

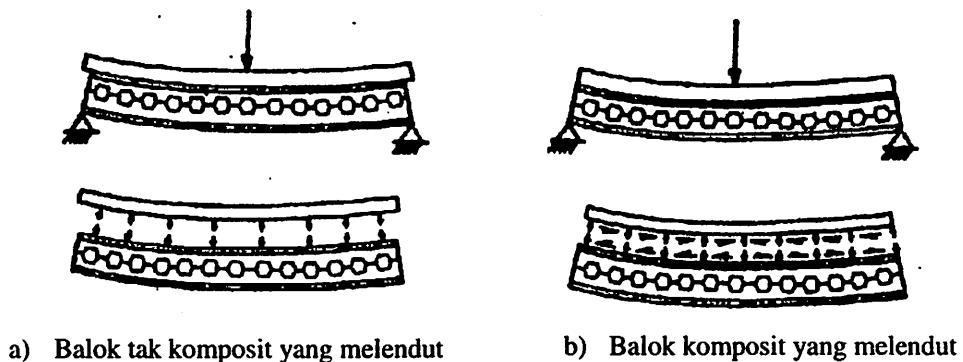
J : Konstanta torsi penampang (tidak ada warping)

L : Bentang balok tanpa pertambahan lateral

2.5 Struktur Balok Komposit

2.5.1 Aksi Komposit

Aksi komposit timbul bila dua batang struktural pemikul beban seperti konstruksi lantai beton dan balok baja penyanggah disambung secara integral dan melendut secara satu kesatuan. Besarnya aksi komposit yang timbul bergantung pada penataan yang dibuat untuk menjamin regangan linear tunggal dari atas pelat beton sampai muka bawah penampang baja. (Sumber: Salmon & Johnson Jilid 2, 1996 hal. 578)



Gambar 2.3 Perbandingan antara balok yang mengalami defleksi dengan dan tanpa aksi komposit.

Untuk memahami konsep perilaku komposit, pertama tinjaulah balok yang tidak komposit dalam gambar 2.3.a. Pada keadaan ini, jika gesekan antara pelat dan balok diabaikan, balok dan pelat masing-masing memikul suatu bagian beban secara terpisah, yang diperjelas dalam gambar 2.4.a. Bila pelat mengalami deformasi akibat beban vertikal, permukaan bawahnya akan tertarik dan memanjang, sedangkan permukaan atas balok tertekan dan memendek. Jadi,

diskontinuitas akan terjadi pada bidang kotak karena gesekan diabaikan, maka hanya gaya dalam vertikal yang bekerja antara pelat dan balok.

Bila suatu sistem bekerja secara komposit (gambar 2.4.b dan 2.4.c), pelat dan balok tidak akan tergelincir relatif satu dengan yang lainnya. Gaya horisontal (geser) timbul dan bekerja pada permukaan bawah pelat sehingga pelat tertekan dan memendek, dan pada saat yang sama gaya horisontal bekerja di atas permukaan balok sehingga balok memanjang. Dengan memperhatikan distribusi regangan yang terjadi bila tidak ada interaksi antara pelat beton dan balok baja (gambar 2.4.a), terlihat bahwa momen perlawanan total sama dengan :

$$\Sigma M = M_{\text{pelat}} + M_{\text{balok}}$$

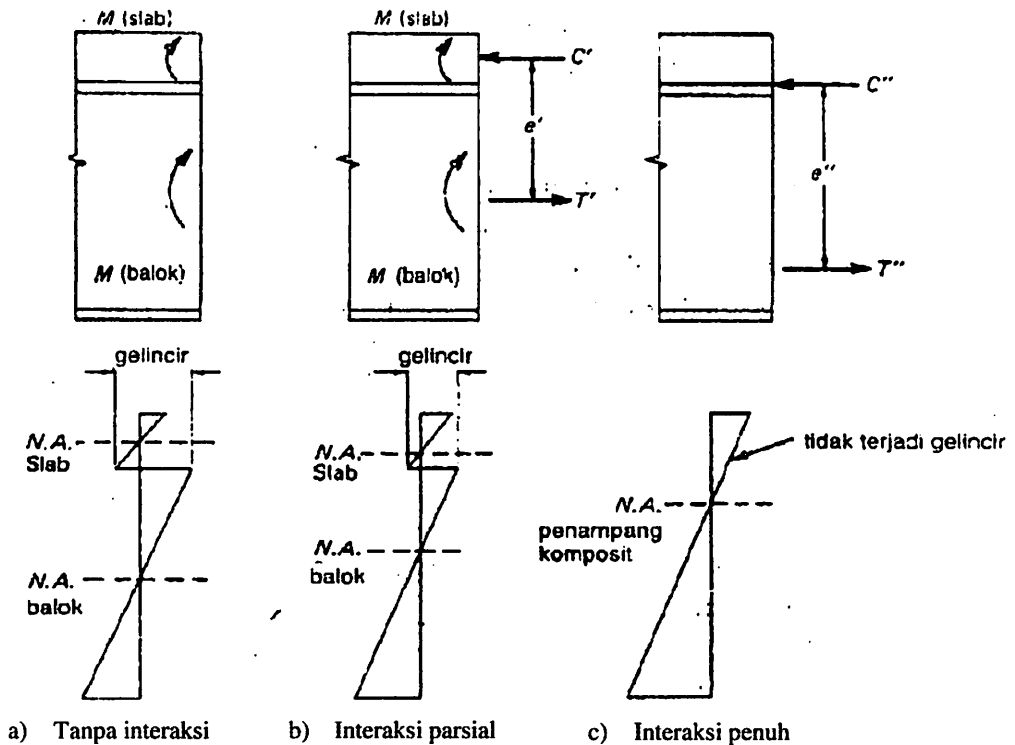
Terlihat untuk kasus ini ada dua garis netral, satu dititik berat pelat dan lainnya dititik berat balok. Pergelinciran horisontal akibat tarikan pada dasar pelat dan tekanan pada puncak balok juga terjadi. Selanjutnya, tinjulah keadaan yang hanya memiliki interaksi parsial, gambar 2.4.b. Garis netral pelat lebih dekat ke balok dan garis netral balok lebih dekat ke pelat. Akibat interaksi parsial, pergelinciran horisontal sekarang berkurang. Akibat interaksi parsial juga menimbulkan gaya tekan dan tarik maksimum C' dan T' , yakni masing-masing pada pelat beton dan balok baja.

Kemudian momen ketahanan penampang tersebut akan meningkat sebesar $T'e'$ atau $C'e'$. (Sumber: *Salmon & Johnson Jilid 2, 1996 hal.579*)

Bila interaksi penuh antara pelat dan balok bisa dikembangkan, pergelinciran tidak terjadi dan diagram regangannya diperlihatkan pada gambar 2.4.c. Pada keadaan ini timbul garis netral gabungan yang terletak dibawah garis netral pelat dan diatas garis netral balok. Juga, gaya tekan dan tarik (C'' dan T'')

lebih besar dari C' dan T' yang timbul pada interaksi parsial. Jadi momen penahan dari penampang komposit penuh adalah:

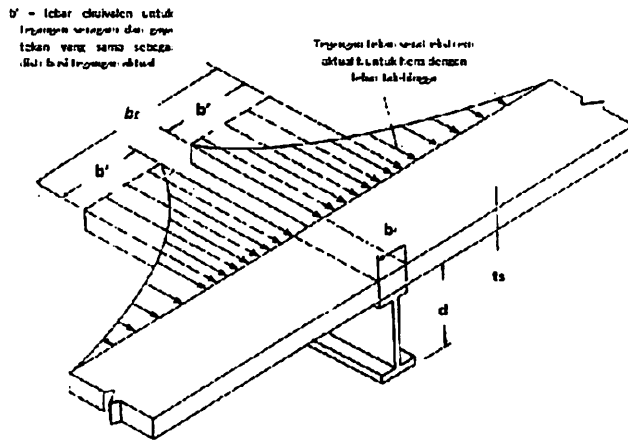
$$\Sigma M = T''e'' \text{ atau } C''e''$$



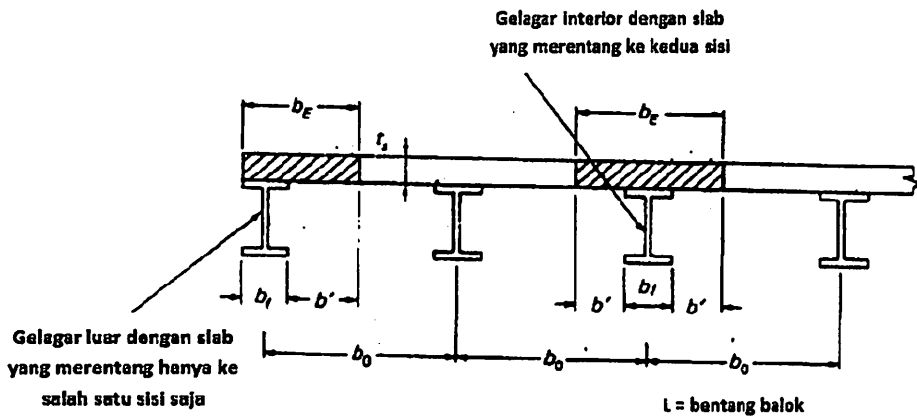
Gambar 2.4 Variasi regangan pada balok-balok komposit.

2.5.2 Lebar Efektif

Konsep lebar efektif bermanfaat dalam desain bila kekuatan harus ditentukan untuk suatu elemen yang terkena distribusi tegangan tak seragam. Aksi komposit terdiri dari kekakuan balok baja dan lebar tertentu (lebar efektif) pelat beton.



Gambar 2.5 Distribusi tegangan ekuivalen dan aktual di sepanjang lebar flens.



Gambar 2.6 Dimensi-dimensi yang menentukan lebar efektif b_{eff} pada baja-beton komposit.

Besarnya lebar efektif untuk penampang T diambil nilai terkecil dari :

1. Untuk gelagar interior (plat menumpu pada kedua sisi), dengan mengacu pada gambar 2.6 :

- $b_{eff} \leq L/4$
- $b_{eff} \leq b_0$ (untuk jarak balok yang sama)
- $b_{eff} \leq b_f + 16t_s$

2. Untuk gelagar luar :

- $b_{eff} \leq L/8 +$ (jarak pusat balok ke tepi plat)

- $b_{eff} \leq 0,5 \cdot b_o + (\text{jarak pusat balok ke tepi plat})$
- $b_{eff} \leq b_f + 6t_s$

Dimana : L : Panjang bentang (mm)
 b_o : Jarak antar balok (mm)
 b_f : Lebar flens baja (mm)
 t_s : Tebal slab/plat (mm)

; Sumber: SNI 03-1729:2015 pasal I3.1a

➤ Modulus elastisitas beton :

$$n = E_s/E_c \dots \dots \dots (2.5.2-1)$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'c}, \dots \dots \dots (2.5.2-2)$$

Dimana : n : Rasio modulus elastisitas
 E_s : Modulus elastisitas baja (Mpa)
 E_c : Modulus elastisitas beton (Mpa)
 f'c : Kuat tekan karakteristik beton (Mpa)

2.5.3 Kuat Lentur Nominal

Kuat lentur nominal dari suatu komponen struktur komposit (untuk momen positif), menurut SNI 03-1729-2015 pasal I3.2a ditentukan sebagai berikut :

a) untuk $h/t_w \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

M_n (kuat momen nominal) yang dihitung berdasarkan distribusi tegangan

plastis pada penampang komposit. $\phi_b=0,9$

b) untuk $h/t_w > 3,76\sqrt{E/f_y}$

M_n (kuat momen nominal) yang dihitung berdasarkan superposisi tegangan-tegangan elastis yang memperhitungkan pengaruh tumpuan sementara (perancah). $\phi_b=0,9$

Kuat lentur nominal yang dihitung berdasarkan distribusi tegangan plastis, dapat dikategorikan menjadi dua kasus sebagai berikut : (*Sumber: Agus Setiawan, hal 292*)

1. Sumbu netral plastis jatuh pada pelat beton / gaya tekan dalam beton dengan mengacu pada gambar 2.7, maka besar gaya C adalah

$$C = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_{eff} \dots \dots \dots (2.5.3-1)$$

Dimana :

- C : Gaya tekan (N)
- a : Kedalaman blok tegangan (mm)
- b_{eff} : Lebar efektif (mm)
- f'_c : Mutu beton (N/mm)

- Gaya tarik T pada profil baja adalah sebesar :

$$T = A_s \cdot f_y \dots \dots \dots (2.5.3-2)$$

Dimana :

- T : Gaya tarik (N)
- A_s : Luas penampang baja (mm^2)
- f_y : Tegangan leleh baja (N/mm)

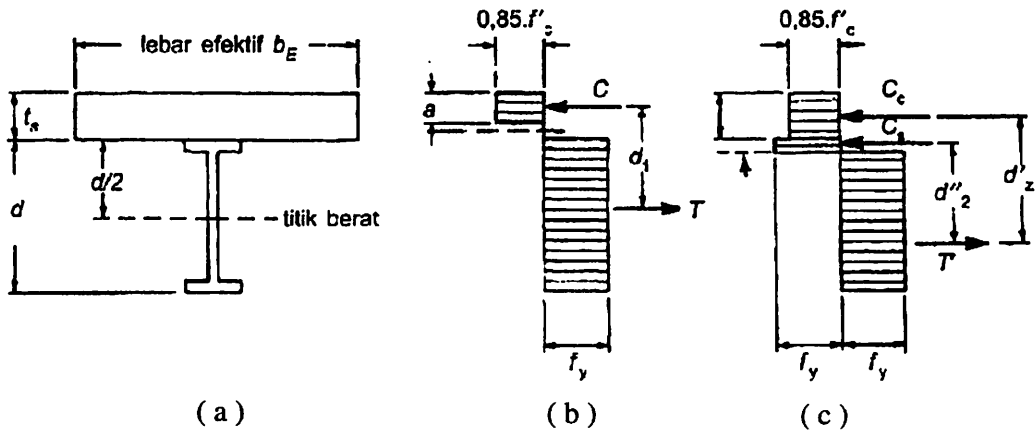
- Dari keseimbangan gaya $C = T$, maka diperoleh :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_{eff}} \dots \dots \dots (2.5.3-3)$$

➤ Kuat lentur nominal dihitung dari gambar 2.7.b :

$$M_n = C \cdot d_1 \dots\dots\dots (2.5.3-4)$$

$$\text{atau} \quad = T \cdot d_1 = A_s \cdot f_y \cdot \left(\frac{d}{2} + t_1 - \frac{a}{2}\right) \dots\dots\dots (2.5.3-5)$$



Gambar 2.7 Kuat lentur nominal berdasarkan distribusi tegangan plastis.

Jika dari perhitungan persamaan 2.5.3-3 ternyata $a > t_s$, maka asumsi harus diubah. Hasil ini menyatakan bahwa pelat beton tidak cukup kuat untuk mengimbangi gaya tarik yang timbul pada profil baja.

2. Sumbu netral plastis jatuh pada profil baja

Apabila ke dalam blok tegangan beton, a , ternyata melebihi tebal pelat beton, maka distribusi tegangan dapat ditunjukkan seperti pada gambar 2.7.c. Gaya tekan, C_c yang bekerja pada beton adalah sebesar :

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_{\text{eff}} \cdot t_s \dots\dots\dots (2.5.3-6)$$

Dimana :

- C_c : Gaya tekan pada beton dalam slab/plat lantai (N)
- a : Kedalaman blok tegangan (mm)
- b_{eff} : Lebar efektif (mm)

Gaya tekan dalam balok baja yang dihasilkan oleh bagian balok yang ada diatas sumbu netral sebagai C_s .

- Dari keseimbangan gaya, diperoleh hubungan :

$$T' = C_c + C_s \dots \dots \dots (2.5.3-7)$$

- Besarnya T' sekarang lebih kecil dari pada $A_s \cdot f_y$

$$T' = A_s \cdot f_y - C_s \dots \dots \dots (2.5.3-8)$$

- Dengan menyamakan persamaan 2.5.4-7 dan 2.5.4-8, diperoleh bentuk :

$$C_s' = \frac{A_s \cdot f_y - C_s}{2} \dots \dots \dots (2.5.3-9)$$

- Atau dengan mensubstitusikan persamaan 2.5.4-6, diperoleh bentuk :

$$T' = \frac{A_s \cdot f_y - 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot e_{ff} \cdot t_1}{2} \dots \dots \dots (2.5.3-10)$$

- Kuat lentur nominal diperoleh dengan memperhatikan gambar 2.7.c :

$$M_n = C_c \cdot d'^2 + C_s \cdot d''^2 \quad \text{dan} \quad \phi \cdot M_n \geq M_u$$

Dimana :

C_s : Gaya tekan pada balok/baja (N)

d'^2 ; d''^2 : Lengan-lengan momen (mm)

M_n : Momen nominal (N.mm)

M_u : Momen lentur akibat beban layanan terfaktor (N.mm)

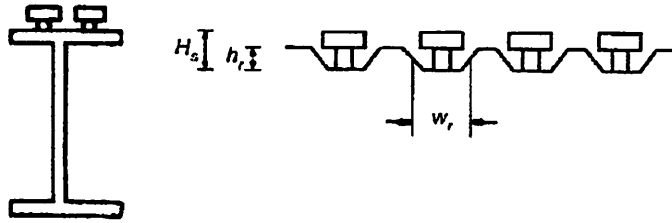
ϕ : 0,85 Faktor reduksi distribusi tegangan plastis

2.6 Deck Baja Bergelombang (Stell Deck)

2.6.1 Konsep Dasar

Perkembangan struktur komposit dimulai dengan digunakannya deck baja gelombang, yang selain berfungsi sebagai bekisting saat pelat beton dicetak, juga berfungsi sebagai tulangan positif bagi pelat beton. Penggunaan deck baja juga dapat dipertimbangkan sebagai dukungan dalam arah lateral dari balok sebelum beton mulai mengeras. Arah gelombang deck baja biasanya diletakan tegak lurus balok penopangnya. Persyaratan deck baja gelombang dan penghubung gesernya untuk digunakan dalam komponen struktur komposit diatur di dalam SNI 03-1729-2015 pasal I3.2c. Dalam pasal ini disyaratkan :

1. Tinggi maksimum deck baja, $h_r \leq 75$ mm
2. Lebar rata-rata minimum dari gelombang deck, $w_r > 50$ mm, lebar ini tidak boleh lebih besar dari lebar bersih minimum pada tepi atas deck baja.
3. Tebal pelat minimum diukur dari tepi atas deck baja = 50 mm.
4. Diameter maksimum stud yang dipakai $\frac{3}{4}$ in (19 mm), dan dilas langsung pada flens balok baja.
5. Tinggi minimum stud diukur dari sisi deck baja paling atas $1\frac{1}{2}$ in (38 mm).
6. Deck harus diangkurkan kesemua komponen struktur pendukung pada jarak tidak lebih dari 18 in (460 mm).



Gambar 2.8 Penampang melintang deck baja gelombang.

Jika gelombang pada deck baja dipasang tegak lurus terhadap balok penopangya, maka kuat nominal penghubung geser jenis paku harus direduksidengan suatu faktor, r_s yang besarnya ditetapkan sebagai berikut :

$$r_s = \frac{0,85}{\sqrt{N_r}} \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \left\{ \left(\frac{H_s}{h_r} \right) - 1,0 \right\} \leq 1,0 \dots\dots\dots (2.6.1-1)$$

Dimana :

r_s : Faktor reduksi

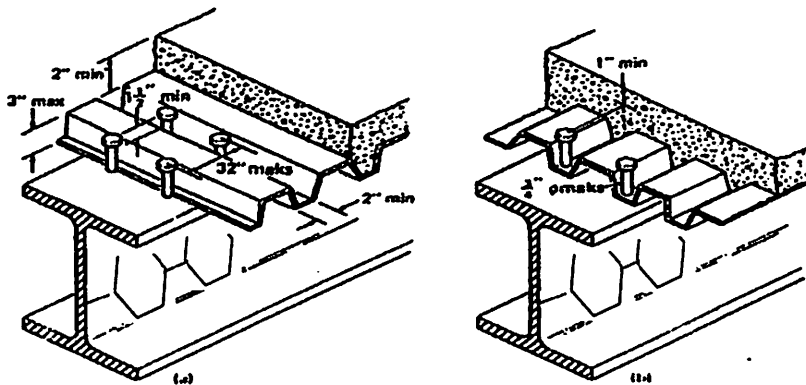
N_r : Jumlah penghubung geser jenis paku pada setiap gelombang pada potongan melintang balok baja

H_s : Tinggi penghubung geser jenis paku $\leq (h_r + 75 \text{ mm})$

h_r : Tinggi nominal gelombang deck baja

w_r : Lebar efektif gelombang deck baja

Jarak antar penghubung geser tersebut dalam arah longitudinal tidak boleh lebih dari 900 mm.

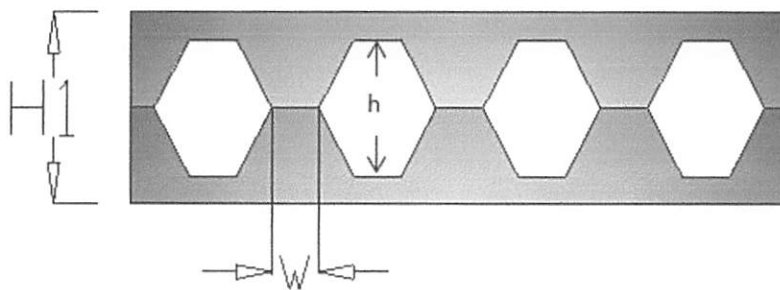


Gambar 2.9 Pelat beton komposit dengan tulangan deck baja bergelombang.

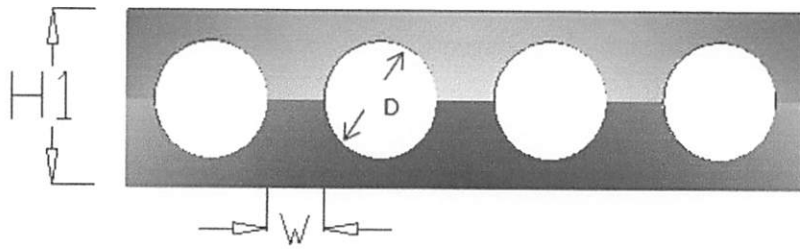
2.7 Profil Baja Castella

Saat ini banyak sekali berbagai penelitian yang dilakukan oleh para ahli untuk menemukan berbagai solusi-solusi baru dalam mengurangi biaya pembangunan konstruksi baja. Karena adanya batasan -batasan terhadap defleksi maksimum yang diijinkan, sehingga kekuatan dari struktur baja tidak dapat keuntungan yang terbaik. Oleh karna itu, beberapa metode baru ditemukan untuk meningkatkan kekuatan komponen struktur baja tanpa meningkatkan berat baja itu sendiri. Salah satu dari sekian solusinya adalah penggunaan *Castellated Beam*. (Sevak Demirdjian, 1999)

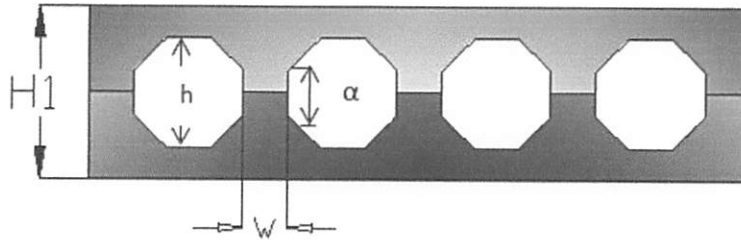
Profil baja *Castellated Beam* ialah profil baja I, H, atau U yang kemudian pada bagian badannya potongan memanjang dengan pola zig - zag. Kemudian bentuk dasar profil baja diubah dengan menggeser atau membalik setengah bagian profil baja dengan cara dilas pada bagian “gigi-giginya”. Sehingga terbentuk profil baja baru dengan lubang berbentuk segi enam (hexagonal), segi delapan (Octagonal) dan lingkaran (Circular). (Johann Grunbauer, 2001)



Gambar 2.10 Hexagonal *Castellated beam*



Gambar 2.11 *Circular Castellated beam*



Gambar 2.12 *Octagonal Castellated beam*

2.7.1 Geometri Penampang Balok Castella Beam

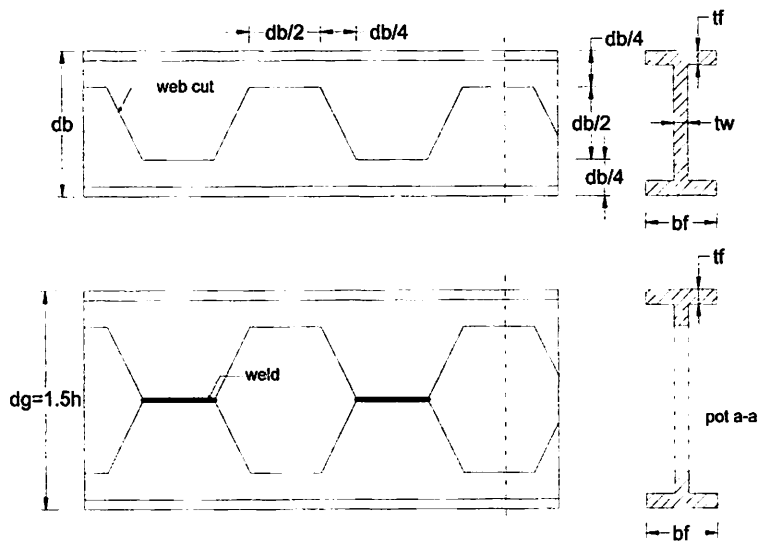
Geometri penampang balok castella beam dibagi menjadi tiga parameter, yaitu : (L. Amayreh dan M. P. Saka, 2005)

1. Sudut Pemotongan (θ)

Sudut Pemotongan (θ) mempengaruhi jumlah *castellation* (N per unit panjang). Riset membuktikan bahwa dengan adanya penambahan N tidak berpengaruh banyak terhadap kekakuan elastis *Castellated Beam*, akan tetapi perlu meningkatkan daktilitas serta kapasitas rotasi. Sudut pemotongan berkisar antara 45° - 70° .

2. Ekspansion Ratio (α)

Ekspansion ratio (α) adalah ratio penambahan tinggi yang dicapai *castellation* secara teoritis tinggi asli balok bertambah 50% dari tinggi semula, namun secara keseluruhan ketinggian pada bagian T (*tee section*) terdapat faktor pembatas.



Gambar 2.13 Tinggi setelah pemotongan profil baja

3. Welding Length (e)

Bila panjang bidang disambung (las) terlalu pendek. Maka akan terjadi kegagalan gaya geser horizontal pada badan profil, begitu juga sebaliknya apabila panjang bidang yang disambung (las) terlalu panjang, berdampak pada penambahan panjang bagian T (*tee section*) dimana akan terjadi kegagalan lentur *Vierendeel*. Jadi, panjang yang diijinkan untuk dua tipe kegagalan tersebut. (*Sevak Demirdjian, 1999*)

2.7.2 Desain penampang Balok *Castellated Beam*

Desain *Castellated Beam* berdasarkan *Design of Welded Structure*, mengenai *Open web expanded beams and girders*.

- A. Menentukan modulus plastisitas tampang yang diperlukan balok *Castella*(Z_g) untuk momen lentur maksimum.

$$S_g = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y} \dots \dots \dots (2.7.2-1)$$

Dimana :

S_g : Modulus plastisitas penampang balok (cm^3)

M_u : Momen ultimate (kgcm)

ϕ : Faktor reduksi (0,90 : untuk lentur)

f_y : Tegangan leleh profil (kg/cm^2)

B. Menentukan perbandingan tinggi balok castella dengan tinggi balok aslinya.

Diamsumsikan kenaikan tinggi balok mencapai 1,5 kali dari tinggi balok aslinya.

$$K_1 = \frac{d_g}{d_b} \dots\dots\dots(2.7.2-2)$$

$$1,5 = \frac{d_g}{d_b} = \frac{S_g}{S_b} \dots\dots\dots(2.7.2-3)$$

$$S_b = \frac{S_g}{1,5} \dots\dots\dots(2.7.2-4)$$

Dimana :

K_1 : Perbandingan tinggi balok setelah peninggian dan sebelum peninggian.

d_g : Tinggi balok (*castella*) setelah peninggian (mm)

d_b : Tinggi balok (balok asli) sebelum peninggian (mm)

S_g : Modulus plastisitas penampang balok setelah peninggian (mm^3)

S_b : Modulus plastisitas penampang balok sebelum peninggian (mm^3)

Menentukan nilai perbandingan tinggi (K_1) yang sebenarnya

$$K_1 = \frac{S_g}{S_b} \dots\dots\dots(2.7.2-5)$$

C. Menentukan tinggi pemotongan zig – zag (h) :

$$h = d_b \cdot (K_1 - 1) \dots \dots \dots (2.7.2-6)$$

Dimana :

h : Pertambahan tinggi akibat pemotongan zig – zag (mm)

K₁ : Perbandingan tinggi balok setelah peninggian dan sebelum peninggian.

D. Perkiraan tinggi penampang T yang diperlukan :

(*Design of welded structure, hal 4.7 – 15*)

$$d_T = \frac{V_u}{2 \cdot t_w \cdot 0,4 \cdot f_y} \dots \dots \dots (2.7.2-7)$$

Dimana :

d_T : Tinggi penampang T perlu (mm)

V_u : Gaya geser terfaktor (kg)

t_w : Tebal badan balok (mm)

f_y : Tegangan leleh profil (kg/cm²)

E. Menentukan tinggi balok castella :

$$d_g = d_b + h \dots \dots \dots (2.7.2-8)$$

Dimana :

d_g : Tinggi balok (*castella*) setelah peninggian (mm)

F. Menentukan tinggi dan tangkai penampang T

$$d_T = \frac{d_g}{2} - h \dots \dots \dots (2.7.2-9)$$

Dimana :

d_T : Tinggi penampang T (mm)

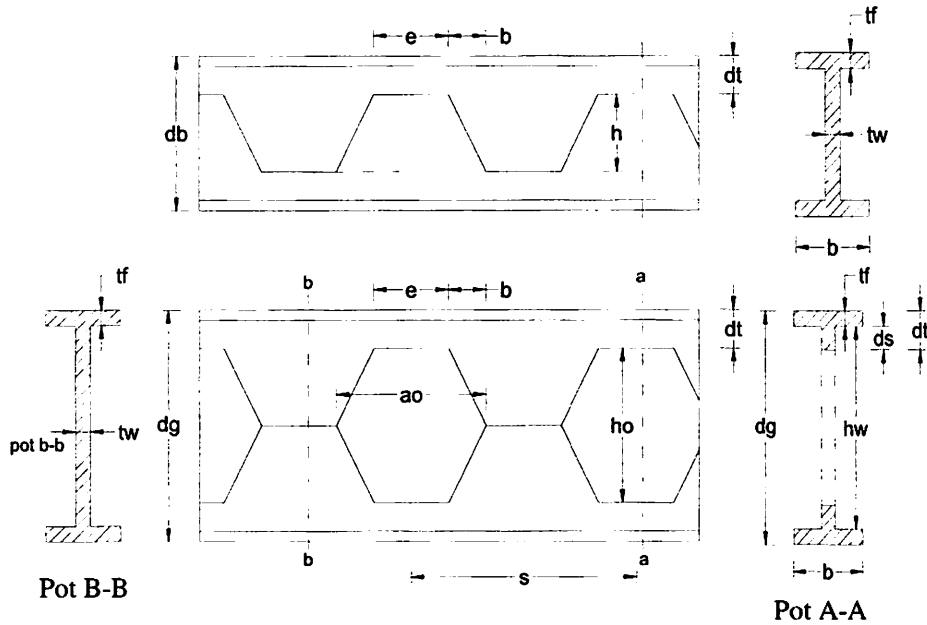
$$d_s = d_T - t_f \dots \dots \dots (2.7.2-10)$$

Dimana :

d_s : Tinggi tangkai penampang T (mm)

d_T : Tinggi penampang T (mm)

t_f : Tebal flens penampang (mm)



Gambar 2.14 Dimensi geometri penampang *Castellated Beam*.

G. Menentukan tegangan lentur ijin plat hadan balok *castella* :

$$\bar{\sigma} = \left(1 - \frac{10,434}{C_c^2} \cdot \left(\frac{h}{tw} \right)^2 \right) \cdot 0,6 \cdot f_y \dots\dots\dots (2.7.2-11)$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E}{f_y}}$$

Dimana :

$\bar{\sigma}$: Tegangan lentur ijin balok *castella* (N/mm²)

f_y : Tegangan leleh profil (N/mm²)

H. Menentukan tegangan geser balok *castella* :

$$\sigma_v = \frac{4 \cdot \left(\frac{\pi \cdot \theta}{180}\right)^2}{3 \cdot \tan \theta} \cdot \bar{\sigma} \leq 0,4 \cdot f_y \dots\dots\dots(2.7.2-12)$$

Dimana :

σ_v : Tegangan geser ijin balok *castella* (N/mm²)

θ : Sudut dalam

$\bar{\sigma}$: Tegangan lentur ijin balok *castella* (N/mm²)

I. Menentukan tegangan geser maksimum balok *castella* :

$$\sigma_{\max} = 1,16 \cdot \frac{95\% \cdot V}{t_w \cdot d_g} \dots\dots\dots(2.7.2-13)$$

Dimana :

σ_{\max} : Tegangan geser maksimum balok *castella* (N/mm²)

V : Gaya geser yang terjadi (N)

J. Rasio tegangan geser maksimum untuk balok berbadan utuh dan tegangan geser ijin untuk balok berlubang (K_2) :

$$\frac{e}{s} = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_v} = K_2 \dots\dots\dots(2.7.2-14)$$

K. Menentukan panjang bidang horizontal dan jarak antar panel :

$$e \geq \frac{2 \cdot h \cdot \tan \theta}{\frac{1}{K_2} - 2} \dots\dots\dots(2.7.2-15)$$

$$s = 2 \cdot (e + h \cdot \tan \theta) \dots\dots\dots(2.7.2-16)$$

Dimana :

e : Panjang bidang horizontal (mm)

s : Jarak antar panel (mm)

L. Menentukan ukuran dimensi balok *castella* :

Luas penampang T balok *castella* :

$$A_T \geq A_f + A_s \dots\dots\dots(2.7.2-17)$$

Modulus kelembaman penampang T balok *castella* :

$$S_T = A_f \cdot \left(d_s + \frac{t_f}{2} \right) + A_s \cdot \frac{d_s}{2} \dots\dots\dots(2.7.2-18)$$

Modulus inersia penampang T balok *castella* :

$$I_T = A_f \cdot \left(d_s^2 + d_s \cdot t_f + \frac{t_f^2}{3} \right) + A_s \cdot \frac{d_s^2}{3} \dots\dots\dots(2.7.2-19)$$

Jarak garis berat penampang T pada ujung tangkai balok *castella* :

$$C_s = \frac{S_T}{A_T} \dots\dots\dots(2.7.2-20)$$

Momen inersia tangkai penampang T:

$$I_t = I_T - C_s \cdot S_T \dots\dots\dots(2.7.2-21)$$

Modulus tahanan tangkai penampang T pada ujung tangkai :

$$S_s = \frac{I_t}{C_s} \dots\dots\dots(2.7.2-22)$$

Jarak antara garis berat penampang T atas dan bawah :

$$d = 2 \cdot (h + C_s) \dots\dots\dots(2.7.2-23)$$

Momen inersia balok *castella*:

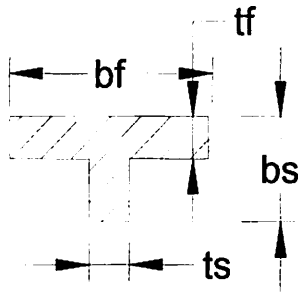
$$I_g = 2 \cdot I_t + \frac{A_T \cdot d^2}{2} \dots\dots\dots(2.7.2-24)$$

Modulus tahanan balok *castella*:

$$S_g = \frac{2 \cdot I_g}{d_g} \dots\dots\dots(2.7.2-25)$$

M. Pemeriksaan bagian T yang merupakan bagian yang mengalami gaya tekan aksial :

$$\frac{b_f}{t_f} \leq \frac{3000}{\sqrt{f_y}} \quad , \quad \frac{b_s}{t_s} \leq \frac{4000}{\sqrt{f_y}} \dots\dots\dots(2.7.2-26)$$



Gambar 2.15 Penampang T

N. Menentukan profil, kontrol kriteria dan kapasitas penampang :

Batas – batas kelangsingan adalah :

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2.t_f} < \lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \dots\dots\dots(2.7.2-27)$$

$$\lambda_w = \frac{d_g}{t_w} < \lambda_{pw} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \dots\dots\dots(2.7.2-28)$$

Dimana :

E : Modulus elastisitas baja (N/mm²)

t_f : Tebal *flens* penampang (mm)

b_f : Lebar *flens* penampang (mm)

t_w : Tebal *web* (badan) penampang (mm)

d_g : Tinggi bersih *web* (badan) penampang *Castella* (mm)

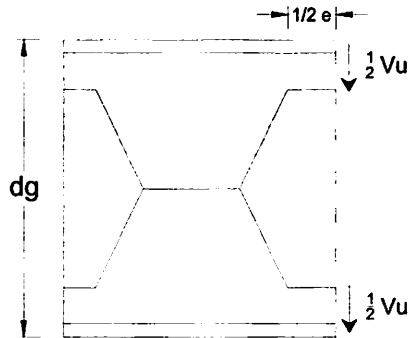
λ_f : Rasio kelangsingan *flens* (sayap)

λ_{pf} : Rasio kelangsingan maksimum pada *flens* untuk elemen kompak

λ_w : Rasio kelangsingan *web* (badan)

λ_{pw} : Rasio kelangsingan maksimum pada *web* untuk elemen kompak

O. Kontrol tegangan :



Gambar 2.16 Gaya geser pada penampang T

$$\sigma T + \sigma b \leq \bar{\sigma} \dots\dots\dots(2.7.2-29)$$

Tegangan lentur primer :

$$\sigma b = \frac{F}{AT} = \frac{M}{d \cdot AT} \dots\dots\dots(2.7.2-30)$$

Tegangan lentur sekunder :

$$\sigma T = \frac{V \cdot e}{4 \cdot Z_s} \dots\dots\dots(2.7.2-31)$$

Tegangan lentur ijin :

$$\bar{\sigma} = \left(1 - \frac{2,609}{Cc^2} \cdot \left(\frac{h}{tw} \right)^2 \right) \cdot 0,6 \cdot f_y \dots\dots\dots(2.7.2-32)$$

Dimana :

σT : Tegangan lentur sekunder (N/mm²)

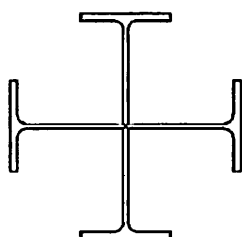
σb : Tegangan tarik dan desak (N/mm²)

$\bar{\sigma}$: Tegangan lentur ijin balok *castella* (N/mm²)

2.8 Kolom Baja

2.8.1 Profil King Cross

Kolom adalah bagian dari struktur bangunan yang berfungsi meneruskan beban di atasnya ke konstruksi pondasi bangunan. Dalam perencanaan pendahuluan / preliminary desain kolom, gaya-gaya dalam yang bekerja adalah gaya aksial serta momen. Karena pada balok menggunakan profil castellated maka agar lebih mudah dalam perhitungan dan pelaksanaan, untuk kolom digunakan profil king cross karena profil ini memiliki kuat aksial yang cukup tinggi pada arah X dan arah Y. Maka dari itu profil ini paling baik digunakan untuk struktur kolom pada bangunan bertingkat tinggi.



Gambar 2.17 Profil baja king cross

2.8.2 Kekuatan Kolom Baja

Tata cara kekuatan tekan kolom baja diatur dalam *SNI 03-1729-2015* pasal E1. Kekuatan tekan desain $\phi_c P_n$, dan kekuatan tekan yang diizinkan, P_n / Ω_c , komponen struktur kolom yang dibebani secara aksial simetris ganda harus ditentukan untuk keadaan batas dari tekuk lentur, tekuk torsi, dan tekuk torsi-lentur berdasarkan kelangsingan komponen struktur sebagai berikut :

$$P_u \leq \phi_c P_n \dots \dots \dots (2.8.2-1)$$

Dimana :

$$\phi_c = 0,90$$

P_u = Beban terfaktor

P_n = kuat tekan nominal komponen struktur = $A_g \cdot f_{cr}$

E_c = Modulus elastisitas beton = $4700\sqrt{f'c}$, (Mpa)

2.8.3 Panjang Efektif

Pada SNI 03-1729-2015 pasal E2, faktor panjang efektif (K) digunakan untuk perhitungan kelangsingan komponen struktur (KL/r). Dalam hal ini struktur cukup diklasifikasikan menjadi 2 kategori dengan K yang berbeda, yaitu :

- Rangka tidak bergoyang : $0,5 \leq K \leq 1,0$
- Rangka bergoyang : $1,0 \leq K \leq \infty$

Panjang efektif kolom (LK) didapat dengan mengalikan suatu faktor panjang efektif (k) dengan panjang kolom (L), nilai “k” didapat dari nomogram, dengan menghitung nilai G, yaitu :

$$G = \frac{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_{\text{kolom}}}{\sum \left(\frac{I}{L}\right)_{\text{balok}}}$$

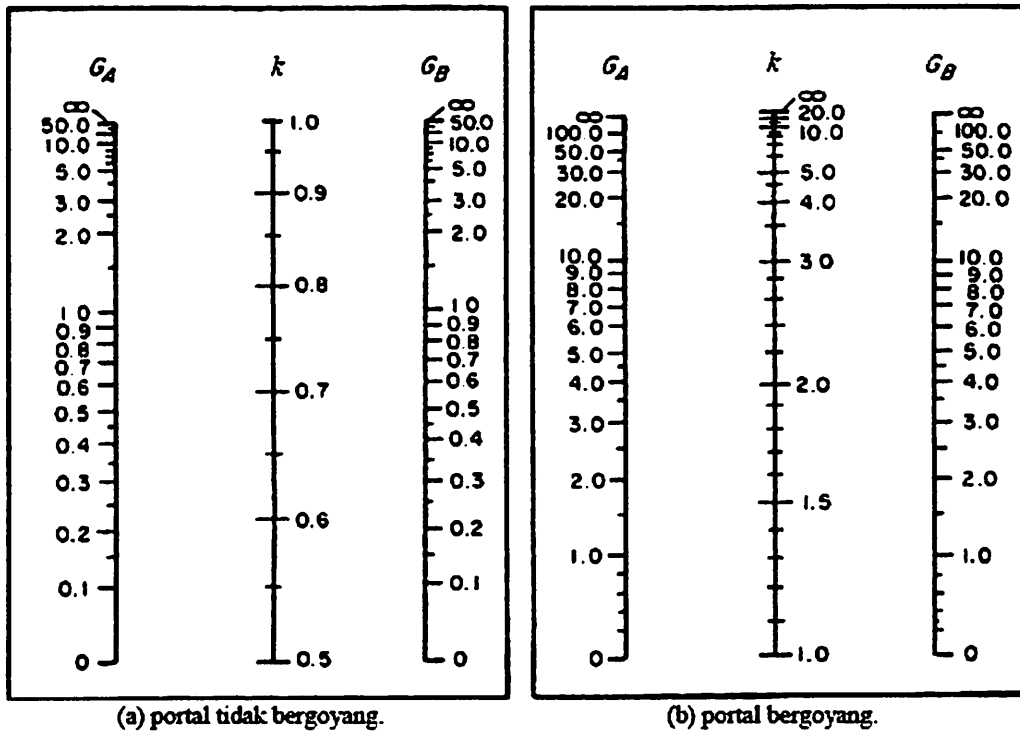
Dimana :

I = Momen inersia kolom/balok (cm^4)

L = Panjang kolom/balok (cm)

r = Radius girasi penampang = $\sqrt{\frac{I}{A}}$

Catatan : Untuk komponen struktur yang dirancang berdasarkan tekan, rasio kelangsingan efektif (KL/r), sebaiknya tidak melebihi 200.



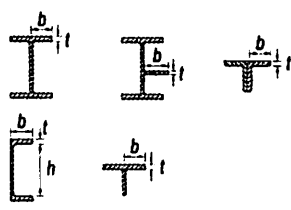
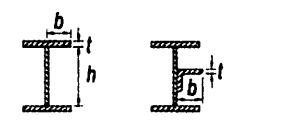
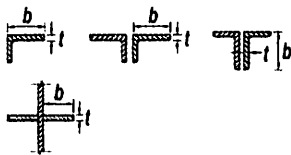
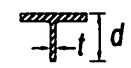
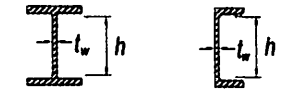
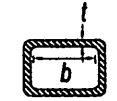
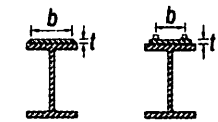
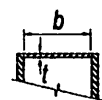
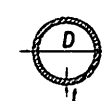
Gambar 2.18 Nomogram faktor panjang tekuk kolom portal

2.8.4 Tekuk Lokal

SNI 03-1729-2015 pasal B4.1 untuk kondisi tekan, penampang diklasifikasikan sebagai elemen langsing atau penampang elemen langsing.

Untuk profil elemen non langsing, rasio tebal terhadap lebar dari elemen tekan tidak boleh melebihi λ_r dari tabel, jika rasio tersebut melebihi λ_r , disebut penampang dengan elemen langsing.

Tabel 2.2 Rasio tebal terhadap lebar : Elemen tekan komponen struktur yang menahan tekan aksial

	Kasus	Elemen	Rasio lebar-tebal	λ_r batas tidak langsing	Deskripsi penampang
Elemen tanpa pengaku	1	Sayap dari Profil I canai panas, pelat yang diproyeksikan dari profil I canai panas; kaki berdiri bebas dari sepasang siku disambung dengan kontak menerus, sayap dari kanal, dan sayap dari T...	bt	$0,56\sqrt{E/F_y}$	
	2	Sayap dari profil I tersusun dan pelat atau kaki siku yang diproyeksikan dari profil I tersusun	bt	$0,64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$	
	3	Kaki dari siku tunggal, kaki dari siku ganda dengan pemisah, dan semua elemen tak diperkaku lainnya	bt	$0,45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	stem dari T	dt	$0,75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elemen yang diperkaku	5	badan dari profil I simetris ganda dan kanal	h/t_w	$1,49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	dinding PSB persegi dan boks dari ketebalan merata	bt	$1,40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Pelat penutup sayap dan pelat diafragma antara deretan sarana penyambung atau las	bt	$1,40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	Semua elemen diperkaku lainnya	bt	$1,49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	PSB bulat	D/t	$0,11\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

2.8.5 Tekuk Lentur Struktur Tanpa Elemen Langsing

Pada SNI 03-1729-2015 pasal E3, kekuatan tekan nominal (P_n) harus ditentukan berdasarkan keadaan batas dari tekuk lentur :

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

Tegangan kritis (F_{cr}), ditentukan sebagai berikut :

a. Bila $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ atau $\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) \dots \dots \dots (2.8.5-1)$$

b. Bila $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ atau $\frac{F_y}{F_e} > 2,25$

$$F_{cr} = \left(0,877 \frac{F_y}{F_e} \right) \dots \dots \dots (2.8.5-2)$$

Dimana :

A_g = Luas bruto dari komponen struktur (mm^2)

E = Elastisitas baja = 200000 Mpa

F_y = Tegangan leleh minimum baja (Mpa)

F_e = Tegangan tekuk kritis elastis = $\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$

2.8.6 Tekuk Lentur Struktur Elemen Langsing

Kekuatan tekan nominal (P_n) harus nilai terendah berdasarkan pada keadaan batas dari tekuk letur, tekuk torsi dan tekuk torsi-lentur yang sesuai.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

Tegangan kritis (F_{cr}), ditentukan sebagai berikut :

a. Bila $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{Q F_y}}$ atau $\frac{Q F_y}{F_e} \leq 2,25$

$$F_{cr} = Q \left(0,658 \frac{Q F_y}{F_e} \right) F_y \dots \dots \dots (2.8.6-1)$$

b. Bila $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}}$ atau $\frac{QF_y}{F_e} > 2,25$

$$F_{cr} = 0,877 \cdot F_e \dots\dots\dots(2.8.6-2)$$

Dimana :

- Q = Faktor reduksi neto yang menghitung untuk semua elemen tekan langsing
 - ~ 1,0 untuk komponen struktur tanpa elemen langsing, seperti dijelaskan dalam pasal B4.a untuk elemen dalam tekan merata
 - ~ Qs Qa untuk komponen struktur dengan penampang elemen langsing, seperti dijelaskan pada pasal B4.1 untuk elemen dalam tekan merata.

2.9 Perencanaan Sambungan

Sambungan dalam suatu struktur merupakan bagian yang tidak mungkin diabaikan begitu saja, karena kegagalan pada sambungan dapat mengakibatkan kegagalan struktur secara keseluruhan.

Syarat – syarat sambungan :

- Harus kuat, aman tetapi cukup ekonomis.
- Mudah dalam pelaksanaan pemasangan dilapangan.
- Persyaratan keamanan yang diberikan DFBK untuk peyambung persamaannya menjadi :

$$R_u \leq \phi R_n \dots\dots\dots(2.9-1)$$

Dimana :

ϕ = Faktor reduksi (untuk konektor harga itu dengan tipe kejadian, seperti 0,75 untuk retakan tarik. 0,65 untuk geser pada baut

berkekuatan tinggi dan 0,75 untuk tumpuan baut pada sisi lubang).

R_n = Kuat nominal baut

R_u = Beban terfaktor

2.9.1 Perencanaan sambungan Baut

Ketentuan spesifikasi untuk perencanaan sambungan baut diatur dalam SNI 03-1729-2015 pasal J3 antara lain:

➤ Kontrol jarak antar baut :

a. Jarak baut ke tepi (S1)

Tabel 2.3 Jarak tepi minimum baut

Diameter baut (in.)	Jarak tepi minimum
1/2	3/4
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
Di atas 1 1/4	1 1/4 x d

b. Jarak antar baut (S2)

Jarak antara pusat – pusat standar, ukuran berlebih, atau lubang – lubang slot tidak boleh kurang dari 2 2/3 kali diameter nominal, d, dari pengencang, jarak 3d yang lebih umum.

➤ Kuat nominal terhadap tarik dan geser :

$$\phi \cdot R_n = \phi n \cdot A_b \dots \dots \dots (2.9.1-1)$$

Dimana :

Rn : Kuat tarik nominal

\emptyset : Faktor reduksi tarik (0,75)

fn : Tegangan tarik nominal, fn_t , atau tegangan geser, fn_v
(MPa)

Ab : Luas tubuh baut tidak berulir nominal atau bagian berulir
(mm²)

Tabel 2.4 Kekuatan nominal pengencang dan bagian yang berulir

Deskripsi pengencang	Kekuatan tarik nominal, fn_t (MPa)	Kekuatan geser nominal dalam sambungan tipe tumpu, fn_v (MPa)
Baut A307	310	188
Baut group A(misal,A325), bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	620	372
Baut group A(misal,A325), bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	620	457
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	780	457
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	780	579
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan pasal A3.4, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	$0,75 fu$	$0,45 fu$
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan pasal A3.4, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	$0,75 fu$	$0,563 fu$

➤ Kuat nominal tumpu pada lubang – lubang baut :

$$\emptyset . Rn = 1,2 . l_c . t_p . fu \leq 2,4 . d . t_p . fu \dots \dots \dots (2.9.1-2)$$

Dimana :

- R_n : Kuat tumpu nominal
- \emptyset : Faktor reduksi tumpu (0,75)
- f_u : Kuat tarik putus terendah dari baut atau plat (MPa)
- t_p : Tebal plat (mm)
- d : Diameter baut nominal (mm)
- l_c : Jarak bersih, dalam arah gaya, antara tepi lubang dan tepi lubang yang berdekatan atau tepi dari baut atau plat (mm)

➤ Menentukan Jumlah Baut :

$$n = \frac{R_u}{\emptyset \cdot R_n} \dots\dots\dots(2.9.1-3)$$

Dimana :

- n : Jumlah baut
- R_n : Tahanan nominal baut
- R_u : Beban terfaktor

➤ Kombinasi terhadap tarik dan geser :

$$\emptyset \cdot R_n = f'nt \cdot A_b \dots\dots\dots(2.9.1-4)$$

Catatan : Bila tegangan yang diperlukan (f_{rv}) kurang dari atau sama dengan 30 % dari tegangan yang tersedia, maka efek kombinasi tegangan tidak perlu diperiksa.

$$f'nt = 1,3 \cdot fnt - \frac{fnt}{\emptyset \cdot f_{nv}} f_{rv} \leq fnt \dots\dots\dots(2.9.1-5)$$

Dimana :

- A_b : Luas tubuh baut tidak berulir nominal atau bagian berulir (mm²)

f'_{nt} : Tegangan tarik nominal yang dimodifikasi mencakup efek tegangan geser (MPa)

ϕ : Faktor reduksi (0,75)

f_{nt} : Tegangan tarik nominal (MPa)

f_{nv} : Tegangan geser (MPa)

f_{rv} : Tegangan geser yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK (MPa)

➤ Kontrol terhadap momen :

$$\phi . M_n = \frac{0,9 . f_y . a^2 . b}{2} + \sum_{i=1}^n T . d_i \dots \dots \dots (2.9.1-6)$$

$$a = \frac{0,75 . f_u^b . n_b . n . A_b}{f_y . b} \dots \dots \dots (2.9.1-7)$$

$$\sum_{i=1}^n T . d_i = 0,75 . f_u^b . n_1 . n_2 . A_b . (d_i \text{terjauh}) \dots \dots \dots (2.9.1-8)$$

Dimana :

n_1 : Jumlah kolom baut

n_2 : Jumlah baris baut

A_b : Luas penampang baut

b : Lebar balok

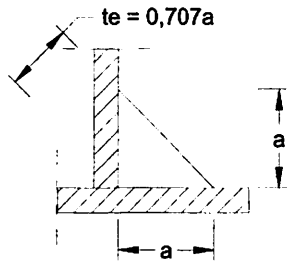
a : Tinggi penampang tekan

f_u^b : Kuat tarik nominal baut

f_y : Tegangan leleh

2.9.2 Sambungan Las pada Plat Ujung

Ketentuan spesifikasi untuk perencanaan sambungan las diatur dalam SNI 03-1729-2015 pasal J2 antara lain:



Gambar 2.19 Tebal(throat) efektif las sudut

➤ **Tebal Las Sudut**

Tabel 2.5 Ukuran minimum las sudut

Tebal plat (t) mm	Ukuran min. Las sudut, a (mm)
$t \leq 6$	3
$6 \leq t \leq 13$	5
$13 \leq t \leq 19$	6
$t > 19$	8

Ukuran maksimum dari las sudut dari bagian – bagian yang tersambung harus :

- Sepanjang tepi material dengan ketebalan kurang dari 6 mm, tidak lebih besar dari ketebalan material.
- Sepanjang tepi material dengan ketebalan 6 mm atau lebih, tidak lebih besar dari ketebalan material dikurangi 2 mm, kecuali las yang secara khusus diperlihatkan pada gambar pelaksanaan untuk memperoleh ketebalan throat penuh. Untuk kondisi las yang sudah jadi, jarak antara tepi logam dasar dan ujung kaki las boleh kurang dari 2 mm bila ukuran las secara jelas dapat diverifikasi.

➤ **Kontrol sambungan las**

$$R_u \leq \phi R_{nw} \dots\dots\dots(2.9.2-1)$$

Dimana :

R_u : Beban terfaktor las

R_{nw} : Tahanan nominal per satuan panjang las

ϕ : Faktor reduksi (0,75)

Tabel 2.6 Tipe Elektroda las

Elektroda	Tegangan leleh minimum		Kuat tarik minimum (f_{uw})	
	(ksi)	(MPa)	(ksi)	(MPa)
E 60	50	354	67	460
E 70	57	495	70	485
E 80	67	460	72	495
E 100	87	600	100	690
E 110	97	670	110	760

Sumber:(Padosbajayo, 1994)

➤ Tahanan nominal Las

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot t_e \cdot 0,6 f_{uw} \dots\dots\dots(2.9.2-2)$$

Dimana :

ϕ : Faktor reduksi (0,75)

t_e : Tebal efektif las (0,707a) dengan a = tebal las sudut

f_{uw} : Kuat tarik las

➤ Panjang Las yang dibutuhkan :

$$L_w = \frac{R_u}{\phi \cdot R_{nw}} \dots\dots\dots(2.9.2-3)$$

Dimana :

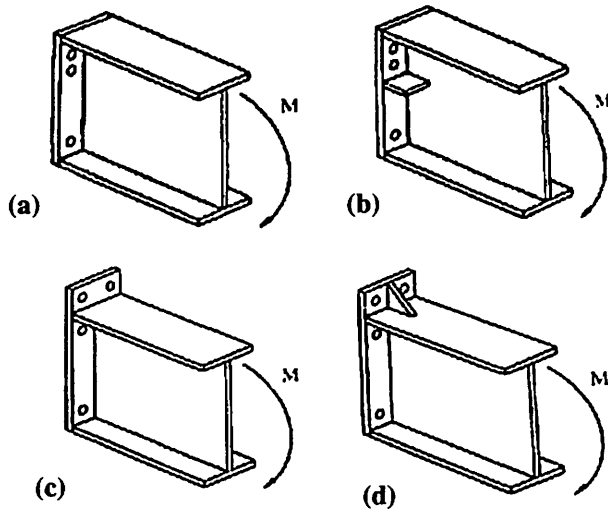
L_w : Panjang las yang dibutuhkan

R_u : Beban terfaktor (N)

R_{nw} : Tahanan nominal per satuan panjang las (N/mm)

2.9.3 Sambungan Balok – Kolom (End Plate)

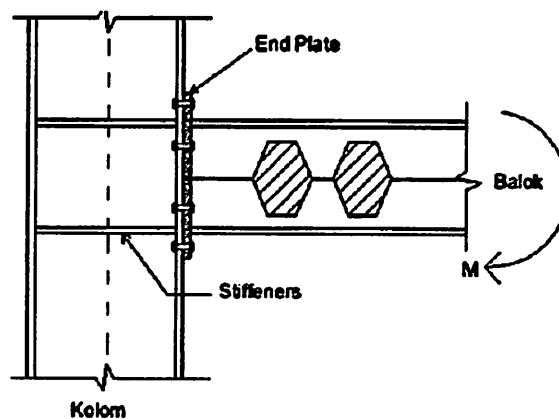
➤ Tipe Sambungan End-Plate



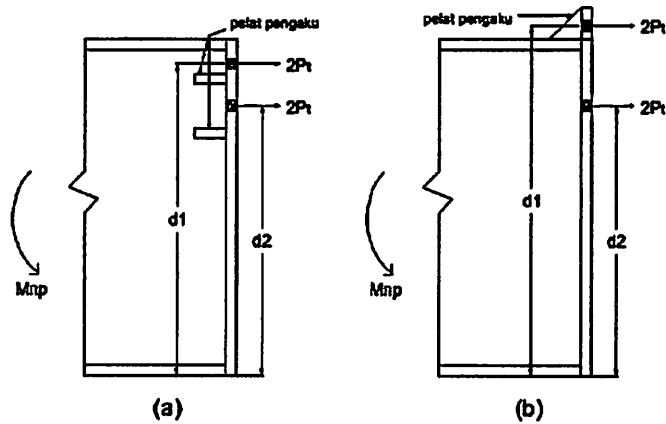
Gambar 2.20 (a)(b) sambungan flush-end-plate dan (b)(c) sambungan extended-end-plate

Kinerja sambungan end-plate tergantung kekuatan pelat ujungnya dan baut tarik. Gaya tarik pada baut dipengaruhi oleh kinerja pelat ujung. Jika pelat ujungnya berdeformasi, terjadi efek prying, yaitu adanya penambahan gaya tarik

dibaut. Jika deformasinya relatif kecil dan dapat diabaikan, efek prying juga relatif kecil.



Gambar 2.21 Sambungan end-plate pada balok-kolom



Gambar 2.22 Momen kopel baut terhadap sayap tekan

➤ **Kapasitas baut**

Kuat sambungan didasarkan pada baut tanpa efek prying.

$$M_{np} = 2 \cdot P_t \cdot (d_1 + d_2)$$

$$M_u = \phi \cdot M_{np}$$

Dimana :

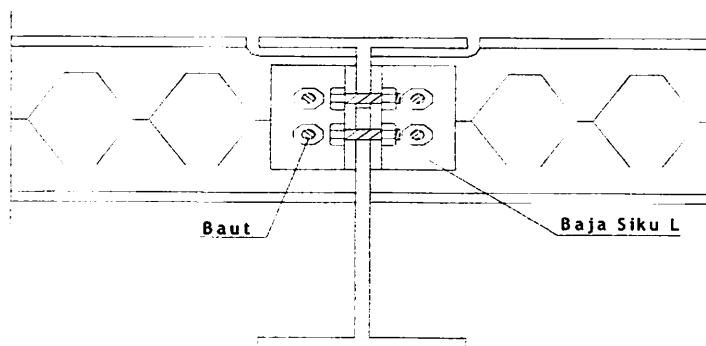
M_{np} : Kapasitas sambungan end-plate didasarkan pada kekuatan baut tanpa efek prying (Nmm)

P_t : Kuat tarik nominal baut (Mpa)

ϕ : 0,75 (keruntuhan fraktur baut)

(Sumber: Wiryanto D, 2015, perilaku, analisis, dan desain - AISC 2010 hal 556)

2.9.4 Sambungan Balok Induk – Balok Anak



Gambar 2.23 Sambungan balok induk dengan balok anak

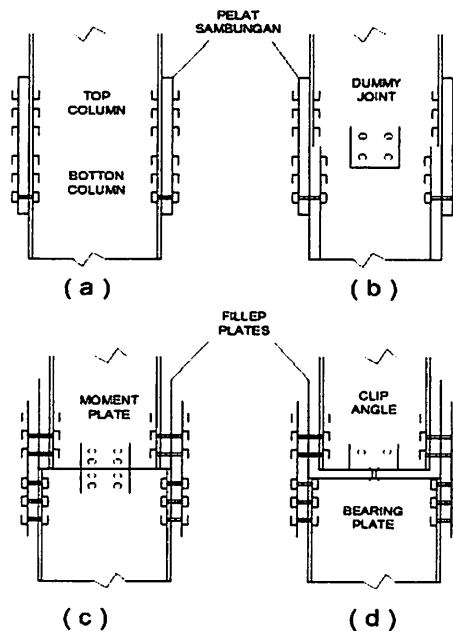
Bila balok merangka secara transversal ke gelagar atau balok lainnya, maka balok – balok tersebut mungkin ditempelkan ke salah satu ataupun kedua sisi dari badan gelagar dengan menggunakan sambungan balok dengan rangka sederhana atau dengan menggunakan dudukan yang dikombinasikan dengan sambungan balok rangka. Untuk sambungan balok ke balok disarankan memberikan suatu sarana yang memungkinkan gaya tarik yang ada pada suatu flens balok akan ditahan melintasi balok ditahan melintasi balok disebelahnya pada sisi lain dari badan gelagar.

2.9.5 Sambungan Kolom-Kolom

Nama-nama sambungan didasarkan pada perencanaanya, yakni gaya dasar yang ada pada plat kolom. Sambungan yang dimaksudkan untuk menahan momen pada kolom disebut momen splices (sambungan momen), sedangkan untuk menahan gaya geser disebut shear splices (sambungan geser). Kolom dijadikan subjek untuk tiga macam gaya yaitu gaya aksial, horizontal, dan momen puntir/torsi aksi individu atau kombinasi. Sambungan dalam bentuk plat diletakan pada sayap kolom untuk menahan beban aksial dan beban kombinasi untuk momen, atau diletakan pada badan untuk menahan gaya horizontal.

Tipe-tipe sambungan kolom dapat dilihat pada gambar 2.9, dimana pada gb.(a) kolom atas dan kolom bawah sama bentuknya dan disambung dengan plat penyambung pada sayapnya. Sambungan tipe ini hanya cocok untuk tekan aksial. Pada gb.(b) kolom bagian atas dan bawah mempunyai lebar yang sama, tetapi ketebalan sayap atas lebih tipis dari pada kolombawah. Sambungan ini disesuaikan hanya untuk kolom yang menerima gaya aksial saja. Gb.(c) memperhatikan dua kolom dengan lebar yang tidak sama dengan menggunakan

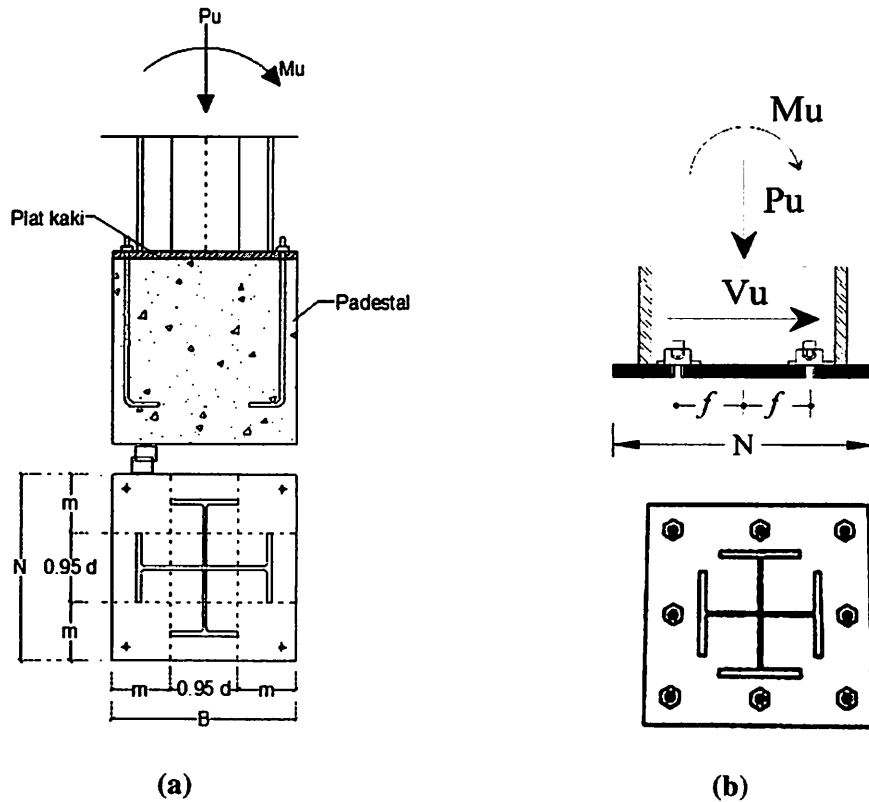
filler plates (plat pengisi). Plat pengisi akan memberikan ketebalan untuk membuat kolom atas sama lebarnya seperti kolom bawah. Jika kolom menerima momen tambahan, jumlah baut yang sudah dihitung boleh menggunakan plat momen seperti terlihat pada gb.(c). Pada bagian yang lebarnya tidak sama, kadang-kadang diperlukan plat tumpuan kira-kira tebal 5 cm untuk mendapatkan tempat penghubung yang baik untuk mentransfer beban ke kolom bawah seperti terlihat pada gb.(d).



Gambar 2.24 Macam-macam sambungan kolom

2.10 Plat landasan (*Base plate*)

Dalam perencanaan suatu struktur baja , bagian penghubung antara kolom struktur dengan pondasi sering disebut dengan istilah Plat landasan (*base plate*). Pada umumnya suatu struktur base plate terdiri dari suatu plat dasar, angkur serta sirip-sirip pengaku (*stiffener*). Suatu sturuktur base plate dan angkur harus memiliki kemampuan untuk mentransfer gaya geser, gaya aksial dan momen lentur ke pondasi.



Gambar 2.25 (a) Notasi pada plat landasan /Base Plate, (b) Beban yang bekerja pada base plate pada tumpuan jepit

Dalam perencanaan suatu struktur base plate biasanya dibagi menjadi beberapa tipe, yaitu tipe dimana base plate tanpa beban momen lentur, atau dalam bentuk idealisasi tumpuan, adalah tumpuan sendi. Dan base plate dengan beban momen lentur yang terjadi, angkur harus didesain agar dapat menahan gaya uplift serta gaya geser yang terjadi.

a) Kategori Jepit :

Dalam kasus ini suatu struktur base plate harus mampu memikul momen lentur yang terjadi. Sedangkan angkur harus didesain agar dapat menahan gaya

uplift serta gaya geser yang terjadi. Dalam kasus ini ada dua variabel yang harus dihitung yaitu panjang Y dan gaya tarik pada angkur, Tu.

➤ Dimensi *Base Plate* :

$$A1 = B \times N \dots\dots\dots(2.10-1)$$

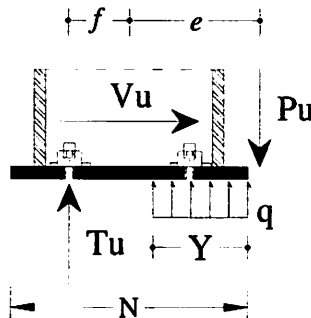
Dimana :

N : Panjang *base plate*

B : Lebar *base plate*

A1 : Luas permukaan *base plate*

➤ Perhitungan Eksentrisitas :



Gambar 2.26 *Base Plate* dengan eksentrisitas beban

$$e = \frac{Mu}{Pu} \dots\dots\dots(2.10-2)$$

Dimana :

e : Jarak Eksentrisitas (mm)

Mu : Momen yang terjadi (Nmm)

Pu : Gaya tekan yang terjadi (N)

➤ Perhitungan Tegangan Tumpu Pada Beton :

$$q = \phi_c \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot B \sqrt{\frac{A2}{A1}} \dots\dots\dots(2.10-3)$$

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(-\left(f + \frac{N}{2}\right)\right)^2 - \frac{2Pu(f+e)}{q}} \dots\dots\dots(2.10-4)$$

$$Tu = q \cdot Y - Pu \dots\dots\dots(2.10-5)$$

Dimana :

- ϕ_c : Faktor Reduksi (0,65)
- f'_c : Kuat tekan beton
- B : Lebar *base plate*
- Tu : Gaya tarik pada angkur
- q : Gaya merata pada plat (N/mm)
- $A1$: Luas *base plate*
- $A2$: Luas maksimum *base plate* yang menahan beban Konsentrik

➤ Perhitungan Angkur :

Angkur yang direncanakan untuk memikul kombinasi beban geser dan tarik.

1. Kontrol geser :

$$V_{ub} \leq \phi f_{nv} x Ab \dots\dots\dots(2.10-6)$$

2. Kontrol Tarik

$$T_{ub} \leq \phi f_{nt} x Ab \dots\dots\dots(2.10-7)$$

Dimana :

- T_{ub} : Gaya tarik yang terjadi (N)
- V_{ub} : Gaya geser yang terjadi (N)
- Ab : Luas tubuh angkur (mm²)
- ϕ : Faktor reduksi (0,75)
- f_{nt} : Tegangan tarik nominal (MPa)

f_{nv} : Tegangan geser (MPa)

➤ **Tebal Base Plate**

$$m = \frac{(N - 0,95 \cdot d)}{2} \dots\dots\dots(2.10-8)$$

$$n = \frac{(B - 0,8 \cdot bf)}{2} \dots\dots\dots(2.10-9)$$

$$x = f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2} \dots\dots\dots(2.10-10)$$

$$f = \frac{N}{2} - \text{Jarak as angkur dengan sisi terluar plat} \dots\dots\dots(2.10-11)$$

Maka :

$$t_p = 2,11 \sqrt{\frac{P_u \cdot m - \left(\frac{Y}{2}\right)}{B \cdot f_y}} \dots\dots\dots(2.10-12)$$

Dimana :

t_p : Tebal *base plate*

B : Lebar *base plate*

f_y : Tegangan leleh baja

➤ **Kontrol terhadap momen :**

$$M_n \geq M_{pl} \dots\dots\dots(2.10-13)$$

$$M_{pl} = \frac{\tau_u \cdot x}{B} \dots\dots\dots(2.10-14)$$

$$M_n = M_p = \frac{t_p^2}{4} \cdot f_y \dots\dots\dots(2.10-15)$$

Dimana :

M_{pl} : Momen lentur terfaktor pada *base plate* (Nmm)

M_n : Momen nominal pada *base plate* (Nmm)

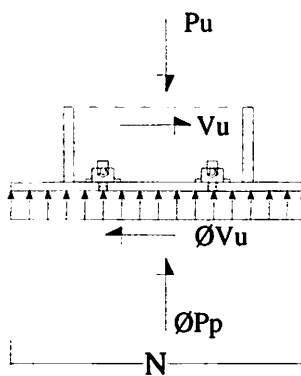
t_p : Tebal *base plate*

B : Lebar *base plate*

f_y : Tegangan leleh baja (Mpa)

b) Kategori Sendi :

Dalam kasus ini suatu struktur base plate harus mampu memikul gaya aksial serta gaya geser. Karena tidak ada momen lentur yang bekerja , maka akan terjadi distribusi tegangan yang merata pada bidang kontak antara base plate dan beton penumpu. Sedangkan angkur yang terpasang ditujukan untuk menahan gaya geser yang terjadi.



Gambar 2.27 Beban yang bekerja pada *Base plate* tumpuan sendi

- Untuk kesetimbangan statis, reaksi tumpuan pada beton (P_p) harus segaris dengan beban aksial yang bekerja.

$$P_u \leq \phi \cdot P_p \dots\dots\dots(2.10-16)$$

$$P_p = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \dots\dots\dots(2.10-17)$$

Dimana :

- P_u : Gaya aksial terfaktor
- P_p : Gaya aksial nominal
- N : Panjang *base plate*
- B : Lebar *base plate*

- A1 : Luas permukaan *base plate*
- A2 : Luas maksimum bagian permukaan beton yang secara geometris sama dengan dan konsentris dengan daerah yang dibebani.
- ϕ : Faktor Reduksi (0,6)
- $f'c$: Kuat tekan beton

➤ Pemeriksaan terhadap friksi:

$$\phi V_n = \phi \mu x Pu \leq 0,2 x f'c x Ac \dots\dots\dots(2.10-18)$$

Dimana :

- Vn : Gaya geser nominal (N)
- Ac : Luas permukaan beton penumpu (mm²)
- ϕ : Faktor reduksi (0,6)
- μ : Koefisien friksi (0,55 untuk baja ke grout dan 0,7 untuk baja ke beton)
- $f'c$: Kuat tekan beton (MPa)

➤ Perhitungan Angkur :

Angkur yang direncanakan untuk memikul kombinasi beban geser dan tarik.

Kontrol geser :

$$V_{ub} \leq \phi f_{nv} x A_b \dots\dots\dots(2.10-19)$$

Dimana :

- Vub : Gaya geser yang terjadi (N)
- Ab : Luas tubuh angkur (mm²)

ϕ : Faktor reduksi (0,75)

f_{nv} : Tegangan geser nominal (MPa)

➤ *Tebal Base Plate*

$$m = \frac{(N - 0,95.d)}{2} \dots\dots\dots(2.10-20)$$

$$n = \frac{(B - 0,8.b_f)}{2} \dots\dots\dots(2.10-21)$$

$$x = f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2} \dots\dots\dots(2.10-22)$$

$$f = \frac{N}{2} - \text{Jarak as angkur dengan sisi terluar plat} \dots\dots\dots(2.10-23)$$

Maka :

$$t_p \geq 1,49 \cdot \text{maks}(m, n) \sqrt{\frac{P_u}{B \cdot N \cdot f_y}} \dots\dots\dots(2.10-24)$$

Dimana :

P_u : Gaya aksial terfaktor

t_p : Tebal *base plate*

B : Lebar *base plate*

N : Panjang *base plate*

f_y : Tegangan leleh baja

BAB III

DATA PERENCANAAN

3.1 Data Struktur

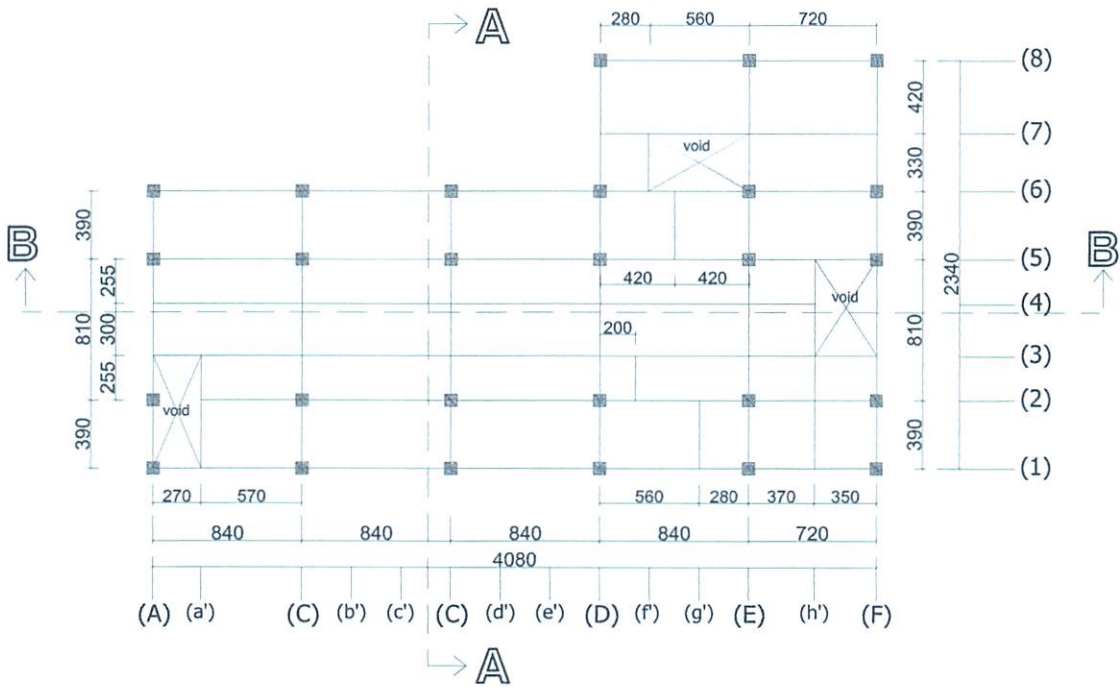
- Bentang memanjang (X) : 40,8 meter
- Bentang melintang (Y) : 23,4 meter
- Tinggi kolom (h) : 4,8 meter
- Kemiringan atap (θ) : 20°
- Jarak antar portal arah X : 8,4 meter
- Jarak antar portal arah Y : 3,9 meter
- Jenis baja : BJ 41
($f_y = 250$ MPa)
($f_u = 410$ MPa)
- Tipe baut : A325
($f_{nt} = 620$ MPa)
($f_{nv} = 372$ MPa)
- Jenis Las : Elektroda 70
($f_u^w = 485$ MPa)
- Mutu beton ($f'c$) : 30 Mpa
- Mutu wire mesh : 490 Mpa
- Mutu steel deck : 550 Mpa
- Profil balok : Hexagonal castellated beam
- Profil kolom : Kingcross
- Penutup atap : Zincalume

3.2 Data Pembebanan Struktur

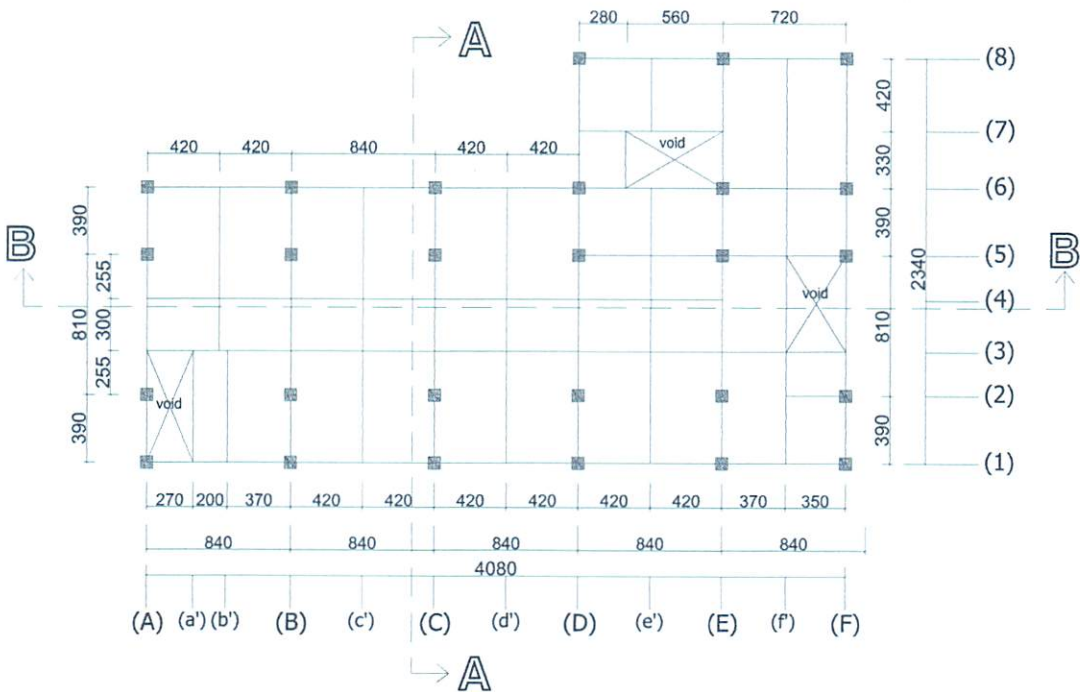
➤ **Beban mati berdasarkan PPURG 1987 :**

- Berat spesi per cm tebal : 21 kg/m²
- Berat keramik per cm tebal : 24 kg/m²
- Berat dinding bata merah pas. Setengah batu : 250 kg/m²
- Berat jenis beton Bertulang : 2400 kg/m³
- Berat jenis Baja : 7850 kg/m³
- Berat pasir urug : 1600 kg/m³
- Berat Jenis Air Hujan : 1000 kg/m³
- Berat volume Pas. Bata merah : 1700 kg/m³
- Berat mekanikal elektrik : 35 kg/m²

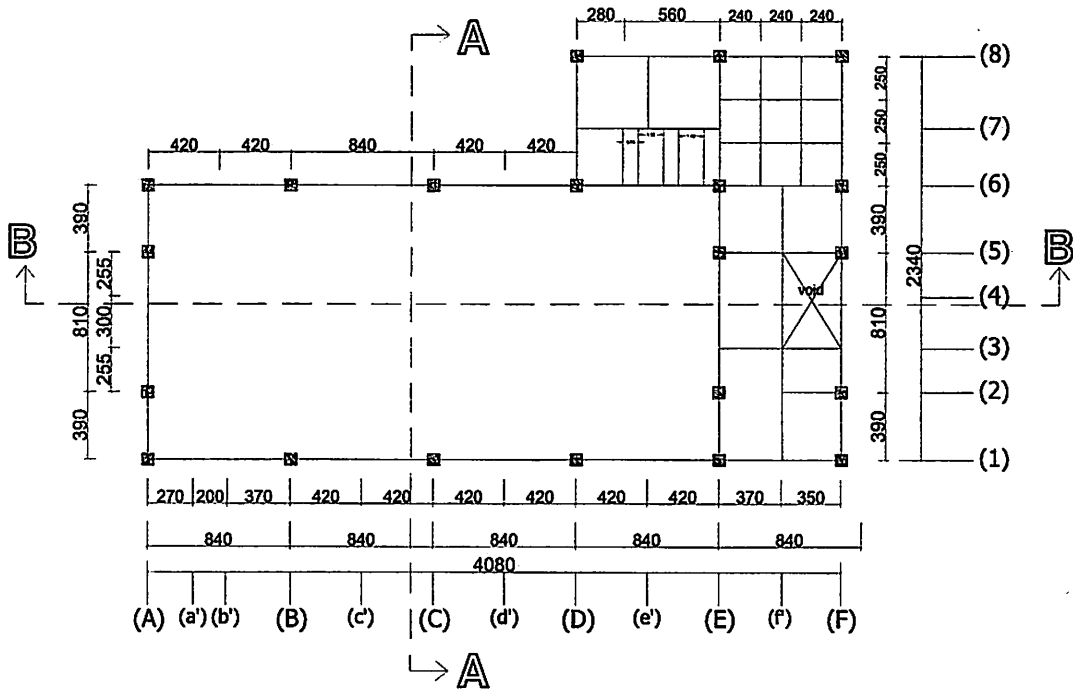
3.3 Data Gambar



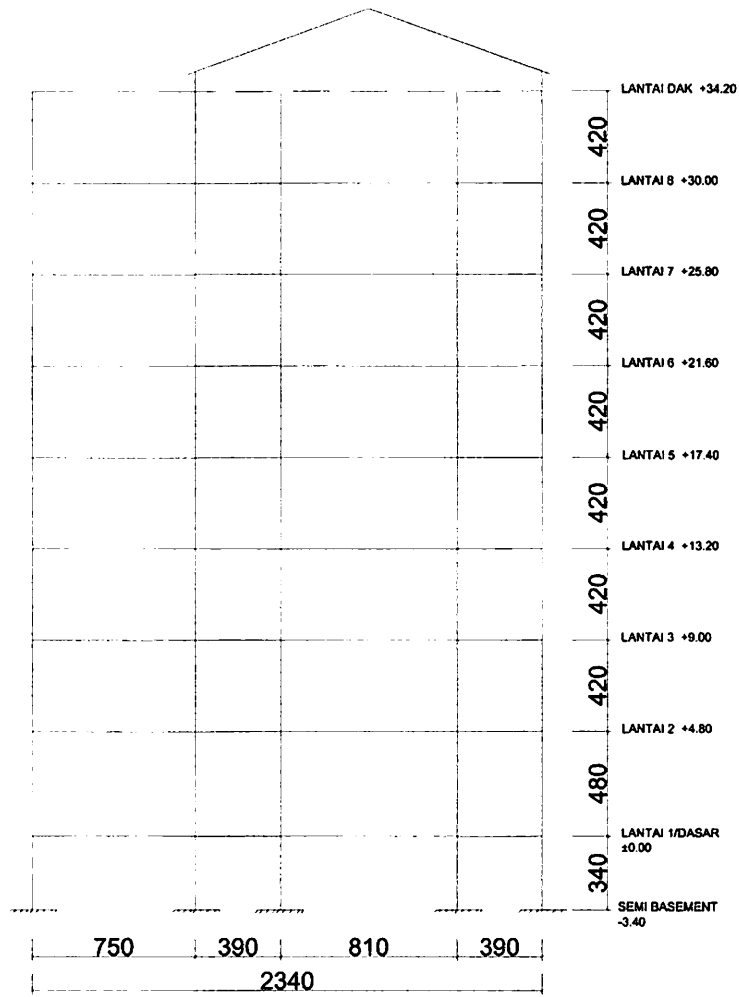
Gambar 3.1 Denah Lantai 1



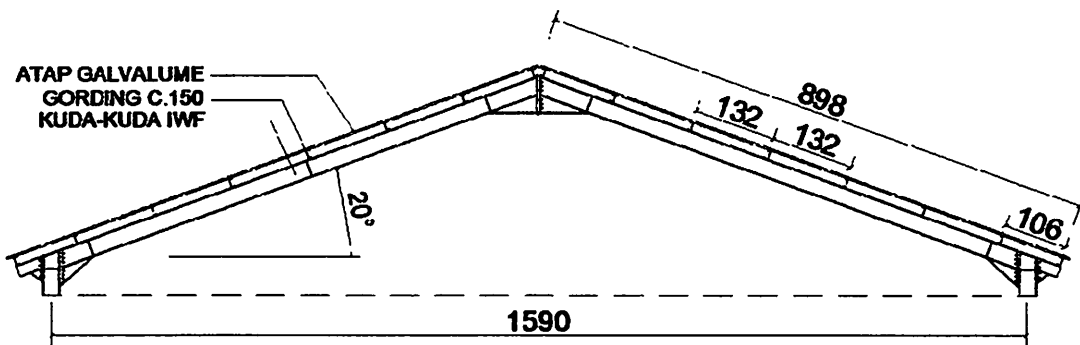
Gambar 3.2 Denah Lantai 2-8



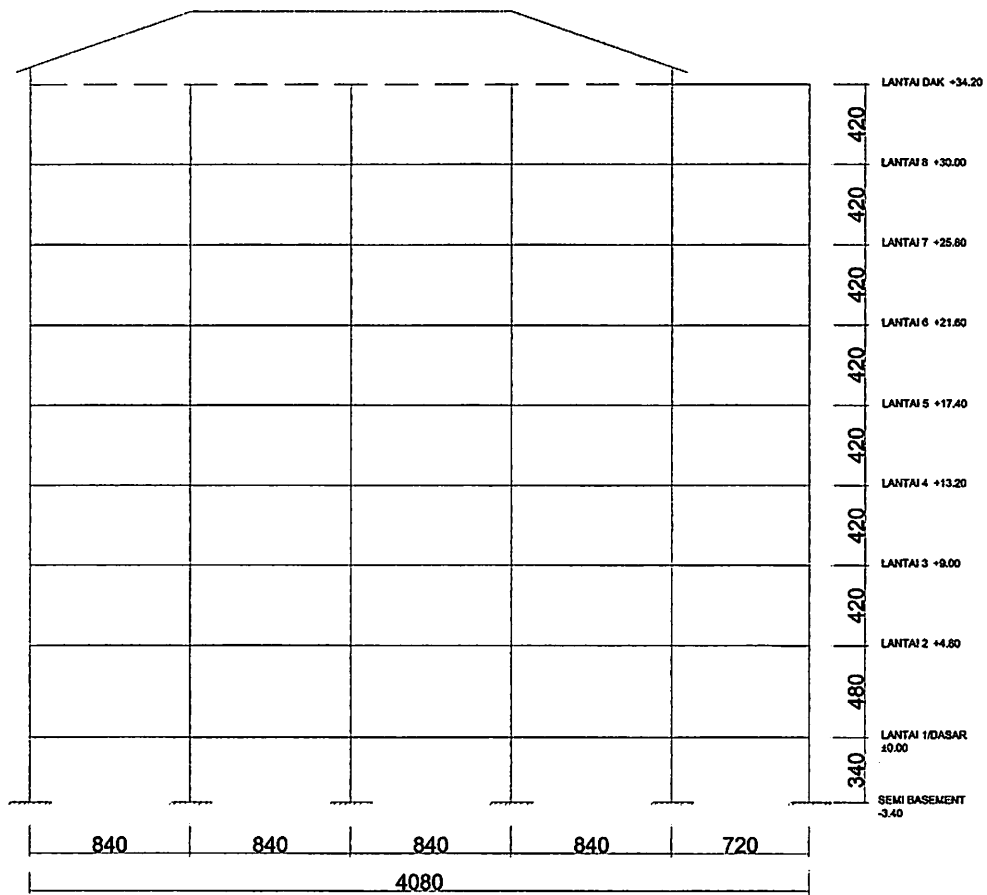
Gambar 3.3 Denah Lantai Atap atau Dak



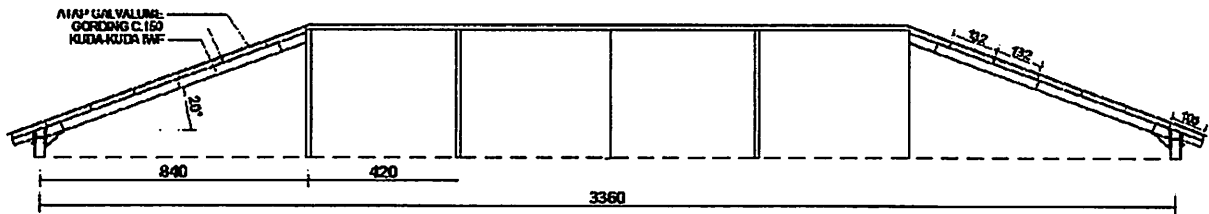
Gambar 3.4 Pot. A - A



Gambar 3.5 Detail atap A - A

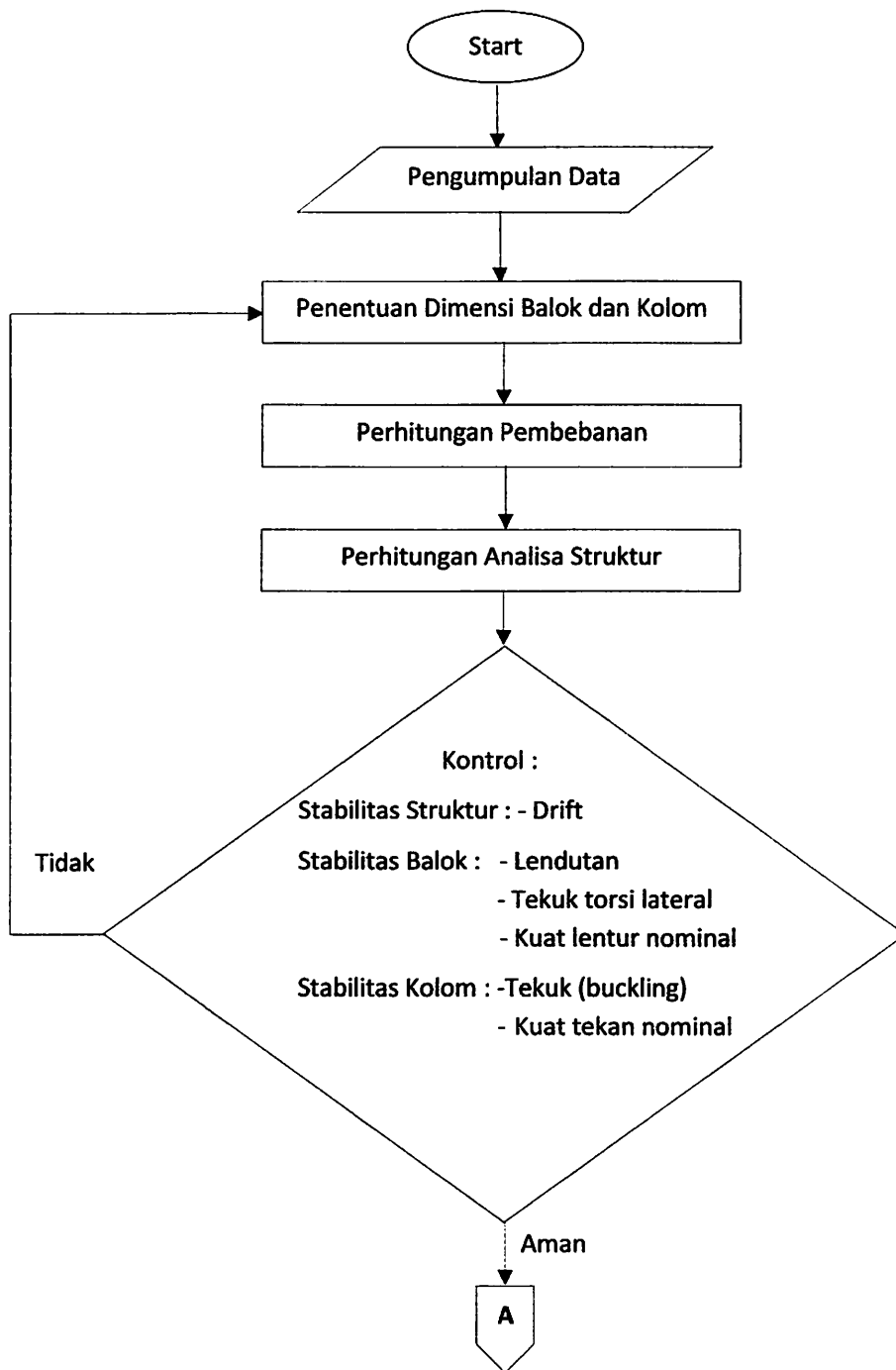


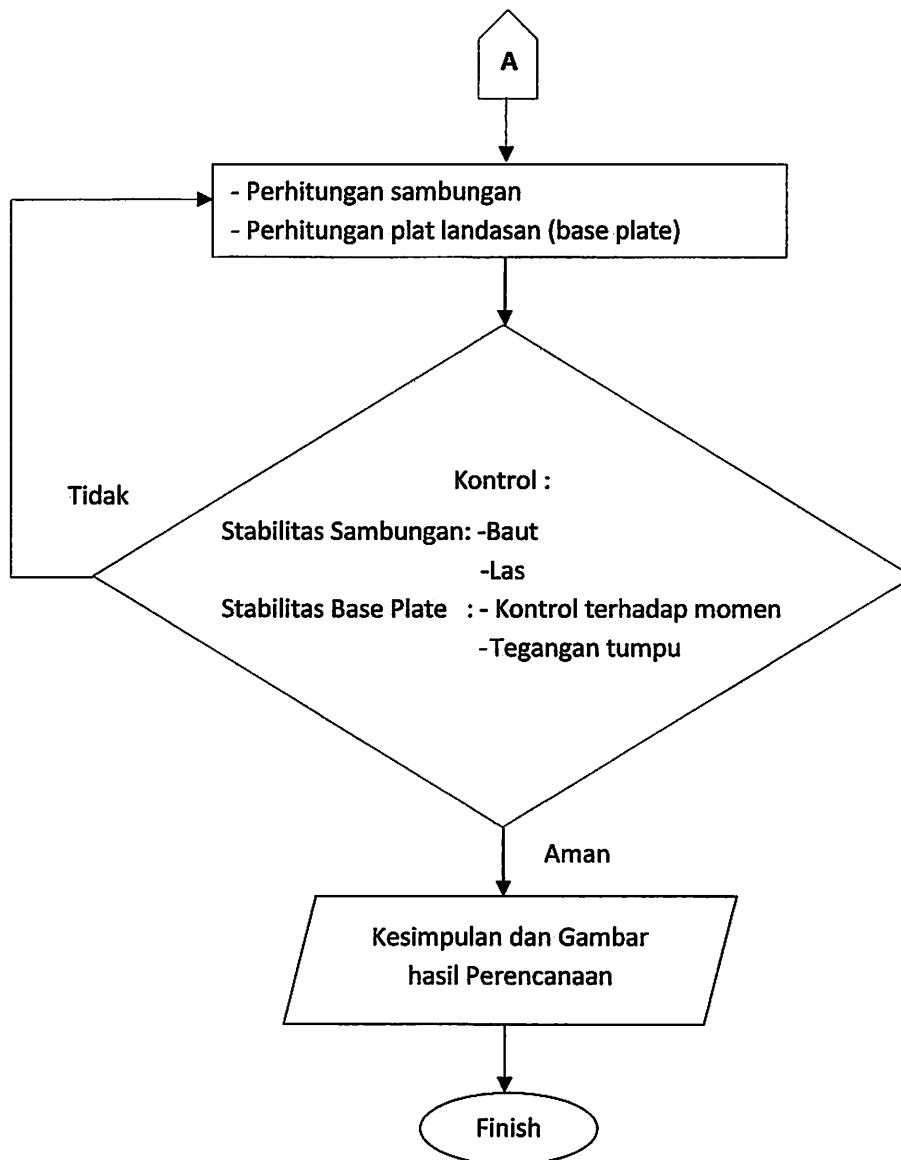
Gambar 3.6 Pot. B - B



Gambar 3.7 Detail atap B - B

3.4 Diagram alir analisa perencanaan





BAB IV

PERHITUNGAN KONSTRUKSI

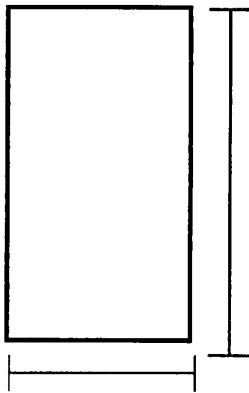
4.1 Perencanaan Dimensi

Dicoba dimensi balok dan kolom : (sumber : PT. Gunung Garuda Steel)

- Kolom kingcross = 2 x WF 588.300.12.20
- Balok induk = Castellated 600.300.10.15
- Balok anak = 1) Castellated 375.250.9.14
2) Castellated 300.200.8.12

- Tebal pelat : berdasarkan SNI 2847-2013

Diambil ukuran bentang pelat terpanjang



$$L_x = 3,0 \text{ m}$$

Tebal pelat rencana = 12 cm

Mutu pelat beton (f_c) = 30 Mpa

L_n = Bentang terpanjang

$$L_n = L_y = 8,4 \text{ m}$$

Balok Castellated 600.300.15.10 $\rightarrow I_x = I_b = 89361 \text{ cm}^4$

Material baja = BJ 41 ; $f_u = 410$; $f_y = 250 \text{ Mpa}$

Modulus elastisitas baja (E_{cb}) = 200000 Mpa

Modulus elastisitas beton (E_{cs}) = $4700 \cdot \sqrt{f'}$ = 25743 Mpa

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{8,4}{3,0} = 2,80$$

$$I_s = \frac{1}{12} \times 840 \times 15^3 = 236250$$

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \quad \text{[SNI 2847-2013; Pasal 13.6.1.6; Hal: 133]}$$

$$= \frac{2E+05 \times 89361}{25743 \times 236250} = 2,94$$

$$\alpha_{fm} = \frac{2,94 + 2,94 + 2,94 + 2,94}{4} = 2,94 < 2,00$$

Untuk α_{fm} lebih Besar dari 0.2 tapi tidak lebih dari 2.0, h tidak boleh

$$h = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)} \quad \text{dan tidak boleh kurang 125 mm}$$

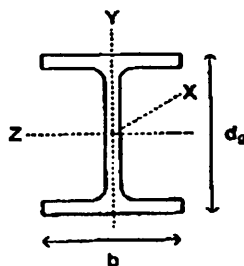
(SNI 2847-2013; Pasal 9.5.3.3; Hal: 72)

$$h = \frac{8400 \times \left(0,8 + \frac{250}{1400} \right)}{36 + 5 \times 2,80 \times (2,94 - 0,2)}$$

$$= 110,57 \approx 120 \text{ mm} \quad \text{maka tebal pelat yang digunakan } 12 \text{ cm}$$

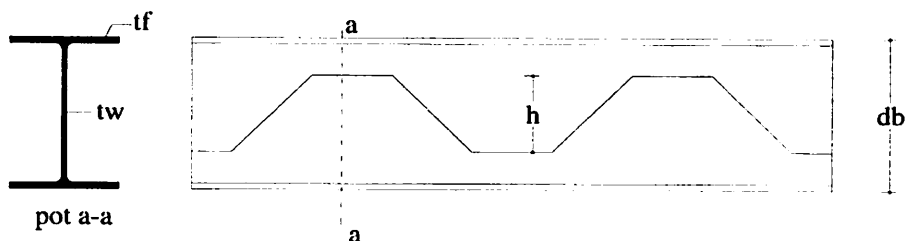
4.1.1 Pendimensian Balok Castellated Komposit

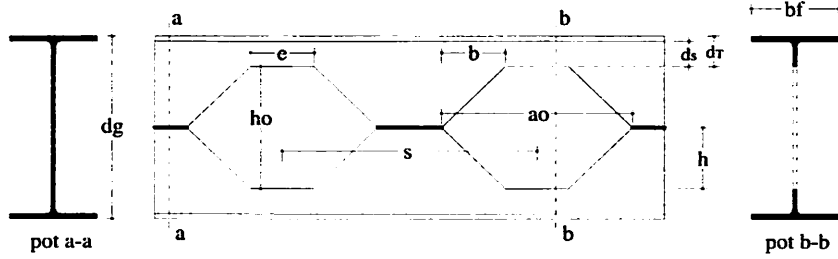
a) Balok induk CS. 600.300.10.15 (L = 810 cm)



Sumbu koordinat (X, Y, Z) sama dengan sumbu lokal yang dipakai Staad Pro

- Data profil balok castellated (sumber : PT. Union Metal)

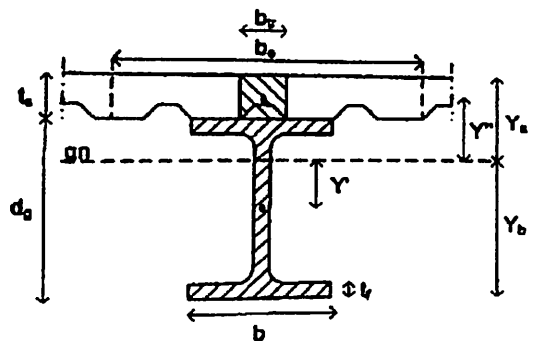




- $d_g = 60 \text{ cm}$
- $tw = 1,0 \text{ cm}$
- $tf = 1,5 \text{ cm}$
- $h = 22,8 \text{ cm}$
- $d_T = 7,2 \text{ cm}$
- $bf = 30 \text{ cm}$
- $db = 30 \text{ cm}$
- $ho = 45,6 \text{ cm}$
- $ds = 5,7 \text{ cm}$
- $A.gross = 149,80 \text{ cm}^2$
- $A.nett = 104,20 \text{ cm}^2$
- $Ix.gross = 89361 \text{ cm}^4$

Potongan a - a

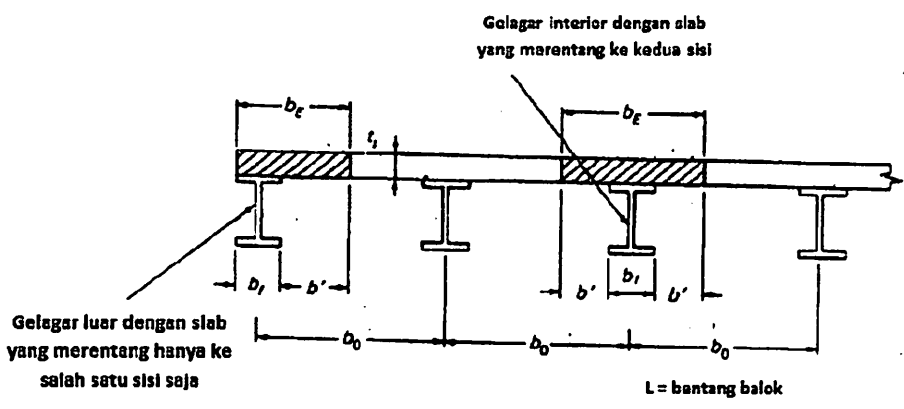
Pendimensian komposit penampang tanpa lubang :



Data perencanaan :

- $f_c = 30 \text{ Mpa}$
- $f_y = 250 \text{ Mpa}$
- $E_s = 200000 \text{ Mpa}$
- $t_s = 12 \text{ cm}$

● Menentukan lebar efektif untuk gelagar (Interior)



$$\begin{aligned}
b_{\text{eff}} &\leq 1/4 L &= 0,25 \times 810 &= 203 \text{ cm} \\
&\leq b_o &&= 810 \text{ cm} \\
&\leq b_f + 16 t_s &= 30 + (16 \times 12) &= 222 \text{ cm}
\end{aligned}$$

Jadi lebar efektif yang diambil yang terkecil, $b_{\text{eff}} = 203 \text{ cm}$

- Sifat elastisitas penampang komposit (beton ditransformasikan menjadi baja)

$$\begin{aligned}
- \text{Modulus elastisitas beton (} E_c \text{)} &= 4700 \sqrt{30} \\
&= 4700 \sqrt{30} \\
&= 25743 \text{ Mpa}
\end{aligned}$$

$$- \text{Rasio modulus elastisitas (} n \text{)} = E_s/E_c = 200000 / 25743 = 7,77$$

$$\begin{aligned}
- \text{Lebar penampang beton komposit (} b_{\text{tr}} \text{)} &= b_{\text{eff}} / n \\
&= 203 / 7,77 = 26 \text{ cm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- \text{Luas penampang beton komposit (} A_{\text{tr}} \text{)} &= b_{\text{tr}} \times t_s \\
&= 26 \times 12 = 313 \text{ cm}^2
\end{aligned}$$

- Menentukan sumbu netral pada penampang komposit terhadap serat atas :

Elemen	Luas transformasi	Statis momen terhadap	A x Y	Io
	A (cm ²)	serat atas Y (cm)	(cm ³)	(cm ⁴)
Pelat	313	6	1876,662	3753,324
Cs 450.300	149,80	36	5393	89361,000
Σ	462,577	-	7269,462	93114,324

$$Y_a = \frac{\Sigma AY}{\Sigma A} = \frac{7269,462}{462,577} = 15,72 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
Y_b &= d_g + t_s - Y_a \\
&= 60 + 12 - 15,72 = 56,28 \text{ cm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
y'' &= Y_a - (1/2 \times t_s) \\
&= 15,72 - (0,5 \times 12) = 9,72 \text{ cm}
\end{aligned}$$

$$Y' = Y - Y_a$$

$$= 36 - 15,72 = 20,28 \text{ cm}$$

$$I_{trZ} = I_{o_{plat}} + A_{plat} (Y'')^2 + I_{o_{profil}} + A_{profil} (Y')^2$$

$$= 3753,324 + 312,777 \cdot (9,72)^2 + 89361,000 + 150 \cdot (20,28)^2$$

$$= 184274,484 \text{ cm}^4$$

$$I_{trX} = (1/6 \times (2 \cdot b_f \cdot t_f^3)) + ((d_g - 2t_f) \times t_w^3) + ((1 - (0,63 \times t_s / b_{tr})) \times b_{tr} \times t_s$$

$$= [1/6 \times (2 \times 30 \times 1,5^3)] + [(60 - 2 \times 1,5) \times 1,0^3] +$$

$$[(1 - (0,63 \times 12 / 26)) \times 26 \times 12^3]$$

$$= 33,75 + 57 + 31976,203$$

$$= 32066,953 \text{ cm}^4$$

$$I_{trY} = (1/12 \times t_s \times b_{tr}^3) + (2 \times 1/12 \times t_f \times b_f^3) + (1/12 \times (d_g - 2 \times t_f) \times t_w^3)$$

$$= (1/12 \times 12 \times 26^3) + (2 \times 1/12 \times 1,5 \times 30^3) +$$

$$(1/12 \times (60 - 2 \times 1,5) \times 1,0^3)$$

$$= 17707,635 + 6750 + 4,8$$

$$= 24462,385 \text{ cm}^4$$

$$A_x = A_{plat} + A_{profil}$$

$$= 313 + 150$$

$$= 463 \text{ cm}^2$$

$$A_z = (2 \times b_f \times t_f) + (b_{tr} \times t_s)$$

$$= (2 \times 30 \times 1,5) + (26 \times 12)$$

$$= 403 \text{ cm}^2$$

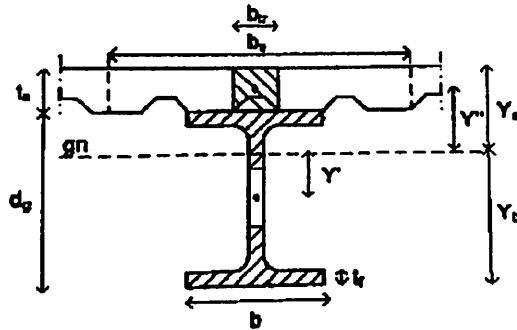
$$A_y = (d_g \times t_w) + (b_{tr} \times t_s)$$

$$= (60 \times 1,0) + (26 \times 12)$$

$$= 373 \text{ cm}^2$$

Potongan b - b

Pendimensian komposit penampang berlubang :



• Menentukan sumbu netral pada penampang komposit terhadap serat atas :

Elemen	Luas transformasi	Statis momen terhadap	A x Y	I _o
	A (cm ²)	serat atas Y (cm)	(cm ³)	(cm ⁴)
Pelat	313	6	1876,662	3753,324
Cs 450.300	104,20	36	3751	81459,432
Σ	416,977	-	5627,862	85212,756

$$Y_a = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{5627,862}{416,977} = 13,5 \text{ cm}$$

$$Y_b = d_g + t_s - Y_a$$

$$= 60 + 12 - 13,5 = 58,50 \text{ cm}$$

$$y'' = Y_a - (1/2 \times t_s)$$

$$= 13,5 - (0,5 \times 12) = 7,50 \text{ cm}$$

$$Y' = Y - Y_a$$

$$= 36 - 13,5 = 22,50 \text{ cm}$$

$$I_{trZ} = I_{o\text{plat}} + A_{\text{plat}} (Y'')^2 + I_{o\text{profil}} + A_{\text{profil}} (Y')^2$$

$$= 3753,324 + 312,777 \cdot (7,50)^2 + 81459,432 + 104 \cdot (22,50)^2$$

$$= 155557,706 \text{ cm}^4$$

$$I_{trX} = (1/6 \times (2 \cdot b_f \cdot t_f^3)) + (2 \times d_s \times t_w^3) + ((1 - (0.63 \times t_s / b_{tr})) \times b_{tr} \times t_s^3)$$

$$= (1/6 \times (2 \times 30 \times 1,5^3)) + (2 \times 5,7 \times 1,0^3)$$

$$\begin{aligned}
& \left[(1 - (0,63 \times 12 / 26)) \times 26 \times 12^3 \right] \\
& = 33,75 + 11 + 31976,203 \\
& = 32021,353 \text{ cm}^4 \\
I_{trY} & = (1/12 \times t_s \times b_{tr}^3) + (2 \times 1/12 \times t_f \times b_f^3) + (2 \times 1/12 \times d_s \times t_w^3) \\
& = (1/12 \times 12 \times 26^3) + (2 \times 1/12 \times 1,5 \times 30^3) + \\
& \quad (2 \times 1/12 \times 5,7 \times 1,0^3) \\
& = 17707,635 + 6750 + 1 \\
& = 24458,585 \text{ cm}^4
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_x & = A_{plat} + A_{profil} \\
& = 313 + 104,2 \\
& = 417 \text{ cm}^2
\end{aligned}$$

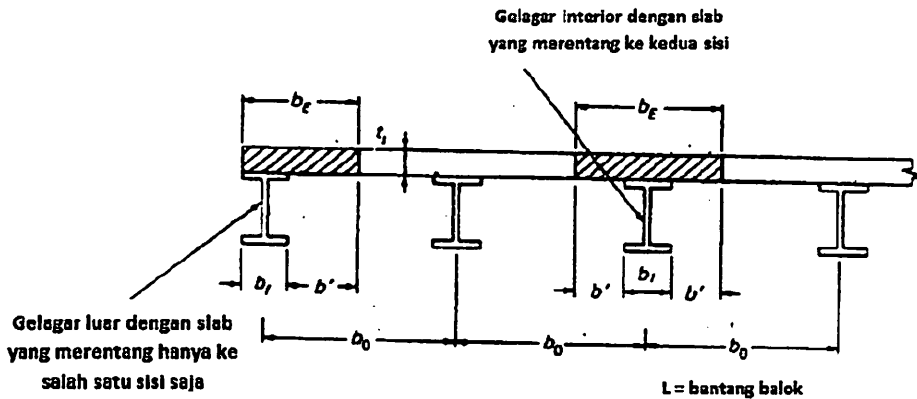
$$\begin{aligned}
A_z & = (2 \times b_f \times t_f) + (b_{tr} \times t_s) \\
& = (2 \times 30 \times 1,5) + (26 \times 12) \\
& = 403 \text{ cm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_y & = (d_g \times t_w) - (2 \times h \times t_w) + (b_{tr} \times t_s) \\
& = (2 \times 1,0) - (2 \times 22,8 \times 1,0) + (26 \times 12) \\
& = 269 \text{ cm}^2
\end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan profil castellated komposit, yaitu pada **pot. a - a** dan **pot. b - b** maka nilai A_x , A_y , A_z , I_x , I_y , I_z , dibandingkan dan dipilih profil yang mempunyai nilai - nilai yang minimum (kritis) untuk digunakan sebagai tinjauan desain dan digunakan pada analisa struktur (statika) komposit. Maka digunakan profil castellated komposit pada **pot. b - b** dengan spesifikasi :

$$\begin{aligned}
A_x & = 417 \text{ cm}^2 & I_x & = 32021,353 \text{ cm}^4 \\
A_y & = 269 \text{ cm}^2 & I_y & = 24458,585 \text{ cm}^4 \\
A_z & = 403 \text{ cm}^2 & I_z & = 155557,706 \text{ cm}^4
\end{aligned}$$

● Menentukan lebar efektif untuk gelagar (Eksterior)



$$b_{eff} \leq 1/8 L = 0,13 \times 810 = 101 \text{ cm}$$

$$\leq b_0 = 810 \text{ cm}$$

$$\leq b_f + 16 t_s = 30 + (16 \times 12) = 222 \text{ cm}$$

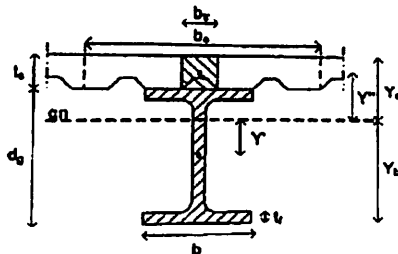
Jadi lebar efektif yang diambil yang terkecil, $b_{eff} = 101 \text{ cm}$

● Sifat elastisitas penampang komposit (beton ditransformasikan menjadi baja)

- Modulus elastisitas beton (E_c) = $4700 \sqrt{30}$
 $= 4700 \sqrt{30}$
 $= 25743 \text{ Mpa}$
- Rasio modulus elastisitas (n) = $E_s/E_c = 200000 / 25743 = 7,77$
- Lebar penampang beton komposit (b_{tr}) = b_{eff} / n
 $= 101 / 7,77 = 13 \text{ cm}$
- Luas penampang beton komposit (A_{tr}) = $b_{tr} \times t_s$
 $= 13 \times 12 = 156 \text{ cm}^2$

Potongan a - a

Pendimensian komposit penampang tanpa lubang :



- Menentukan sumbu netral pada penampang komposit terhadap serat atas :

Elemen	Luas transformasi	Statis momen terhadap	A x Y	Io
	A (cm ²)	serat atas Y (cm)	(cm ³)	(cm ⁴)
Pelat	156	6	938,331	1876,662
Cs 450.300	149,80	36	5393	89361,000
Σ	306,188	-	6331,131	91237,662

$$Y_a = \frac{\Sigma AY}{\Sigma A} = \frac{6331,131}{306,188} = 20,68 \text{ cm}$$

$$Y_b = d_g + t_s - Y_a$$

$$= 60 + 12 - 20,68 = 51,32 \text{ cm}$$

$$y'' = Y_a - (1/2 \times t_s)$$

$$= 20,68 - (0,5 \times 12) = 14,7 \text{ cm}$$

$$Y' = Y - Y_a$$

$$= 36 - 20,68 = 15,32 \text{ cm}$$

$$I_{trZ} = I_{o_{plat}} + A_{plat} (Y'')^2 + I_{o_{profil}} + A_{profil} (Y')^2$$

$$= 1876,662 + 156,388 \cdot (14,7)^2 + 89361,000 + 150 \cdot (15,32)^2$$

$$= 160098,172 \text{ cm}^4$$

$$I_{trX} = (1/6 \times (2 \cdot b_f \cdot t_f^3)) + ((d_g - 2t_f) \times t_w^3) + (1 - (0,63 \times t_s / b_{tr})) \times b_{tr} \times t_s^3$$

$$= \left[\frac{1}{6} \times (2 \times 30 \times 1,5^3) \right] + \left[(60 - 2 \times 1,5) \times 1,0^3 \right] +$$

$$\left[(1 - (0,63 \times 12 / 13)) \times 13 \times 12^3 \right]$$

$$= 33,75 + 57 + 9456,262$$

$$= 9547,012 \text{ cm}^4$$

$$I_{trY} = (1/12 \times t_s \times b_{tr}^3) + (2 \times 1/12 \times t_f \times b_f^3) + (1/12 \times (d_g - 2 \times t_f) \times t_w^3)$$

$$= (1/12 \times 12 \times 13^3) + (2 \times 1/12 \times 1,5 \times 30^3) +$$

$$(1/12 \times (60 - 2 \times 1,5) \times 1,0^3)$$

$$= 2213,454 + 6750 + 4,8$$

$$= 8968,204 \text{ cm}^4$$

$$A_x = A_{\text{plat}} + A_{\text{profil}}$$

$$= 156 + 150$$

$$= 306 \text{ cm}^2$$

$$A_z = (2 \times b_f \times t_f) + (b_{tr} \times t_s)$$

$$= (2 \times 30 \times 1,5) + (13 \times 12)$$

$$= 246 \text{ cm}^2$$

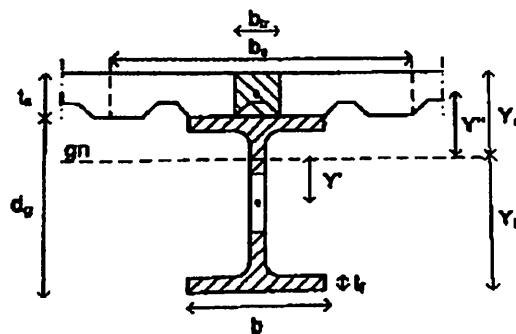
$$A_y = (d_g \times t_w) + (b_{tr} \times t_s)$$

$$= (60 \times 1,0) + (13 \times 12)$$

$$= 216 \text{ cm}^2$$

Potongan b - b

Pendimensian komposit penampang berlubang :



• Menentukan sumbu netral pada penampang komposit terhadap serat atas :

Elemen	Luas transformasi	Statis momen terhadap	A x Y	Io
	A (cm ²)	serat atas Y (cm)	(cm ³)	(cm ⁴)
Pelat	156	6	938,331	1876,662
Cs 450.300	104,20	36	3751	81459,432
Σ	260,588	-	4689,531	83336,094

$$Y_a = \frac{\Sigma AY}{\Sigma A} = \frac{4689,531}{260,588} = 18 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 Y_b &= d_g + t_s - Y_a \\
 &= 60 + 12 - 18 = 54,00 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y'' &= Y_a - (1/2 \times t_s) \\
 &= 18 - (0,5 \times 12) = 12 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y' &= Y - Y_a \\
 &= 36 - 18 = 18,00 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_{trZ} &= I_{o_{plat}} + A_{plat} (Y'')^2 + I_{o_{profil}} + A_{profil} (Y')^2 \\
 &= 1876,662 + 156,388 \cdot (12)^2 + 81459,432 + 104 \cdot (18,00)^2 \\
 &= 139616,831 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_{trX} &= (1/6 \times (2 \cdot b_f \cdot t_f^3)) + (2 \times d_s \times t_w^3) + ((1 - (0,63 \times t_s / b_{tr})) \times b_{tr} \times t_s^3) \\
 &= \left[1/6 \times (2 \times 30 \times 1,5^3) \right] + (2 \times 5,7 \times 1,0^3) + \\
 &\quad \left[(1 - (0,63 \times 12 / 13)) \times 13 \times 12^3 \right] \\
 &= 33,75 + 11 + 9456,262 \\
 &= 9501,412 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_{trY} &= (1/12 \times t_s \times b_{tr}^3) + (2 \times 1/12 \times t_f \times b_f^3) + (2 \times 1/12 \times d_s \times t_w^3) \\
 &= (1/12 \times 12 \times 13^3) + (2 \times 1/12 \times 1,5 \times 30^3) + \\
 &\quad (2 \times 1/12 \times 5,7 \times 1,0^3) \\
 &= 2213,454 + 6750 + 1 \\
 &= 8964,404 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_x &= A_{plat} + A_{profil} \\
 &= 156 + 104,2 \\
 &= 261 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_z &= (2 \times b_f \times t_f) + (b_{tr} \times t_s) \\
 &= (2 \times 30 \times 1,5) + (13 \times 12) \\
 &= 246 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_y &= (d_g \times t_w) - (2 \times h \times t_w) + (b_{tr} \times t_s) \\
 &= (2 \times 1,0) - (2 \times 22,8 \times 1,0) + (13 \times 12) \\
 &= 113 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan profil castellated komposit, yaitu pada **pot. a - a** dan **pot. b - b** maka nilai A_x , A_y , A_z , I_x , I_y , I_z , dibandingkan dan dipilih profil yang mempunyai nilai - nilai yang minimum (kritis) untuk digunakan sebagai tinjauan desain dan digunakan pada analisa struktur (statika) komposit. Maka digunakan profil castellated komposit pada **pot. b - b** dengan spesifikasi :

$$\begin{aligned}
 A_x &= 261 \text{ cm}^2 & I_x &= 9501,412 \text{ cm}^4 \\
 A_y &= 113 \text{ cm}^2 & I_y &= 8964,404 \text{ cm}^4 \\
 A_z &= 246 \text{ cm}^2 & I_z &= 139616,831 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan balok komposit selanjutnya dapat dilihat dalam tabel :

Data lebar efektif untuk penampang komposit

Profil Castellated	Jenis gelagar	L	b_{eff}	b_{tr}	A_{tr}
		cm	cm	cm	cm^2
Cs.600.300.10.15	Interior	810	203	26	313
Cs.600.300.10.15	Eksterior	810	101	13	156
Cs.600.300.10.15	Interior	390	98	13	188
Cs.600.300.10.15	Eksterior	390	49	6	94
Cs.375.250.9.14	Interior	720	180	23	348
Cs.300.200.8.12	Interior	390	98	13	188
Cs.300.200.8.12	Interior	645	161	21	311

Momen inersia komposit penampang berlubang (I.nett) dan tak berlubang (I.gross)

Profil Castellated	L (cm)	Luas komposit (cm ²)			Momen inersia (cm ⁴)		
			A.gross	A.nett		I.gross	I.nett
B. induk 600.300.10.15 Interior	810	A _x	463	417	I _x	32066,953	32021,353
		A _y	373	269	I _y	24462,385	24458,585
		A _z	403	403	I _z	184274,484	155557,706
B.induk 600.300.10.15 Eksterior	810	A _x	306	261	I _x	9547,012	9501,412
		A _y	216	113	I _y	8968,204	8964,404
		A _z	246	246	I _z	160098,172	139616,831
B. induk 600.300.10.15 Interior	390	A _x	338	292	I _x	10552,214	10506,614
		A _y	248	145	I _y	9225,389	9221,589
		A _z	278	278	I _z	167967,039	145354,672
B. induk 600.300.10.15 Eksterior	390	A _x	244	198	I _x	10625,393	10670,993
		A _y	154	51	I _y	7063,580	7059,780
		A _z	184	184	I _z	143148,930	127731,627
B. anak 1 375.250.9.14 Interior	720	A _x	451	428	I _x	46348,655	46330,138
		A _y	381	326	I _y	19193,739	19192,195
		A _z	418	418	I _z	60015,958	53738,248
B anak 2 300.200.8.12 Interior	390	A _x	260	243	I _x	10487,115	10476,619
		A _y	212	173	I _y	4071,817	4070,942
		A _z	236	236	I _z	26331,247	23683,283
B anak 2 300.200.8.12 Interior	645	A _x	383	366	I _x	38180,909	38170,413
		A _y	335	297	I _y	12777,390	12776,515
		A _z	359	359	I _z	30063,759	26933,737

4.2 Pembebanan

4.2.1 Beban Mati (Dead load PPURG 1987)

~ Spesi / adukan bawah lantai $t = 4$ cm, berat spesi per cm tebal = 21 kg/m^2

$$\begin{aligned}q &= 4.0 \times 21 \\ &= 84 \text{ kg/m}^2 \text{ (Plate load)}\end{aligned}$$

~ Keramik $t = 1$ cm, berat keramik per cm tebal = 24 kg/m^2

$$\begin{aligned}q &= 1.0 \times 24 \\ &= 24 \text{ kg/m}^2 \text{ (Plate load)}\end{aligned}$$

~ Mekanikal dan elektrik

$$q = 35 \text{ kg/m}^2 \text{ (Plate load)}$$

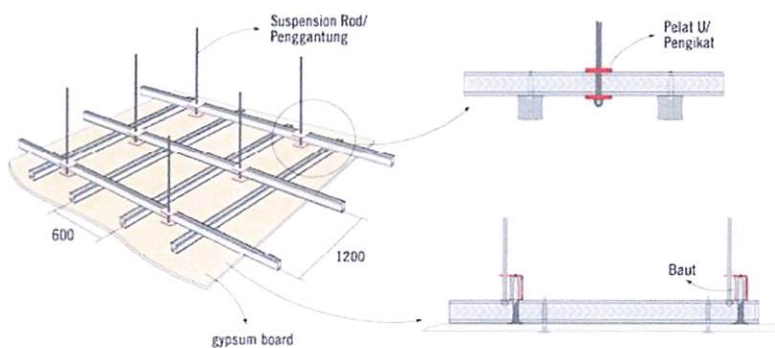
~ Beban steel deck ($t = 7$ mm)

$$q = 9,56 \text{ kg/m}^2 \text{ (Plate load)} \text{ Sumber : PT. Union Metal}$$

~ Plafon dan penggantung (Gypsum 9mm = 6.1 kg/m^2 dan penggantung hollow

$4 \text{ cm} \times 4 \text{ cm} \times 2 \text{ mm} = 14 \text{ kg/m}^2$)

$$\begin{aligned}q &= 6.1 + 14 \\ &= 20,1 \text{ kg/m}^2 \text{ (Plate load)}\end{aligned}$$



Sumber : nusantaragalvalum.wordpress.com

Gambar 4.1 Kerangka plafon dan penggantung

Total beban mati pada plat lantai = Berat spesi + keramik + elektrik + steel

deck + plafon = $8.4 + 24 + 35 + 9.56 + 20.1 = 173,96 \text{ kg/m}^2$ (Plate load)

~ Beban plafon ke gording , luas plafon = 534,24 m² , luas atap = 567,9 m²

dimana berat plafon = 20,1 kg/m²

$$q = (534.24 \times 20.1) / 567.8 = 18,9 \text{ kg/m}^2$$

~ Beban atap galvalum t = 3 mm (sumber : www.sakuraroof.com)

$$q = 1,9 \text{ kg/m}^2$$

~ Beban air hujan pada atap dak beton (t = 0.05 m), Bj.air = 1000 kg/m³

$$q = 0.05 \times 1000$$

$$= 50 \text{ kg/m}^2 \text{ (Plate load)}$$

~ Beban air hujan pada atap kuda-kuda (t = 0.02 m), Bj.air = 1000 kg/m³

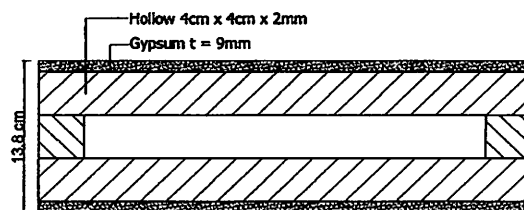
$$q = 0.02 \times 1000$$

$$= 20 \text{ kg/m}^2$$

~ Beban dinding partisi tinggi = 4,80 m (gypsum 9mm = 6.1 kg/m² dan

kerangka hollow (4 cm x 4 cm x 2 mm) = 14 kg/m²)

$$q = 4,80 \times (2 \times (6.1) + 3 \times (14)) = 260 \text{ kg/m (member load)}$$



Gambar 4.2 Potongan dinding partisi

~ Beban dinding partisi tinggi = 4.8 - 0.450 = 4,35 m

$$q = 4,35 \times (2 \times (6.1) + 3 \times (14)) = 236 \text{ kg/m (member load)}$$

~ Beban dinding partisi tinggi = 4.8 - 0.375 = 4,43 m

$$q = 4,43 \times (2 \times (6.1) + 3 \times (14)) = 240 \text{ kg/m (member load)}$$

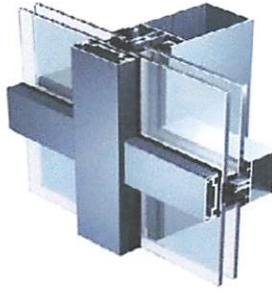
~ Beban dinding partisi tinggi = 4.8 - 0.300 = 4,50 m

$$q = 4,50 \times (2 \times (6.1) + 3 \times (14)) = 244 \text{ kg/m (member load)}$$

~ Beban dinding kaca (curtain wall) tinggi = 4.8 - 0.45 = 4,35 m

(kaca t. 12 mm dan panel = 68 kg/m²)

$$q = 4,35 \times 68 = 296 \text{ kg/m (member load)}$$



Sumber : <http://www.sapabuildingsystems.co.uk/products/curtain-walling>

Gambar 4.3 Curtain walling system

~ Beban dinding kaca (curtain wall) tinggi = $4.2 - 0.45 = 3,75 \text{ m}$

$$q = 3,75 \times 68 = 255 \text{ kg/m (member load)}$$

~ Beban dinding setengah batu tembok penuh, tinggi = $4,8 - 0,45 = 4,35 \text{ m}$

(berat dinding = 250 kg/m^2)

$$q = 4,35 \times 250 = 1088 \text{ kg/m (member load)}$$

~ Beban dinding setengah batu tidak penuh (sebagian kaca jendela / pintu)

tinggi = $4,8 - 0,45 = 4,35 \text{ m}$ diambil 80% dari dinding penuh :

$$q = 4,35 \times 250 \times 0,80 = 870 \text{ kg/m (member load)}$$

~ Beban dinding setengah batu tidak penuh (sebagian kaca jendela + pintu)

tinggi = $4,8 - 0,45 = 4,35 \text{ m}$ diambil 60% dari dinding penuh :

$$q = 4,35 \times 250 \times 0,60 = 653 \text{ kg/m (member load)}$$

~ Beban dinding penuh, tinggi = $4,8 - 0,375 = 4,43 \text{ m}$

$$q = 4,43 \times 250 = 1106 \text{ kg/m (member load)}$$

~ Beban dinding sebagian, tinggi = $4,8 - 0,375 = 4,43 \text{ m}$ diambil 80%

$$q = 4,43 \times 250 \times 0,80 = 885 \text{ kg/m (member load)}$$

~ Beban dinding sebagian, tinggi = $4,8 - 0,375 = 4,43 \text{ m}$ diambil 60%

$$q = 4,43 \times 250 \times 0,60 = 664 \text{ kg/m (member load)}$$

~ Beban dinding penuh, tinggi = $4,8 - 0,300 = 4,50 \text{ m}$

$$q = 4,50 \times 250 = 1125 \text{ kg/m (member load)}$$

~ Beban dinding sebagian, tinggi = $4,8 - 0,300 = 4,50$ m diambil 80%

$$q = 4,50 \times 250 \times 0,80 = 900 \text{ kg/m (member load)}$$

~ Beban dinding sebagian, tinggi = $4,8 - 0,300 = 4,50$ m diambil 60%

$$q = 4,50 \times 250 \times 0,60 = 675 \text{ kg/m (member load)}$$

~ Beban dinding penuh, tinggi = $4,2 - 0,450 = 3,75$ m

$$q = 3,75 \times 250 = 938 \text{ kg/m (member load)}$$

~ Beban dinding sebagian, tinggi = $4,2 - 0,450 = 3,75$ m diambil 80%

$$q = 3,75 \times 250 \times 0,80 = 750 \text{ kg/m (member load)}$$

~ Beban dinding sebagian, tinggi = $4,2 - 0,450 = 3,75$ m diambil 60%

$$q = 3,75 \times 250 \times 0,60 = 563 \text{ kg/m (member load)}$$

~ Beban dinding penuh, tinggi = $4,2 - 0,375 = 3,83$ m

$$q = 3,83 \times 250 = 956 \text{ kg/m (member load)}$$

~ Beban dinding sebagian, tinggi = $4,2 - 0,375 = 3,83$ m diambil 80%

$$q = 3,83 \times 250 \times 0,80 = 765 \text{ kg/m (member load)}$$

~ Beban dinding sebagian, tinggi = $4,2 - 0,375 = 3,83$ m diambil 60%

$$q = 3,83 \times 250 \times 0,60 = 574 \text{ kg/m (member load)}$$

~ Beban dinding penuh, tinggi = $4,2 - 0,300 = 3,90$ m

$$q = 3,90 \times 250 = 975 \text{ kg/m (member load)}$$

~ Beban dinding sebagian, tinggi = $4,2 - 0,300 = 3,90$ m diambil 80%

$$q = 3,90 \times 250 \times 0,80 = 780 \text{ kg/m (member load)}$$

~ Beban dinding sebagian, tinggi = $4,2 - 0,300 = 3,90$ m diambil 60%

$$q = 3,90 \times 250 \times 0,60 = 585 \text{ kg/m (member load)}$$

~ Beban tandon diameter 1 m jumlah 16 tandon dengan kapasitas air @1000 liter

$$q = 1000 \text{ kg/m}^2 \text{ (Plate load)}$$

~ Beban Lift + Counter weight : sumber : hyunday_elevator.com

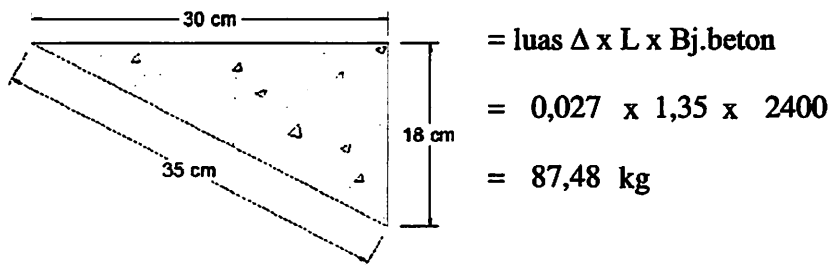
Kapasitas lift untuk 8 orang

- berat 8 orang @100 kg	=	800 kg
- berat box lift kap. 8 orang	=	750 kg
- berat counter weight	=	1550 kg
		<hr/>
Total	=	3100 kg

Didistribusikan melalui 4 titik lifting/angkat, sehingga masing-masing titik menerima beban : $P = 3100/4 = 775 \text{ kg}$

Beban mesin lift = 950 kg didistribusikan melalui 4 titik pada titik meshing plat = $950/4 = 238 \text{ kg}$

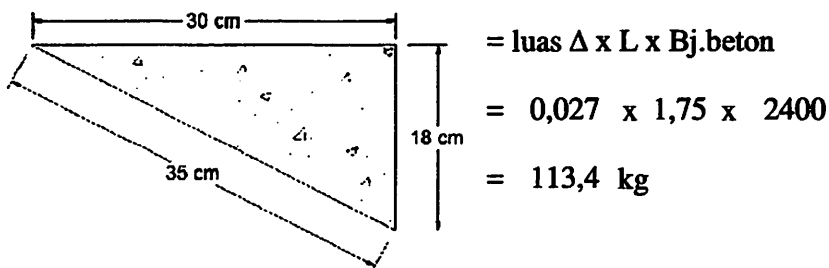
~ Beban anak tangga 1, $B_j \text{ beton} = 2400 \text{ kg/m}^3$



Jumlah anak tangga untuk tangga naik/turun = 12 buah

$$q = (87.48 \times 12) / \text{luas plat bawah anak tangga}$$
$$= 1050 / 5,685 = 185 \text{ kg/m}^2$$

~ Beban anak tangga 2, $B_j \text{ beton} = 2400 \text{ kg/m}^3$



Jumlah anak tangga untuk tangga naik/turun = 12 buah

$$q = (113.4 \times 12) / \text{luas plat bawah anak tangga}$$
$$= 1361 / 8,139 = 167 \text{ kg/m}^2$$

4.2.2 Beban Hidup (Live load SNI 1727-2013)

~ Beban hidup lantai = $1,92 \text{ kN/m}^2 \longrightarrow 192 \text{ kg/m}^2$ (Plate load)

~ Beban hidup atap = $0,96 \text{ kN/m}^2 \longrightarrow 96 \text{ kg/m}^2$ (Plate load)

4.2.3 Beban Angin (Wind load SNI 1727-2013)

Menentukan Tekanan Angin Sesuai SNI 1727-2013 hal 64

~ Langkah 1 : Menentukan kategori risiko bangunan gedung atau struktur lain
gedung rumah sakit masuk dalam kategori risiko 4

~ Langkah 2 : Tentukan kecepatan angin dasar , V , untuk kategori yang sesuai
diambil V , sebesar : $40 \text{ km/jam} = 11,11 \text{ m/s}$

~ Langkah 3 : Tentukan parameter beban angin

1. Faktor angin (K_d)

karena tipe struktur masuk dalam sistem penahan beban angin utama

maka : diambil $K_d = 0,85$ (SNI 1727:2013 pasal 26.6)

2. Kategori eksposur

Masuk dalam eksposur, B (SNI 1727:2013 pasal 26.7.2)

3. Faktor topografi (K_{zt})

Diambil $K_{zt} : 1,0$ (SNI 1727:2013 pasal 26.8.2)

4. Faktor efek tiupan angin (G)

Diambil $G : 0,85$ (SNI 1727:2013 pasal 26.9.1)

5. Klasifikasi ketertutupan

merupakan jenis bangunan gedung tertutup maka koef. tekanan

internak diambil : $GC_{pl} = 0,18$ (SNI 1727:2013 pasal 26.11.1)

~ Langkah 4 : Tentukan eksposur tekanan velositas, K_z atau K_h :

$\alpha = 7,0$ (SNI 1727:2013 pasal 27.3.1)

$Z_g = 365,8 \text{ m}$

$Z = \text{Tinggi dinding} = 34,2 \text{ m}$

$$K_z = 2,01 \times \left(\frac{Z}{Z_g} \right)^{2/\alpha} = 2,01 \times \left(\frac{34,2}{365,8} \right)^{2/11,5} = 1,021$$

~ Langkah 5 : Tentukan tekanan velositas, q atau qh

$$\begin{aligned} qh &= 0,613 \times K_z \times K_{zt} \times K_d \times V^2 \\ &= 0,613 \times 1,021 \times 1,00 \times 0,85 \times 11,11^2 \\ &= 65,7 \text{ N/m}^2 \quad (\text{SNI 1727:2013 pasal 27.3.2}) \end{aligned}$$

~ Langkah 6 : Tentukan koefisien tekan eksternal, C_p atau C_N

$$C_{p.t} \text{ disisi angin tekan} = 0,18 \quad (\text{SNI 1727:2013 pasal 27.4.1})$$

$$C_{p.h} \text{ disisi angin hisap} = 0,6$$

~ Langkah 7 : Menghitung tekanan angin, P

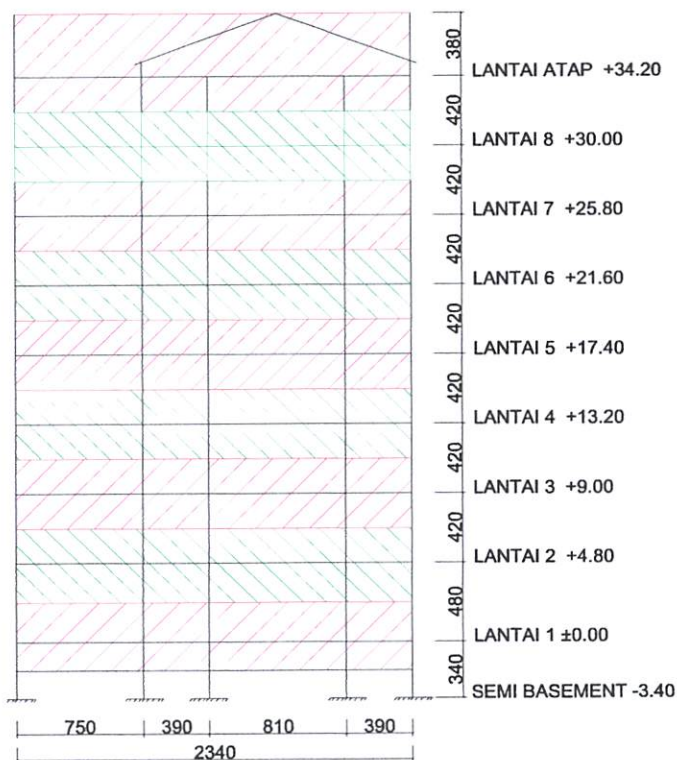
$$\begin{aligned} P \text{ tekan} &= qh \times G \times C_{pt} \quad (\text{SNI 1727:2013 pasal 27.4.1}) \\ &= 65,7 \times 0,85 \times 0,18 \\ &= 10,05 \text{ N/m}^2 = 1,0 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P \text{ hisap} &= qh \times G \times C_{pt} \\ &= 65,7 \times 0,85 \times 0,60 \\ &= 33,51 \text{ N/m}^2 = 3,35 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

4.2.4 Beban Gempa (Earthquake load SNI 1726-2012)

4.2.4.1 Perhitungan Berat Struktur Tiap Lantai

Berat struktur tiap lantai ditinjau dalam satu bay yaitu berat setengah kolom atas dan bawah dari lantai yang ditinjau. Adapun faktor reduksi untuk beban hidup pada rumah sakit adalah sebesar 30 % sehingga berat struktur yang digunakan untuk beban gempa adalah kombinasi beban 100% DL + 30% LL.



Gambar 4.4 Tinjauan berat struktur tiap lantai dalam 1 bay

1) Berat lantai 1

- Berat dinding

Keterangan	tinggi	panjang	berat kg/m ²	jumlah	
Dinding partisi	2,40	122,35	54,2	15915,29 kg	
Dinding kaca	2,40	31,05	68	5067,36 kg	
Dinding batu bata	1,25	159,5	250	49843,75 kg	
D. batu bata	100%	2,40	102,65	250	61590,00 kg
	80%	2,40	75,65	250	45390,00 kg
	60%	2,40	12,6	250	7560,00 kg
Σ				185366,40 kg	

- Berat balok dan kolom

Keterangan	panjang	jumlah	berat kg/m	jumlah
K. kingcroos 588.300	4,10	27	302	33431,40 kg
K. H beam 300.300	4,10	5	94	1927,00 kg

B. Castella 600.300	281,10	-	99,9	28081,89 kg
B. Castella 375.250	90,00	-	72,4	6516,00 kg
B. Castella 300.200	38,35	-	49,9	1913,67 kg
			Σ	71869,96 kg

- Berat Tangga

Keterangan	Tebal	luas	Bj. Beton	jumlah
Tangga 1	0,23	11,33	2400	6254,16 kg
Bordes tangga 1	0,15	7,56	2400	2721,60 kg
Spesi + keramik Tgg.1 tebal 5 cm		18,89	108 kg/m ²	2040,12 kg
Tangga 2	0,23	16,24	2400	8964,48 kg
Bordes tangga 2	0,15	9,8	2400	3528,00 kg
Spesi + keramik Tgg.2 tebal 5 cm		26,04	108 kg/m ²	2812,32 kg
			Σ	26320,68 kg

- Berat Pelat lantai : Tebal plat x luas lantai efektif x Bj.beton

$$= 0,12 \times 707,9 \times 2400 = 203869,44 \text{ kg}$$

- Beban tambahan lantai : (Spesi,plafon,elektrikal dll) x luas lantai eff.

$$= 173,96 \times 707,9 = 123142,80 \text{ kg}$$

Jumlah beban mati pada lantai := 610569,28 kg

- Beban hidup lantai : faktor reduksi x berat beban hidup x luas lantai eff.

$$= 0,30 \times 192 \times 707,9 = 40773,89 \text{ kg}$$

- Beban hidup tangga : faktor reduksi x berat beban hidup x luas tangga

$$= 0,30 \times 192 \times 44,93 = 2587,97 \text{ kg}$$

Maka Total beban pada lantai 1 = Tot. beban mati + Tot. beban hidup

$$= 610569 + 43361,86$$

$$= 653.931,13 \text{ kg}$$

2) Berat lantai 2

- Berat dinding

Keterangan	tinggi	panjang	berat kg/m ²	jumlah	
Dinding kaca	4,05	63,30	68	17432,82 kg	
Dinding patisi	2,025	122,35	54,2	13428,52 kg	
D. batu bata	100%	4,125	261,35	250	269517,19 kg
	80%	4,125	227,2	250	234300,00 kg
	60%	4,125	26,6	250	27431,25 kg
Σ				562109,78 kg	

- Berat balok dan kolom

Keterangan	panjang	jumlah	berat kg/m	jumlah
K. kingcroos 588.300	4,50	27	302	36693,00 kg
K. H beam 300.300	4,50	5	94	2115,00 kg
B. Castella 600.300	223,50	-	99,9	22327,65 kg
B. Castella 375.250	96,75	-	72,4	7004,70 kg
B. Castella 300.200	90,50	-	49,9	4515,95 kg
Σ				72656,30 kg

- Berat Tangga

Keterangan	Tebal	luas	Bj. Beton	jumlah
Tangga 1	0,23	11,58	2400	6392,16 kg
Bordes tangga 1	0,15	7,56	2400	2721,60 kg
Spesi + keramik Tgg.1 tebal 5 cm		19,14	108 kg/m ²	2067,12 kg
Tangga 2	0,23	16,53	2400	9124,56 kg
Bordes tangga 2	0,15	9,8	2400	3528,00 kg
Spesi + keramik Tgg.2 tebal 5 cm		26,33	108 kg/m ²	2843,64 kg
Σ				26677,08 kg

- Berat Pelat lantai : Tebal plat x luas lantai efektif x Bj.beton

$$= 0,12 \times 707,9 \times 2400 = 203869,44 \text{ kg}$$

- Beban tambahan lantai : (Plafon,elektrikal dll) x luas lantai eff.

$$= 173,96 \times 707,9 = 123142,80 \text{ kg}$$

Jumlah beban mati pada lantai := 988455,41 kg

- Beban hidup lantai : faktor reduksi x berat beban hidup x luas lantai eff.

$$= 0,30 \times 196 \times 707,9 = 41623,34 \text{ kg}$$

- Beban hidup tangga : faktor reduksi x berat beban hidup x luas tangga

$$= 0,30 \times 192 \times 45,47 = 2619,07 \text{ kg}$$

Maka Total beban pada lantai 2 = Tot. beban mati + Tot. beban hidup

$$= 988455,41 + 44242,416$$

$$= 1.032.697,82 \text{ kg}$$

3) Berat lantai 3 - 7

- Berat dinding

Keterangan	tinggi	panjang	berat kg/m ²	jumlah	
Dinding kaca	3,75	64,50	68	16447,50 kg	
D. batu bata	100%	3,825	317,40	250	303513,75 kg
	80%	3,825	303,10	250	289839,38 kg
	60%	3,825	28	250	26775,00 kg
Σ				636575,63 kg	

- Berat balok dan kolom

Keterangan	panjang	jumlah	berat kg/m	jumlah
K. kingcroos 588.300	4,20	27	302	34246,80 kg
K. H beam 300.300	4,20	5	94	1974,00 kg
B. Castella 600.300	223,50	-	99,9	22327,65 kg
B. Castella 375.250	96,75	-	72,4	7004,70 kg

B. Castella 300.200	90,50	-	49,9	4515,95 kg
			Σ	70069,10 kg

- Berat Tangga

Keterangan	Tebal	luas	Bj. Beton	jumlah
Tangga 1	0,23	11,37	2400	6276,24 kg
Bordes tangga 1	0,15	7,56	2400	2721,60 kg
Spesi + keramik Tgg.1 tebal 5 cm		18,93	108 kg/m ²	2044,44 kg
Tangga 2	0,23	16,28	2400	8986,56 kg
Bordes tangga 2	0,15	9,8	2400	3528,00 kg
Spesi + keramik Tgg.2 tebal 5 cm		26,08	108 kg/m ²	2816,64 kg
			Σ	26373,48 kg

- Berat Pelat lantai : Tebal plat x luas lantai efektif x Bj.beton

$$= 0,12 \times 707,9 \times 2400 = 203869,44 \text{ kg}$$

- Beban tambahan lantai : (Plafon,elektrikal dll) x luas lantai eff.

$$= 173,96 \times 707,9 = 123142,80 \text{ kg}$$

Jumlah beban mati pada lantai 3 - = 1060030,45 kg

- Beban hidup lantai : faktor reduksi x berat beban hidup x luas lantai eff.

$$= 0,30 \times 196 \times 707,9 = 41623,34 \text{ kg}$$

- Beban hidup tangga : faktor reduksi x berat beban hidup x luas tangga

$$= 0,30 \times 192 \times 45,01 = 2592,58 \text{ kg}$$

Maka Total beban pada lantai 3 - = Tot. beban mati + Tot. beban hidup

$$= 1060030,45 + 44215,92$$

$$= 1.104.246,37 \text{ kg}$$

4) Berat lantai 8

- Berat dinding

Keterangan		tinggi	panjang	berat kg/m ²	jumlah
Dinding kaca		3,75	32,25	68	8223,75 kg
D. batu bata bawah	100%	1,725	158,70	250	68439,38 kg
	80%	1,725	151,55	250	65355,94 kg
	60%	1,725	14	250	6037,50 kg
D. batu bata atas	100%	2,1	135,10	250	70927,50 kg
	80%	2,1	20,55	250	10788,75 kg
	60%	2,1	5,6	250	2940,00 kg
				Σ	232712,81 kg

- Berat balok dan kolom

Keterangan	panjang	jumlah	berat kg/m	jumlah	
K. kingcroos 588.300	4,20	27	302	34246,80 kg	
K. H beam 300.300	4,20	5	94	1974,00 kg	
B. Castella 600.300	223,50	-	99,9	22327,65 kg	
B. Castella 375.250	96,75	-	72,4	7004,70 kg	
B. Castella 300.200	90,50	-	49,9	4515,95 kg	
				Σ	70069,10 kg

- Berat Tangga

Keterangan	Tebal	luas	Bj. Beton	jumlah
Tangga 1	0,23	5,68	2400	3135,36 kg
Bordes tangga 1	0,075	3,78	2400	680,40 kg
Spesi + keramik Tgg.1 tebal 5 cm		9,46	108 kg/m ²	1021,68 kg
Tangga 2	0,23	16,28	2400	8986,56 kg
Bordes tangga 2	0,15	9,8	2400	3528,00 kg

Spesi + keramik Tgg.2 tebal 5 cm	26,08	108 kg/m ²	2816,64 kg
		Σ	20168,64 kg

- Berat Pelat lantai : Tebal plat x luas lantai efektif x Bj.beton

$$= 0,12 \times 707,9 \times 2400 = 203869,44 \text{ kg}$$

- Beban tambahan lantai : (Plafon,elektrikal dll) x luas lantai eff.

$$= 173,96 \times 707,9 = 123142,80 \text{ kg}$$

Jumlah beban mati pada lantai 8 = 649962,80 kg

- Beban hidup lantai : faktor reduksi x berat beban hidup x luas lantai eff.

$$= 0,30 \times 196 \times 707,9 = 41623,34 \text{ kg}$$

- Beban hidup tangga : faktor reduksi x berat beban hidup x luas tangga

$$= 0,30 \times 192 \times 35,54 = 2047,10 \text{ kg}$$

Maka Total beban pada lantai 8 = Tot. beban mati + Tot. beban hidup

$$= 649962,80 + 43670,45$$

$$= 693.633,25 \text{ kg}$$

5) Berat lantai Atap (Dak + Kuda-kuda)

- Berat dinding

Keterangan		tinggi	panjang	berat kg/m ²	jumlah
Dinding kaca		1,65	32,25	68	3618,45 kg
D. batu bata bawah	100%	2,1	135,10	250	70927,50 kg
	80%	2,1	20,55	250	10788,75 kg
	60%	2,1	5,6	250	2940,00 kg
D. batu bata atas	100%	4	17,80	250	17800,00 kg
		2,3	18,10	250	10407,50 kg
				Σ	116482,20 kg

- Berat balok, kolom, gording, dan kuda-kuda

Keterangan	panjang	jumlah	berat kg/m	jumlah
K. kingcroos 588.300	2,10	27	302	17123,40 kg
K. H beam 300.300	19,60	-	94	1842,40 kg
K.atap lift+Tgg 150.150	25,20		31,5	793,80 kg
B. Castella 600.300	167,40	-	99,9	16723,26 kg
B. Castella 375.250	37,20	-	72,4	2693,28 kg
B. Castella 300.200	38,40	-	49,9	1916,16 kg
B.atap lift + Tgg 150.75	35,90	-	14	502,60 kg
B. lift WF 300.150	13,20	-	32	422,40 kg
Kuda-kuda WF 300.150	164,97	-	32	5279,04 kg
Gording C.150.50.3,2	768,41	-	6,75	5186,74 kg
			Σ	52483,08 kg

- Berat Tangga

Keterangan	Tebal	luas	Bj. Beton	jumlah
Tangga 2	0,23	8,14	2400	4493,28 kg
Bordes tangga 2	0,075	4,9	2400	882,00 kg
Spesi + keramik Tgg.2 tebal 5 cm		13,04	108 kg/m ²	1408,32 kg
			Σ	6783,60 kg

- Berat Pelat Dak : Tebal plat x luas plat efektif x Bj.beton

$$= 0,12 \times 193,6 \times 2400 = 55748,16 \text{ kg}$$

- Berat Pelat penutup lift+tangga : Tebal plat x luas plat efektif x Bj.beton

$$= 0,12 \times 37,91 \times 2400 = 10918,08 \text{ kg}$$

- Beban tambahan Dak: (steel deck + plafon + elektrikal) x luas lantai eff

$$= 65,96 \times 193,6 = 12767,88 \text{ kg}$$

- Beban lift, counter weight, dan mesin lift = 4050 kg

- Beban tambahan Dak : Tandon 16 buah @1000 kg = 16000 kg

- Beban tambahan kuda-kuda : (berat atap sakuraroof + plafon +
 elektrik) x luas atap kuda-kuda
 = 57 x 567,9 = 32369,16 kg

Jumlah beban mati pada atap = 307602,16 kg

- Beban hidup Dak : faktor reduksi x berat beban hidup x luas plat Dak
 = 0,30 x 96 x 193,6 = 5574,82 kg

- Beban hidup pada atap kuda-kuda : asumsi 6 orang pekerja @96 kg
 = 0,30 x 96 x 6 = 172,80 kg

- Beban hidup tangga : faktor reduksi x berat beban hidup x luas tangga
 = 0,30 x 192 x 13,04 = 751,10 kg

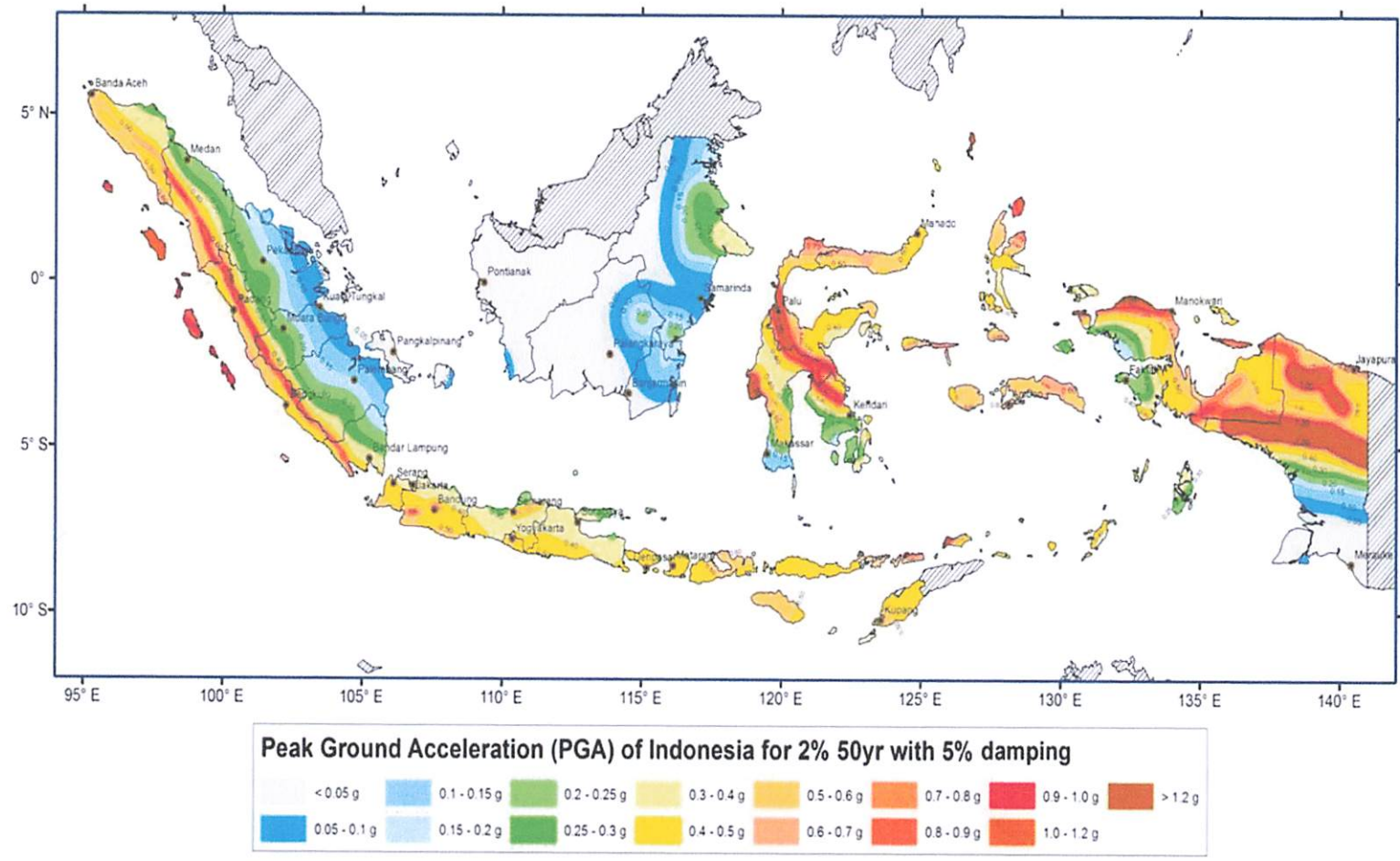
Maka Total beban pada atap = Tot. beban mati + Tot. beban hidup
 = 307602,16 + 6498,72
 = 314.100,88 kg

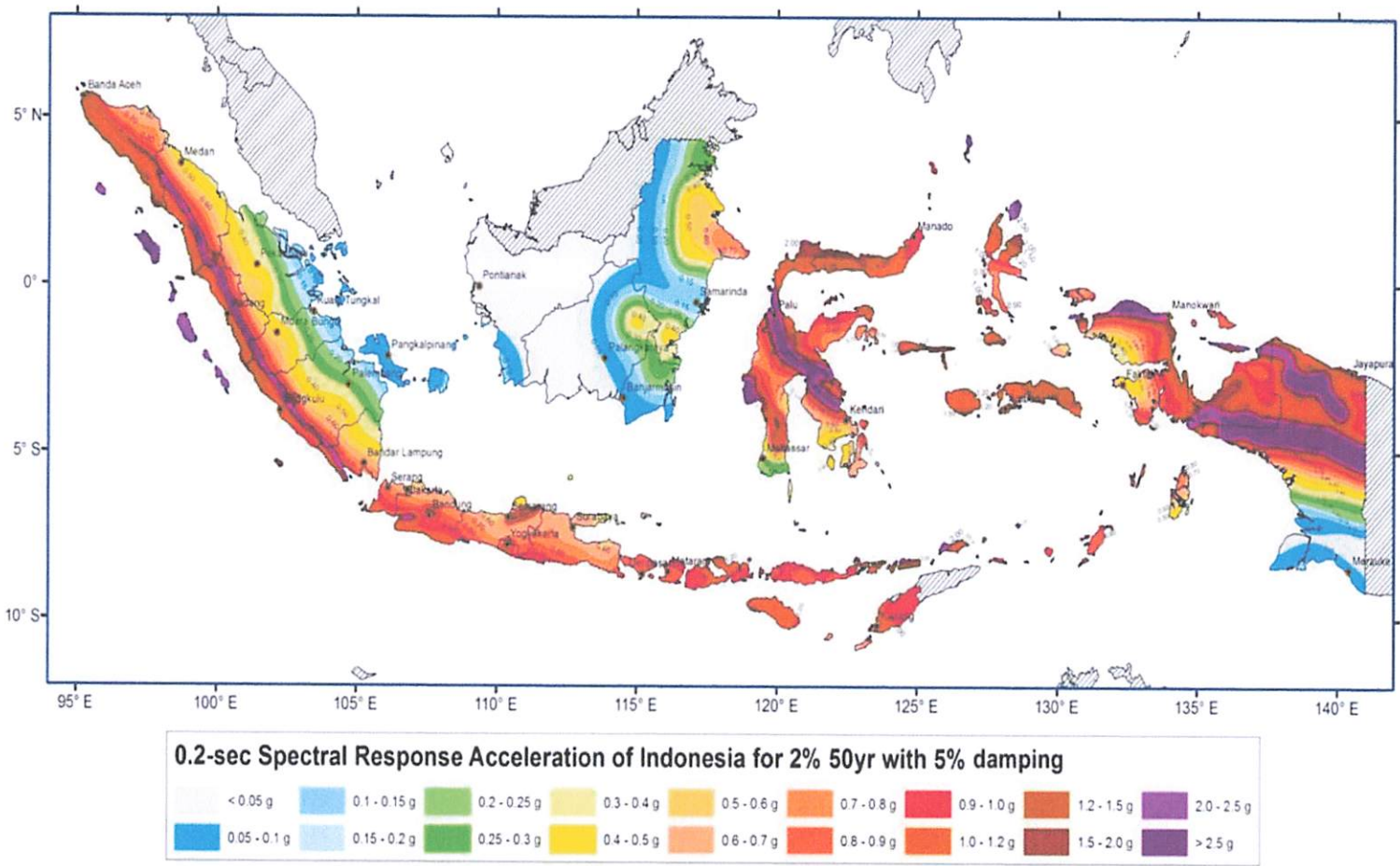
Berikut adalah hasil berat struktur, pusat massa, dan pusat kekakuan/rotasi tiap lantai dengan kombinasi pembebanan 100% DL + 30%LL yang digunakan untuk beban Hz pada gempa statik ekuivalen :

Lantai	Berat	Pusat Massa		Pusat Rotasi		Eksentrisitas (e)	
	(Kg)	X (m)	Z (m)	X (m)	Z (m)	X (m)	Z (m)
1	653.931,13	22,279	-9,683	22,279	-9,683	0,000	0,000
2	1.032.697,82	22,307	-9,776	22,307	-9,776	0,000	0,000
3	1.104.246,37	22,307	-9,775	22,307	-9,775	0,000	0,000
4	1.104.246,37	22,307	-9,775	22,307	-9,775	0,000	0,000
5	1.104.246,37	22,307	-9,775	22,307	-9,775	0,000	0,000
6	1.104.246,37	22,307	-9,775	22,307	-9,775	0,000	0,000
7	1.104.246,37	22,307	-9,775	22,307	-9,775	0,000	0,000

8	693.633,25	22,333	-9,784	22,333	-9,784	0,000	0,000
Atap	314.100,88	33,551	-13,630	33,546	-13,630	0,005	0,000
Σ	8.215.594,93	-					

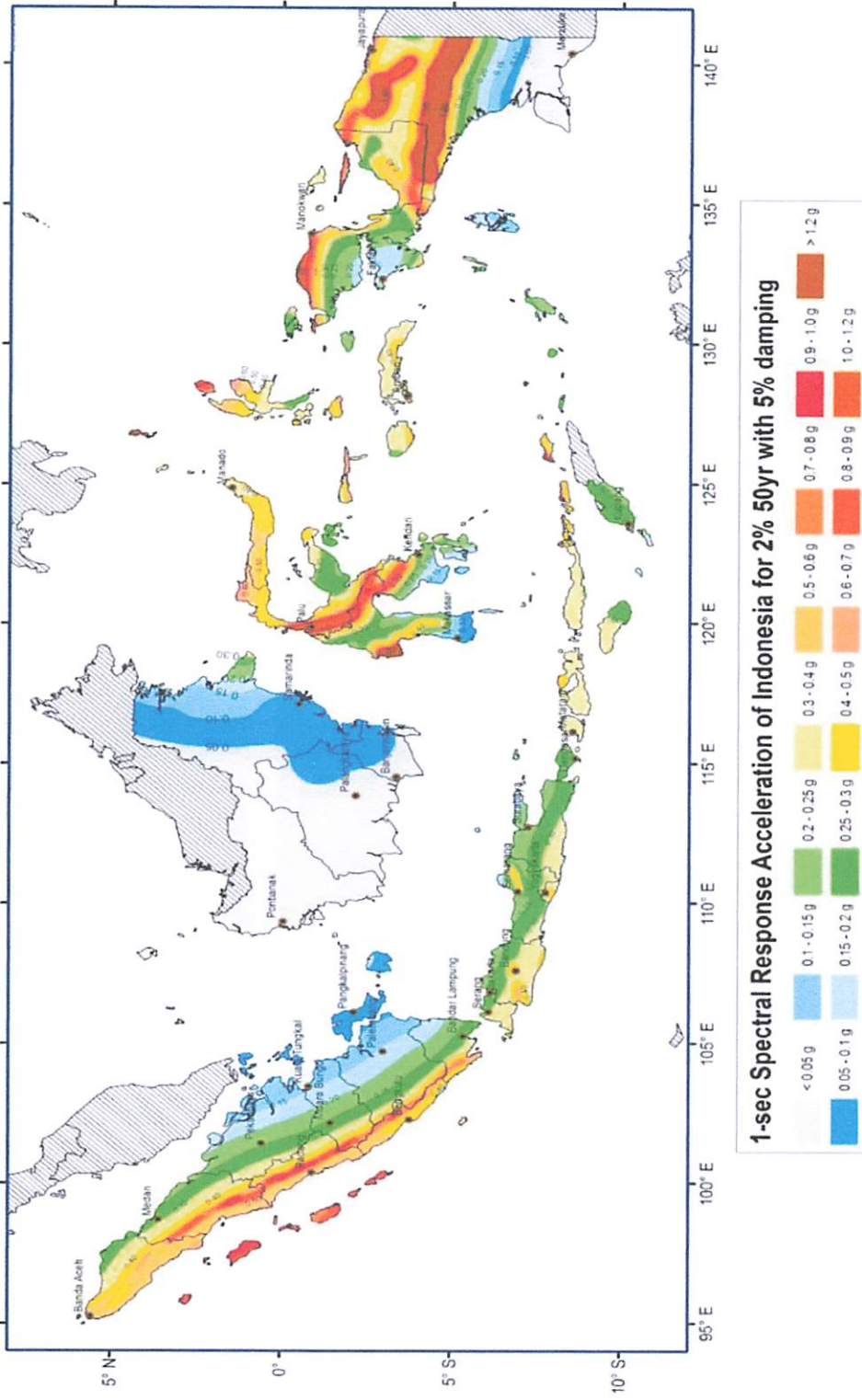
Gambar 4.5 Peta zonasi gempa Indonesia





Gambar 4.6 0.2-sec spectral response acceleration

Dari peta diatas daerah Kukar memiliki nilai $S_s = 0.1 - 0.15\text{ g}$



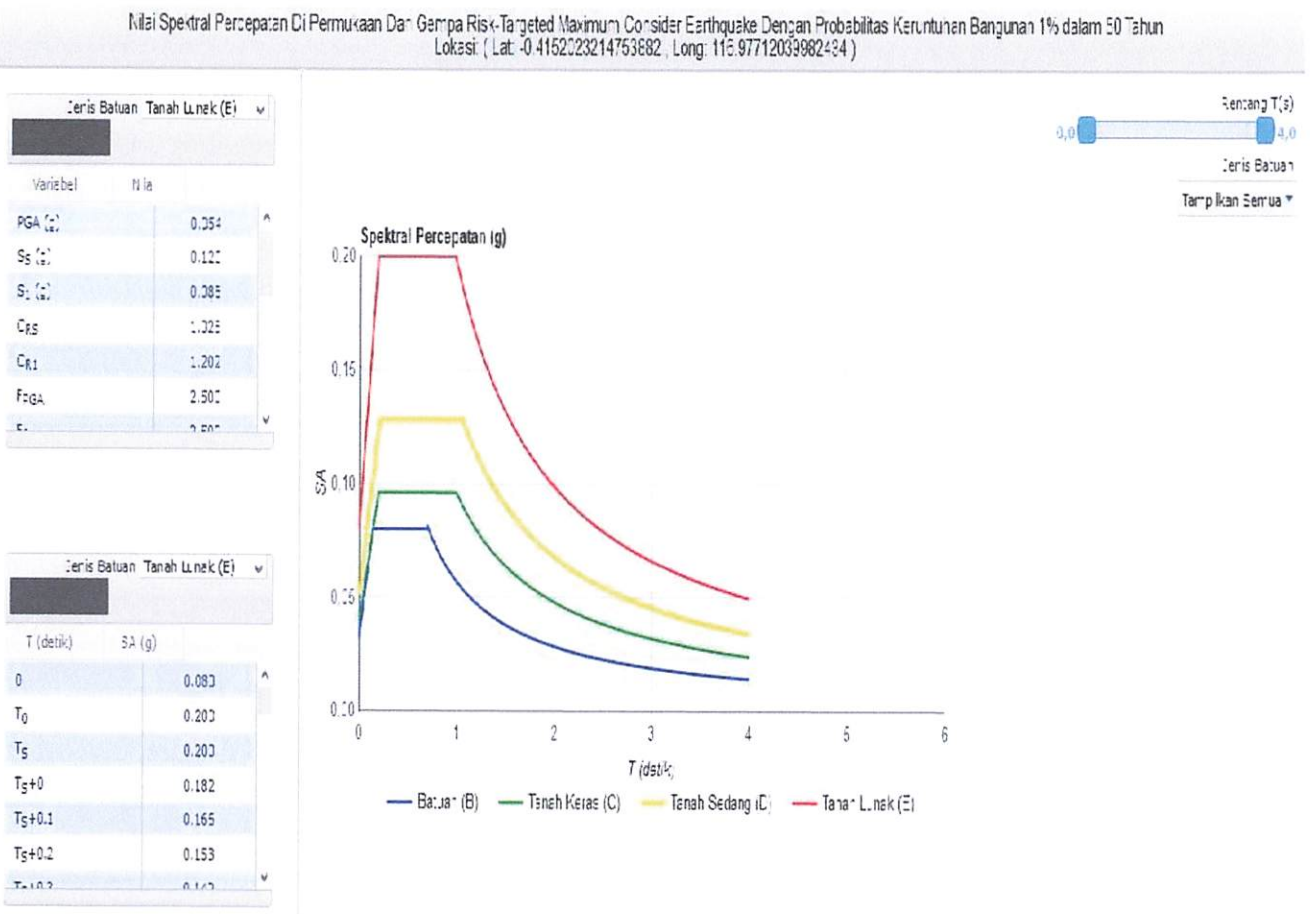
Gambar 4.7 0.1-sec spectral response acceleration

Nilai S1 = 0,05 - 0,1 g

4.2.4.3 Menentukan Nilai Ss dan S1

~ Lokasi Gedung = Kab. Kutai Kartanegara

~ Data didapat dari = Puskim.Pu.Co.Id



Gambar 4.8 Nilai Spektrum Kab. Kukar

Maka didapat :

$$\sim S_s = 0,120 \text{ g}$$

$$\sim S_1 = 0,085 \text{ g}$$

4.2.4.4 Menentukan Kategori Resiko Bangunan dan Faktor Keutamaan *Ie*

Tabel 4.1 Kategori resiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

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

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 15 dari 138)

Tabel 4.2 Faktor keutamaan gempa

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

4.2.4.5 Menentukan Kategori Design Seismik (KDS)

Menentukan koefisien situs F_a dan F_v :

Tabel 4.3 Klasifikasi situs

Kelas Situs	\bar{V}_z (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
<p>Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut :</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40 \%$, dan 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25kPa$ 			

<p>SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)</p> <p>Keterangan: N/A = tidak dapat dipakai</p>	<p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut:</p> <ul style="list-style-type: none"> - 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/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa.
--	--

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 16 dari 138)

Tabel 4.4 Klasifikasi situs F_a

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

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
- (b) SS^p = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Tabel 4.5 Klasifikasi situs F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS^p				

CATATAN :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
- (b) SS^p = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Dari tabel diatas maka diperoleh nilai :

$$F_a = 2,5$$

$$F_v = 3,5$$

Menentukan nilai S_{DS} dan S_{D1}

$$\begin{aligned}
 S_{DS} &= 2/3 \times F_a \times S_s \\
 &= 0,6667 \times 2,500 \times 0,120 \\
 &= 0,200 \text{ g}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{D1} &= 2/3 \times F_v \times S_1 \\
 &= 0,6667 \times 3,500 \times 0,050 \text{ (dipakai } S_1 \text{ minimum)} \\
 &= 0,117 \text{ g}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.6 Kategori design seismik berdasarkan parameter 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 03-1726-2012 (Hal : 24 dari 138)

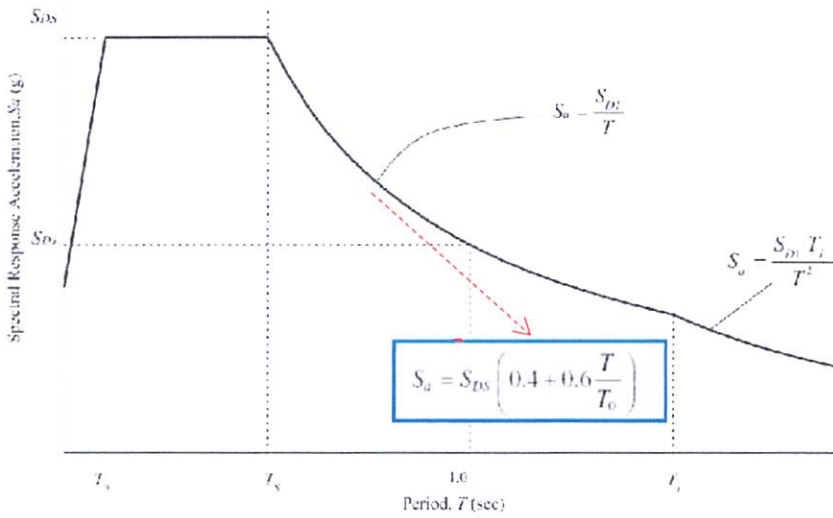
Tabel 4.7 Kategori design seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada periode 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	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 03-1726-2012 (Hal : 25 dari 138)

Kesimpulan : Untuk daerah Kab. Kutai Kartanegara dengan jenis tanah lunak berada pada kategori resiko IV C.

4.2.4.6 Membuat Spectrum Respons Design



Gambar 4.9 Spectrum respons design

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0.2 \times (SD1 / SDS) & T_s &= (SD1 / SDS) \\
 &= 0,2 \times (0,117 / 0,200) & &= 0,117 / 0,200 \\
 &= 0,117 \text{ Detik} & &= 0,583 \text{ Detik}
 \end{aligned}$$

4.2.4.7 Menentukan Perkiraan Perioda Fundamental Alami

Untuk struktur dengan ketinggian < 12 tingkat dimana sistem penahan gaya seismik terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m.

$$T_a = 0.1 N \longrightarrow N = \text{Jumlah tingkat}$$

Untuk struktur dengan ketinggian > 12 tingkat :

$$T_a = C_t h_n^x$$

Dimana :

h_n = Ketinggian struktur dalam (m), diatas dasar sungai sampai tingkat tertinggi struktur dan Koefisien C_t dan x ditentukan dari tabel.

Batas perioda maksimum :

$$T_{\max} = C_u \times T_a$$

Tabel 4.8 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung

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 : SNI 03-1726-2012 (Hal : 56 dari 138)

Melalui interpolasi didapat :

~ Untuk nilai $SD1 = 0,117$ g berada diantara nilai :

$SD1 = 0,150$ $Cu = 1,600$ Maka untuk mendapatkan nilai Cu dari $SD1$

$SD1 = 0,100$ $Cu = 1,700$ harus di interpolasi sebagai berikut :

$SD1 = 0,117$ $Cu = \dots\dots ?$

$$Cu = 1,600 + \left(\frac{0,117 - 0,150}{0,100 - 0,150} \right) \times 1,700 - 1,600 = 1,67$$

Tabel 4.9 Nilai parameter perioda pendekatan C_x dan x

Tipe struktur	C_x	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
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

Tipe struktur penahan gaya lateral arah X dan arah Y adalah Rangka baja sehingga termasuk tipe Rangka baja pemikul momen.

Karna tinggi gedung < 12 lantai maka digunakan rumus :

$$Ta = 0.1 N$$

Arah X - (sistem rangka baja)

Arah Z - (sistem rangka baja)

$$N = 9$$

$$N = 9$$

Maka :

$$T_a = 0,1 \times 9$$

$$= 0,900 \text{ detik}$$

$$T_{\max} = C_u \times T_a$$

$$T_{\max} \text{ arah } x = 1,67 \times 0,900$$

$$= 1,500 \text{ detik}$$

Maka :

$$T_a = 0,1 \times 9^{0,75}$$

$$= 0,520 \text{ detik}$$

$$T_{\max} \text{ arah } z = 1,67 \times 0,520$$

$$= 0,866 \text{ detik}$$

4.2.4.8 Batasan Penggunaan Prosedur Analisis Gaya Lateral Ekuivalen (ELF)

Kontrol :

$$T_s = S_{D1} / S_{DS}$$

$$= 0,583$$

$$S_{DS} = 0,200 \text{ g}$$

$$S_{D1} = 0,117 \text{ g}$$

$$3.5 T_s = 3,5 \times 0,583 = 2,04$$

$T < 3.5 T_s$, baik T dari arah X ataupun arah Z lebih kecil dari pada $3.5 T_s$

sehingga digunakan prosedur analisa **Gempa Statik Ekuivalen**

4.2.4.9 Menentukan Faktor R , Ω_0 , dan C_d

Tabel 4.10 Faktor R , C_d dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggistruktur, h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
A. Sistem dinding penumpu	7.1.1	7.1.2	7.1.3	7.1.4	7.1.5	7.1.6	7.1.7	7.1.8
1. Dinding geser beton bertulang khusus	5	2½	5	TB	TB	48	48	30
2. Dinding geser beton bertulang biasa	4	2½	4	TB	TB	11	11	T1
3. Dinding geser beton polos didetail	2	2½	2	TB	T1	T1	T1	T1
4. Dinding geser beton polos biasa	1½	2½	1½	TB	T1	T1	T1	T1
5. Dinding geser pracetak menengah	4	2½	4	TB	TB	12 ^d	12 ^d	12 ^d
6. Dinding geser pracetak biasa	3	2½	3	TB	T1	T1	T1	T1
7. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5	2½	3½	TB	TB	48	48	30
8. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3½	2½	2½	TB	TB	T1	T1	T1
9. Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2½	1½	TB	48	T1	T1	T1
10. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2½	1½	TB	T1	T1	T1	T1
11. Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1½	TB	T1	T1	T1	T1
12. Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1½	TB	T1	T1	T1	T1
13. Dinding geser batu bata ringan (AAC) bertulang biasa	2	2½	2	TB	10	T1	T1	T1
14. Dinding geser batu bata ringan (AAC) polos biasa	1½	2½	1½	TB	T1	T1	T1	T1

15. Dinding rangka ringan (kayu) dilapisi dengan panel struktur kayu yang ditunjukkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	6½	3	4	TB	TB	20	20	20
16. Dinding rangka ringan (baja kanal dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang ditunjukkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	10½	3	4	TB	TB	20	20	20
17. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2	2½	2	TB	TB	10	T ₁	T ₁
18. Sistem dinding rangka ringan (baja kanal dingin) menggunakan bresing strip datar	4	2	3½	TB	TB	20	20	20
B. Sistem rangka bangunan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	2	5	TB	TB	48	48	30
3. Rangka baja dengan bresing konsentris biasa	3½	2	3½	TB	TB	10 ^f	10 ^f	11 ^f
4. Dinding geser beton bertulang khusus	6	2½	5	TB	TB	48	48	30
5. Dinding geser beton bertulang biasa	5	2½	4½	TB	TB	T ₁	T ₁	T ₁
6. Dinding geser beton polos detail	2	2½	2	TB	T ₁	T ₁	T ₁	T ₁
7. Dinding geser beton polos biasa	1½	2½	1½	TB	T ₁	T ₁	T ₁	T ₁
8. Dinding geser pracetak menengah	5	2½	4½	TB	TB	12 ^a	12 ^a	12 ^a
9. Dinding geser pracetak biasa	4	2½	4	TB	T ₁	T ₁	T ₁	T ₁
10. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30
11. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	5	2	4½	TB	TB	48	48	30
12. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	3	2	3	TB	TB	T ₁	T ₁	T ₁
13. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	8½	2½	5½	TB	TB	48	48	30
14. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	6	2½	5	TB	TB	48	48	30
15. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5	2½	4½	TB	TB	T ₁	T ₁	T ₁
16. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	2½	4	TB	TB	48	48	30
17. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	2½	4	TB	TB	T ₁	T ₁	T ₁
18. Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2½	2	TB	48	T ₁	T ₁	T ₁
19. Dinding geser batu bata polos detail	2	2½	2	TB	T ₁	T ₁	T ₁	T ₁
20. Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1½	TB	T ₁	T ₁	T ₁	T ₁
21. Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1½	TB	T ₁	T ₁	T ₁	T ₁
22. Dinding rangka ringan (kayu) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
23. Dinding rangka ringan (baja kanal dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dan semua material lainnya	2½	2½	2½	B	IB	10	IB	IB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	B	IB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	B	IB	48	48	30
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	T ₁
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ⁿ	T ₁ ⁿ	T ₁ ⁿ
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	T ₁ ⁿ	T ₁ ⁿ	T ₁ ⁿ
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	IB	IB	II	II	II
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	IB	II	II	II	II
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	T ₁	T ₁	T ₁
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	IB	IB	II	II	II
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang pasai pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	T ₁	T ₁
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	T ₁	T ₁	T ₁	T ₁

12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3%	3°	3%	1C	10	10	10	10
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja cengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TE	TB
2. Rangka baja cengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TE	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TE	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2½	5	TB	TB	T	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TE	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TD	TB	TD	TD	TD
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7½	2½	6	TB	TB	TB	TE	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2½	6	TB	TB	TB	TE	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2½	5	TB	TB	T	TI	TI
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	3	5	TB	TB	TB	TE	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3½	TB	TB	T	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing tertekang terhadap tarik	8	2½	5	TB	TB	TB	TE	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2½	6½	TB	TB	TB	TE	TB
E. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempayang ditetapkan								
1. Rangka baja cengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	10	TI	TI ^h
2. Dinding geser beton bertulang khusus	5½	2½	5	TB	TB	48	30	30
3. Dinding geser batu bata bertulang biasa	3	3	2½	TB	48	TI	TI	TI
4. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3½	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	5½	2½	4½	TB	TB	48	30	TI
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	5½	2½	3	TB	TB	TI	TI	TI
7. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
8. Dinding geser beton bertulang biasa	5½	2½	4½	TB	TB	TI	TI	TI
F. Sistem Interaktif dinding geser-rangka dengan rangka pemikul momen beton bertulang biasa dan dinding geser beton bertulang biasa	4½	2½	4	TB	TI	TI	TI	TI
G. Sistem kolom kantilever didetail untuk memenuhi persyaratan untuk :								
1. Sistem kolom baja dengan kantilever khusus	2½	1½	2½	10	10	10	10	1C
2. Sistem kolom baja dengan kantilever biasa	1½	1½	1½	10	10	TI	TI ^h	TI ^h
3. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	2½	1½	2½	10	10	10	10	1C
4. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	1½	1½	1½	10	10	TI	TI	TI
5. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	1	1½	1	10	TI	TI	TI	TI
6. Rangka kayu	1½	1½	1½	10	10	10	TI	TI
H. Sistem baja tidak didetail secara khusus untuk ketahanan seismik, tidak termasuk sistem kolom kantilever	3	3	3	TB	TB	TI	TI	TI

Dari tabel diatas maka di dapat nilai faktor R, Cd dan Ω_0 untuk sistem gaya dengan menggunakan rangka baja dan beton komposit pemikul momen

biasa : $R = 5$

$$\Omega_0 = 3$$

$$C_d = 4,5$$

Menghitung nilai geser dasar seismik

$$V = C_s \cdot W \quad \text{----->} \quad \text{Pasal 7.8.1 SNI 1726-2012}$$

Keterangan :

C_s = Koefisien respons seismik

W = Berat seismik efektif

Koefisien respons seismik C_s -----> *Pasal 7.8.1 SNI 1726-2012*

$$C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I_e)}$$

Nilai C_s yang dihitung tidak perlu melebihi berikut :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \times (R/I_e)}$$

C_s harus kurang dari : $C_s = 0.044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01$

Untuk $S_1 \geq 0,6$ g, nilai C_s harus tidak kurang dari :

$$C_s = \frac{0.5 \times S_1}{(R/I_e)}$$

$$S_1 = 0,085 \text{ g}$$

$$V = C_s \times W$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I_e)} = \frac{0,200}{5 / 1,5} = 0,060$$

$$C_{s,max} = \frac{S_{D1}}{T \times (R/I_e)} = \frac{0,117}{1,500 \times 3,33} = 0,023$$

$$C_{s.min} = \frac{0,5 \times S_1}{(R/I_e)} = \frac{0,5 \times 0,085}{3,33} = 0,013$$

$$C_{s.X} = \frac{S_{DI}}{T \times (R/I_e)} = \frac{0,117}{1,500 \times 3,33} = 0,023$$

$$C_{s.Y} = \frac{S_{DI}}{T \times (R/I_e)} = \frac{0,117}{1,500 \times 3,33} = 0,023$$

Kontrol :

$$\begin{aligned} C_{s.min} &= 0,044 \times S_{DS} \times 1,50 \\ &= 0,044 \times 0,200 \times 1,50 \\ &= 0,01 \geq 0,01 \text{ -----> Ok} \end{aligned}$$

Kesimpulan : Nilai C_s yang dipakai adalah = 0,013

Maka nilai V_x dan V_y adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_x &= C_s \times W \\ &= 0,013 \times 8.215.594,93 \\ &= 104748,835 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_z &= C_s \times W \\ &= 0,013 \times 8.215.594,93 \\ &= 104748,835 \text{ Kg} \end{aligned}$$

4.2.4.10 Menghitung Gaya Gempa Lateral F_x

$$F_x = C_{vx} \cdot V \text{ -----> Pasal 7.8.3 SNI 1726-2012}$$

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

Dimana : C_{vx} = Faktor distribusi vertikal

V = Gaya lateral design total atau geser di dasar struktur

W_i & W_x = Bagian berat seismik efektif total struktur
(W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i dan x

h_i & h_x = sampai tingkat i atau x

$$K = \frac{E}{k}$$

struktur sebagai berikut :

~ Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $K = 1$

~ Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2.5 detik atau lebih, $K = 2$

~ Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0.5 dan 2.5 detik K harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi antara 1 dan 2

$$T_x = 1,500 \text{ Detik}$$

~ Untuk nilai $T_x = 1,500$ berada diantara nilai :

$$\begin{array}{l} T_x = 0,500 \quad K_x = 1,000 \\ T_x = 2,500 \quad K_x = 2,000 \\ T_x = 1,500 \quad K_x = \dots\dots ? \end{array} \text{ Maka untuk mendapatkan nilai } K \text{ dari } T_x \text{ harus di interpolasi sebagai berikut:}$$

$$K_x = 1,000 + \left(\frac{1,500 - 0,500}{2,500 - 0,500} \right) \times 2,000 - 1,000 = 1,500$$

$$T_z = 0,866 \text{ Detik}$$

~ Untuk nilai $T_z = 0,866$ berada diantara nilai :

$$\begin{array}{l} T_z = 0,500 \quad K_z = 1,000 \\ T_z = 2,500 \quad K_z = 2,000 \\ T_z = 0,866 \quad K_z = \dots\dots ? \end{array} \text{ Maka untuk mendapatkan nilai } K \text{ dari } T_z \text{ harus di interpolasi sebagai berikut:}$$

$$K_z = 1,000 + \left(\frac{0,866 - 0,500}{2,500 - 0,500} \right) \times 2,000 - 1,000 = 1,183$$

- Gaya gempa lateral

Lantai	Weight	Tinggi	$W_i \times h_i^{K_x}$	$W_i \times h_i^{K_z}$	Fx (Kg)	Fz (Kg)
	(W_i) Kg	(h_i) m			$\frac{W_i \cdot h_i^{K_x}}{\sum W_i \cdot h_i^{K_x}} \cdot V_x$	$\frac{W_i \cdot h_i^{K_z}}{\sum W_i \cdot h_i^{K_z}} \cdot V_z$
1	653931	3,4	4099684,1	2781495,3	550,2	1019,7
2	1032697,8	8,2	24249011,5	12445909,99	3254,2	4562,7
3	1104246,4	12,4	48216814	21706895,84	6470,6	7957,8
4	1104246,4	16,6	74684093,2	30652743,14	10022,5	11237,4
5	1104246,4	20,8	104751676,6	40026871,53	14057,5	14674,0
6	1104246,4	25	138030796	49756149,83	18523,5	18240,8
7	1104246,4	29,8	179634759	61246679,16	24106,6	22453,3
8	693633	33,4	133890449,8	44029253,79	17968	16141,3
Atap	314100,9	37,8	72997308,88	23081391,44	9796,1	8461,7
Σ	8215594,93	-	780554593	285727390	104748,835	104748,835

Nilai beban gempa statik ekivalen harus di bebaskan pada pusat massa eksentrisitas bangunan per lantai. Sesuai SNI 03-1726-2002 pasal 5.8.2 bahwa arah pengaruh gempa rencana bernilai 100% diatas sesuai sumbu koordinat yang ditinjau dan 30% arah tegak lurusnya.

Lantai	Perhitungan gempa 100% arah yang ditinjau dan 30 % arah tegak lurus			
	Fx (Kg)	30% Fx (Kg)	Fz (Kg)	30% Fz (Kg)
1	550,17	165,05	1.019,71	305,91
2	3.254,17	976,25	4.562,72	1.368,82
3	6.470,60	1.941,18	7.957,84	2.387,35
4	10.022,45	3.006,74	11.237,42	3.371,23
5	14.057,46	4.217,24	14.674,02	4.402,20

6	18.523,45	5.557,04	18.240,81	5.472,24
7	24.106,62	7.231,99	22.453,28	6.735,99
8	17.967,83	5.390,35	16.141,31	4.842,39
Atap	9.796,09	2.938,83	8.461,73	2.538,52

4.2.4.11 Eksentrisitas Rencana (e_d)

SNI gempa 1726-2002 pasal 5.4.3 menyebutkan bahwa : antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana e_d . Apabila ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa dinyatakan dengan 'b', maka eksentrisitas rencana e_d harus ditentukan sebagai berikut : - untuk $0 < e \leq 0.3 b$, maka $e_d = 1.5 e + 0.05 b$

- untuk $e > 0.3 b$, maka $e_d = 1.33 e + 0.1 b$

- Koordinat pusat massa akibat eksentrisitas

$b = \text{lebar bangunan} = 23,4 \text{ m}$

Lantai	Pusat massa		Pusat rotasi		$e_d = 1.5e + 0.05b$		Koor. Pusat massa akibat eksentrisitas	
	X (m)	Z (m)	X (m)	Z (m)	X (m)	Z (m)	X (m)	Z (m)
1	22,279	-9,683	22,279	-9,683	1,17	1,17	23,449	-10,853
2	22,307	-9,776	22,307	-9,776	1,17	1,17	23,477	-10,946
3	22,307	-9,775	22,307	-9,775	1,17	1,17	23,477	-10,945
4	22,307	-9,775	22,307	-9,775	1,17	1,17	23,477	-10,945
5	22,307	-9,775	22,307	-9,775	1,17	1,17	23,477	-10,945
6	22,307	-9,775	22,307	-9,775	1,17	1,17	23,477	-10,945
7	22,307	-9,775	22,307	-9,775	1,17	1,17	23,477	-10,945
8	22,333	-9,784	22,333	-9,784	1,17	1,17	23,503	-10,954
Atap	33,551	-13,63	33,546	-13,63	1,178	1,17	34,729	-14,8

4.2.4.12 Kombinasi Pembebanan

Agar suatu struktur atau komponen memenuhi syarat keamanan dan kelayakan pakai terhadap macam-macam kombinasi yang ada, maka harus diperhitungkan faktor-faktor beban menurut SNI 1727-2013 pasal 2.3 sebagai berikut :

No. Kombinasi Pembebanan

1. $U = 1,4 D$
2. $U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$
3. $U = 1,2 D + 1,6 (Lr \text{ atau } R) + (1,0 L \text{ atau } 0,5 W)$
4. $U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$
5. $U = 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L$
6. $U = 0,9 D + 1,0 W$
7. $U = 0,9 D + 1,0 E$

● Pengaruh Beban gempa Vertikal (SNI 1726-2012 pasal 7.4.2.2)

Pengaruh beban gempa vertikal E_v , harus ditentukan sesuai dengan persamaan : $(E = 0,2 \times S_{DS} \times D)$ dari program spektra, diperoleh $S_{DS} = 0,200 g$. Berdasarkan tabel 3.4, karena nilai $S_s > 0,20$, maka gedung tersebut termasuk dalam kategori desain seismik C dengan faktor redundansi (ρ) sebesar 1 dengan mensubstitusikan nilai tersebut ke dalam kombinasi pembebanan, maka diperoleh :

Kombinasi beban yang digunakan :

1. $1,4 D$
2. $1,2 D + 1,6 L + 0,5 R$

$$\bullet \left[1,2 + 0,2 S_{Ds} \right] D \pm \rho Q_{ex} \pm 0,3 \rho Q_{ez} + L$$

3. $1,24 D + 1 Q_{ex} + 0,3 Q_{ez} + 1 L$
4. $1,24 D + 1 Q_{ex} - 0,3 Q_{ez} + 1 L$

$$5 \quad 1,24 \quad D - 1 \text{ Qex} + 0,3 \text{ Qez} + 1 \text{ L}$$

$$6 \quad 1,24 \quad D - 1 \text{ Qex} - 0,3 \text{ Qez} + 1 \text{ L}$$

$$\bullet \left[1,2 \quad + \quad 0,2 \text{ Sbs} \right] D \pm 0,3 \rho \text{ Qex} \pm \rho \text{ Qez} + \text{L}$$

$$7 \quad 1,24 \quad D + 0,3 \text{ Qex} + 1 \text{ Qez} + 1 \text{ L}$$

$$8 \quad 1,24 \quad D + 0,3 \text{ Qex} - 1 \text{ Qez} + 1 \text{ L}$$

$$9 \quad 1,24 \quad D - 0,3 \text{ Qex} + 1 \text{ Qez} + 1 \text{ L}$$

$$10 \quad 1,24 \quad D - 0,3 \text{ Qex} - 1 \text{ Qez} + 1 \text{ L}$$

$$\bullet \left[0,9 \quad - \quad 0,2 \text{ Sbs} \right] D \pm \rho \text{ Qex} \pm 0,3 \text{ Qez}$$

$$11 \quad 0,86 \quad D + 1 \text{ Qex} + 0,3 \text{ Qez}$$

$$12 \quad 0,86 \quad D + 1 \text{ Qex} - 0,3 \text{ Qez}$$

$$13 \quad 0,86 \quad D - 1 \text{ Qex} + 0,3 \text{ Qez}$$

$$14 \quad 0,86 \quad D - 1 \text{ Qex} - 0,3 \text{ Qez}$$

$$\bullet \left[0,86 \quad - \quad 0,2 \text{ Sbs} \quad D \right] \pm 0,3 \text{ Qex} \pm \rho \text{ Qez}$$

$$15 \quad 0,86 \quad D + 0,3 \text{ Qex} + 1 \text{ Qez}$$

$$16 \quad 0,86 \quad D + 0,3 \text{ Qex} - 1 \text{ Qez}$$

$$17 \quad 0,86 \quad D - 0,3 \text{ Qex} + 1 \text{ Qez}$$

$$18 \quad 0,86 \quad D - 0,3 \text{ Qex} - 1 \text{ Qez}$$

4.3 Kontrol Simpangan Antar Lantai / Drift (Δ)

4.3.1 Batasan Simpangan Antar Lantai Tingkat

SNI 1726-2012 pasal 7.12.1 hal 66 untuk simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin (Δ_a) seperti didapatkan dari tabel 4.11 untuk semua tingkat.

Tabel 4.11 Simpangan antar lantai ijin, (Δ_a)

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

^a h_{sx} adalah tinggi tingkat di bawah tingkat x .

^b Untuk sistem penahan gaya gempa yang terdiri dari hanya rangka momen dalam kategori desain seismik D, E, dan F, simpangan antar lantai tingkat ijin harus sesuai dengan persyaratan 7.12.1.1.

4.3.2 Simpangan Antar Lantai Tingkat Desain (Δ)

- Faktor keutamaan gempa (I_e) = 1,5 (kategori IV)
- Faktor pembesaran defleksi (C_d) = 4,5 (SNI 1726-2012; Tabel 9;C.9)

Defleksi arah X (Tingkat 2) SNI 1926-2012 pasal 7.9.3

$$\text{Lantai 1} = \delta_{e1} = 1,28 \text{ mm} \quad (\text{Drift total dari output Staad Pro})$$

$$\text{Lantai 2} = \delta_{e2} = 5,31 \text{ mm}$$

Simpangan atau perpindahan antar lantai tingkat yaitu dengan

$$\text{persamaan : } \delta_{e2} - \delta_{e1} = 5,31 - 1,28 = 4,03 \text{ mm}$$

$$\Delta_2 = \frac{C_d \times (\delta_{e2} - \delta_{e1})}{I_e} = \frac{4,5 \times 4,03}{1,50} = 12,09 \text{ mm}$$

$$\Delta_a = 0,01 \times h$$

$$= 0,01 \times 3400$$

$$= 34 \geq \Delta_2 = 12,09 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Aman}$$

Defleksi arah Y (Tingkat 2)

Lantai 1 = $\delta_{e1} = 1,73 \text{ mm}$ (Drift total dari output Staad Pro)

Lantai 2 = $\delta_{e2} = 6,88 \text{ mm}$

Simpangan atau perpindahan antar lantai tingkat yaitu dengan

persamaan : $\delta_{e2} - \delta_{e1} = 6,88 - 1,73 = 5,15 \text{ mm}$

$$\Delta_2 = \frac{C_d \times (\delta_{e2} - \delta_{e1})}{I_e} = \frac{4,5 \times 5,15}{1,50} = 15,45 \text{ mm}$$

$$\Delta a = 0,01 \times h$$

$$= 0,01 \times 3400$$

$$= 34 \geq \Delta_2 = 15,45 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Aman}$$

Untuk perhitungan selanjutnya, dapat dilihat pada tabel :

Lantai	Drift Total		Simpangan antar lantai (Δ)		Tinggi lantai	Simpangan antar lantai yang di izinkan		
	δ_{ex}	δ_{ez}	Δx	Δz		(Δa)	$\Delta \leq \Delta a$	
	mm	mm	mm	mm			mm	$\Delta x \leq \Delta a$
1	1,28	1,73	3,84	5,19	3400	34	Aman	Aman
2	5,31	6,88	12,09	15,45	4800	48	Aman	Aman
3	9,02	11,96	11,13	15,24	4200	42	Aman	Aman
4	12,39	16,5	10,11	13,62	4200	42	Aman	Aman
5	15,58	20,78	9,57	12,84	4200	42	Aman	Aman
6	18,58	24,38	9	10,8	4200	42	Aman	Aman
7	20,79	27,77	6,63	10,17	4200	42	Aman	Aman
8	22,40	29,33	4,83	4,68	4200	42	Aman	Aman
Atap	24,52	34,65	6,36	15,96	4200	42	Aman	Aman

4.4 Penulangan pelat lantai

Diketahui :- Tebal steel deck = 0,7 mm

- Mutu steel deck = 550 Mpa

- Mutu wire mesh = 490 Mpa

- Mutu beton (f_c) = 30 Mpa

• Perhitungan penulangan momen negatif (Tumpuan)

Dari hasil perhitungan statika menggunakan STAAD PRO V8i didapat

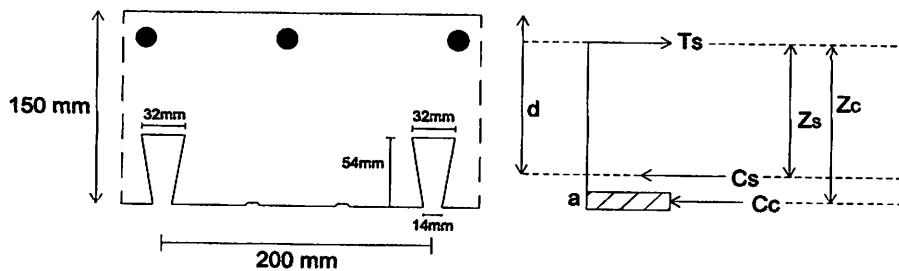
nilai : $M_{max} = 387,03 \text{ Kg.m}$

Jadi, $M_u = 3870300 \text{ N.mm}$

Direncanakan tulangan $\emptyset 8 - 200 \text{ mm}$

Tebal plat = 120 mm

Selimut beton = 20 mm



Syarat kesetimbangan :

$$C_c = T_s$$

$$C_s = 0$$

Faktor reduksi untuk kuat lentur $\phi = 0,9$

$$T_s = A_s \times f_y$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset^2 \times s \times f_y$$

$$= 0,25 \times 3,14 \times 8^2 \times 1000 / 200 \times 490$$

$$= 123088 \text{ N}$$

$$C_c = T_s$$

$$= 123088 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
C_c &= 0,85 \times a \times b \times f_c \\
&= 0,85 \times a \times 1000 \times 30 \\
25500 \ a &= 123088 \\
a &= 123088 / 25500 \\
&= 4,827 \text{ mm} \\
\frac{1}{2} a &= 2,413 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Z_c &= \text{Tebal plat - selimut beton} - \frac{1}{2} \cdot \emptyset - \frac{1}{2} \cdot a \\
&= 120 - 20 - \frac{1}{2} \times 8 - 2,413 \\
&= 93,587 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_n &= Z_c \times T_s \\
&= 93,587 \times 123088 \\
&= 11519376 \text{ N.mm}
\end{aligned}$$

$$0,9 \times 11519376 > M_u$$

$$10.367.438,69 \text{ Nmm} > 3.870.300 \text{ Nmm} \dots\dots\dots(\text{Aman})$$

Jadi dipasang steel deck dengan ketebalan 0,7 mm dan wire mesh 1 lapis \emptyset 8 - 200 mm pada daerah lapangan.

● **Perhitungan penulangan momen positif (Lapangan)**

Dari hasil perhitungan statika menggunakan STAAD PRO V8i didapat

nilai : $M_{max} = 190,13 \text{ Kg.m}$

Jadi, $M_u = 1901300 \text{ N.mm}$

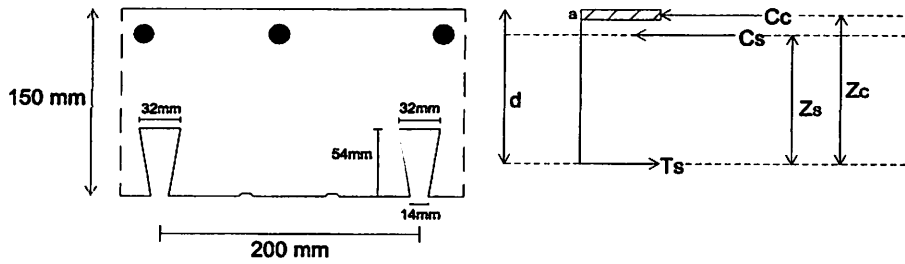
Direncanakan tulangan \emptyset 8 - 200 mm

Tebal plat = 120 mm

Selimut beton = 20 mm

Tinggi steel deck = 54 mm

As steel deck = $1161,25 \text{ mm}^2$ (tabel As deck PT. union steel)



Syarat kesetimbangan :

$$C_c + C_s = T_s$$

Faktor reduksi untuk kuat lentur $\phi = 0,9$

$$\begin{aligned} d &= \text{Tebal plat} - \frac{1}{2} \text{ tinggi steel deck} \\ &= 120 - 0,5 \times 54 = 93 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= A_s \text{ steel deck} \times f_y \\ &= 1161,25 \times 550 \\ &= 638687,50 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= A_s \times f_y \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \times s \times f_y \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 8^2 \times 1000 / 200 \times 490 \\ &= 123088 \text{ N} \end{aligned}$$

$$T_s = C_c + C_s$$

$$\begin{aligned} C_c &= 638687,50 - 123088 \\ &= 515599,50 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \times a \times b \times f_c \\ &= 0,85 \times a \times 1000 \times 30 \end{aligned}$$

$$25500 a = 515600$$

$$a = 515600 / 25500$$

$$= 20,220 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{2} a = 10,110 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 Z_c &= d - \frac{1}{2} \cdot a \\
 &= 93 - 10,110 \\
 &= 82,890 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z_s &= d - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \cdot \emptyset \\
 &= 93 - 20 - \frac{1}{2} \times 8 \\
 &= 69,00 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= (C_c \times Z_c) + (C_s \times Z_s) \\
 &= 515599,50 \times 82,890 + 123088 \times 69,000 \\
 &= 51231221 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$0,9 \times 51231221 > M_u$$

$$46.108.098,64 \text{ Nmm} > 1.901.300 \text{ Nmm} \dots\dots\dots (\text{Aman})$$

Jadi dipasang steel deck dengan ketebalan 0,7 mm dan wire mesh 1 lapis \emptyset 8 - 200 mm pada daerah lapangan.

4.5 Desain Penampang Balok Castellated

4.5.1 Balok Induk Castellated 600.300.10.15 (L = 810 cm)

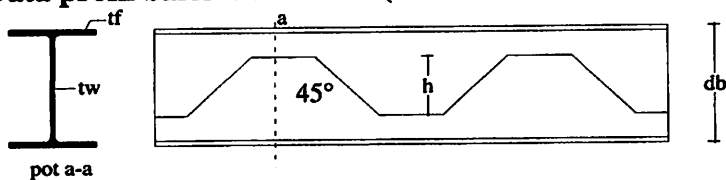
Data dari hasil perhitungan STAAD Pro V8i diperoleh gaya maksimum pada beam (836 - 838)

Mu. tumpuan = 61347 kg.m

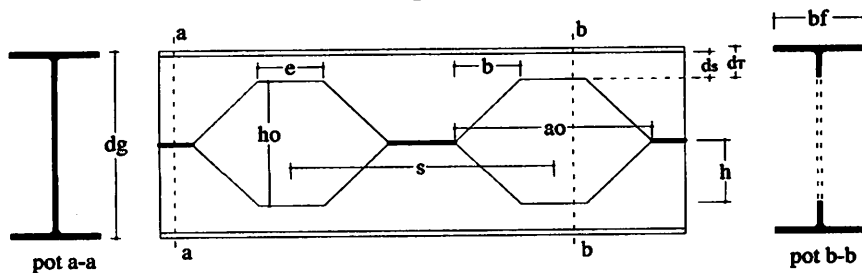
Mu. lapangan = 44482 kg.m

Vu = 45289 kg

- Data profil balok castellated (sumber : PT. Union Metal)



Gambar 4.10 Penampang sebelum peninggian



Gambar 4.11 Modifikasi penampang menjadi hexagonal castellated

$d_g = 60$ cm	$bf = 30$ cm	$A.gross = 149,80$ cm ²
$tw = 1,0$ cm	$db = 30$ cm	$A.nett = 104,20$ cm ²
$tf = 1,5$ cm	$d_T = 7,2$ cm	$Ix.gross = 89361$ cm ⁴
$h = 22,8$ cm	$ds = 5,7$ cm	$Zx = 2978,70$ cm ³
$ho = 45,6$ cm	$e = 11,40$ cm	$r = 1,8$ cm
$ao = 37,85$ cm	$b = 13,22$ cm	$iy = 8,1$ cm
$s = 49,25$ cm	$\theta = 60^\circ$	$ix = 29,3$ cm

- Data material : BJ41

$f_y = 250$ Mpa = 2500 kg/cm²

$f_u = 410$ Mpa = 4100 kg/cm²

Modulus elastisitas = 200000 Mpa = 2000000 kg/cm²

• Langkah - langkah design castellated beam :

A) Menentukan tinggi pemotongan zig - zag (h) :

$$h = 22,8 \text{ cm (Tabel baja castellated PT. Union Metal)}$$

B) Dimensi balok castellated :

- Tinggi balok castellated :

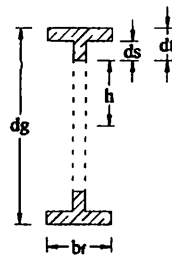
$$d_g = 60 \text{ cm (Tabel baja castellated PT. Union Metal)}$$

- Tinggi penampang T :

$$d_T = 7,20 \text{ cm (Tabel baja castellated PT. Union Metal)}$$

- Tinggi tangkai penampang T :

$$d_s = d_T - t_f = 7,20 - 1,5 = 5,70 \text{ cm}$$



Gambar 4.12 Penampang melintang castellated

Besar kemiringan sudut pemotongan zig-zag diambil $\theta = 60$

- Jarak interval antar lubang castellated :

$$s = 1,08 \times h_o = 1,08 \times 45,6 = 49,25 \text{ cm (Tabel castellated)}$$

- Jarak sisi miring (b) ke tepi lubang castellated :

$$b = 0,29 \times h_o = 0,29 \times 45,6 = 13,22 \text{ cm (Tabel castellated)}$$

- Panjang sisi datar (e) lubang castellated :

$$e = 0,25 \times h_o = 0,25 \times 45,6 = 11,40 \text{ cm (Tabel castellated)}$$

- Lebar lubang castellated (ao) :

$$a_o = e + (2 \times b) = 11,40 + (2 \times 13,22) = 37,85 \text{ cm}$$

C) Menentukan tegangan kritis pada sisi miring badan balok castellated berdasar

pada faktor kelangsingan berdasar tebal pelat sayap : (SNI 1729-2015 pasal

I3-2a)

$$\lambda_f = \frac{bf}{2 \times t_f} = \frac{30}{2 \times 1,5} = 10$$

Batas - batas kelangsingan adalah :

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 10,75$$

$$\begin{aligned} \lambda_r &= 1,35 \sqrt{\frac{k_c \times E}{f_y}} && \text{dimana : } k_c = 4 / \sqrt{d_g / t_w} \\ & && = 4 / \sqrt{60 / 1,0} = 0,516 \\ &= 1,35 \sqrt{\frac{0,516 \times 2000000}{2500}} \\ &= 27,439 \end{aligned}$$

Untuk komponen struktur yang memenuhi $\lambda_f = 10 \leq \lambda_f = 27,439$

maka $f_{cr} = f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

Besarnya tegangan lentur tekan yang terjadi dalam batas yang diijinkan diatas

jika nilai tegangan geser pada bagian dari badan balok castellated besarnya

yaitu : (*Design of welded structurals hal 4.7-16*)

$$\sigma_v = \frac{4 \left(\frac{\pi \times \theta}{180^\circ} \right)^2}{3 \times \tan \theta} \times f_{cr} \leq f_y$$

$$= \frac{4 \left(\frac{3,14 \times 60}{180} \right)^2}{3 \times \tan 60^\circ} \times 2500 \leq 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 2108,312 \text{ kg/cm}^2 < 2500 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{AMAN}$$

Merencanakan tegangan geser maksimum sepanjang garis netral badan balok

castellated, diasumsikan sebagai balok dengan badan utuh :

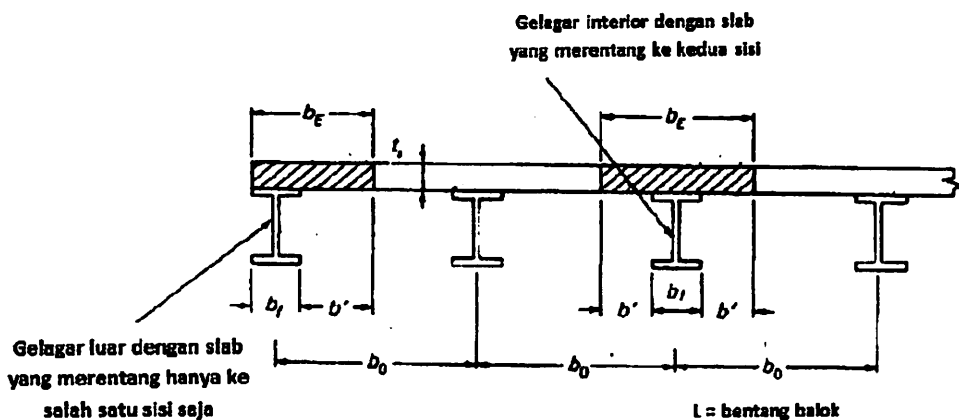
$$\begin{aligned} \sigma_{maks} &= 1,16 \times \frac{95\% \times V_u}{t_w \times d_g} \\ &= 1,16 \times \frac{95\% \times 45289}{1,0 \times 60} \\ &= 831,808 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_v = 2108,312 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

D) Setelah diketahui tegangan geser maksimum untuk balok berbadan utuh dan tegangan geser ijin untuk balok *castellated*, diperoleh rasio :

$$\begin{aligned} \frac{e}{s} &= \frac{\sigma_{max}}{\sigma_v} = K2 \\ K2 &= \frac{831,808}{2108,312} = 0,395 \end{aligned}$$

E) Desain penampang komposit

- Menentukan lebar efektif



Gambar distribusi tegangan ekuivalen dan aktual disepanjang flens untuk gelagar interior balok dengan bentang $(L) = 810 \text{ cm}$ dan plat beton setebal

$$(t_s) = 12 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} b_{eff} &\leq 1/4 L = 0,25 \times 810 = 203 \text{ cm} \\ &\leq b_o = 810 \text{ cm} \\ &\leq b_f + 16 t_s = 30 + (16 \times 12) = 222 \text{ cm} \end{aligned}$$

Jadi lebar efektif yang diambil yang terkecil, $b_{eff} = 203 \text{ cm}$

● Sifat elastisitas penampang komposit (beton ditransformasikan menjadi baja)

$$\begin{aligned}
 - \text{Modulus elastisitas beton (} E_c \text{)} &= 4700 \sqrt{f_c} \\
 &= 4700 \sqrt{30} \\
 &= 25743 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$- \text{Rasio modulus elastisitas (} n \text{)} = E_s/E_c = 200000 / 25743 = 7,77$$

$$\begin{aligned}
 - \text{Lebar penampang beton komposit (} b_{tr} \text{)} &= b_{eff} / n \\
 &= 203 / 7,77 = 26 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{Luas penampang beton komposit (} A_{tr} \text{)} &= b_{tr} \times t_s \\
 &= 26 \times 12 = 313 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

● Menentukan sumbu netral pada penampang komposit terhadap serat atas

pada penampang T atau berlubang balok castellated :

Elemen	Luas transformasi	Statis momen terhadap serat atas Y (cm)	A x Y	Io
	A (cm ²)		(cm ³)	(cm ⁴)
Pelat	313	6	1876,662	3753,324
Cs 450.300	104,20	36	3751	81459,432
Σ	416,977	-	5627,862	85212,756

$$Y_a = \frac{\Sigma AY}{\Sigma A} = \frac{5627,862}{416,977} = 13,497 \text{ cm}$$

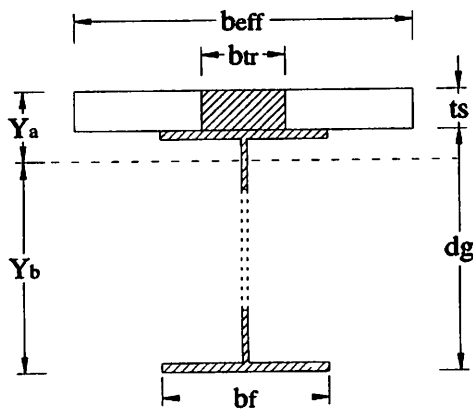
$$\begin{aligned}
 Y_b &= d_g + t_s - Y_a \\
 &= 60 + 12 - 13,5 = 58,503 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y'' &= Y_a - (1/2 \times t_s) \\
 &= 13,5 - (0,5 \times 12) = 7,497 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y' &= Y - Y_a \\
 &= 36 - 13,5 = 22,503 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_{net} &= I_{O_{plat}} + A_{plat} (Y'')^2 + I_{O_{profil}} + A_{profil} (Y')^2 \\
 &= 3753,324 + 312,777 \cdot (7,50)^2 + 81459,432 + 104 \cdot (22,50)^2
 \end{aligned}$$

$$= 155557,706 \text{ cm}^4$$



Gambar 4.13 Penampang berlubang balok castellated komposit

- Menentukan sumbu netral pada penampang komposit terhadap serat atas

pada penampang tak berlubang balok castellated :

Elemen	Luas transformasi	Statis momen terhadap serat atas Y (cm)	A x Y	Io
	A (cm ²)		(cm ³)	(cm ⁴)
Pelat	313	6	1876,662	3753,324
Cs 450.300	149,80	36	5393	89361,000
Σ	462,577	-	7269,462	93114,324

$$Y_a = \frac{\Sigma AY}{\Sigma A} = \frac{7269,462}{462,577} = 15,715 \text{ cm}$$

$$Y_b = d_g + t_s - Y_a$$

$$= 60 + 12 - 15,72 = 56,285 \text{ cm}$$

$$y'' = Y_a - (1/2 \times t_s)$$

$$= 15,72 - (0,5 \times 12) = 9,715 \text{ cm}$$

$$Y' = Y - Y_a$$

$$= 36 - 15,72 = 20,285 \text{ cm}$$

$$I_{gross} = I_{o_{plat}} + A_{plat} (Y'')^2 + I_{o_{profil}} + A_{profil} (Y')^2$$

$$= 3753,324 + 312,777 \cdot (9,72)^2 + 89361,000 + 150 \cdot (20,28)^2$$

$$= 184274,484 \text{ cm}^4$$

- Modulus penampang tak berlubang komposit

- Modulus terhadap serat atas dari beton :

$$S_c = \frac{I_{\text{gross}}}{Y_a} = \frac{184274,484}{15,715} = 11725,921 \text{ cm}^3$$

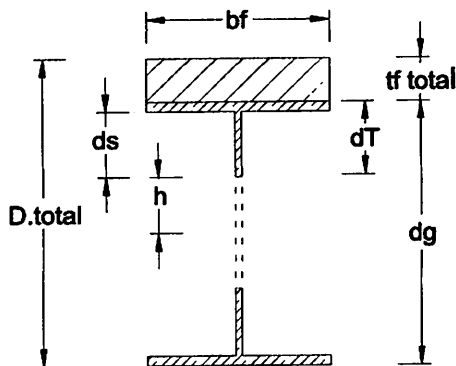
- Modulus terhadap serat bawah dari baja :

$$S_c = \frac{I_{\text{gross}}}{Y_a} = \frac{184274,484}{56,285} = 3273,962 \text{ cm}^3$$

- Pelat beton ditransformasikan menjadi baja

$$t_{f, \text{Total}} = \frac{b_{tr} \times t_s}{bf} + t_f = \frac{26 \times 12}{30} + 1,5 = 11,926 \text{ cm}$$

F) Menentukan ukuran dimensi castellated



- Luas penampang T balok castellated

$$\begin{aligned} A_{T \text{ atas}} &= A_{f, \text{ atas}} + A_s \\ &= (bf \times t_{f, \text{ total}}) + (d_s \times t_w) = (30 \times 11,926) + (5,70 \times 1,0) \\ &= 363,477 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{T \text{ bawah}} &= A_{f, \text{ bawah}} + A_s \\ &= (bf \times t_f) + (d_s \times t_w) = (30 \times 1,500) + (5,70 \times 1,0) \\ &= 50,700 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Modulus kelembaman penampang T balok castellated

$$S_{T \text{ atas}} = A_{f, \text{ atas}} \left(d_s + \frac{t_{f, \text{ total}}}{2} \right) + A_s \cdot \frac{d_s}{2}$$

$$= 357,78 \times \left(5,70 + \frac{11,926}{2} \right) + 5,70 \times \frac{5,70}{2}$$

$$= 4188,980 \text{ cm}^3$$

$$S_{T \text{ bawah}} = A_{f. \text{ bawah}} \left(d_s + \frac{t_f}{2} \right) + A_s \cdot \frac{d_s}{2}$$

$$= 45,00 \times \left(5,70 + \frac{1,5}{2} \right) + 5,70 \times \frac{5,70}{2}$$

$$= 306,495 \text{ cm}^3$$

• Modulus inersia penampang T balok castellated

$$I_{T \text{ atas}} = A_{f. \text{ atas}} \left(d_s^2 + d_s \cdot t_{f. \text{ total}} + \frac{t_{f. \text{ total}}^2}{3} \right) + A_s \cdot \frac{d_s^2}{3}$$

$$= 357,78 \times \left(5,70^2 + 5,70 \times 11,926 + \frac{11,926^2}{3} \right)$$

$$+ 5,70 \times \frac{5,70^2}{3}$$

$$= 52968,588 \text{ cm}^4$$

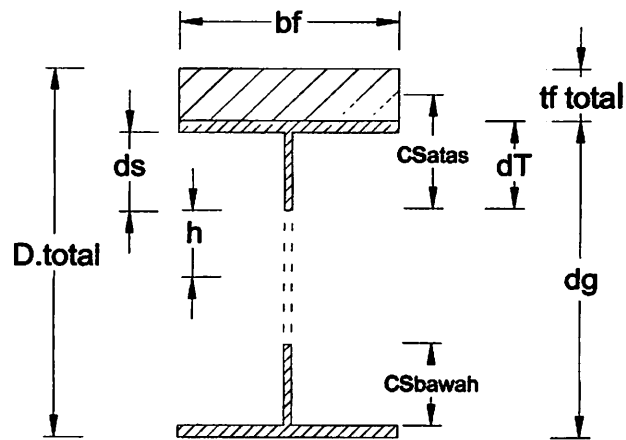
$$I_{T \text{ bawah}} = A_{f. \text{ bawah}} \left(d_s^2 + d_s \cdot t_f + \frac{t_f^2}{3} \right) + A_s \cdot \frac{d_s^2}{3}$$

$$= 45,00 \times \left(5,70^2 + 5,70 \times 1,500 + \frac{1,500^2}{3} \right)$$

$$+ 5,70 \times \frac{5,70^2}{3}$$

$$= 1942,281 \text{ cm}^4$$

Sehingga didapat :



Gambar 4.14 Dimensi penampang komposit melintang

- Jarak garis berat penampang T dari ujung tangkai balok castellated :

$$CS_{atas} = \frac{S_{T.atas}}{A_{T.atas}} = \frac{4188,980}{363,477} = 11,525 \text{ cm}$$

$$CS_{bawah} = \frac{S_{T.bawah}}{A_{T.bawah}} = \frac{306,495}{50,700} = 6,045 \text{ cm}$$

- Modulus tahanan plastis tangkai penampang T pada ujung tangkai :

$$\begin{aligned} Z_{atas} &= (A_{f.atas} \times (CS_{atas} - \frac{t_{f.total}}{2})) + (A_s \times (CS_{atas} - \frac{d_s}{2})) \\ &= (357,78 \times (11,525 - \frac{11,926}{2})) + (5,70 \times (11,525 - \frac{5,700}{2})) \\ &= 2039,329 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_{bawah} &= (A_{f.bawah} \times (d_s + t_f) - CS_{bawah} - \frac{t_f}{2}) + (A_s \times (CS_{bawah} - \frac{d_s}{2})) \\ &= (45,00 \times (5,700 + 1,5 - \frac{1,5}{2})) + (5,70 \times (6,045 - \frac{5,700}{2})) \\ &= 308,463 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

- Momen inersia tangkai penampang T :

$$\begin{aligned} I_{t \text{ atas}} &= I_{T, \text{atas}} - (C_{S, \text{atas}} \times S_{T, \text{atas}}) \\ &= 52968,588 - (11,525 \times 4188,980) \\ &= 4691,662 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{t \text{ bawah}} &= I_{T, \text{bawah}} - (C_{S, \text{bawah}} \times S_{T, \text{bawah}}) \\ &= 1942,281 - (6,045 \times 306,495) \\ &= 89,437 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

- Modulus tahanan tangkai penampang T pada ujung tangkai :

$$S_{S \text{ atas}} = \frac{I_{t, \text{atas}}}{C_{S, \text{atas}}} = \frac{4691,662}{11,525} = 407,095 \text{ cm}^3$$

$$S_{S \text{ bawah}} = \frac{I_{t, \text{bawah}}}{C_{S, \text{bawah}}} = \frac{89,437}{6,045} = 14,795 \text{ cm}^3$$

- Jarak antara garis berat penampang T atas dan bawah :

$$\begin{aligned} d &= (2 \times h) + C_{S, \text{atas}} + C_{S, \text{bawah}} \\ &= (2 \times 22,8) + 11,525 + 6,045 \\ &= 63,170 \text{ cm} \end{aligned}$$

G) Pemeriksaan kriteria penampang untuk balok castellated

Menurut SNI 1729-2015 pasal I3-2a, kekuatan lentur desain penampang didesain dengan keadaan momen plastis apabila :

- Sayap (*flange*) - kompak

$$\lambda_f = \frac{bf}{2 \times t_f} = \frac{30}{2 \times 1,5} = 10$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 10,75$$

Karena $\lambda_f < \lambda_{pf}$ sayap profil kompak

- Badan (web) - kompak

$$\lambda_w = \frac{d_g - 2.(t_f + r)}{t_w} = \frac{60 - 2 \times (1,5 + 1,8)}{1,0} = 53,4$$

$$\lambda_{pw} = 3,67 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,67 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 103,8$$

Karena $\lambda_w < \lambda_{pw}$ sayap profil kompak

Maka penampang didesain dengan keadaan momen plastis ($\phi.M_n = \phi.M_p$)

H) Pemeriksaan ketebalan pelat badan bagian T yang merupakan bagian yang

mengalami gaya tekan aksial : SNI 1729-2015, tabel Ib.1b

$$\frac{h}{t_w} \leq 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

dimana $h = d_g - (2 \times t_f)$

$$\frac{60 - (2 \times 1,5)}{1,0} \leq 5,70 \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

57 ≤ 161 maka tidak diperlukan pelat pengaku vertikal

I) Pemeriksaan ketebalan pelat sayap bagian tumpuan yang mengalami pengaruh

tekuk torsi lateral : SNI 1729-2015 pasal F4.2

Dimisalkan tidak ada pengekang (pengaku) lateral diantara tumpuan

sehingga $L = L_b = 810$ cm

$$L_p \leq 1,76 \times r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$L_p = 1,76 \times 8,1 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 401 \text{ cm}$$

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

$$\begin{aligned} \text{dimana : } r_{ts} &= b_f / \sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \times \frac{h \times t_w}{b_f \times t_f} \right)} \\ &= 30 / \sqrt{12 \times \left(1 + \frac{1}{6} \times \frac{59 \times 1,0}{30 \times 1,5} \right)} = 7,101 \text{ cm} \end{aligned}$$

J = Konstanta torsi

$$= 1/3 \times h_e \times t_w^3 + 2 \left(1/3 \times b_f \times t_f^3 \right)$$

$$= \frac{1}{3} \times 59 \times 1,0^3 + 2 \times \left(\frac{1}{3} \times 30 \times 1,5^3 \right)$$

$$= 87 \text{ cm}^4$$

C = 1 (dianggap momen kritis penyebab tekuk torsi lateral bernilai konstan sepanjang titik pertambahan lateral (L_b))

$$h_o = d_g - t_f = 60 - 1,5 = 58,5 \text{ (jarak antar titik berat flens)}$$

$$L_r = 1,95 \times 7,101 \times \frac{2000000}{0,7 \times 2500} \times$$

$$\sqrt{\frac{87 \times 1}{2978,70 \times 59} + \left(\frac{87 \times 1}{2978,70 \times 59} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times 2500}{2000000} \right)^2}$$

$$= 15824 \times \sqrt{0,000499 + \sqrt{0,000000249 + 0,00000518}}$$

$$= 841,6 \text{ cm}$$

Syarat : $L_b < L_p$ Bentang pendek

$L_p < L_b < L_r$ Bentang menengah

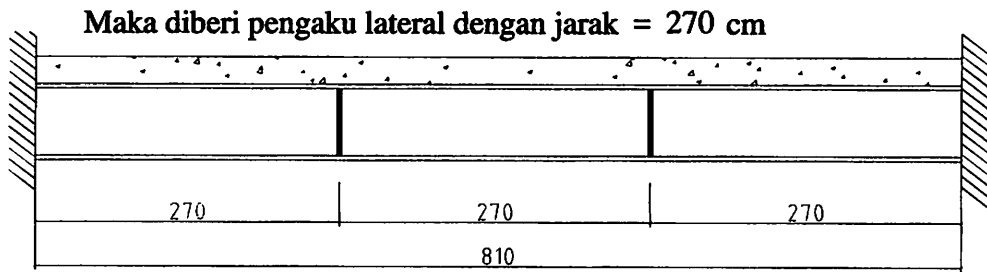
$L_b < L_r$ Bentang panjang

karena $L_p = 400,7 \text{ cm} < L_t = 810 \text{ cm} < L_r = 841,6 \text{ cm}$, maka balok

ini termasuk kategori bentang menengah maka perlu diberi pengaku lateral :

$$L_b = \frac{L}{3} = \frac{810}{3} = 270 \text{ cm}$$

sehingga, $L_b = 270 \text{ cm} < L_p = 401 \text{ cm} \dots \dots \text{Ok}$



Gambar 4.15 Letak pengaku lateral balok

J) Kontrol terhadap lentur

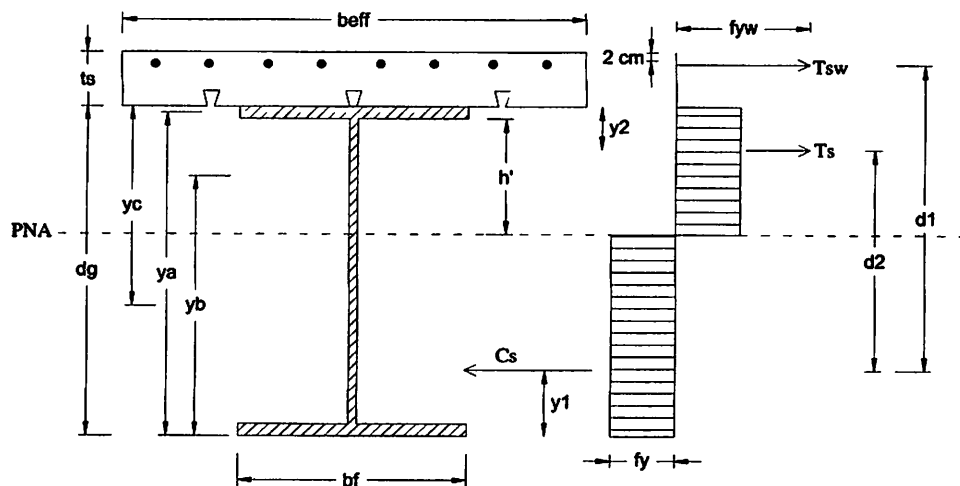
Penampang kuat apabila memenuhi persamaan : $M_u \leq \phi \cdot M_n$ dan $V_u \leq \phi \cdot V_n$

Dimana : M_u . tumpuan = 61347 kg.m

M_u . lapangan = 44482 kg.m

V_u = 45289 kg

• Desain Momen Negatif



Batang tulangan menambah kekuatan tarik nominal T_{sw} :

Digunakan tulangan pelat \emptyset 8 - 200 mm dan jumlah N tulangan plat dalam beff yakni : 11 buah tulangan, maka didapat luas tulangan (A_{sw}) sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 A_{sw} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times N \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,8^2 \times 11 \\
 &= 5,589 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{sw} &= A_s \times f_y \\
 &= 5,589 \times 4900 \\
 &= 27387,080 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

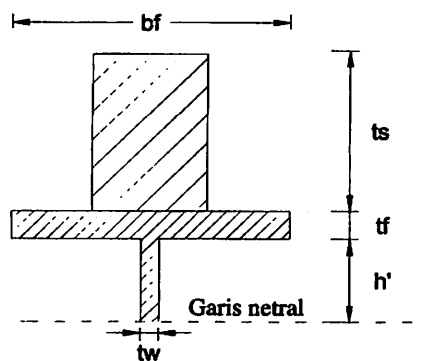
Dimisalkan gaya tekan nominal maksimum dalam penampang profil balok :

$$\begin{aligned}
 C_{max} &= A_s \times f_y \\
 &= 149,80 \times 2500 \\
 &= 374500 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Karena C_{max} lebih besar dari T_{sw} , maka PNA terletak didalam penampang baja castelled. Dimana persyaratan kesimbangan gaya dapat dinyatakan :

$$\begin{aligned}
 T_{sw} + T_s &= C_{max} - T_s \\
 2 \times T_s &= C_{max} - T_{sw} \\
 &= 374500 - 27387,080 = 347112,92 \text{ kg} \\
 T_s &= \frac{347112,92}{2} \\
 &= 173556,460 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Misalkan PNA berada di dalam badan penampang profil balok, maka dari tepi bawah flens baja ke garis netral adalah :



$$A = (b_f \times t_f) + (h' \times t_w)$$

$$h' = \frac{A - (b_f \times t_f)}{t_w}$$

dimana : $A = T_s / f_y$

$$= 173556,460 / 2500 = 69,423 \text{ cm}^2$$

$$h' = \frac{69,423 - (30 \times 1,5)}{1,0} = 24,423 \text{ cm}$$

Sehingga garis netral (GN) dari serat atas plat beton adalah :

$$y = h' + t_f + t_s$$

$$= 24,423 + 1,5 + 12 = 37,923 \text{ cm}$$

Y1 adalah titik berat dari penampang profilyang mengalami tekan dimana terletak gaya Cs yang diukur dari serat bawah profil baja :

Elemen	Luas (A)	Lengan (Y)	A x Y
	cm ²	cm	cm ³
Cs 600.300.10.15	149,80	$d_g/2 = 30$	4494,000
Flens = - (t _f x b _f)	-45	ya = 59,25	-2666,250
Badan = - (h' x t _w)	-24,423	yb = 46,29	-1130,490
Σ	80,377	-	697,260

$$Y1 = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{697,260}{80,377} = 8,675 \text{ cm}$$

Momen internal terhadap titik Cs :

$$M_n1 = T_{sw} \times d_1$$

$$= 27387,080 \times (d_g - y1 + t_s - (\text{selimut beton} + 1/2 \text{ } \emptyset \text{ tulangan plat}))$$

$$= 27387,080 \times (60 - 8,675 + 12 - (2 + 1/2 \cdot 0,8))$$

$$= 1800020,584 \text{ kg.cm}$$

$$= 18000,20584 \text{ kg.m}$$

Y2 adalah titik berat dari penampang profilyang mengalami tarik dimana terletak gaya Ts yang diukur dari serat atas profil baja :

Elemen	Luas (A)	Lengan (Y)	A x Y
	cm ²	cm	cm ³
Cs 600.300.10.15	149,80	d _g /2 = 30	4494,000
Flens = - (t _f x b _f)	-45	ya = 59,25	-2666,250
Badan = - (d _g - h' - 2t _f) x t _w	-32,577	yc = 36,86	-1200,662
Σ	72,223	-	627,088

$$Y2 = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{627,088}{72,223} = 8,683 \text{ cm}$$

Momen internal terhadap titik Cs :

$$\begin{aligned} M_{n2} &= T_s \times d_1 \\ &= 173556,460 \times (d_g - (y_1 + Y2)) \\ &= 173556,460 \times (60 - (8,675 + 8,683)) \\ &= 7400873,718 \text{ kg.cm} \\ &= 74008,737 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Maka momen nominal yakni :

$$\begin{aligned} M_n &= M_{n1} + M_{n2} \\ &= 18000,206 + 74008,737 \\ &= 92008,943 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

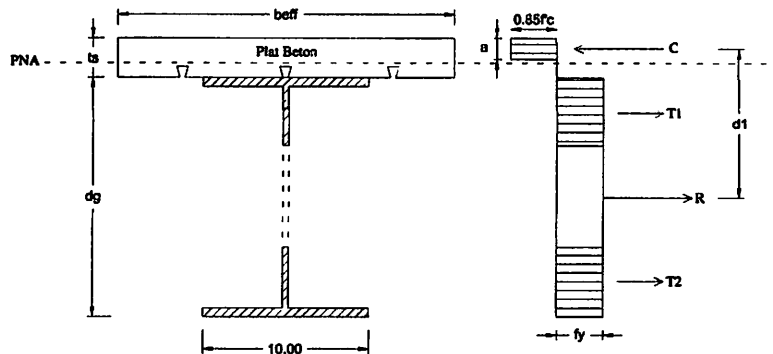
syarat :

$$\begin{aligned} \phi \cdot M_n &\geq M_u \\ 0,9 \times 92008,943 &\geq 61347 \text{ kg.m} \\ 82808,049 \text{ kg.m} &\geq 61347 \text{ kg.m} \dots\dots\dots (\text{Aman}) \end{aligned}$$

$$\text{Rasio momen} = M_u / \phi \cdot M_n = 0,741 < 1$$

• **Desain Momen Positif**

Misalkan garis netral jatuh di pelat beton, maka :



$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot beff} < t_s$$

$$= \frac{104,20 \times 2500}{0,85 \times 300 \times 203} < 12 \text{ cm}$$

= 5,045 cm < 12 cm , Maka garis netral jatuh di pelat beton

$$a = \beta_1 \times \text{PNA}$$

$$5,045 = 0,85 \times \text{PNA}$$

$$\text{PNA} = \frac{5,045}{0,85} = 5,9 \text{ cm}$$

$$\text{Gaya tekan (C)} = 0.85 \times f_c \times beff \times a$$

$$= 0,85 \times 300 \times 203 \times 5,045$$

$$= 260500 \text{ kg}$$

$$\text{Panjang lengan (d1)} = \frac{d_g}{2} + t_s - \frac{a}{2}$$

$$= \frac{60}{2} + 12 - \frac{5,045}{2} = 39,48 \text{ cm}$$

Dengan demikian diperoleh momen nominal (M_n), yakni :

$$M_n = C \times d1$$

$$= 260500 \times 39,48$$

$$= 10283916,97 \text{ Kg.cm}$$

$$= 102839,17 \text{ kg.m}$$

syarat :

$$\phi.M_n \geq M_u$$

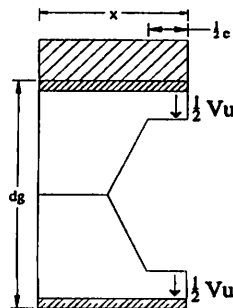
$$0,9 \times 102839 \geq 44482 \text{ kg.m}$$

$$92555,253 \text{ kg.m} \geq 44482 \text{ kg.m} \dots\dots\dots(\text{Aman})$$

$$\text{Rasio momen} = M_u / \phi.M_n = 0,481 < 1$$

- Kuat geser nominal yang bekerja pada penampang T

$$\phi.V_n \geq V_u$$



Kuat geser nominal pada penampang T :

$$V_{n \text{ atas}} = \frac{4 \times Z_{\text{atas}} \times f_y}{e} = \frac{4 \times 2039,329 \times 2500}{11,40}$$

$$= 1788884,832 \text{ kg}$$

$$V_{n \text{ bawah}} = \frac{4 \times Z_{\text{bawah}} \times f_y}{e} = \frac{4 \times 308,463 \times 2500}{11,40}$$

$$= 270581,5945 \text{ kg}$$

$$V_n = V_{n \text{ atas}} + V_{n \text{ bawah}}$$

$$= 1788884,832 + 270581,5945 = 2059466,427 \text{ kg}$$

$$\phi.V_n \geq V_u$$

$$0,9 \times 2059466,427 \text{ kg} \geq 45289 \text{ kg}$$

$$1853519,784 \text{ kg} \geq 45289 \text{ kg} \dots\dots\dots(\text{Ok})$$

K) Kontrol terhadap geser

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_n \times E}{f_y}}$$

dimana :

$$K_n = 5 + \frac{5}{(a / d_g)^2}$$

Dengan jarak antara pengaku vertikal (a) direncanakan = 270 cm

$$K_n = 5 + \frac{5}{(270 / 60)^2} = 5,247$$

$$h = d_g - (2 \times t_f)$$

$$\frac{60 - (2 \times 1,5)}{1,0} \leq 1,10 \sqrt{\frac{5,247 \times 2000000}{2500}}$$

57 ≤ 71,27 maka plat badan termasuk plastis

Kuat geser nominal dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times (d_g - 2 \cdot t_f) \times t_w \times f_y \\ &= 0,6 \times (60 - 2 \times 1,5) \times 1,0 \times 2500 \\ &= 91500 \text{ kg} \end{aligned}$$

syarat : $\phi \cdot V_n \geq V_u$

$$0,9 \times 91500 \geq 45289$$

$$82350 \geq 45289 \dots\dots\dots (\text{Aman})$$

L) Pemeriksaan tegangan yang terjadi dengan persamaan interaksi geser dan lentur, dimana momen lentur dianggap dipikul oleh seluruh penampang. Maka momen lentur terfaktor (M_u) selain harus kurang dari atau sama dengan momen lentur penampang (M_n) dan kuat geser terfaktor (V_u) harus kurang dari atau sama dengan kuat geser nominal plat badan akibat geser saja (V_n), balok juga harus direncanakan untuk memikul kombinasi lentur dan geser yaitu :

Persamaan interaksi :

$$\left(\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right)^2 \times \left(\frac{V_u}{\phi \cdot V_n} \right)^2 \leq 1,0$$

$$\left(\frac{61347}{82808,049} \right)^2 \times \left(\frac{45289}{82350,000} \right)^2 \leq 1,0$$

$$0,851 \leq 1,0 \dots\dots\dots (\text{Ok})$$

M) Pemeriksaan kuat geser nominal horisontal plat badan terhadap kuat geser horisontal yang bekerja pada bagian utuh balok castellated sepanjang garis netral : $\phi \cdot V_{nh} \geq V_{uh}$

Dimana :

$$V_{uh} = V_u \times \left(\frac{s}{2 \times d} \right) = 45289 \times \left(\frac{49,25}{2 \times 63,2} \right)$$

$$= 15351 \text{ kg}$$

$$V_{nh} = 0,6 \times t_w \times e \times f_y$$

$$= 0,6 \times 1,0 \times 11,4 \times 2500$$

$$= 18497 \text{ kg}$$

syarat : $\phi \cdot V_{nh} \geq V_{uh}$

$$0,9 \times 18497 \geq 15351$$

$$16647 \text{ kg} \geq 15351 \text{ kg} \dots\dots\dots (\text{Aman})$$

N) Pemeriksaan kuat nominal pelat badan terhadap tekuk pada sisi miring badan utuh karena bekerjanya gaya geser horisontal :

$$\phi \cdot V_{nh} \geq V_{uh}$$

$$V_{uh} = V_u \times \left(\frac{s}{2 \times d} \right) = 45289 \times \left(\frac{49,25}{2 \times 63,2} \right)$$

$$= 15351 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 V_{nh} &= 0,6 \times \frac{4 \cdot t_w \cdot e \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi}{180} \right)}{3 \times \tan \phi} \times f_y \\
 &= 0,6 \times \frac{4 \times 1,0 \times 11,4 \cdot \left(\frac{\pi \times 60}{180} \right)}{3 \times \tan 45} \times 2500 \\
 &= 38654 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

syarat : $\phi \cdot V_{nh} \geq V_{uh}$

$$0,9 \times 38654 \geq 15351$$

$$34789 \geq 15351 \dots\dots\dots (\text{Aman})$$

O) Perhitungan shear connector dan las fillet pada penghubung geser

● Perhitungan shear connector

- Digunakan stud connector 3/4" x 7 cm
- Gaya geser maksimum pada daerah momen positif adalah yang terkecil dari :
 - kehancuran beton

$$\begin{aligned}
 V_h &= 0,85 \times f_c \times b_{eff} \times t_s \\
 &= 0,85 \times 300 \times 203 \times 12 \\
 &= 619650 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- leleh tarik dari penampang baja

$$\begin{aligned}
 V_h &= f_y \times A_s \\
 &= 2500 \times 149,80 \\
 &= 374500 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan V_h terkecil = 374500 kg

- Diameter maksimum stud yang diijinkan :

$$2,5 \times t_f = 2,5 \times 1,5 = 3,8 \text{ cm} > 3/4" = 1,91 \text{ cm}$$

- Luas penampang melintang satu buah stud connector :

$$A_{sc} = \frac{\pi \times 1,905^2}{4} = 2,851 \text{ cm}^2$$

- Kuat geser satu buah stud connector :

$$\begin{aligned} Q_n &= 0,5 \times A_{sc} \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq A_{sc} \times f_u \\ &= 0,5 \times 2,851 \times \sqrt{300 \cdot 25743} \leq 2,85 \times 4100 \\ &= 3962 \text{ kg} < 11690,645 \text{ kg} \\ \Sigma Q_n &= 3962 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Persyaratan jarak penghubung geser : (SNI 1729-2015 pasal I8.3e)

$$\text{Jarak Minimum (} S_{\min} \text{)} = 6d = 4 \times 1,91 = 7,6 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak Maksimum (} S_{\max} \text{)} = 32d = 32 \times 1,91 = 61 \text{ cm}$$

- Jumlah stud yang diperlukan :

$$N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{374500}{3962,00} = 94,523 \approx 95 \text{ buah}$$

Maka gunakan minimum 95 stud untuk ½ bentang balok, atau 190 buah untuk keseluruhan bentang dalam satu baris.

- Jarak stud arah melintang

n = Jumlah stud arah melintang

$$= b_f / S_{\min} = 30 / 7,6 = 3,94 \approx 2 \text{ buah}$$

$$S = b_f / n = 30 / 2 = 15 \text{ cm}$$

Syarat :

$$S_{\min} = 7,6 \text{ cm} < S = 15 \text{ cm} < S_{\max} = 61 \text{ cm} \dots\dots (\text{Ok})$$

- Jarak stud arah memanjang dimana terdapat 2 stud dalam 1 baris :

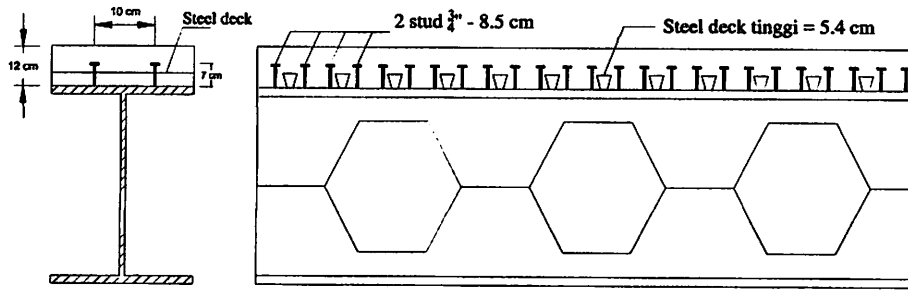
$$\text{Bentang (} L \text{)} = 810 \text{ cm}$$

$$\text{Jumlah stud} = 190 / 2 = 95 \text{ buah}$$

$$S = L / n = 810 / 95 = 8,5 \text{ cm}$$

Syarat :

$$S_{\min} = 7,6 \text{ cm} < S = 8,5 \text{ cm} < S_{\max} = 61 \text{ cm} \dots\dots (\text{Ok})$$



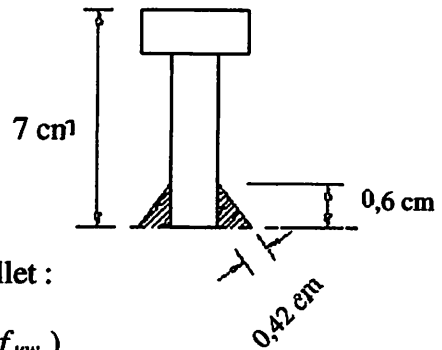
Gambar 4.16 Penampang melintang dan memanjang shear connector

● Perhitungan las fillet pada penghubung geser

electrode E70 , $f_{uw} = 485 \text{ N/mm}^2 = 4850 \text{ kg/cm}^2$

tebal las rencana = 0,6 cm

$$\begin{aligned} t_e &= 0,707 \times a \\ &= 0,707 \times 0,6 \\ &= 0,42 \text{ cm} \end{aligned}$$



- Kekuatan desain persatuan panjang las fillet :

$$\begin{aligned} \phi \cdot R_{nw} &= 0,75 \times t_e \times (0,6 \times f_{uw}) \\ &= 0,75 \times 0,42 \times (0,6 \times 4850) \\ &= 925,82 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

- Panjang keliling konektor (K) :

$$\begin{aligned} K &= \pi \cdot d \\ &= \pi \times 1,91 \\ &= 5,987 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Las sekeliling shear konektor

$$\phi \cdot R_{nw \text{ perlu}} = \frac{Q_n}{K} = \frac{3962}{5,987} = 661,75 \text{ kg/cm}$$

Syarat :

$$\phi \cdot R_{nw} > \phi \cdot R_{nw} \text{ perlu}$$

$$925,82 \text{ kg/cm} > 661,75 \text{ kg/cm} \dots\dots\dots (\text{Ok})$$

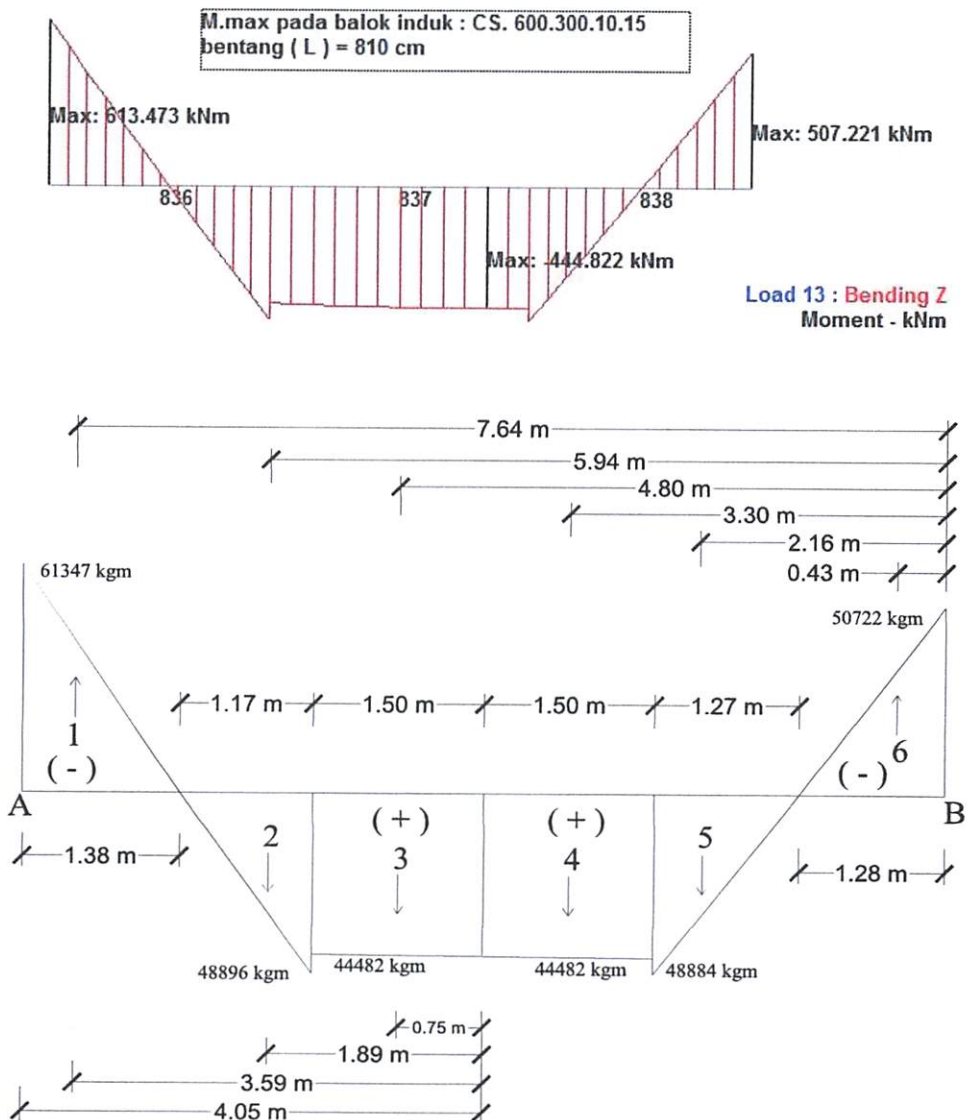
P) Kontrol lendutan

- Lendutan yang diijinkan

$$\Delta_i = \frac{1}{360} L = \frac{1}{360} \times 810 = 2,25 \text{ cm}$$

- Besar lendutan yang terjadi (Metode momen area)

- Dari staadpro v8.i diperoleh nilai momen sebagai berikut :



Luas momen :

$$P1 = 1/3 \times 61347 \times 1,38 = 28219,620 \text{ kg.m}^2$$

$$P2 = 1/3 \times 48896 \times 1,17 = 19069,440 \text{ kg.m}^2$$

$$P3 = 1/2 \times 44482 \times 1,50 = 33361,500 \text{ kg.m}^2$$

$$P4 = 1/2 \times 44482 \times 1,50 = 33361,500 \text{ kg.m}^2$$

$$P5 = 1/3 \times 48884 \times 1,27 = 20694,227 \text{ kg.m}^2$$

$$P6 = 1/3 \times 50722 \times 1,28 = 21641,387 \text{ kg.m}^2$$

$$\sum MB = 0$$

$$\begin{aligned} & (RA \times 8,1) + (P1 \times 7,64) - (P2 \times 5,94) - \\ & (P3 \times 4,80) - (P4 \times 3,30) - (P5 \times 2,16) + \\ & (P6 \times 1,28) = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (- RA \times 8,1) &= (28219,620 \times 7,64) - (19069,440 \times 5,94) \\ &- (33361,500 \times 4,80) - (33361,500 \times 3,30) \\ &- (20694,227 \times 2,16) + (21641,387 \times 1,28) \end{aligned}$$

$$RA = \frac{-184901,281}{-8,1} = 22827,319 \text{ kg.m}^2$$

$$\begin{aligned} M.\text{max} &= (RA \times 4,05) + (P1 \times 3,59) - (P2 \times 1,89) - \\ & (P3 \times 0,75) \\ &= (22827,319 \times 4,05) + (28219,620 \times 3,59) \\ &- (19069,440 \times 1,89) - (33361,500 \times 0,75) \\ &= 132696,710 \text{ kg.m}^3 \\ &= 132696,710 \times 10^6 \text{ kg.cm}^3 \end{aligned}$$

E_k = Modulus elastisitas balok komposit

$$= (E_c \times (\frac{A_s}{A_s + A_c}) + E_s \times (\frac{A_c}{A_s + A_c})) / 2$$

$$= (257430 \times (\frac{104,20}{104,20 + 2430}) + 2000000 \times$$

$$(\frac{2430,00}{104,20 + 2430})) / 2$$

$$= 964175 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta x = \frac{M_{\max}}{E_k \times I_{\text{nett}}} = \frac{132696,710 \times 10^6}{964175 \times 155557,706} = 0,885 \text{ cm}$$

Maka : $\Delta x = 0,88 \text{ cm} < \Delta i = 2,25 \text{ cm} \dots \dots \dots \mathbf{Aman}$

4.5.2 Balok Anak 1 Castellated 375.250.9.14 (L = 840 cm)

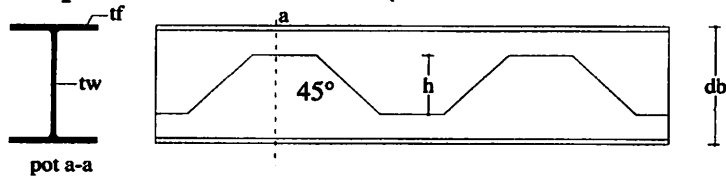
Data dari hasil perhitungan STAAD Pro V8i diperoleh gaya maksimum pada beam (485,721)

Mu. tumpuan = 24669 kg.m = 246690000 N.mm

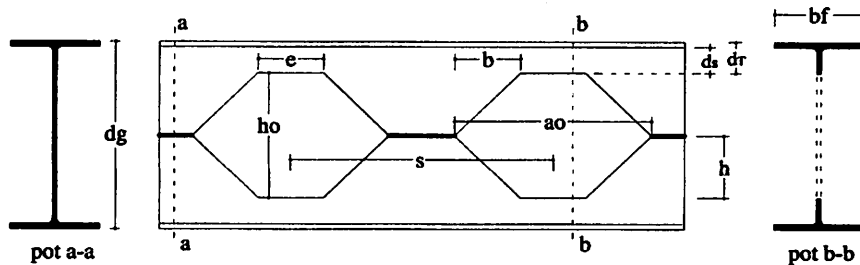
Mu. lapangan = 23857 kg.m = 238570000 N.mm

Vu = 14077 kg = 140770 N

- Data profil balok castellated (sumber : PT. Union Metal)



Gambar 4.17 Penampang sebelum peninggian



Gambar 4.18 Modifikasi penampang menjadi hexagonal castellated

$d_g = 37,5 \text{ cm}$	$bf = 25 \text{ cm}$	$A_{gross} = 103,43 \text{ cm}^2$
$tw = 0,9 \text{ cm}$	$db = 25 \text{ cm}$	$A_{nett} = 80,48 \text{ cm}^2$
$tf = 1,4 \text{ cm}$	$d_T = 6,05 \text{ cm}$	$I_{x.gross} = 25478 \text{ cm}^4$
$h = 12,7 \text{ cm}$	$ds = 4,65 \text{ cm}$	$Z_x = 1358,80 \text{ cm}^3$
$ho = 25,4 \text{ cm}$	$e = 6,35 \text{ cm}$	$r = 1,6 \text{ cm}$
$ao = 21,08 \text{ cm}$	$b = 7,37 \text{ cm}$	$i_y = 6,7 \text{ cm}$
$s = 27,43 \text{ cm}$	$\theta = 60^\circ$	$i_x = 17,8 \text{ cm}$

- Data material : BJ41 $f_y = 250 \text{ Mpa} = 2500 \text{ kg/cm}^2$

$f_u = 410 \text{ Mpa} = 4100 \text{ kg/cm}^2$

Modulus elastisitas = 200000 Mpa

- Langkah - langkah design castellated beam :

A) Menentukan tinggi pemotongan zig - zag (h) :

$$h = 12,7 \text{ cm (Tabel baja castellated PT. Union Metal)}$$

B) Dimensi balok castellated :

- Tinggi balok castellated :

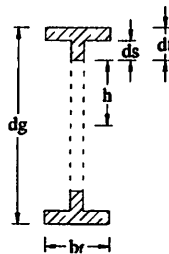
$$d_g = 38 \text{ cm (Tabel baja castellated PT. Union Metal)}$$

- Tinggi penampang T :

$$d_T = 6,05 \text{ cm (Tabel baja castellated PT. Union Metal)}$$

- Tinggi tangkai penampang T :

$$d_s = d_T - t_f = 6,05 - 1,4 = 4,65 \text{ cm}$$



Gambar 4.19 Penampang melintang castellated

Besar kemiringan sudut pemotongan zig-zag diambil $\theta = 60$

- Jarak interval antar lubang castellated :

$$s = 1,08 \times h_o = 1,08 \times 25,4 = 27,43 \text{ cm (Tabel castellated)}$$

- Jarak sisi miring (b) ke tepi lubang castellated :

$$b = 0,29 \times h_o = 0,29 \times 25,4 = 7,37 \text{ cm (Tabel castellated)}$$

- Panjang sisi datar (e) lubang castellated :

$$e = 0,25 \times h_o = 0,25 \times 25,4 = 6,35 \text{ cm (Tabel castellated)}$$

- Lebar lubang castellated (ao) :

$$a_o = e + (2 \times b) = 6,35 + (2 \times 7,37) = 21,08 \text{ cm}$$

C) Menentukan tegangan kritis pada sisi miring badan balok castellated berdasar pada faktor kelangsingan berdasar tebal pelat sayap : (SNI 1729-2015 pasal I3-2a)

$$\lambda_f = \frac{bf}{2 \times t_f} = \frac{25}{2 \times 1,4} = 9$$

Batas - batas kelangsingan adalah :

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 10,75$$

$$\lambda_r = 1,35 \sqrt{\frac{k_c \times E}{f_y}} \quad \text{dimana : } k_c = 4 / \sqrt{d_g / t_w}$$

$$= 1,35 \sqrt{\frac{0,620 \times 2000000}{2500}} \quad = 4 / \sqrt{38 / 0,9} = 0,62$$

$$= 30,058$$

Untuk komponen struktur yang memenuhi $\lambda_f = 9 \leq \lambda_f = 30,058$

maka $f_{cr} = f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

Besarnya tegangan lentur tekan yang terjadi dalam batas yang diijinkan diatas jika nilai tegangan geser pada bagian dari badan balok castellated besarnya yaitu : (*Design of welded structur*s hal 4.7-16)

$$\sigma_v = \frac{4 \left(\frac{\pi \times \theta}{180^\circ} \right)^2}{3 \times \tan \theta} \times f_{cr} \leq f_y$$

$$= \frac{4 \left(\frac{3,14 \times 60}{180} \right)^2}{3 \times \tan 60^\circ} \times 2500 \leq 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 2108,312 \text{ kg/cm}^2 < 2500 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{ AMAN}$$

Merencanakan tegangan geser maksimum sepanjang garis netral badan balok castellated, diasumsikan sebagai balok dengan badan utuh :

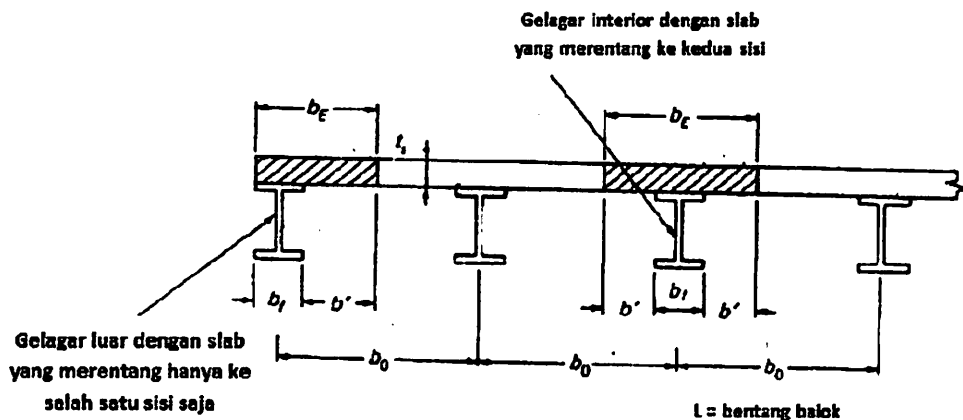
$$\begin{aligned}\sigma_{maks} &= 1,16 \times \frac{95\% \times V_u}{t_w \times d_g} \\ &= 1,16 \times \frac{95\% \times 14077}{0,9 \times 38} \\ &= 459,64 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_v = 2108,312 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

D) Setelah diketahui tegangan geser maksimum untuk balok berbadan utuh dan tegangan geser ijin untuk balok *castellated*, diperoleh rasio :

$$\begin{aligned}\frac{e}{s} &= \frac{\sigma_{max}}{\sigma_v} = K2 \\ K2 &= \frac{459,640}{2108,312} = 0,218\end{aligned}$$

E) Desain penampang komposit

- Menentukan lebar efektif



Gambar distribusi tegangan ekuivalen dan aktual disepanjang flens untuk gelagar interior balok dengan bentang $(L) = 840 \text{ cm}$ dan plat beton setebal $(t_s) = 12 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}b_{eff} &\leq 1/4 L = 0,25 \times 840 = 210 \text{ cm} \\ &\leq b_0 = 840 \text{ cm} \\ &\leq b_f + 16 t_s = 25 + (16 \times 12) = 217 \text{ cm}\end{aligned}$$

Jadi lebar efektif yang diambil yang terkecil, $b_{eff} = 210 \text{ cm}$

- Sifat elastisitas penampang komposit (beton ditransformasikan menjadi baja)

$$\begin{aligned}
 - \text{Modulus elastisitas beton (} E_c \text{)} &= 4700 \sqrt{f_c} \\
 &= 4700 \sqrt{30} \\
 &= 25743 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$- \text{Rasio modulus elastisitas (} n \text{)} = E_s/E_c = 200000 / 25743 = 7,77$$

$$\begin{aligned}
 - \text{Lebar penampang beton komposit (} b_{tr} \text{)} &= b_{eff} / n \\
 &= 210 / 7,77 = 27 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{Luas penampang beton komposit (} A_{tr} \text{)} &= b_{tr} \times t_s \\
 &= 27 \times 12 = 324 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

- Menentukan sumbu netral pada penampang komposit terhadap serat atas pada penampang T atau berlubang balok castellated :

Elemen	Luas transformasi	Statis momen terhadap serat atas Y (cm)	A x Y	Io
	A (cm ²)		(cm ³)	(cm ⁴)
Pelat	324	6	1946,168	3892,336
Cs 450.300	80,48	24,75	1992	24248,470
Σ	404,841	-	3938,048	28140,806

$$Y_a = \frac{\Sigma AY}{\Sigma A} = \frac{3938,048}{404,841} = 9,727 \text{ cm}$$

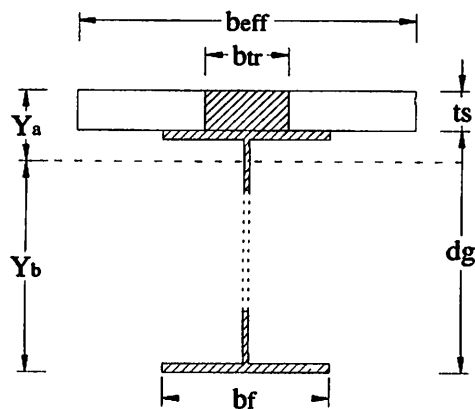
$$\begin{aligned}
 Y_b &= d_g + t_s - Y_a \\
 &= 38 + 12 - 9,727 = 39,773 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y'' &= Y_a - (1/2 \times t_s) \\
 &= 9,727 - (0,5 \times 12) = 3,727 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y' &= Y - Y_a \\
 &= 25 - 9,727 = 15,023 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_{net} &= I_{o_{plat}} + A_{plat} (Y'')^2 + I_{o_{profil}} + A_{profil} (Y')^2 \\
 &= 3892,336 + 324,361 \cdot (3,73)^2 + 24248,470 + 80 \cdot (15,02)^2
 \end{aligned}$$

$$= 50809,930 \text{ cm}^4$$



Gambar 4.20 Penampang berlubang balok castellated komposit

- Menentukan sumbu netral pada penampang komposit terhadap serat atas

pada penampang tak berlubang balok castellated :

Elemen	Luas transformasi	Statis momen terhadap serat atas Y (cm)	A x Y	Io
	A (cm ²)		(cm ³)	(cm ⁴)
Pelat	324	6	1946,168	3892,336
Cs 450.300	103,43	24,75	2560	25477,500
Σ	427,791	-	4506,060	29369,836

$$Y_a = \frac{\Sigma AY}{\Sigma A} = \frac{4506,060}{427,791} = 10,533 \text{ cm}$$

$$Y_b = d_g + t_s - Y_a$$

$$= 38 + 12 - 10,53 = 38,967 \text{ cm}$$

$$y'' = Y_a - (1/2 \times t_s)$$

$$= 10,53 - (0,5 \times 12) = 4,533 \text{ cm}$$

$$Y' = Y - Y_a$$

$$= 25 - 10,53 = 14,217 \text{ cm}$$

$$I_{\text{gross}} = I_{\text{Oplat}} + A_{\text{plat}} (Y'')^2 + I_{\text{Oprofil}} + A_{\text{profil}} (Y')^2$$

$$= 3892,336 + 324,361 \cdot (4,53)^2 + 25477,500 + 103 \cdot (14,22)^2$$

$$= 56940,431 \text{ cm}^4$$

- Modulus penampang tak berlubang komposit

- Modulus terhadap serat atas dari beton :

$$S_c = \frac{I_{\text{gross}}}{Y_a} = \frac{56940,431}{10,533} = 5405,747 \text{ cm}^3$$

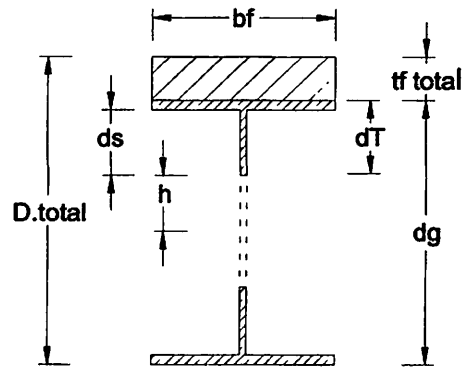
- Modulus terhadap serat bawah dari baja :

$$S_c = \frac{I_{\text{gross}}}{Y_a} = \frac{56940,431}{38,967} = 1461,259 \text{ cm}^3$$

- Pelat beton ditransformasikan menjadi baja

$$t_{f, \text{ Total}} = \frac{b_{tr} \times t_s}{bf} + t_f = \frac{27 \times 12}{25} + 1,4 = 14,374 \text{ cm}$$

F) Menentukan ukuran dimensi castellated



- Luas penampang T balok castellated

$$\begin{aligned} A_{T \text{ atas}} &= A_{f, \text{ atas}} + A_s \\ &= (bf \times t_{f, \text{ total}}) + (d_s \times t_w) = (25 \times 14,374) + (4,65 \times 0,9) \\ &= 363,546 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{T \text{ bawah}} &= A_{f, \text{ bawah}} + A_s \\ &= (bf \times t_f) + (d_s \times t_w) = (25 \times 1,400) + (4,65 \times 0,9) \\ &= 39,185 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Modulus kelembaman penampang T balok castellated

$$S_{T \text{ atas}} = A_{f, \text{ atas}} \left(d_s + \frac{t_{f, \text{ total}}}{2} \right) + A_s \cdot \frac{d_s}{2}$$

$$= 359,36 \times \left(4,65 + \frac{14,374}{2} \right) + 4,19 \times \frac{4,65}{2}$$

$$= 4263,571 \text{ cm}^3$$

$$S_{T \text{ bawah}} = A_{f. \text{ bawah}} \left(d_s + \frac{t_f}{2} \right) + A_s \cdot \frac{d_s}{2}$$

$$= 35,00 \times \left(4,65 + \frac{1,4}{2} \right) + 4,19 \times \frac{4,65}{2}$$

$$= 196,980 \text{ cm}^3$$

• Modulus inersia penampang T balok castellated

$$I_{T \text{ atas}} = A_{f. \text{ atas}} \left(d_s^2 + d_s \cdot t_{f. \text{ total}} + \frac{t_{f. \text{ total}}^2}{3} \right) + A_s \cdot \frac{d_s^2}{3}$$

$$= 359,36 \times \left(4,65^2 + 4,65 \times 14,374 + \frac{14,374^2}{3} \right)$$

$$+ 4,19 \times \frac{4,65^2}{3}$$

$$= 56571,588 \text{ cm}^4$$

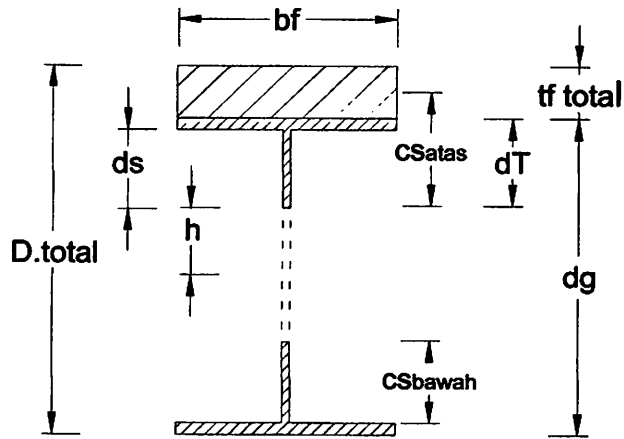
$$I_{T \text{ bawah}} = A_{f. \text{ bawah}} \left(d_s^2 + d_s \cdot t_f + \frac{t_f^2}{3} \right) + A_s \cdot \frac{d_s^2}{3}$$

$$= 35,00 \times \left(4,65^2 + 4,65 \times 1,400 + \frac{1,400^2}{3} \right)$$

$$+ 4,19 \times \frac{4,65^2}{3}$$

$$= 1037,668 \text{ cm}^4$$

Sehingga didapat :



Gambar 4.21 Dimensi penampang komposit melintang

- Jarak garis berat penampang T dari ujung tangkai balok castellated :

$$CS_{atas} = \frac{S_{T.atas}}{A_{T.atas}} = \frac{4263,571}{363,546} = 11,728 \text{ cm}$$

$$CS_{bawah} = \frac{S_{T.bawah}}{A_{T.bawah}} = \frac{196,980}{39,185} = 5,027 \text{ cm}$$

- Modulus tahanan plastis tangkai penampang T pada ujung tangkai :

$$\begin{aligned} Z_{atas} &= \left(A_{f.atas} \times \left(CS_{atas} - \frac{t_{f,total}}{2} \right) \right) + \left(A_s \times \left(CS_{atas} - \frac{d_s}{2} \right) \right) \\ &= \left(359,36 \times \left(11,728 - \frac{14,374}{2} \right) \right) + \left(4,19 \times \left(11,728 - \frac{4,650}{2} \right) \right) \\ &= 1671,030 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_{bawah} &= \left(A_{f.bawah} \times \left(d_s + t_f - CS_{bawah} - \frac{t_f}{2} \right) \right) + \left(A_s \times \left(CS_{bawah} - \frac{d_s}{2} \right) \right) \\ &= \left(35,00 \times \left(4,650 + 1,4 - \frac{1,4}{2} - 5,027 \right) \right) + \left(4,19 \times \left(5,027 - \frac{4,650}{2} \right) \right) \\ &= 198,558 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

- Momen inersia tangkai penampang T :

$$\begin{aligned} I_{t \text{ atas}} &= I_{T.\text{atas}} - (C_{S.\text{atas}} \times S_{T.\text{atas}}) \\ &= 56571,588 - (11,728 \times 4263,571) \\ &= 6569,599 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{t \text{ bawah}} &= I_{T.\text{bawah}} - (C_{S.\text{bawah}} \times S_{T.\text{bawah}}) \\ &= 1037,668 - (5,027 \times 196,980) \\ &= 47,463 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

- Modulus tahanan tangkai penampang T pada ujung tangkai :

$$\begin{aligned} S_{S \text{ atas}} &= \frac{I_{t.\text{atas}}}{C_{S.\text{atas}}} = \frac{6569,599}{11,728} = 560,177 \text{ cm}^3 \\ S_{S \text{ bawah}} &= \frac{I_{t.\text{bawah}}}{C_{S.\text{bawah}}} = \frac{47,463}{5,027} = 9,442 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

- Jarak antara garis berat penampang T atas dan bawah :

$$\begin{aligned} d &= (2 \times h) + C_{S.\text{atas}} + C_{S.\text{bawah}} \\ &= (2 \times 12,7) + 11,728 + 5,027 \\ &= 42,15 \text{ cm} \end{aligned}$$

G) Pemeriksaan kriteria penampang untuk balok castellated

Menurut SNI 1729-2015 pasal I3-2a, kekuatan lentur desain penampang didesain

dengan keadaan momen plastis apabila :

- Sayap (*flange*) - kompak

$$\begin{aligned} \lambda_f &= \frac{bf}{2 \times t_f} = \frac{25}{2 \times 1,4} = 9 \\ \lambda_{pf} &= 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 10,75 \end{aligned}$$

Karena $\lambda_f < \lambda_{pf}$ sayap profil kompak

- Badan (web) - kompak

$$\lambda_w = \frac{d_g - 2 \cdot (t_f + r)}{t_w} = \frac{38 - 2 \times (1,4 + 1,6)}{0,9} = 35$$

$$\lambda_{pw} = 3,67 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,67 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 103,8$$

Karena $\lambda_w < \lambda_{pw}$ sayap profil kompak

Maka penampang didesain dengan keadaan momen plastis ($\phi \cdot M_n = \phi \cdot M_p$)

H) Pemeriksaan ketebalan pelat badan bagian T yang merupakan bagian yang

mengalami gaya tekan aksial : SNI 1729-2015, tabel Ib.1b

$$\frac{h}{t_w} \leq 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

dimana $h = d_g - (2 \times t_f)$

$$\frac{38 - (2 \times 1,4)}{0,9} \leq 5,70 \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

$39 \leq 161$ maka tidak diperlukan pelat pengaku vertikal

I) Pemeriksaan ketebalan pelat sayap bagian tumpuan yang mengalami pengaruh

tekuk torsi lateral : SNI 1729-2015 pasal F4.2

Dimisalkan tidak ada pengekang (pengaku) lateral diantara tumpuan

sehingga $L = L_b = 840$ cm

$$L_p \leq 1,76 \times r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$L_p = 1,76 \times 6,7 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 333,5 \text{ cm}$$

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

$$\begin{aligned} \text{dimana : } r_{ts} &= b_f / \sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \times \frac{h \times t_w}{b_f \times t_f} \right)} \\ &= 25 / \sqrt{12 \times \left(1 + \frac{1}{6} \times \frac{36 \times 0,9}{25 \times 1,4} \right)} = 6,322 \text{ cm} \end{aligned}$$

J = Konstanta torsi

$$\begin{aligned} &= 1/3 \times h_e \times t_w^3 + 2 \left(1/3 \times b_f \times t_f^3 \right) \\ &= \frac{1}{3} \times 36 \times 0,9^3 + 2 \times \left(\frac{1}{3} \times 25 \times 1,4^3 \right) \\ &= 55 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

C = 1 (dianggap momen kritis penyebab tekuk torsi lateral bernilai konstan sepanjang titik pertambatan lateral (L_b))

$$h_o = d_g - t_f = 38 - 1,4 = 36,1 \text{ (jarak antar titik berat flens)}$$

$$L_r = 1,95 \times 6,322 \times \frac{2000000}{0,7 \times 2500} \times$$

$$\begin{aligned} &\sqrt{\frac{55 \times 1}{1358,80 \times 36} + \left(\frac{55 \times 1}{1358,80 \times 36} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times 2500}{2000000} \right)^2} \\ &= 14088 \times \sqrt{0,001111 + \sqrt{0,000001235 + 0,00000518}} \\ &= 850,3 \text{ cm} \end{aligned}$$

Syarat : $L_b < L_p$ Bentang pendek

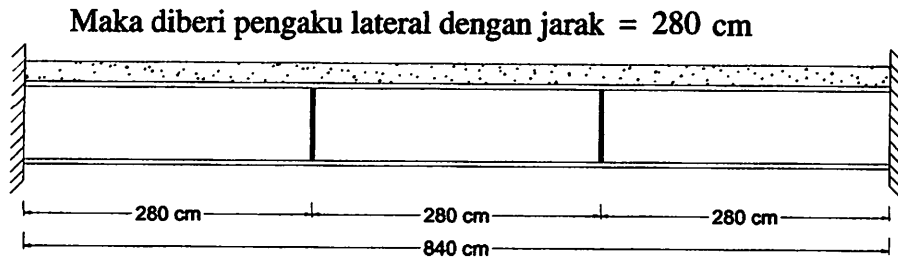
$L_p < L_b < L_r$ Bentang menengah

$L_b < L_r$ Bentang panjang

karena $L_p = 333,5 \text{ cm} < L_t = 840 \text{ cm} < L_r = 850,3 \text{ cm}$, maka balok ini termasuk kategori bentang menengah maka perlu diberi pengaku lateral :

$$L_b = \frac{L}{3} = \frac{840}{3} = 280 \text{ cm}$$

sehingga, $L_b = 280 \text{ cm} < L_p = 333,528 \text{ cm} \dots \dots \text{Ok}$



Gambar 4.22 Letak pengaku lateral balok

J) Kontrol terhadap lentur

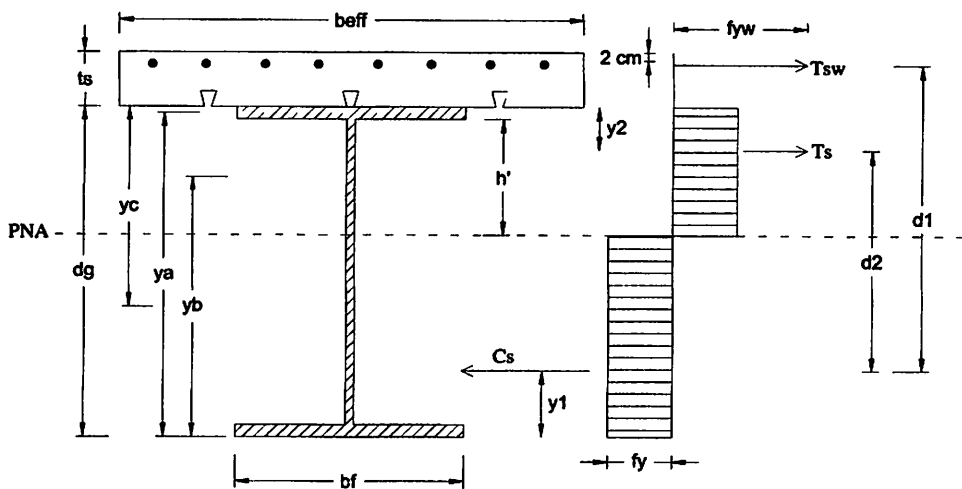
Penampang kuat apabila memenuhi persamaan : $M_u \leq \phi \cdot M_n$ dan $V_u \leq \phi \cdot V_n$

Dimana : M_u tumpuan = 24669 kg.m

M_u lapangan = 23857 kg.m

V_u = 14077 kg

• **Desain Momen Negatif**



Batang tulangan menambah kekuatan tarik nominal T_{sw} :

Digunakan tulangan pelat ϕ 8 - 200 mm dan jumlah N tulangan plat dalam beff yakni : 12 buah tulangan, maka didapat luas tulangan (A_{sw}) sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 A_{sw} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times N \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,8^2 \times 12 \\
 &= 5,778 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{sw} &= A_s \times f_{yw} \\
 &= 5,778 \times 4900 \\
 &= 28310,240 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

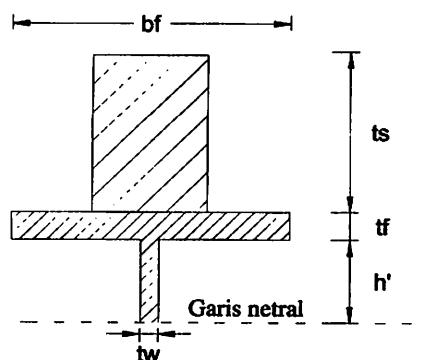
Dimisalkan gaya tekan nominal maksimum dalam penampang profil balok :

$$\begin{aligned}
 C_{max} &= A_s \times f_y \\
 &= 103,43 \times 2500 \\
 &= 258575 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Karena C_{max} lebih besar dari T_{sw} , maka PNA terletak didalam penampang baja castellated. Dimana persyaratan keseimbangan gaya dapat dinyatakan :

$$\begin{aligned}
 T_{sw} + T_s &= C_{max} - T_s \\
 2 \times T_s &= C_{max} - T_{sw} \\
 &= 258575 - 28310,240 = 230264,76 \text{ kg} \\
 T_s &= \frac{230264,76}{2} \\
 &= 115132,380 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Misalkan PNA berada di dalam badan penampang profil balok, maka dari tepi bawah flens baja ke garis netral adalah :



$$A = (b_f \times t_f) + (h' \times t_w)$$

$$h' = \frac{A - (b_f \times t_f)}{t_w}$$

dimana : $A = T_s / f_y$

$$= 115132,380 / 2500 = 46,053 \text{ cm}^2$$

$$h' = \frac{46,053 - (25 \times 1,4)}{0,9} = 12,281 \text{ cm}$$

Sehingga garis netral (GN) dari serat atas plat beton adalah :

$$y = h' + t_f + t_s$$

$$= 12,281 + 1,4 + 12 = 25,681 \text{ cm}$$

Y1 adalah titik berat dari penampang profilyang mengalami tekan dimana

terletak gaya Cs yang diukur dari serat bawah profil baja :

Elemen	Luas (A)	Lengan (Y)	A x Y
	cm ²	cm	cm ³
Cs 375.250.9.14	103,43	$d_g/2 = 18,75$	1939,313
Flens = - ($t_f \times b_f$)	-35	$y_a = 36,8$	-1288,000
Badan = - ($h' \times t_w$)	-11,053	$y_b = 29,96$	-331,141
Σ	57,377	-	320,172

$$Y1 = \frac{\Sigma AY}{\Sigma A} = \frac{320,172}{57,377} = 5,580 \text{ cm}$$

Momen internal terhadap titik Cs :

$$M_n1 = T_{sw} \times d_1$$

$$= 28310,240 \times (d_g - y1 + t_s - (\text{selimut beton} + 1/2 \text{ } \emptyset \text{ tulangan plat})$$

$$= 28310,240 \times (38 - 5,580 + 12 - (2 + 1/2 \cdot 0,8)$$

$$= 1311326,381 \text{ kg.cm}$$

$$= 13113,26381 \text{ kg.m}$$

Y2 adalah titik berat dari penampang profilyang mengalami tarik dimana terletak gaya Ts yang diukur dari serat atas profil baja :

Elemen	Luas (A)	Lengan (Y)	A x Y
	cm ²	cm	cm ³
Cs 375.250.9.14	103,43	d _g /2 = 18,75	1939,313
Flens = - (t _f x b _f)	-35	ya = 36,8	-1288,000
Badan = - (d _g - h' - 2t _f) x t _w	-22,699	yc = 22,52	-511,186
Σ	45,731	-	140,126

$$Y2 = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{140,126}{45,731} = 3,064 \text{ cm}$$

Momen internal terhadap titik Cs :

$$\begin{aligned} M_{n2} &= T_s \times d_1 \\ &= 115132,380 \times (d_g - (y1 + Y2)) \\ &= 115132,380 \times (38 - (5,580 + 3,064)) \\ &= 3322227,947 \text{ kg.cm} \\ &= 33222,279 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Maka momen nominal yakni :

$$\begin{aligned} M_n &= M_{n1} + M_{n2} \\ &= 13113,264 + 33222,279 \\ &= 46335,543 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

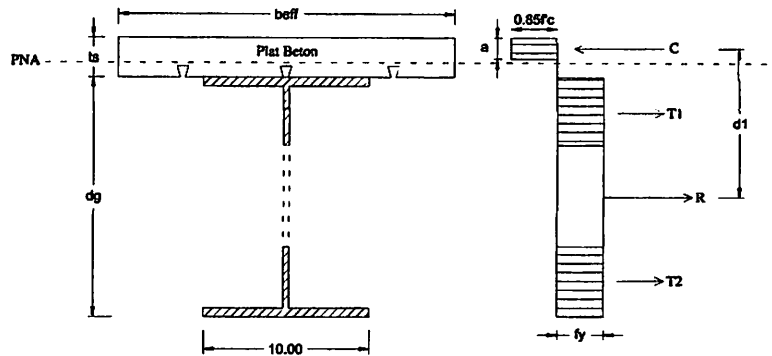
syarat :

$$\begin{aligned} \phi \cdot M_n &\geq M_u \\ 0,9 \times 46335,543 &\geq 24669 \text{ kg.m} \\ 41701,989 \text{ kg.m} &\geq 24669 \text{ kg.m} \dots\dots\dots (\text{Aman}) \end{aligned}$$

$$\text{Rasio momen} = M_u / \phi \cdot M_n = 0,592 < 1$$

• **Desain Momen Positif**

Misalkan garis netral jatuh di pelat beton, maka :



$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot beff} < t_s$$

$$= \frac{80,48 \times 2500}{0,85 \times 300 \times 210} < 12 \text{ cm}$$

$$= 3,757 \text{ cm} < 12 \text{ cm}, \text{ Maka garis netral jatuh di pelat beton}$$

$$a = \beta_1 \times \text{PNA}$$

$$3,757 = 0,85 \times \text{PNA}$$

$$\text{PNA} = \frac{3,757}{0,85} = 4,4 \text{ cm}$$

$$\text{Gaya tekan (C)} = 0.85 \times f_c \times beff \times a$$

$$= 0,85 \times 300 \times 210 \times 3,757$$

$$= 201200 \text{ kg}$$

$$\text{Panjang lengan (d1)} = \frac{d_g}{2} + t_s - \frac{a}{2}$$

$$= \frac{38}{2} + 12 - \frac{3,757}{2} = 28,87 \text{ cm}$$

Dengan demikian diperoleh momen nominal (M_n), yakni :

$$M_n = C \times d1$$

$$= 201200 \times 28,87$$

$$= 5808922,035 \text{ Kg.cm}$$

$$= 58089,22 \text{ kg.m}$$

syarat :

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

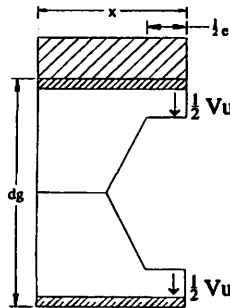
$$0,9 \times 58089,220 \geq 23857 \text{ kg.m}$$

$$52280,298 \text{ kg.m} \geq 23857 \text{ kg.m} \dots \dots \dots (\text{Aman})$$

$$\text{Rasio momen} = M_u / \phi \cdot M_n = 0,456 < 1$$

- Kuat geser nominal yang bekerja pada penampang T

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$



Kuat geser nominal pada penampang T :

$$V_{n \text{ atas}} = \frac{4 \times Z_{\text{atas}} \times f_y}{e} = \frac{4 \times 1671,030 \times 2500}{7,37}$$

$$= 2268571,868 \text{ kg}$$

$$V_{n \text{ bawah}} = \frac{4 \times Z_{\text{bawah}} \times f_y}{e} = \frac{4 \times 198,558 \times 2500}{7,37}$$

$$= 269559,5486 \text{ kg}$$

$$V_n = V_{n \text{ atas}} + V_{n \text{ bawah}}$$

$$= 2268571,868 + 269559,5486 = 2538131,417 \text{ kg}$$

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

$$0,9 \times 2538131,417 \text{ kg} \geq 14077 \text{ kg}$$

$$2284318,275 \text{ kg} \geq 14077 \text{ kg} \dots \dots \dots (\text{Ok})$$

K) Kontrol terhadap geser

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_n \times E}{f_y}}$$

dimana :

$$K_n = 5 + \frac{5}{(a/d_g)^2}$$

Dengan jarak antara pengaku vertikal (a) direncanakan = 280 cm

$$K_n = 5 + \frac{5}{(280 / 38)^2} = 5,090$$

$$h = d_g - (2 \times t_f)$$

$$\frac{38 - (2 \times 1,4)}{0,9} \leq 1,10 \sqrt{\frac{5,090 \times 2000000}{2500}}$$

39 ≤ 70,19 maka plat badan termasuk plastis

Kuat geser nominal dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times (d_g - 2 \cdot t_f) \times t_w \times f_y \\ &= 0,6 \times (38 - 2 \times 1,4) \times 0,9 \times 2500 \\ &= 52245 \text{ kg} \end{aligned}$$

syarat : $\phi \cdot V_n \geq V_u$

$$0,9 \times 52245 \geq 14077$$

$$47021 \geq 14077 \dots\dots\dots (\text{Aman})$$

L) Pemeriksaan tegangan yang terjadi dengan persamaan interaksi geser dan lentur, dimana momen lentur dianggap dipikul oleh seluruh penampang. Maka momen lentur terfaktor (M_u) selain harus kurang dari atau sama dengan momen lentur penampang (M_n) dan kuat geser terfaktor (V_u) harus kurang dari atau sama dengan kuat geser nominal plat badan akibat geser saja (V_n), balok juga harus direncanakan untuk memikul kombinasi lentur dan geser yaitu :

Persamaan interaksi :

$$\left(\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right)^2 \times \left(\frac{V_u}{\phi \cdot V_n} \right)^2 \leq 1,0$$

$$\left(\frac{24669}{41701,989} \right)^2 \times \left(\frac{14077}{47020,500} \right)^2 \leq 1,0$$

$$0,44 \leq 1,0 \dots\dots\dots (Ok)$$

M) Pemeriksaan kuat geser nominal horisontal plat badan terhadap kuat geser horisontal yang bekerja pada bagian utuh balok castellated sepanjang garis netral :

$$\phi \cdot V_{nh} \geq V_{uh}$$

Dimana :

$$V_{uh} = V_u \times \left(\frac{s}{2 \times d} \right) = 14077 \times \left(\frac{27,43}{2 \times 42,15} \right)$$

$$= 4580 \text{ kg}$$

$$V_{nh} = 0,6 \times t_w \times e \times f_y$$

$$= 0,6 \times 0,9 \times 6,35 \times 2500$$

$$= 8573 \text{ kg}$$

syarat : $\phi \cdot V_{nh} \geq V_{uh}$

$$0,9 \times 8573 \geq 4580$$

$$7715 \text{ kg} \geq 4580 \text{ kg} \dots\dots\dots (Aman)$$

N) Pemeriksaan kuat nominal pelat badan terhadap tekuk pada sisi miring badan utuh karena bekerjanya gaya geser horisontal :

$$\phi \cdot V_{nh} \geq V_{uh}$$

$$V_{uh} = V_u \times \left(\frac{s}{2 \times d} \right) = 14077 \times \left(\frac{27,43}{2 \times 42,2} \right)$$

$$= 4580 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 V_{nh} &= 0,6 \times \frac{4 \cdot \text{tw. e.} \left(\frac{\pi \cdot \phi}{180} \right)}{3 \times \tan \phi} \times f_y \\
 &= 0,6 \times \frac{4 \times 0,9 \times 6,4 \left(\frac{\pi \times 60}{180} \right)}{3 \times \tan 45} \times 2500 \\
 &= 19378 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

syarat : $\phi \cdot V_{nh} \geq V_{uh}$

$$0,9 \times 19378 \geq 4580$$

$$17440 \geq 4580 \text{ (Aman)}$$

O) Perhitungan shear connector dan las fillet pada penghubung geser

• Perhitungan shear connector

- Digunakan stud connector 3/4" x 7 cm

- Gaya geser maksimum pada daerah momen positif adalah yang terkecil dari :

- kehancuran beton

$$\begin{aligned}
 V_h &= 0,85 \times f_c \times b_{\text{eff}} \times t_s \\
 &= 0,85 \times 300 \times 210 \times 12 \\
 &= 642600 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- leleh tarik dari penampang baja

$$\begin{aligned}
 V_h &= f_y \times A_s \\
 &= 2500 \times 103,43 \\
 &= 258575 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan $V_{h \text{ terkecil}} = 258575 \text{ kg}$

- Diameter maksimum stud yang diijinkan :

$$2,5 \times t_f = 2,5 \times 1,4 = 3,5 \text{ cm} > 3/4" = 1,91 \text{ cm}$$

- Luas penampang melintang satu buah stud connector :

$$A_{sc} = \frac{\pi \times 1,905^2}{4} = 2,851 \text{ cm}^2$$

- Kuat geser satu buah stud connector :

$$\begin{aligned} Q_n &= 0,5 \times A_{sc} \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq A_{sc} \times f_u \\ &= 0,5 \times 2,851 \times \sqrt{300 \times 25743} \leq 2,85 \times 4100 \\ &= 3962 \text{ kg} < 11690,645 \text{ kg} \\ \Sigma Q_n &= 3962 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Persyaratan jarak penghubung geser : (SNI 1729-2015 pasal I8.3e)

$$\text{Jarak Minimum (} S_{\min} \text{)} = 6d = 4 \times 1,91 = 7,6 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak Maksimum (} S_{\max} \text{)} = 32d = 32 \times 1,91 = 61 \text{ cm}$$

- Jumlah stud yang diperlukan :

$$N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{258575}{3962,00} = 65,264 \approx 66 \text{ buah}$$

Maka gunakan minimum 66 stud untuk ½ bentang balok, atau 132 buah untuk keseluruhan bentang dalam satu baris.

- Jarak stud arah melintang

n = Jumlah stud arah melintang

$$= b_f / S_{\min} = 25 / 7,6 = 3,28 \approx 2 \text{ buah}$$

$$S = b_f / n = 25 / 2 = 12,5 \text{ cm}$$

Syarat :

$$S_{\min} = 7,6 \text{ cm} < S = 12,5 \text{ cm} < S_{\max} = 61 \text{ cm} \dots\dots(\text{Ok})$$

- Jarak stud arah memanjang dimana terdapat 2 stud dalam 1 baris :

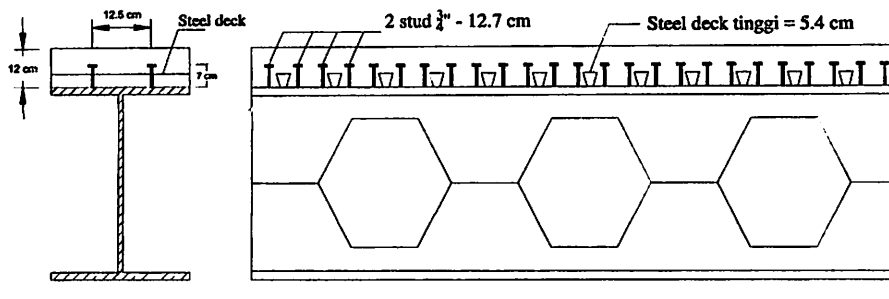
$$\text{Bentang (} L \text{)} = 840 \text{ cm}$$

$$\text{Jumlah stud} = 132 / 2 = 66 \text{ buah}$$

$$S = L / n = 840 / 66 = 12,7 \text{ cm}$$

Syarat :

$$S_{\min} = 7,6 \text{ cm} < S = 12,7 \text{ cm} < S_{\max} = 61 \text{ cm} \dots\dots (\text{Ok})$$



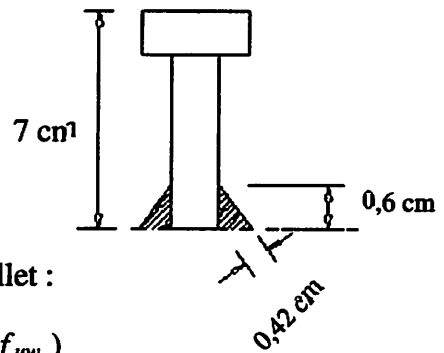
Gambar 4.23 Penampang melintang dan memanjang shear connector

● Perhitungan las fillet pada penghubung geser

electrode E70 , $f_{uw} = 485 \text{ N/mm}^2 = 4850 \text{ kg/cm}^2$

tebal las rencana = 0,6 cm

$$\begin{aligned} t_e &= 0,707 \times a \\ &= 0,707 \times 0,6 \\ &= 0,42 \text{ cm} \end{aligned}$$



- Kekuatan desain persatuan panjang las fillet :

$$\begin{aligned} \phi \cdot R_{nw} &= 0,75 \times t_e \times (0,6 \times f_{uw}) \\ &= 0,75 \times 0,42 \times (0,6 \times 4850) \\ &= 925,82 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

- Panjang keliling konektor (K) :

$$\begin{aligned} K &= \pi \cdot d \\ &= \pi \times 1,91 \\ &= 5,987 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Las sekeliling shear konektor

$$\phi \cdot R_{nw \text{ perlu}} = \frac{Q_n}{K} = \frac{3962}{5,987} = 661,75 \text{ kg/cm}$$

Syarat :

$$\phi \cdot R_{nw} > \phi \cdot R_{nw \text{ perlu}}$$

$$925,82 \text{ kg/cm} > 661,75 \text{ kg/cm} \dots\dots\dots (\text{Ok})$$

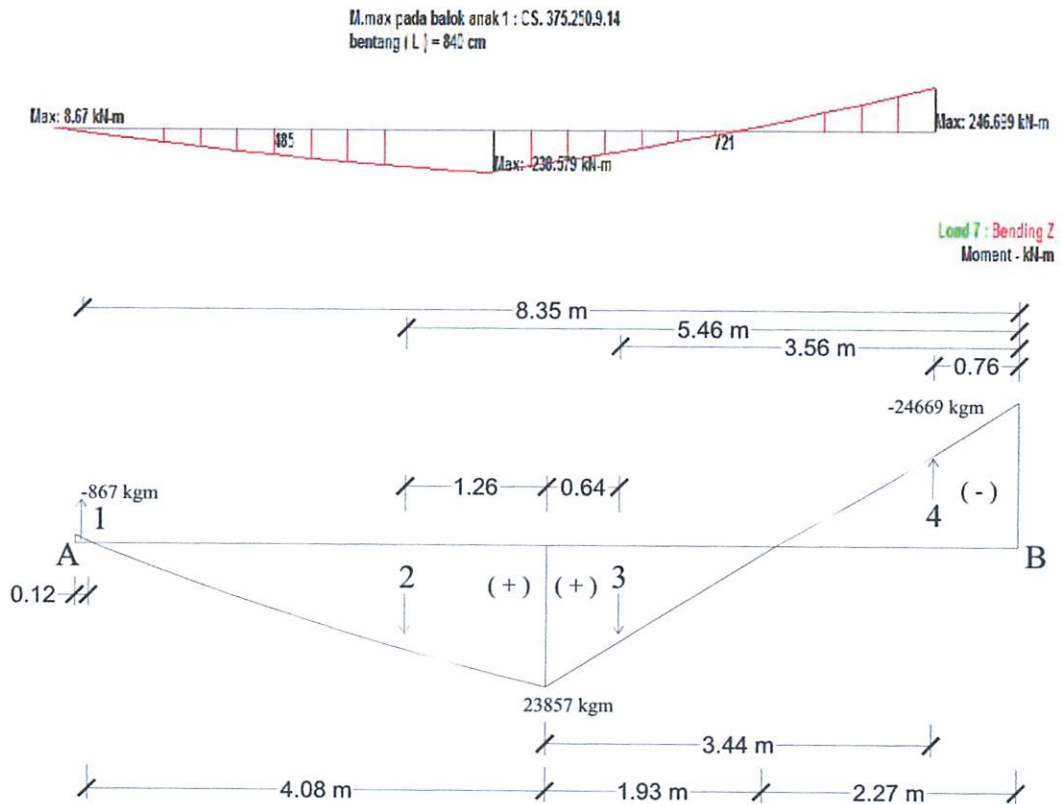
P) Kontrol lendutan

- Lendutan yang diijinkan

$$\Delta_i = \frac{1}{360} L = \frac{1}{360} \times 840 = 2,33 \text{ cm}$$

- Besar lendutan yang terjadi (Metode momen area)

- Dari staadpro v8.i diperoleh nilai momen sebagai berikut :



Luas momen :

$$P1 = 1/3 \times 867 \times 0,12 = 34,680 \text{ kg.m}^2$$

$$P2 = 2/3 \times 23857 \times 4,08 = 54918,240 \text{ kg.m}^2$$

$$P3 = 1/3 \times 23857 \times 1,93 = 23022,005 \text{ kg.m}^2$$

$$P4 = 1/3 \times 24669 \times 2,27 = 27999,315 \text{ kg.m}^2$$

$$\Sigma MB = 0$$

$$(RA \times 8,4) + (P1 \times 8,35) - (P2 \times 5,46) - (P3 \times 3,56) + (P4 \times 0,76) = 0$$

$$(- RA \times 8,4) = (34,680 \times 8,4) - (54918,240 \times 5,46) - (23022,005 \times 3,56) + (27999,315 \times 0,76)$$

$$RA = \frac{-360241,137}{-8,4} = 42885,850 \text{ kg.m}^2$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= (RA \times 4,2) + (P1 \times 4,08) - (P2 \times 1,26) \\ &= (42885,850 \times 4,2) + (34,680 \times 4,08) - (54918,240 \times 1,26) \\ &= 111065,080 \text{ kg.m}^3 \\ &= 111065,080 \times 10^6 \text{ kg.cm}^3 \end{aligned}$$

Ek = Modulus elastisitas balok komposit

$$\begin{aligned} &= (Ec \times (\frac{As}{As + Ac}) + Es \times (\frac{Ac}{As + Ac})) / 2 \\ &= (257430 \times (\frac{80,48}{80,48 + 2520}) + 2000000 \times (\frac{2520,00}{80,48 + 2520})) / 2 \\ &= 973035 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\Delta x = \frac{M_{\max}}{Ek \times I_{\text{nett}}} = \frac{111065,080 \times 10^6}{973035 \times 50809,930} = 2,246 \text{ cm}$$

Maka : $\Delta x = 2,25 \text{ cm} < \Delta i = 2,33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Aman**

4.5.3 Balok Anak 2 Castellated 300.200.8.12 (L = 720 cm)

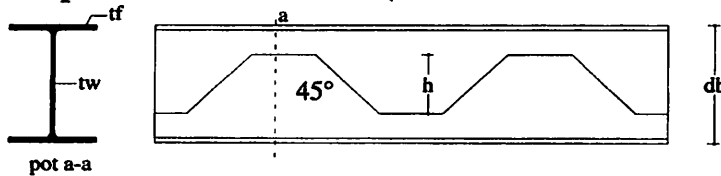
Data dari hasil perhitungan STAAD Pro V8i diperoleh gaya maksimum pada beam (5066,5251)

Mu. tumpuan = 13103 kg.m = 131030000 N.mm

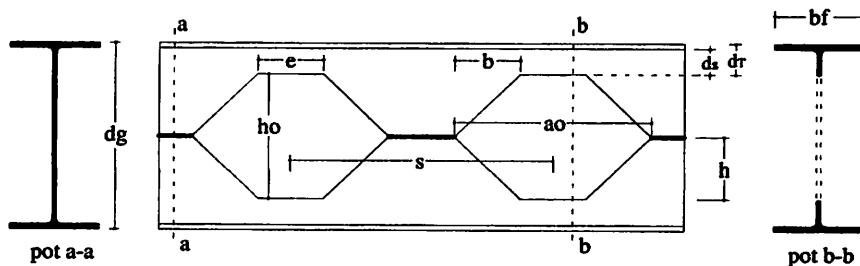
Mu. lapangan = 10383 kg.m = 103830000 N.mm

Vu = 8130 kg = 81300 N

- Data profil balok castellated (sumber : PT. Union Metal)



Gambar 4.24 Penampang sebelum peninggian



Gambar 4.25 Modifikasi penampang menjadi hexagonal castellated

$d_g = 30$ cm	$bf = 20$ cm	$A.gross = 71,53$ cm ²
$tw = 0,8$ cm	$db = 20$ cm	$A.nett = 55,09$ cm ²
$tf = 1,2$ cm	$d_T = 4,75$ cm	$Ix.gross = 11139$ cm ⁴
$h = 10,25$ cm	$ds = 3,55$ cm	$Zx = 742,60$ cm ³
$ho = 20,5$ cm	$e = 5,13$ cm	$r = 1,3$ cm
$ao = 17,02$ cm	$b = 5,95$ cm	$iy = 5,4$ cm
$s = 22,14$ cm	$\theta = 60^\circ$	$ix = 14,2$ cm

- Data material : BJ41 $f_y = 250$ Mpa = 2500 kg/cm²
 $f_u = 410$ Mpa = 4100 kg/cm²

Modulus elastisitas = 200000 Mpa

• Langkah - langkah design castellated beam :

A) Menentukan tinggi pemotongan zig - zag (h) :

$$h = 10,25 \text{ cm (Tabel baja castellated PT. Union Metal)}$$

B) Dimensi balok castellated :

- Tinggi balok castellated :

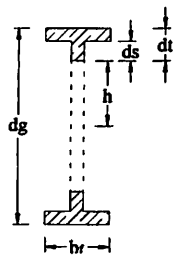
$$d_g = 30 \text{ cm (Tabel baja castellated PT. Union Metal)}$$

- Tinggi penampang T :

$$d_T = 4,75 \text{ cm (Tabel baja castellated PT. Union Metal)}$$

- Tinggi tangkai penampang T :

$$d_s = d_T - t_f = 4,75 - 1,2 = 3,55 \text{ cm}$$



Gambar 4.26 Penampang melintang castellated

Besar kemiringan sudut pemotongan zig-zag diambil $\theta = 60$

- Jarak interval antar lubang castellated :

$$s = 1.08 \times h_o = 1,08 \times 20,5 = 22,14 \text{ cm (Tabel castellated)}$$

- Jarak sisi miring (b) ke tepi lubang castellated :

$$b = 0.29 \times h_o = 0,29 \times 20,5 = 5,95 \text{ cm (Tabel castellated)}$$

- Panjang sisi datar (e) lubang castellated :

$$e = 0.25 \times h_o = 0,25 \times 20,5 = 5,13 \text{ cm (Tabel castellated)}$$

- Lebar lubang castellated (ao) :

$$a_o = e + (2 \times b) = 5,13 + (2 \times 5,95) = 17,02 \text{ cm}$$

C) Menentukan tegangan kritis pada sisi miring badan balok castellated berdasar pada faktor kelangsingan berdasar tebal pelat sayap : (SNI 1729-2015 pasal I3-2a)

$$\lambda_f = \frac{bf}{2 \times t_f} = \frac{20}{2 \times 1,2} = 8$$

Batas - batas kelangsingan adalah :

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 10,75$$

$$\begin{aligned} \lambda_r &= 1,35 \sqrt{\frac{k_c \times E}{f_y}} && \text{dimana : } k_c = 4 / \sqrt{d_g / t_w} \\ &= 1,35 \sqrt{\frac{0,653 \times 2000000}{2500}} && = 4 / \sqrt{30 / 0,8} = 0,653 \\ &= 30,860 \end{aligned}$$

Untuk komponen struktur yang memenuhi $\lambda_f = 8 \leq \lambda_f = 30,860$

maka $f_{cr} = f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

Besarnya tegangan lentur tekan yang terjadi dalam batas yang diijinkan diatas jika nilai tegangan geser pada bagian dari badan balok castellated besarnya yaitu : (*Design of welded structurals hal 4.7-16*)

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \frac{4 \left(\frac{\pi \times \theta}{180^\circ} \right)^2}{3 \times \tan \theta} \times f_{cr} \leq f_y \\ &= \frac{4 \left(\frac{3,14 \times 60}{180} \right)^2}{3 \times \tan 60^\circ} \times 2500 \leq 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 2108,312 \text{ kg/cm}^2 < 2500 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{ AMAN} \end{aligned}$$

Merencanakan tegangan geser maksimum sepanjang garis netral badan balok castellated, diasumsikan sebagai balok dengan badan utuh :

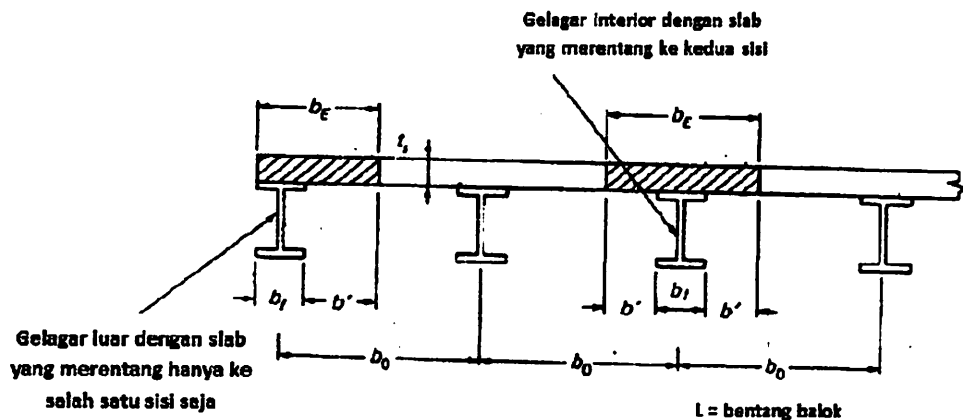
$$\begin{aligned} \sigma_{maks} &= 1,16 \times \frac{95\% \times V_u}{t_w \times d_g} \\ &= 1,16 \times \frac{95\% \times 8130}{0,8 \times 30} \\ &= 373,303 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_v = 2108,312 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

D) Setelah diketahui tegangan geser maksimum untuk balok berbadan utuh dan tegangan geser ijin untuk balok *castellated*, diperoleh rasio :

$$\begin{aligned} \frac{e}{s} &= \frac{\sigma_{max}}{\sigma_v} = K2 \\ K2 &= \frac{373,303}{2108,312} = 0,177 \end{aligned}$$

E) Desain penampang komposit

- Menentukan lebar efektif



Gambar distribusi tegangan ekuivalen dan aktual disepanjang flens untuk gelagar interior balok dengan bentang (L) = 720 cm dan plat beton setebal

$$(t_s) = 12 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} b_{eff} &\leq 1/4 L = 0,25 \times 720 = 180 \text{ cm} \\ &\leq b_0 = 720 \text{ cm} \\ &\leq b_f + 16 t_s = 20 + (16 \times 12) = 212 \text{ cm} \end{aligned}$$

Jadi lebar efektif yang diambil yang terkecil, $b_{eff} = 180 \text{ cm}$

- Sifat elastisitas penampang komposit (beton ditransformasikan menjadi baja)

$$\begin{aligned}
 - \text{Modulus elastisitas beton (} E_c \text{)} &= 4700 \sqrt{f_c} \\
 &= 4700 \sqrt{30} \\
 &= 25743 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$- \text{Rasio modulus elastisitas (} n \text{)} = E_s/E_c = 200000 / 25743 = 7,77$$

$$\begin{aligned}
 - \text{Lebar penampang beton komposit (} b_{tr} \text{)} &= b_{eff} / n \\
 &= 180 / 7,77 = 23 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{Luas penampang beton komposit (} A_{tr} \text{)} &= b_{tr} \times t_s \\
 &= 23 \times 12 = 278 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

- Menentukan sumbu netral pada penampang komposit terhadap serat atas pada penampang T atau berlubang balok castellated :

Elemen	Luas transformasi	Statis momen terhadap serat atas Y (cm)	A x Y	Io
	A (cm ²)		(cm ³)	(cm ⁴)
Pelat	278	6	1668,144	3336,288
Cs 450.300	55,09	21	1157	10564,658
Σ	333,114	-	2825,034	13900,946

$$Y_a = \frac{\Sigma AY}{\Sigma A} = \frac{2825,034}{333,114} = 8,481 \text{ cm}$$

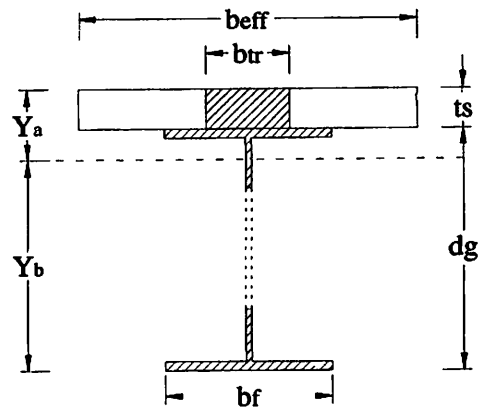
$$\begin{aligned}
 Y_b &= d_g + t_s - Y_a \\
 &= 30 + 12 - 8,481 = 33,519 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y'' &= Y_a - (1/2 \times t_s) \\
 &= 8,481 - (0,5 \times 12) = 2,481 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y' &= Y - Y_a \\
 &= 21 - 8,481 = 12,519 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_{net} &= I_{o_{plat}} + A_{plat} (Y'')^2 + I_{o_{profil}} + A_{profil} (Y')^2 \\
 &= 3336,288 + 278,024 \cdot (2,48)^2 + 10564,658 + 55 \cdot (12,52)^2
 \end{aligned}$$

$$= 24246,284 \text{ cm}^4$$



Gambar 4.27 Penampang berlubang balok castellated komposit

- Menentukan sumbu netral pada penampang komposit terhadap serat atas

pada penampang tak berlubang balok castellated :

Elemen	Luas transformasi	Statis momen terhadap serat atas Y (cm)	A x Y	I _o
	A (cm ²)		(cm ³)	(cm ⁴)
Pelat	278	6	1668,144	3336,288
Cs 450.300	71,53	21	1502	11139,000
Σ	349,554	-	3170,274	14475,288

$$Y_a = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{3170,274}{349,554} = 9,069 \text{ cm}$$

$$Y_b = d_g + t_s - Y_a$$

$$= 30 + 12 - 9,069 = 32,931 \text{ cm}$$

$$y'' = Y_a - (1/2 \times t_s)$$

$$= 9,069 - (0,5 \times 12) = 3,069 \text{ cm}$$

$$Y' = Y - Y_a$$

$$= 21 - 9,069 = 11,931 \text{ cm}$$

$$I_{\text{gross}} = I_{o_{\text{plat}}} + A_{\text{plat}} (Y'')^2 + I_{o_{\text{profil}}} + A_{\text{profil}} (Y')^2$$

$$= 3336,288 + 278,024 \cdot (3,07)^2 + 11139,000 + 72 \cdot (11,93)^2$$

$$= 27276,136 \text{ cm}^4$$

- Modulus penampang tak berlubang komposit

- Modulus terhadap serat atas dari beton :

$$S_c = \frac{I_{\text{gross}}}{Y_a} = \frac{27276,136}{9,069} = 3007,463 \text{ cm}^3$$

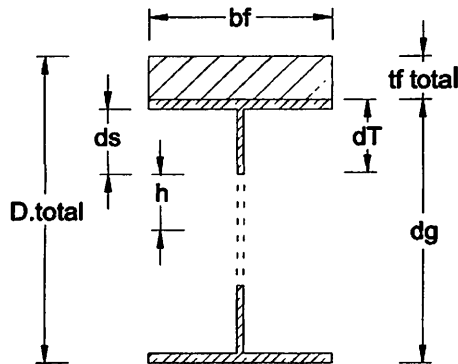
- Modulus terhadap serat bawah dari baja :

$$S_c = \frac{I_{\text{gross}}}{Y_a} = \frac{27276,136}{32,931} = 828,294 \text{ cm}^3$$

- Pelat beton ditransformasikan menjadi baja

$$t_{f, \text{Total}} = \frac{b_{tr} \times t_s}{bf} + t_f = \frac{23 \times 12}{20} + 1,2 = 15,101 \text{ cm}$$

F) Menentukan ukuran dimensi castellated



- Luas penampang T balok castellated

$$\begin{aligned} A_{T \text{ atas}} &= A_{f, \text{ atas}} + A_s \\ &= (bf \times t_{f, \text{ total}}) + (d_s \times t_w) = (20 \times 15,101) + (3,55 \times 0,8) \\ &= 304,864 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{T \text{ bawah}} &= A_{f, \text{ bawah}} + A_s \\ &= (bf \times t_f) + (d_s \times t_w) = (20 \times 1,200) + (3,55 \times 0,8) \\ &= 26,840 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Modulus kelembaman penampang T balok castellated

$$S_{T \text{ atas}} = A_{f, \text{ atas}} \left(d_s + \frac{t_{f, \text{ total}}}{2} \right) + A_s \cdot \frac{d_s}{2}$$

$$= 302,02 \times \left(3,55 + \frac{15,101}{2} \right) + 2,84 \times \frac{3,55}{2}$$

$$= 3357,688 \text{ cm}^3$$

$$S_{T \text{ bawah}} = A_{f. \text{ bawah}} \left(d_s + \frac{t_f}{2} \right) + A_s \cdot \frac{d_s}{2}$$

$$= 24,00 \times \left(3,55 + \frac{1,2}{2} \right) + 2,84 \times \frac{3,55}{2}$$

$$= 104,641 \text{ cm}^3$$

● Modulus inersia penampang T balok castellated

$$I_{T \text{ atas}} = A_{f. \text{ atas}} \left(d_s^2 + d_s \cdot t_{f. \text{ total}} + \frac{t_{f. \text{ total}}^2}{3} \right) + A_s \cdot \frac{d_s^2}{3}$$

$$= 302,02 \times \left(3,55^2 + 3,55 \times 15,101 + \frac{15,101^2}{3} \right)$$

$$+ 2,84 \times \frac{3,55^2}{3}$$

$$= 42967,940 \text{ cm}^4$$

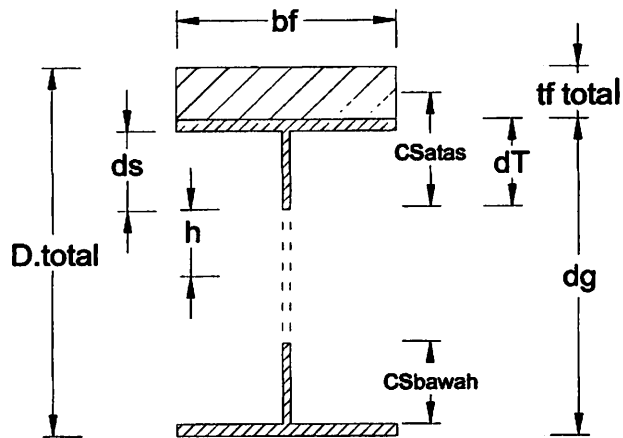
$$I_{T \text{ bawah}} = A_{f. \text{ bawah}} \left(d_s^2 + d_s \cdot t_f + \frac{t_f^2}{3} \right) + A_s \cdot \frac{d_s^2}{3}$$

$$= 24,00 \times \left(3,55^2 + 3,55 \times 1,200 + \frac{1,200^2}{3} \right)$$

$$+ 2,84 \times \frac{3,55^2}{3}$$

$$= 428,150 \text{ cm}^4$$

Sehingga didapat :



Gambar 4.28 Dimensi penampang komposit melintang

- Jarak garis berat penampang T dari ujung tangkai balok castellated :

$$C_{s_{atas}} = \frac{S_{T.atas}}{A_{T.atas}} = \frac{3357,688}{304,864} = 11,014 \text{ cm}$$

$$C_{s_{bawah}} = \frac{S_{T.bawah}}{A_{T.bawah}} = \frac{104,641}{26,840} = 3,899 \text{ cm}$$

- Modulus tahanan plastis tangkai penampang T pada ujung tangkai :

$$\begin{aligned} Z_{atas} &= \left(A_{f.atas} \times \left(C_{s.atas} - \frac{t_{f.total}}{2} \right) \right) + \left(A_s \times \left(C_{s.atas} - \frac{d_s}{2} \right) \right) \\ &= \left(302,02 \times \left(11,014 - \frac{15,101}{2} \right) \right) + \left(2,84 \times \left(11,014 - \frac{3,550}{2} \right) \right) \\ &= 1072,185 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_{bawah} &= \left(A_{f.bawah} \times \left(d_s + t_f - C_{s.bawah} - \frac{t_f}{2} \right) \right) + \left(A_s \times \left(C_{s.bawah} - \frac{d_s}{2} \right) \right) \\ &= \left(24,00 \times \left(3,550 + 1,2 - \frac{1,2}{2} \right) \right) + \left(2,84 \times \left(3,899 - \frac{3,550}{2} \right) \right) \\ &= 105,631 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

- Momen inersia tangkai penampang T :

$$\begin{aligned} I_{t \text{ atas}} &= I_{T.\text{atas}} - (C_{S.\text{atas}} \times S_{T.\text{atas}}) \\ &= 42967,940 - (11,014 \times 3357,688) \\ &= 5987,286 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{t \text{ bawah}} &= I_{T.\text{bawah}} - (C_{S.\text{bawah}} \times S_{T.\text{bawah}}) \\ &= 428,150 - (3,899 \times 104,641) \\ &= 20,187 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

- Modulus tahanan tangkai penampang T pada ujung tangkai :

$$S_{S \text{ atas}} = \frac{I_{t.\text{atas}}}{C_{S.\text{atas}}} = \frac{5987,286}{11,014} = 543,620 \text{ cm}^3$$

$$S_{S \text{ bawah}} = \frac{I_{t.\text{bawah}}}{C_{S.\text{bawah}}} = \frac{20,187}{3,899} = 5,178 \text{ cm}^3$$

- Jarak antara garis berat penampang T atas dan bawah :

$$\begin{aligned} d &= (2 \times h) + C_{S.\text{atas}} + C_{S.\text{bawah}} \\ &= (2 \times 10,25) + 11,014 + 3,899 \\ &= 35,412 \text{ cm} \end{aligned}$$

G) Pemeriksaan kriteria penampang untuk balok castellated

Menurut SNI 1729-2015 tabel B-1b, kekuatan lentur desain penampang didesain dengan keadaan momen plastis apabila :

- Sayap (*flange*) - kompak

$$\lambda_f = \frac{bf}{2 \times t_f} = \frac{20}{2 \times 1,2} = 8$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 10,75$$

Karena $\lambda_f < \lambda_{pf}$ sayap profil kompak

- Badan (web) - kompak

$$\lambda_w = \frac{d_g - 2 \cdot (t_f + r)}{t_w} = \frac{30 - 2 \times (1,2 + 1,3)}{0,8} = 31,25$$

$$\lambda_{pw} = 3,67 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,67 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 103,8$$

Karena $\lambda_w < \lambda_{pw}$ sayap profil kompak

Maka penampang didesain dengan keadaan momen plastis ($\phi \cdot M_n = \phi \cdot M_p$)

H) Pemeriksaan ketebalan pelat badan bagian T yang merupakan bagian yang

mengalami gaya tekan aksial : SNI 1729-2015, tabel Ib.1b

$$\frac{h}{t_w} \leq 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

dimana $h = d_g - (2 \times t_f)$

$$\frac{30 - (2 \times 1,2)}{0,8} \leq 5,70 \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

35 ≤ 161 maka tidak diperlukan pelat pengaku vertikal

I) Pemeriksaan ketebalan pelat sayap bagian tumpuan yang mengalami pengaruh

tekuk torsi lateral : SNI 1729-2015 pasal F4.2

Dimisalkan tidak ada pengekang (pengaku) lateral diantara tumpuan

sehingga $L = L_b = 720$ cm

$$L_p \leq 1,76 \times r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$L_p = 1,76 \times 5,4 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 268,8 \text{ cm}$$

$$L_r = 1,95 r_s \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \left[\left(\frac{J_c}{S_x h_o} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E} \right)^2 \right]}$$

$$\begin{aligned} \text{dimana : } r_{ts} &= b_f / \sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \times \frac{h \times t_w}{b_f \times t_f} \right)} \\ &= 20 / \sqrt{12 \times \left(1 + \frac{1}{6} \times \frac{29 \times 0,8}{20 \times 1,2} \right)} = 5,205 \text{ cm} \end{aligned}$$

J = Konstanta torsi

$$\begin{aligned} &= 1/3 \times h_e \times t_w^3 + 2 \left(1/3 \times b_f \times t_f^3 \right) \\ &= \frac{1}{3} \times 29 \times 0,8^3 + 2 \times \left(\frac{1}{3} \times 20 \times 1,2^3 \right) \\ &= 28 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

C = 1 (dianggap momen kritis penyebab tekuk torsi lateral bernilai konstan sepanjang titik pertambatan lateral (L_b))

$$h_o = d_g - t_f = 30 - 1,2 = 28,8 \text{ (jarak antar titik berat flens)}$$

$$L_r = 1,95 \times 5,205 \times \frac{2000000}{0,7 \times 2500} \times$$

$$\begin{aligned} &\sqrt{\frac{28 \times 1}{742,60 \times 29} + \left(\frac{28 \times 1}{742,60 \times 29} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times 2500}{2000000} \right)^2} \\ &= 11600 \times \sqrt{0,001307 + \sqrt{0,000001709 + 0,00000518}} \\ &= 727,3 \text{ cm} \end{aligned}$$

Syarat : $L_b < L_p$ Bentang pendek

$L_p < L_b < L_r$ Bentang menengah

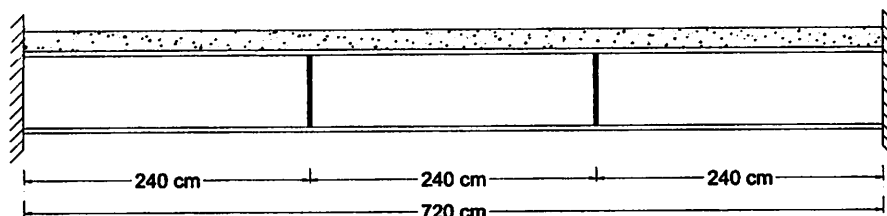
$L_b < L_r$ Bentang panjang

karena $L_p = 268,8 \text{ cm} < L_t = 720 \text{ cm} < L_r = 727,3 \text{ cm}$, maka balok ini termasuk kategori bentang menengah maka perlu diberi pengaku lateral :

$$L_b = \frac{L}{3} = \frac{720}{3} = 240 \text{ cm}$$

sehingga, $L_b = 240 \text{ cm} < L_p = 268,814 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Ok}$

Maka diberi pengaku lateral dengan jarak = 240 cm



Gambar 4.29 Letak pengaku lateral balok

J) Kontrol terhadap lentur

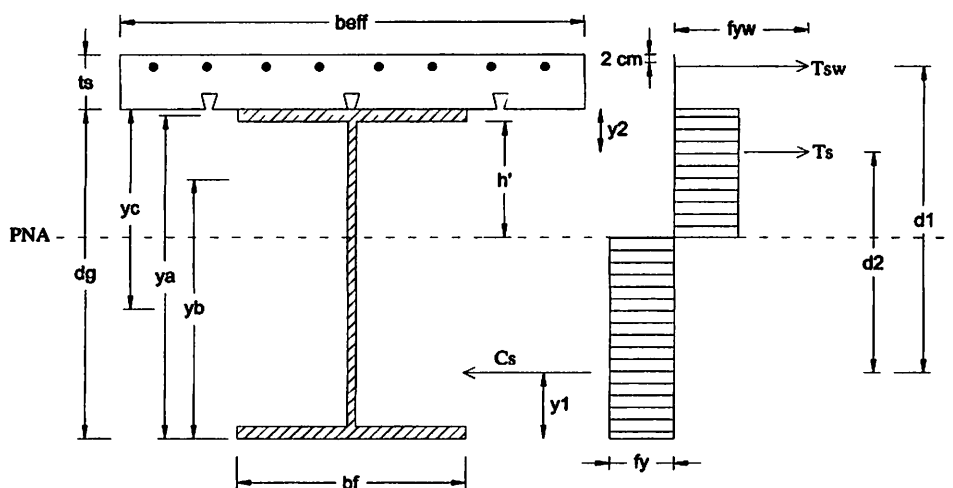
Penampang kuat apabila memenuhi persamaan : $M_u \leq \phi \cdot M_n$ dan $V_u \leq \phi \cdot V_n$

Dimana : M_u tumpuan = 13103 kg.m

M_u lapangan = 10383 kg.m

V_u = 8130 kg

• Desain Momen Negatif



Batang tulangan menambah kekuatan tarik nominal T_{sw} :

Digunakan tulangan pelat ϕ 8 - 200 mm dan jumlah N tulangan plat dalam beff yakni : 10 buah tulangan, maka didapat luas tulangan (A_{sw}) sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 A_{sw} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times N \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,8^2 \times 10 \\
 &= 5,024 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{sw} &= A_s \times f_y \\
 &= 5,024 \times 4900 \\
 &= 24617,600 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

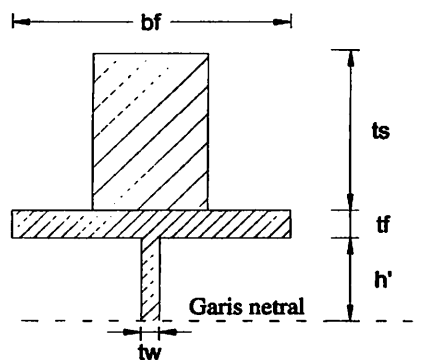
Dimisalkan gaya tekan nominal maksimum dalam penampang profil balok :

$$\begin{aligned}
 C_{max} &= A_s \times f_y \\
 &= 71,53 \times 2500 \\
 &= 178825 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Karena C_{max} lebih besar dari T_{sw} , maka PNA terletak didalam penampang baja castelated. Dimana persyaratan kesimbangan gaya dapat dinyatakan :

$$\begin{aligned}
 T_{sw} + T_s &= C_{max} - T_s \\
 2 \times T_s &= C_{max} - T_{sw} \\
 &= 178825 - 24617,600 = 154207,40 \text{ kg} \\
 T_s &= \frac{154207,40}{2} \\
 &= 77103,700 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Misalkan PNA berada di dalam badan penampang profil balok, maka dari tepi bawah flens baja ke garis netral adalah :



$$A = (b_f \times t_f) + (h' \times t_w)$$

$$h' = \frac{A - (b_f \times t_f)}{t_w}$$

dimana : $A = T_s / f_y$

$$= 77103,700 / 2500 = 30,841 \text{ cm}^2$$

$$h' = \frac{30,841 - (20 \times 1,2)}{0,8} = 8,552 \text{ cm}$$

Sehingga garis netral (GN) dari serat atas plat beton adalah :

$$y = h' + t_f + t_s$$

$$= 8,552 + 1,2 + 12 = 21,752 \text{ cm}$$

Y1 adalah titik berat dari penampang profilyang mengalami tekan dimana terletak gaya Cs yang diukur dari serat bawah profil baja :

Elemen	Luas (A)	Lengan (Y)	A x Y
	cm ²	cm	cm ³
Cs 300.200.8.12	71,53	$d_g/2 = 15$	1072,950
Flens = - ($t_f \times b_f$)	-24	$y_a = 29,4$	-705,600
Badan = - ($h' \times t_w$)	-6,841	$y_b = 24,52$	-167,781
Σ	40,689	-	199,569

$$Y1 = \frac{\Sigma AY}{\Sigma A} = \frac{199,569}{40,689} = 4,905 \text{ cm}$$

Momen internal terhadap titik Cs :

$$M_{n1} = T_{sw} \times d_1$$

$$= 24617,600 \times (d_g - y1 + t_s - (\text{selimut beton} + 1/2 \text{ } \emptyset \text{ tulangan plat}))$$

$$= 24617,600 \times (30 - 4,905 + 12 - (2 + 1/2 \cdot 0,8))$$

$$= 972277,0485 \text{ kg.cm}$$

$$= 9722,770485 \text{ kg.m}$$

Y2 adalah titik berat dari penampang profilyang mengalami tarik dimana terletak gaya Ts yang diukur dari serat atas profil baja :

Elemen	Luas (A)	Lengan (Y)	A x Y
	cm ²	cm	cm ³
Cs 300.200.8.12	71,53	d _g /2 = 15	1072,950
Flens = - (t _f x b _f)	-24	ya = 29,4	-705,600
Badan = - (d _g - h' - 2t _f) x t _w	-19,528	yc = 17,74	-346,390
Σ	28,002	-	20,960

$$Y2 = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{20,960}{28,002} = 0,749 \text{ cm}$$

Momen internal terhadap titik Cs :

$$\begin{aligned} M_{n2} &= T_s \times d_1 \\ &= 77103,700 \times (d_g - (y1 + Y2)) \\ &= 77103,700 \times (30 - (4,905 + 0,749)) \\ &= 1877217,877 \text{ kg.cm} \\ &= 18772,179 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Maka momen nominal yakni :

$$\begin{aligned} M_n &= M_{n1} + M_{n2} \\ &= 9722,770 + 18772,179 \\ &= 28494,949 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

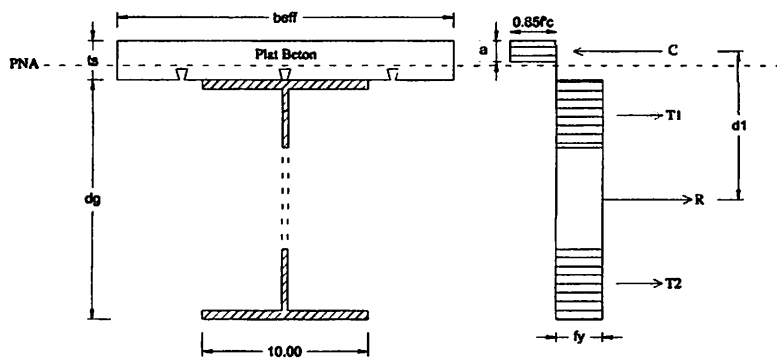
syarat :

$$\begin{aligned} \phi \cdot M_n &\geq M_u \\ 0,9 \times 28494,949 &\geq 13103 \text{ kg.m} \\ 25645,454 \text{ kg.m} &\geq 13103 \text{ kg.m} \dots\dots\dots (\text{Aman}) \end{aligned}$$

$$\text{Rasio momen} = M_u / \phi \cdot M_n = 0,511 < 1$$

● **Desain Momen Positif**

Misalkan garis netral jatuh di pelat beton, maka :



$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot beff} < t_s$$

$$= \frac{55,09 \times 2500}{0,85 \times 300 \times 180} < 12 \text{ cm}$$

$$= 3,001 \text{ cm} < 12 \text{ cm} , \text{ Maka garis netral jatuh di pelat beton}$$

$$a = \beta_1 \times \text{PNA}$$

$$3,001 = 0,85 \times \text{PNA}$$

$$\text{PNA} = \frac{3,001}{0,85} = 3,5 \text{ cm}$$

$$\text{Gaya tekan (C)} = 0.85 \times f_c \times beff \times a$$

$$= 0,85 \times 300 \times 180 \times 3,001$$

$$= 137725 \text{ kg}$$

$$\text{Panjang lengan (d1)} = \frac{d_g}{2} + t_s - \frac{a}{2}$$

$$= \frac{30}{2} + 12 - \frac{3,001}{2} = 25,5 \text{ cm}$$

Dengan demikian diperoleh momen nominal (M_n), yakni :

$$M_n = C \times d1$$

$$= 137725 \times 25,5$$

$$= 3511949,993 \text{ Kg.cm}$$

$$= 35119,5 \text{ kg.m}$$

syarat :

$$\phi.M_n \geq M_u$$

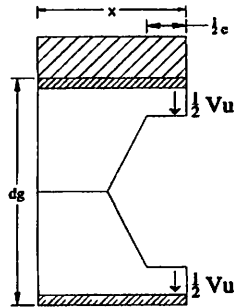
$$0,9 \times 35119,500 \geq 10383 \text{ kg.m}$$

$$31607,550 \text{ kg.m} \geq 10383 \text{ kg.m.....(Aman)}$$

$$\text{Rasio momen} = M_u / \phi.M_n = 0,328 < 1$$

- Kuat geser nominal yang bekerja pada penampang T

$$\phi.V_n \geq V_u$$



Kuat geser nominal pada penampang T :

$$V_{n \text{ atas}} = \frac{4 \times Z_{\text{atas}} \times f_y}{e} = \frac{4 \times 1072,185 \times 2500}{5,95}$$

$$= 1803507,307 \text{ kg}$$

$$V_{n \text{ bawah}} = \frac{4 \times Z_{\text{bawah}} \times f_y}{e} = \frac{4 \times 105,631 \times 2500}{5,95}$$

$$= 177680,9026 \text{ kg}$$

$$V_n = V_{n \text{ atas}} + V_{n \text{ bawah}}$$

$$= 1803507,307 + 177680,9026 = 1981188,21 \text{ kg}$$

$$\phi.V_n \geq V_u$$

$$0,9 \times 1981188,21 \text{ kg} \geq 8130 \text{ kg}$$

$$1783069,389 \text{ kg} \geq 8130 \text{ kg.....(Ok)}$$

K) Kontrol terhadap geser

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{K_n \times E}{f_y}}$$

dimana :

$$K_n = 5 + \frac{5}{(a / d_g)^2}$$

Dengan jarak antara pengaku vertikal (a) direncanakan = 240 cm

$$K_n = 5 + \frac{5}{(240 / 30)^2} = 5,078$$

$$h = d_g - (2 \times t_f)$$

$$\frac{30 - (2 \times 1,2)}{0,8} \leq 1,10 \sqrt{\frac{5,078 \times 2000000}{2500}}$$

35 ≤ 70,11 maka plat badan termasuk plastis

Kuat geser nominal dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times (d_g - 2 \cdot t_f) \times t_w \times f_y \\ &= 0,6 \times (30 - 2 \times 1,2) \times 0,8 \times 2500 \\ &= 37920 \text{ kg} \end{aligned}$$

syarat : $\phi \cdot V_n \geq V_u$

$$0,9 \times 37920 \geq 8130$$

$$34128 \geq 8130 \dots\dots\dots (\text{Aman})$$

L) Pemeriksaan tegangan yang terjadi dengan persamaan interaksi geser dan lentur, dimana momen lentur dianggap dipikul oleh seluruh penampang. Maka momen lentur terfaktor (M_u) selain harus kurang dari atau sama dengan momen lentur penampang (M_n) dan kuat geser terfaktor (V_u) harus kurang dari atau sama dengan kuat geser nominal plat badan akibat geser saja (V_n), balok juga harus direncanakan untuk memikul kombinasi lentur dan geser yaitu :

Persamaan interaksi :

$$\left(\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right)^2 \times \left(\frac{V_u}{\phi \cdot V_n} \right)^2 \leq 1,0$$

$$\left(\frac{13103}{25645,454} \right)^2 \times \left(\frac{8130}{34128,000} \right)^2 \leq 1,0$$

0,318 ≤ 1,0 (Ok)

M) Pemeriksaan kuat geser nominal horizontal plat badan terhadap kuat geser horizontal yang bekerja pada bagian utuh balok castellated sepanjang garis

netral : $\phi \cdot V_{nh} \geq V_{uh}$

Dimana :

$$V_{uh} = V_u \times \left(\frac{s}{2 \times d} \right) = 8130 \times \left(\frac{22,14}{2 \times 35,41} \right)$$

$$= 2541 \text{ kg}$$

$$V_{nh} = 0,6 \times t_w \times e \times f_y$$

$$= 0,6 \times 0,8 \times 5,13 \times 2500$$

$$= 6150 \text{ kg}$$

syarat : $\phi \cdot V_{nh} \geq V_{uh}$

$$0,9 \times 6150 \geq 2541$$

$$5535 \text{ kg} \geq 2541 \text{ kg} \dots\dots\dots (Aman)$$

N) Pemeriksaan kuat nominal pelat badan terhadap tekuk pada sisi miring badan utuh karena bekerjanya gaya geser horizontal :

$$\phi \cdot V_{nh} \geq V_{uh}$$

$$V_{uh} = V_u \times \left(\frac{s}{2 \times d} \right) = 8130 \times \left(\frac{22,14}{2 \times 35,4} \right)$$

$$= 2541 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 V_{nh} &= 0,6 \times \frac{4 \cdot \text{tw. e.} \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi}{180} \right)}{3 \times \tan \phi} \times f_y \\
 &= 0,6 \times \frac{4 \times 0,8 \times 5,1 \cdot \left(\frac{\pi \times 60}{180} \right)}{3 \times \tan 45} \times 2500 \\
 &= 13902 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

syarat : $\phi \cdot V_{nh} \geq V_{uh}$

$$\begin{aligned}
 0,9 \times 13902 &\geq 2541 \\
 12512 &\geq 2541 \dots\dots\dots (\text{Aman})
 \end{aligned}$$

N) Perhitungan shear connector dan las fillet pada penghubung geser

• Perhitungan shear connector

- Digunakan stud connector 3/4" x 7 cm

- Gaya geser maksimum pada daerah momen positif adalah yang terkecil dari :

- kehancuran beton

$$\begin{aligned}
 V_h &= 0,85 \times f_c \times b_{\text{eff}} \times t_s \\
 &= 0,85 \times 300 \times 180 \times 12 \\
 &= 550800 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- leleh tarik dari penampang baja

$$\begin{aligned}
 V_h &= f_y \times A_s \\
 &= 2500 \times 71,53 \\
 &= 178825 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan $V_{h \text{ terkecil}} = 178825 \text{ kg}$

- Diameter maksimum stud yang diijinkan :

$$2,5 \times t_f = 2,5 \times 1,2 = 3 \text{ cm} > 3/4" = 1,91 \text{ cm}$$

- Luas penampang melintang satu buah stud connector :

$$A_{sc} = \frac{\pi \times 1,905^2}{4} = 2,851 \text{ cm}^2$$

- Kuat geser satu buah stud connector :

$$\begin{aligned} Q_n &= 0,5 \times A_{sc} \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq A_{sc} \times f_u \\ &= 0,5 \times 2,851 \times \sqrt{300 \cdot 25743} \leq 2,851 \times 4100 \\ &= 3962 \text{ kg} < 11690,645 \text{ kg} \\ \Sigma Q_n &= 3962 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Persyaratan jarak penghubung geser : (SNI 1729-2015 pasal I8.3e)

$$\text{Jarak Minimum (} S_{\min} \text{)} = 6d = 4 \times 1,91 = 7,6 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak Maksimum (} S_{\max} \text{)} = 32d = 32 \times 1,91 = 61 \text{ cm}$$

- Jumlah stud yang diperlukan :

$$N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{178825}{3962,00} = 45,135 \approx 46 \text{ buah}$$

Maka gunakan minimum 46 stud untuk ½ bentang balok, atau 92 buah untuk keseluruhan bentang dalam satu baris.

- Jarak stud arah melintang

$$n = \text{Jumlah stud arah melintang}$$

$$= b_f / S_{\min} = 20 / 7,6 = 2,62 \approx 2 \text{ buah}$$

$$S = b_f / n = 20 / 2 = 10 \text{ cm}$$

Syarat :

$$S_{\min} = 7,6 \text{ cm} < S = 10 \text{ cm} < S_{\max} = 61 \text{ cm} \dots\dots (\text{Ok})$$

- Jarak stud arah memanjang dimana terdapat 2 stud dalam 1 baris :

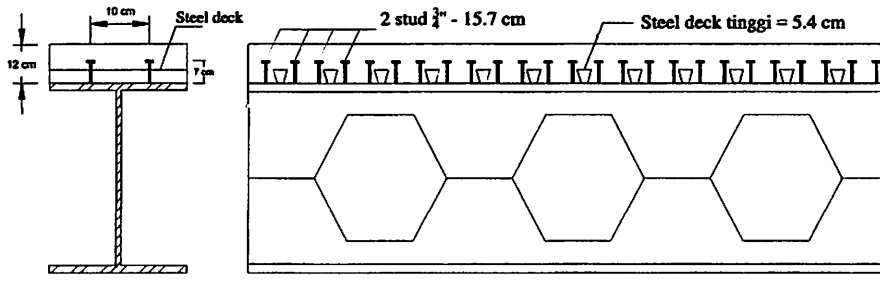
$$\text{Bentang (} L \text{)} = 720 \text{ cm}$$

$$\text{Jumlah stud} = 92 / 2 = 46 \text{ buah}$$

$$S = L / n = 720 / 46 = 15,7 \text{ cm}$$

Syarat :

$$S_{\min} = 7,6 \text{ cm} < S = 15,7 \text{ cm} < S_{\max} = 61 \text{ cm} \dots\dots (\text{Ok})$$



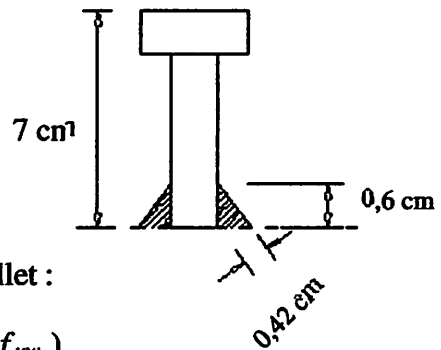
Gambar 4.30 Penampang melintang dan memanjang shear connector

● Perhitungan las fillet pada penghubung geser

electrode E70 , $f_{uw} = 485 \text{ N/mm}^2 = 4850 \text{ kg/cm}^2$

tebal las rencana = 0,6 cm

$$\begin{aligned} t_e &= 0,707 \times a \\ &= 0,707 \times 0,6 \\ &= 0,42 \text{ cm} \end{aligned}$$



- Kekuatan desain persatuan panjang las fillet :

$$\begin{aligned} \phi \cdot R_{nw} &= 0,75 \times t_e \times (0,6 \times f_{uw}) \\ &= 0,75 \times 0,42 \times (0,6 \times 4850) \\ &= 925,82 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

- Panjang keliling konektor (K) :

$$\begin{aligned} K &= \pi \cdot d \\ &= \pi \times 1,91 \\ &= 5,987 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Las sekeliling shear konektor

$$\phi \cdot R_{nw \text{ perlu}} = \frac{Q_n}{K} = \frac{3962}{5,987} = 661,75 \text{ kg/cm}$$

Syarat :

$$\phi \cdot R_{nw} > \phi \cdot R_{nw \text{ perlu}}$$

$$925,82 \text{ kg/cm} > 661,75 \text{ kg/cm} \dots\dots\dots (\text{Ok})$$

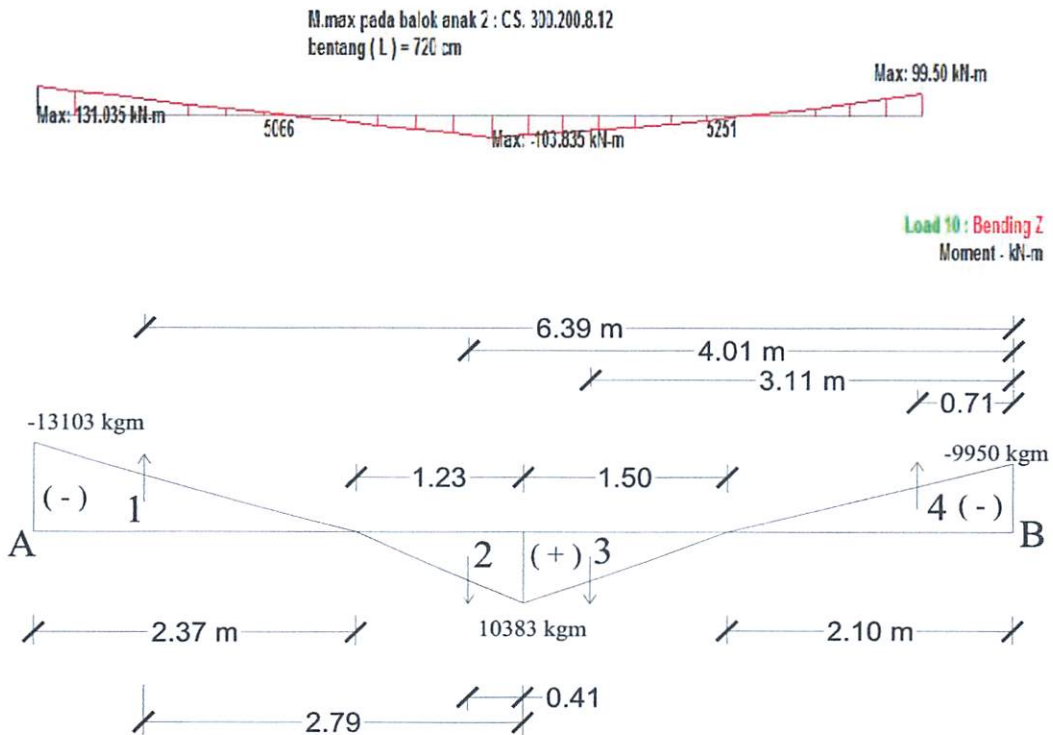
O) Kontrol lendutan

- Lendutan yang diijinkan

$$\Delta_i = \frac{1}{360} L = \frac{1}{360} \times 720 = 2,00 \text{ cm}$$

- Besar lendutan yang terjadi (Metode momen area)

- Dari staadpro v8.i diperoleh nilai momen sebagai berikut :



Luas momen :

$$P1 = 1/3 \times 13103 \times 2,37 = 10351,370 \text{ kg.m}^2$$

$$P2 = 1.3 \times 10383 \times 1,23 = 4257,030 \text{ kg.m}^2$$

$$P3 = 1/3 \times 10383 \times 1,05 = 5451,075 \text{ kg.m}^2$$

$$P4 = 1/3 \times 9950 \times 0,71 = 3532,250 \text{ kg.m}^2$$

$$\Sigma MB = 0$$

$$\begin{aligned} & (RA \times 7,2) + (P1 \times 6,39) - (P2 \times 4,01) - \\ & (P3 \times 3,11) - (P4 \times 0,76) \\ & (-RA \times 7,2) = (10351,370 \times 6,39) - (4257,030 \times 4,01) \\ & \quad - (5451,075 \times 3,11) + (3532,250 \times 0,76) \end{aligned}$$

$$RA = \frac{34806,231}{-7,2} = -4834,199 \text{ kg.m}^2$$

$$\begin{aligned} M.\max &= (RA \times 3,6) + (P1 \times 2,79) - (P2 \times 0,41) \\ &= (-4834,199 \times 3,6) + (10351,370 \times 2,79) \\ &\quad - (4257,030 \times 0,41) \\ &= 9731,825 \text{ kg.m}^3 \\ &= 9731,825 \times 10^6 \text{ kg.cm}^3 \end{aligned}$$

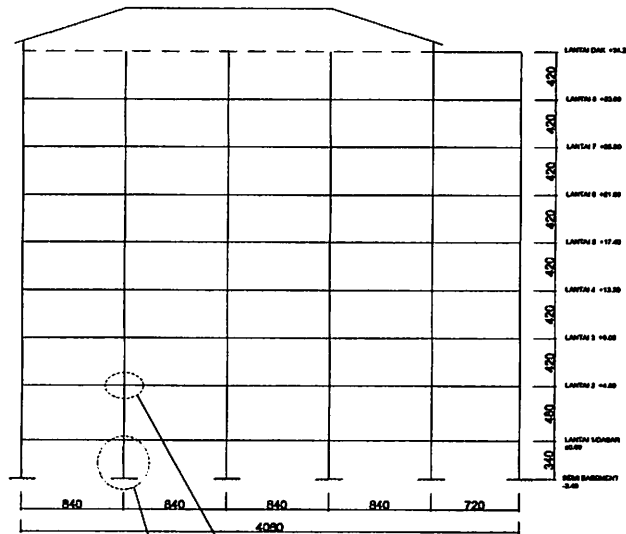
Ek = Modulus elastisitas balok komposit

$$\begin{aligned} &= (Ec \times (\frac{As}{As + Ac}) + Es \times (\frac{Ac}{As + Ac})) / 2 \\ &= (47000 \times (\frac{55,09}{55,09 + 2160}) + 2000000 \times \\ &\quad (\frac{2160,00}{55,09 + 2160})) / 2 \\ &= 975714 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\Delta x = \frac{M.\max}{Ek \times I_{nett}} = \frac{9731,825 \times 10^6}{975714 \times 24246,284} = 0,411 \text{ cm}$$

Maka : $\Delta x = 0,41 \text{ cm} < \Delta i = 2,00 \text{ cm}$Aman

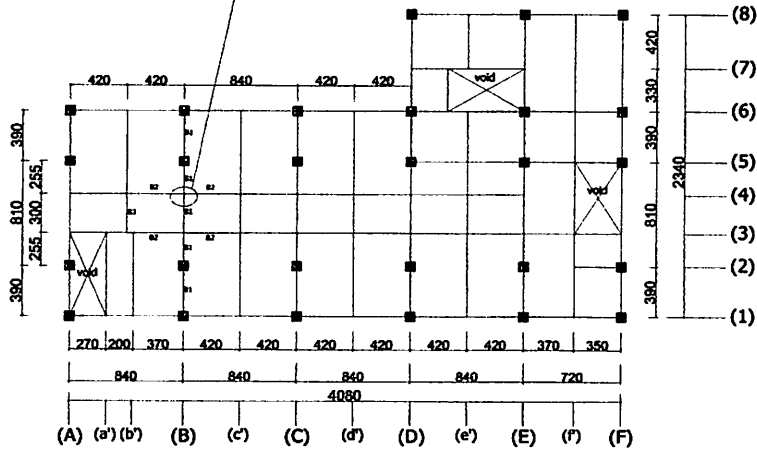
- Letak sambungan yang ditinjau :



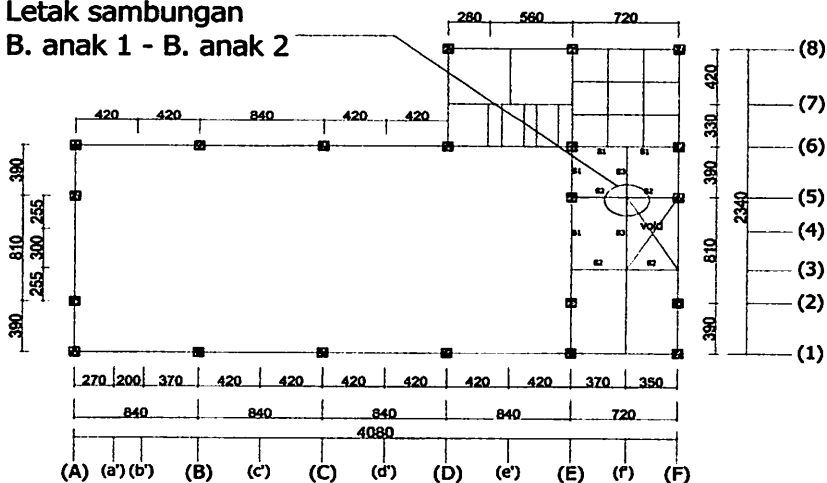
Letak sambungan Balok - Kolom

Letak desain penampang kolom dan perletakan

Letak sambungan
B. induk - B. anak



Letak sambungan
B. anak 1 - B. anak 2



4.6 Desain Penampang Kolom Kingcross (KC 588.300.12.20)

Terdapat pada lantai basement dengan tinggi = 340 cm (beam 1064)

Hasil Output dari program Staad pro v8.i diperoleh reaksi :

$$P_u = 277658 \text{ kg}$$

Comb 2 :

$$M_{x1} = 486 \text{ kgm}$$

$$M_{x2} = 1907 \text{ kgm}$$

$$M_{z1} = 2375 \text{ kgm}$$

$$M_{z2} = 4873 \text{ kgm}$$

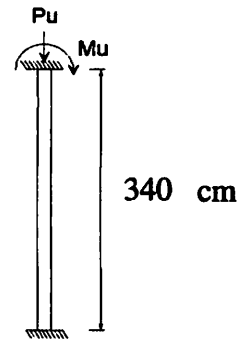
Comb 4 :

$$M_{x1} = 8655 \text{ kgm}$$

$$M_{x2} = 654 \text{ kgm}$$

$$M_{z1} = 5345 \text{ kgm}$$

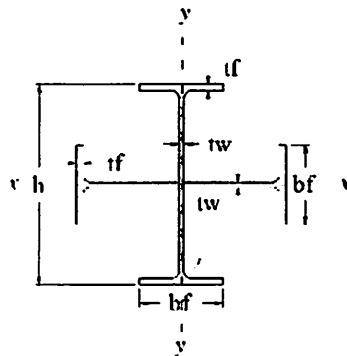
$$M_{z2} = 4492 \text{ kgm}$$



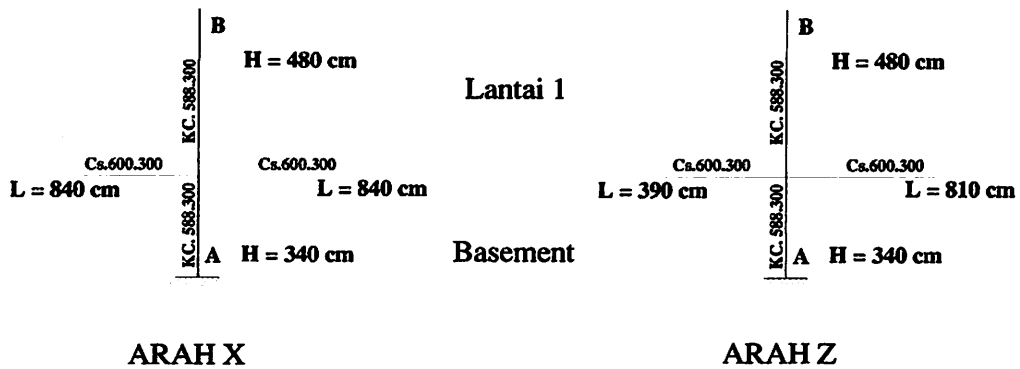
- Material baja = Bj 41 ;
- Tegangan leleh (f_y) = 250 MPa = 2500 kg/cm²
- Tegangan putus (f_u) = 410 MPa = 4100 kg/cm²
- Modulus elastisitas baja = 200000 MPa = 2000000 kg/cm²

• Data profil Kingcross (KC) : 588.300.12.20

(sumber. PT Gunung garuda steel)



$h = 58,8 \text{ cm}$	$r_x = 18,16 \text{ cm}$	$w = 302 \text{ kg/m}$
$bf = 30 \text{ cm}$	$r_y = 18,16 \text{ cm}$	$I_x = 127020 \text{ cm}^4$
$t_w = 1,2 \text{ cm}$	$Z_x = 4320,4 \text{ cm}^3$	$I_y = 132020 \text{ cm}^4$
$t_f = 2 \text{ cm}$	$Z_y = 4419,5 \text{ cm}^3$	$I_x \text{ balok Cs.600.300}$
$r = 2,8 \text{ cm}$	$S_x = 4020 \text{ cm}^3$	$= 89361 \text{ cm}^4$
$A_g = 385 \text{ cm}^2$	$S_y = 601 \text{ cm}^3$	



Gambar 4.31 Letak kolom dan balok yang ditinjau

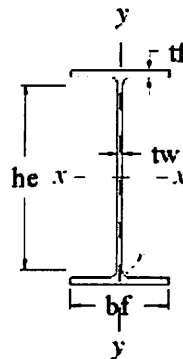
A) Kontrol terhadap tekan

Pengecekan kelangsingan untuk elemen yang menahan tekan aksial

(menurut SNI 1729:2015 tabel B4 . 1a), yakni :

h_e = Jarak bersih antara sayap dikurangi radius sudut pertemuan pada setiap sayap

$$\begin{aligned}
 h_e &= d - 2 \times (t_f \times r) \\
 &= 58,8 - 2 \times (2 \times 2,8) \\
 &= 51,2 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



• Sayap (flange) - kompak

$$\lambda_f = \frac{bf}{2 \times t_f} = \frac{30}{2 \times 2,0} = 8$$

$$\lambda_{pf} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 15,84$$

Karena $\lambda_f < \lambda_{pf}$ maka elemen : non langsing

• Badan (web)

$$\lambda_w = \frac{h_e}{t_w} = \frac{51,2}{1,2} = 43$$

$$\lambda_{pw} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,49 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 42,14$$

Karena $\lambda_w > \lambda_{pw}$ maka elemen : langsing

Menentukan panjang efektif kolom (KL) sebagai berikut :

- Nilai K (faktor panjang efektif) kolom arah X dan Z , dimana kolom dianggap merupakan rangka bergoyang karena displacement akibat beban gempa.
- Nilai E (modulus elastisitas) dianggap 1 karena material balok dan kolom sama.

1. Mencari nilai K arah x

G_A = Untuk kolom yang terhubung kaku pada pondasi (tumpuan jepit), nilai G diambil sebesar 1,0

$$G_B = \frac{\sum (EI/L)_c}{\sum (EI/L)_b} = \left[\frac{2000000 \times 127020}{340} + \frac{2000000 \times 127020}{480} \right] \left[\frac{964175 \times 155558}{840} + \frac{964175 \times 155558}{840} \right]$$

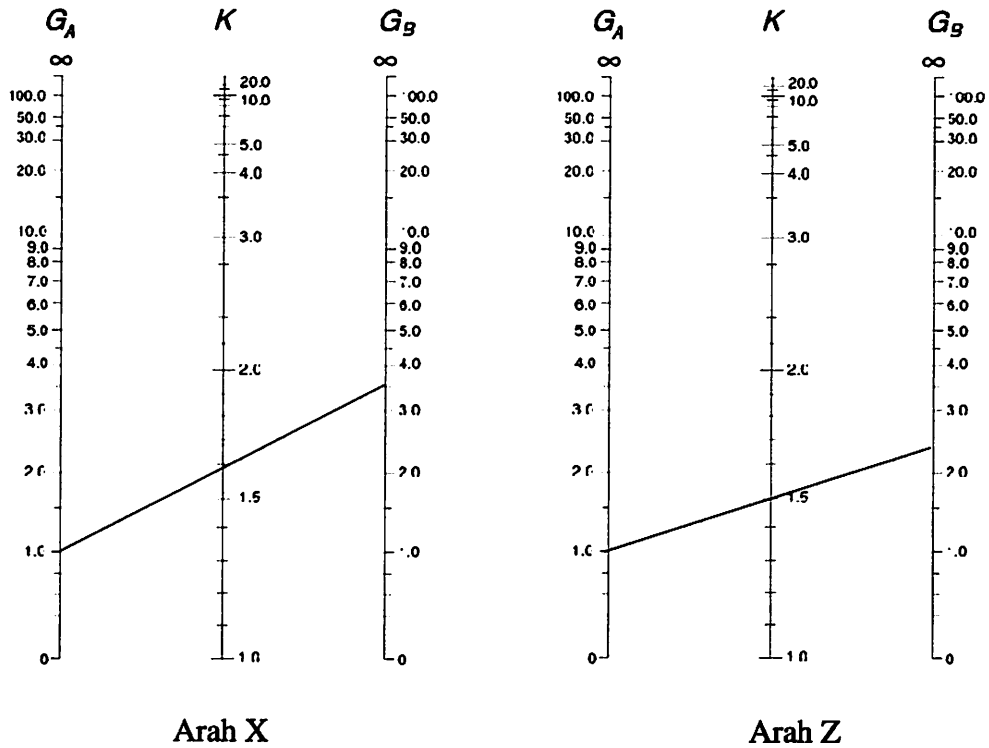
$$= 3,57$$

2. Mencari nilai K arah z

G_A = Untuk kolom yang terhubung kaku pada pondasi (tumpuan jepit), nilai G diambil sebesar 1,0

$$G_B = \frac{\sum (EI/L)_c}{\sum (EI/L)_b} = \left[\frac{2000000 \times 127020}{340} + \frac{2000000 \times 127020}{480} \right] \left[\frac{928749 \times 145355}{390} + \frac{964175 \times 155558}{810} \right]$$

$$= 2,40$$



Gambar 4.32 Alignment chart untuk menghitung K

Maka diperoleh nilai $K_x = 1,69$

Maka diperoleh nilai $K_z = 1,50$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal E2 Rasio kelangsingan efektif disyaratkan sebagai berikut :

$$\lambda_x = \frac{kL}{r_x} = \frac{1,69 \times 340}{18,16} = 31,641$$

$$\lambda_z = \frac{kL}{r_z} = \frac{1,50 \times 340}{18,16} = 28,084$$

Rasio kelangsingan efektif $x = 31,641 > z = 28,084$ maka arah x menentukan tekuk, sehingga dalam perhitungan selanjutnya ditinjau arah x

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \times \frac{kL}{r_x} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1}{\pi} \times 31,64 \times \sqrt{\frac{2500}{2000000}} = 0,36$$

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - (0,67 \times 0,36)} = 1,05$$

$$P_n = A_g \times f_{cr} = A_g \times \frac{f_y}{\omega}$$

$$= 385 \times \frac{2500}{1,05} = 916406,590 \text{ kg}$$

syarat : $\phi \cdot P_n \geq P_u$

$$0,9 \times 916406,590 \geq 277658$$

$$824766 \text{ kg} \geq 277658 \text{ kg} \dots\dots\dots (\text{Aman})$$

B) Kontrol lentur penampang

Pengecekan kelangsingan untuk elemen yang menahan momen lentur :

(SNI 1729-2015 tabel B-1b)

• Sayap (flange)

$$\lambda_f = \frac{bf}{2 \times t_f} = \frac{30}{2 \times 2,0} = 8$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 10,75$$

Karena $\lambda_f < \lambda_{pf}$ sayap profil kompak

• Badan (web)

$$\lambda_w = \frac{he}{tw} = \frac{51,2}{1,2} = 43$$

$$\lambda_{pw} = 3,67 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,67 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 103,8$$

Karena $\lambda_w < \lambda_{pw}$ sayap profil kompak

Maka penampang didesain dalam keadaan momen plastis

$$M_{n \text{ arah } x} = M_p = Z_x \times f_y$$

$$= 4320,40 \times 2500$$

$$= 10801000 \text{ kg.cm}$$

$$\phi_b \cdot M_{nx} = 0,9 \times 10801000 = 9720900 \text{ kg.cm}$$

$$\begin{aligned} M_{n \text{ arah } z} &= M_p = Z_y \times f_y \\ &= 4419,50 \times 2500 \\ &= 11048750 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$\phi_b \cdot M_{nz} = 0,9 \times 11048750 = 9943875 \text{ kg.cm}$$

C) Kontrol pengaruh tekuk lateral

$$L_b = 340 \text{ cm}$$

$$L_p \leq 1,76 \times r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$L_p = 1,76 \times 18,16 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 904 \text{ cm}$$

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

dimana : $h_o = h - t_f = 58,8 - 2,0 = 56,8$ (jarak antar titik berat flens)

r_{ts}^2 = Radius girasi efektif

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y \times h_o}{2 \times S_x} = \frac{132020 \times 56,8}{2 \times 4020,0}$$

$$r_{ts}^2 = 932,68$$

$$r_{ts} = 31 \text{ cm}$$

J = Konstanta torsi

$$= \frac{1}{3} \times h_e \times t_w^3 + 2 \left(\frac{1}{3} \times b_f \times t_f^3 \right)$$

$$= \frac{1}{3} \times 51,2 \times 1,2^3 + 2 \times \left(\frac{1}{3} \times 30 \times 2,0^3 \right)$$

$$= 189,491 \text{ cm}^4$$

$C = 1$ (dianggap momen kritis penyebab tekuk torsi lateral

bernilai konstan sepanjang titik pertambahan lateral (L_b))

$$L_r = 1,95 \times 31 \times \frac{2000000}{0,7 \times 2500} \times$$

$$\sqrt{\frac{189 \times 1}{4020 \times 57} + \left(\frac{189 \times 1}{4020 \times 57} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \times 2500}{2000000} \right)^2}$$

$$= 68060 \times \sqrt{0,000830 + \sqrt{0,000000689 + 0,00000518}}$$

$$= 3881 \text{ cm}$$

Syarat : $L_b < L_p$ Bentang pendek

$L_p < L_b < L_r$ Bentang menengah

$L_b < L_r$ Bentang panjang

karena $L_p = 904 \text{ cm} < L_b = 340 \text{ cm} < L_r = 3881 \text{ cm}$

Maka penampang bentang pendek sehingga tidak terjadi tekuk torsi lateral pada kolom.

D) Kontrol terhadap momen

● Pembesaran Momen, δ_b (akibat beban gravitasi, kombinasi 2)

Pembesaran momen arah x

$$\lambda = \frac{kL}{r_x} = \frac{1,69 \times 340}{18,16} = 31,641$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$= 0,6 - 0,4 \left(\frac{1907}{486} \right) = -0,97$$

$$N_{crx} = \frac{\pi^2 \times E \times A_g}{\left(k \cdot \frac{L}{r} \right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2000000 \times 385}{31,641^2}$$

$$= 7583164,312 \text{ kg}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{N_{cr}}} = \frac{-0,97}{1 - \frac{277658}{7583164,31}} = -1,01 < 1,0$$

Diambil $\delta_b = 1,0$

$$\begin{aligned} M_{ntx} &= \delta_b \times Mx \\ &= 1,0 \times 486 \\ &= 486 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Pembesaran momen arah z

$$\lambda = \frac{kL}{r_y} = \frac{1,50 \times 340}{18,16} = 28,084$$

$$\begin{aligned} C_m &= 0,6 - 0,4 \left(\frac{M1}{M2} \right) \\ &= 0,6 - 0,4 \left(\frac{2375}{4873} \right) = 0,41 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{crz} &= \frac{\pi^2 \times E \times A_g}{\left(k \cdot \frac{L}{r} \right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2000000 \times 385}{28,084^2} \\ &= 9625900,263 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{N_{cr}}} = \frac{0,41}{1 - \frac{277658}{9625900,26}} = 0,42 < 1,0$$

Diambil $\delta_b = 1,0$

$$\begin{aligned} M_{ntz} &= \delta_b \times Mz \\ &= 1,0 \times 2375 \\ &= 2375 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

● **Pembesaran Momen, δ_s (akibat beban gempa, kombinasi 8)**

Pembesaran momen arah x

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{277658}{7583164}} = 1,04 > 1,0$$

Diambil $\delta_s = 1,04$

$$\begin{aligned} M_{ltx} &= \delta_s \times M_x \\ &= 1,04 \times 8655 \\ &= 8984 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Pembesaran momen arah z

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{N_{crz}}} = \frac{1}{1 - \frac{277658}{9625900}} = 1,03 > 1,0$$

Diambil $\delta_s = 1,03$

$$\begin{aligned} M_{ltz} &= \delta_s \times M_z \\ &= 1,03 \times 654 \\ &= 673 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Maka didapat persamaan interaksi pembesaran momen :

$$\begin{aligned} M_{ux} &= M_{ntx} + M_{ltx} \\ &= 486 + 8984 \\ &= 9470 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{uz} &= M_{ntz} + M_{ltz} \\ &= 2375 + 673 \\ &= 3048 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Interaksi gaya aksial dan momen lentur menurut SNI 1729-2015 pasal H1-1

dihitung sebagai berikut

$$\text{a. Jika } \frac{P_u}{\phi \cdot P_n} \geq 0,2 \text{ maka } \frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uz}}{\phi_b \cdot M_{nz}} \right) \leq 1,0$$

$$\text{a. Jika } \frac{P_u}{\phi \cdot P_n} < 0,2 \text{ maka } \frac{P_u}{2\phi \cdot P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

Dimana :

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} = \frac{277658}{824766} = 0,34 \geq 0,2$$

Maka interaksi gaya aksial dan momen lentur adalah :

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uz}}{\phi_b \cdot M_{nz}} \right) \leq 1,0$$

$$0,34 + \frac{8}{9} \left(\frac{9469,95}{9720900} + \frac{3048,42}{9943875,00} \right) = 0,34 < 1,0 \text{ (Aman)}$$

Maka kolom Kingcross 588.300.12.20 kuat memikul beban tekan dan momen lentur.

4.7 Desain Sambungan

4.7.1 Sambungan end plate balok induk - kolom pada flens (beam 836 - 838)

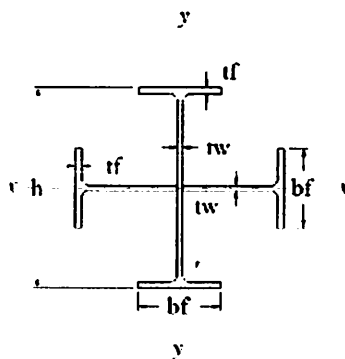
$$M_u = 61347 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 45289 \text{ kg}$$

- Material baja : Bj 41 ;
- Tegangan leleh (f_y) : 250 MPa = 2500 kg/cm²
- Tegangan putus (f_u) : 410 MPa = 4100 kg/cm²
- Modulus elastisitas baja : 200000 MPa = 2000000 kg/cm²
- Baut yang digunakan : A325
- Kuat tarik minimum f_{ub} : 620 MPa = 6200 kg/cm²
- Tegangan geser baut f_{nv} : 372 Mpa = 3720 kg/cm²
- Diameter baut \emptyset : 2,2 cm
- Luas baut A_b : $\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \emptyset^2 = 3,80 \text{ cm}^2$
- Tebal end plate rencana : 2 cm

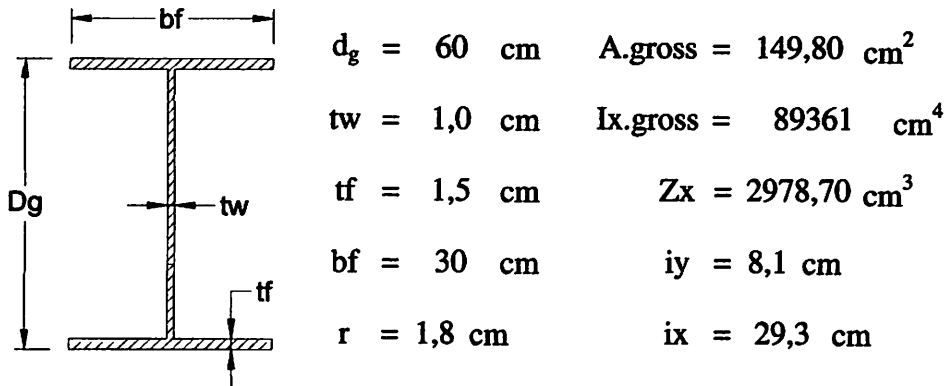
• Data profil kolom dan balok induk : (sumber. PT Gunung garuda steel)

A) Kolom kingcross (KC. 588.300.12.20)



$h = 58,8 \text{ cm}$	$A_g = 385 \text{ cm}^2$	$S_x = 4020 \text{ cm}^3$
$bf = 30 \text{ cm}$	$r_x = 18,16 \text{ cm}$	$S_y = 601 \text{ cm}^3$
$t_w = 1,2 \text{ cm}$	$r_y = 18,16 \text{ cm}$	$I_x = 127020 \text{ cm}^4$
$t_f = 2 \text{ cm}$	$Z_x = 4320,4 \text{ cm}^3$	$I_y = 132020 \text{ cm}^4$
$r = 2,8 \text{ cm}$	$Z_y = 4419,5 \text{ cm}^3$	$w = 302 \text{ kg/m}$

B) Balok induk : Castellated (CS. 600.300.10.15)



Kuat Nominal tumpu

- Pada lubang baut bagian tebal pelat end-plate

$$R_n = 1,2 \cdot l_c \cdot t_p \cdot f_u \leq 2,4 \cdot d \cdot t_w \cdot f_u$$

$$R_{n \text{ End-Plate}} = 1,2 \cdot l_c \cdot t_p \cdot f_u$$

$$= 1,2 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 4100 = 29520 \text{ kg}$$

$$\phi \cdot R_{n \text{ End-Plate}} = 0,75 \cdot 29520,00 = 22140 \text{ kg}$$

- Pada lubang baut bagian flens dari kolom :

$$R_{n \text{ flens}} = 2,4 \cdot d_b \cdot t_w \cdot f_u$$

$$= 2,4 \cdot 2,2 \cdot 2,0 \cdot 4100 = 43296,00 \text{ kg}$$

$$\phi \cdot R_{n \text{ flens}} = 0,75 \cdot 43296,00 = 32472 \text{ kg}$$

diambil kuat nominal tumpu yang terkecil = 22140 kg

Kuat Nominal Geser baut dengan 1 Bidang Geser

$$R_{nv} = f_{nv} \cdot A_b \cdot m$$

$$= 3720 \cdot 3,80 \cdot 1$$

$$= 14146,63 \text{ kg/baut}$$

$$\phi \cdot R_{nv} = 0,75 \cdot 14146,63$$

$$= 10609,97 \text{ kg/baut}$$

Maka tahanan Geser menentukan!

Perhitungan Jumlah Baut

- Besar gaya tarik akibat momen :

$$T = \frac{M_u}{0.9 \times d_g} = \frac{61347 \times 10^2}{0.9 \times 60} = 113605,56 \text{ kg}$$

$$\text{Balok Induk ; } n = \frac{T}{\phi \cdot R_n} = \frac{113605,56}{22140} = 5,131 \approx 10 \text{ buah baut}$$

Di gunakan 10 buah baut

Kontrol Kekuatan baut terhadap Geser

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{V_u}{n} < \phi \cdot R_{nv} \\ &= \frac{113605,56}{10} = 11360,56 \text{ kg} < 22140 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Maka jumlah baut memenuhi kuat geser perlu

- Menghitung jarak Baut

Jarak tepi minimum S_l untuk baut \emptyset 2,2 = 3 cm

$$S_{min} < S_l < (4 t_p + 10 \text{ cm}) \text{ atau } 20 \text{ cm}$$

$$3,0 < S_l < 4 \cdot 2 + 10 \text{ cm atau } 20 \text{ cm}$$

$$3,0 < 3,0 < 18 \text{ atau } 20 \text{ cm}$$

Maka $S_l = P_t = 3 \text{ cm}$

- Jarak antara baut S untuk baut \emptyset 2,2

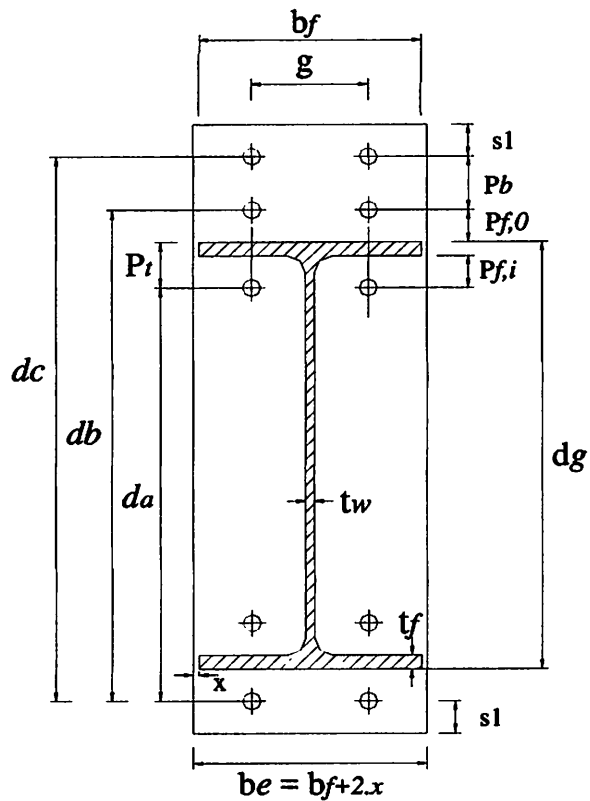
$$2 \frac{2}{3} d_b < S < 15 t_p \text{ atau } 20 \text{ cm}$$

$$2,9 < S < 15 \cdot 2 \text{ atau } 20 \text{ m}$$

$$2,9 < 5,0 < 30 \text{ atau } 20 \text{ cm}$$

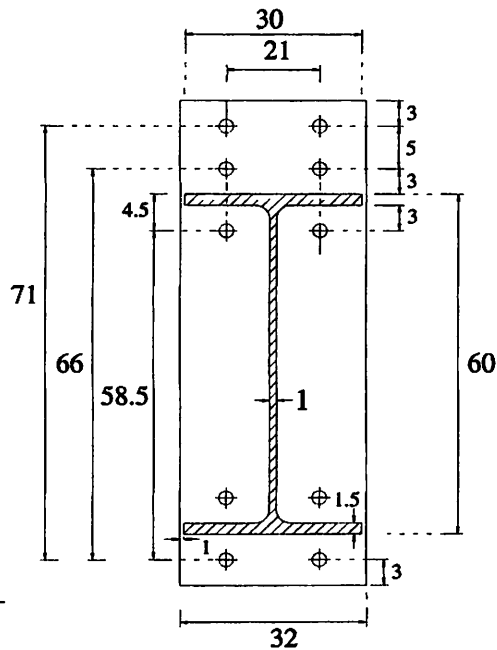
Maka $S = P_b = 5 \text{ cm}$

- Perhitungan tebal pelat ujung minimum



$$\begin{aligned}
 M_u &= 61347 \text{ kg.m} & P_t &= P_{f,i} + t_f \\
 F_{py} &= 2500 \text{ kg/cm}^2 & &= 3 + 1,5 = 4,5 \text{ cm} \\
 \phi &= 0,9 & P_b &= 5 \text{ cm} \\
 d_a &= d_g + P_{f,o} - P_t & P_{f,o} &= 3 \text{ cm} \\
 &= 60 + 3 - 4,5 & P_{f,i} &= 3 \text{ cm} \\
 &= 58,5 \text{ cm} & x &= 1 \text{ cm} \\
 d_b &= d_g + (2 \times P_{f,o}) & b_e &= b_f + (2 \cdot x) \\
 &= 60 + (2 \times 3) & &= 30 - (2 \cdot 1) \\
 &= 66 \text{ cm} & &= 32 \text{ cm} \\
 d_c &= d_g + (2 \times P_{f,o}) + P_b & g &= b_f - (2 \cdot P_t) \\
 &= 60 + (2 \times 3) + 5 & &= 30 - (2 \cdot 4,5) \\
 &= 71 \text{ cm} & &= 21 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

maka diperoleh dimensi :



$$\begin{aligned}
 s &= 1/2 \cdot \sqrt{bf \cdot g} \\
 &= 1/2 \cdot \sqrt{30 \cdot 21} \\
 &= 13 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

- Estimasi tebal minimum end-plate

$$t_p \geq \left[\frac{M_u / \phi F_{py}}{\left[\frac{b_f}{2} \cdot \left[\frac{1}{p_{f,i}} + \frac{1}{s} \right] + \left[p_{f,i} + s \right] \frac{2}{g} \right] \cdot \left[d_g - p_t \right] + \left[\frac{b_f}{2} \cdot \left[\frac{d_g}{p_{f,o}} + 1 \right] \right]} \right]^{1/2}$$

$$t_p \geq \left[\frac{6134700 / 0,9 \cdot 2500}{\left[\frac{30}{2} \cdot \left[\frac{1}{3} + \frac{1}{13} \right] + \left[3 + 13 \right] \frac{2}{21} \right] \cdot \left[60 - 4,5 \right] + \left[\frac{30}{2} \cdot \left[\frac{60}{3} + \frac{1}{2} \right] \right]} \right]^{1/2}$$

$$t_p \geq \left[\frac{2726,53}{426,03 + 307,50} \right]^{1/2} = 1,928 \approx 2 \text{ cm} \leq 2 \text{ cm} \dots\dots \text{Ok}$$

- Kekuatan tarik nominal baut

$$\begin{aligned}
 T_b &= A_b \cdot f_{ub} \\
 &= 3,80 \cdot 6200 \\
 &= 23578 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kapasitas Sambungan End-Plate didasarkan kekuatan baut tanpa efek praying/ congkel

$$\begin{aligned}
 M_{np} &= 2 \cdot T_b \cdot (d_a + d_b + d_c) \\
 &= 2 \cdot 23578 \cdot (58,5 + 66 + 71) \\
 &= 9218886,286 \text{ kg.cm} \\
 &= 92188,863 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

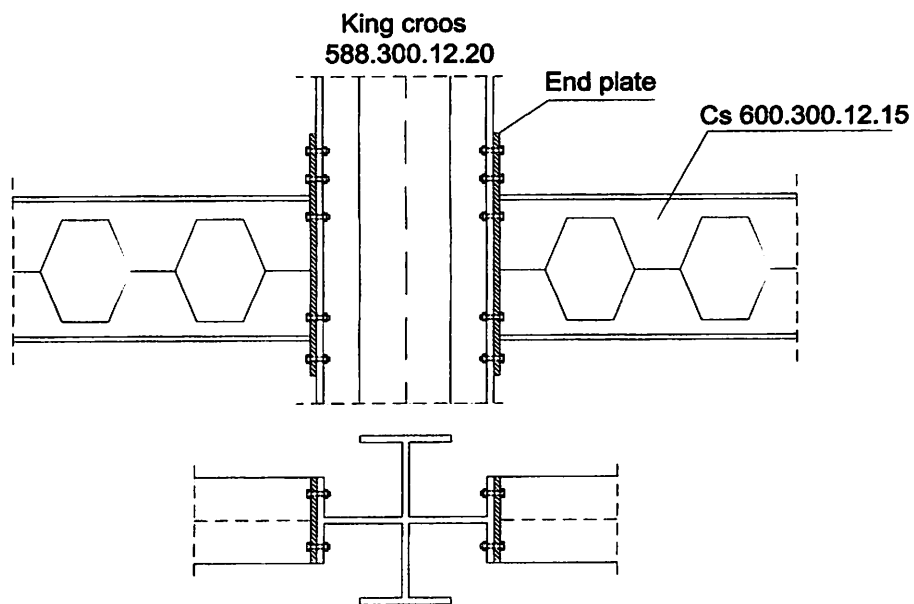
$$\begin{aligned}
 \phi \cdot M_{np} &= 0,75 \cdot 92188,863 \\
 &= 69141,647 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Syarat:

$$\phi \cdot M_{np} > M_u$$

$$69141,647 \text{ kg.m} > 61347 \text{ kg.m} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

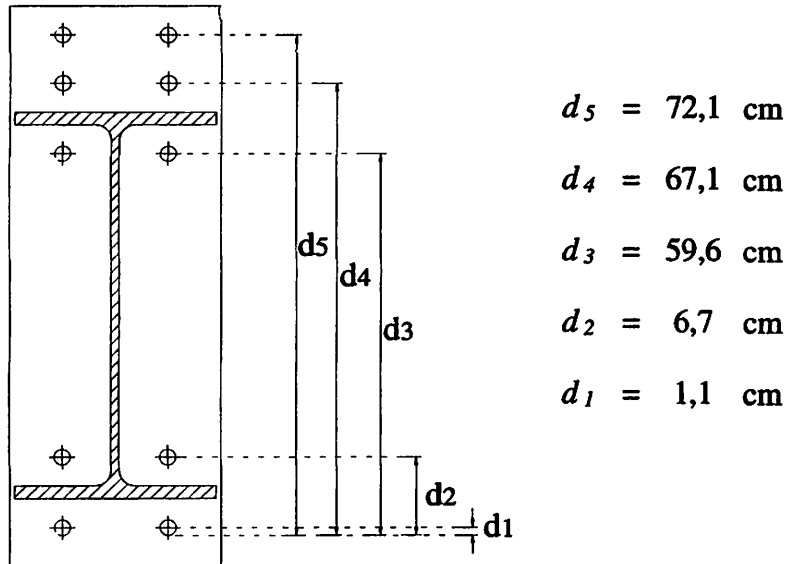
$$\text{Rasio momen} = M_u / \phi \cdot M_{np} = 0,887 < 1$$



- **Kontrol Kekuatan baut terhadap Tarik**

- Jarak baut ke tepi pelat (S_1) = 3 cm

- Jarak antar baut (S) = 5 cm



$$\begin{aligned}
 d_t &= d_1 + d_2 + d_3 + d_4 + d_5 \\
 &= 1,1 + 6,7 + 59,6 + 67,1 + 72,1 \\
 &= 206,60 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

- **Gaya tarik Perlu**

$$T_{u1} = \frac{M_u \cdot d_1}{d_t^2} = \frac{61347 \cdot 0,011}{2,066^2} = 158,10 \text{ kg}$$

$$T_{u2} = \frac{M_u \cdot d_2}{d_t^2} = \frac{61347 \cdot 0,067}{2,066^2} = 962,96 \text{ kg}$$

$$T_{u3} = \frac{M_u \cdot d_3}{d_t^2} = \frac{61347 \cdot 0,596}{2,066^2} = 8566,02 \text{ kg}$$

$$T_{u4} = \frac{M_u \cdot d_4}{d_t^2} = \frac{61347 \cdot 0,671}{2,066^2} = 9643,96 \text{ kg}$$

$$T_{u5} = \frac{M_u \cdot d_5}{d_t^2} = \frac{61347 \cdot 0,721}{2,066^2} = 10362,58 \text{ kg}$$

- Gaya tarik 1 baut

$$\begin{aligned}
 T_d &= \phi \cdot T_b \\
 &= 0,75 \cdot 23577,71 \\
 &= 17683,29 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Karena dalam 1 baris terdiri dari 2 baut maka

$$\begin{aligned}
 T_d &= 2 \cdot T_d \\
 &= 2 \cdot 17683,29 \\
 &= 35366,57 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Syarat:

$$T_u < T_d$$

$T_{u1} =$	158,10	<	35366,57	Ok!
$T_{u2} =$	962,96	<	35366,57	Ok!
$T_{u3} =$	8566,02	<	35366,57	Ok!
$T_{u4} =$	9643,96	<	35366,57	Ok!
$T_{u5} =$	10362,58	<	35366,57	Ok!

- Kontrol Kekuatan baut terhadap Momen

$$\begin{aligned}
 \Sigma T &= T_{u1} + T_{u2} + T_{u3} + T_{u4} + T_{u5} \\
 &= 158,10 + 962,96 + 8566,02 + 9643,96 + 10362,58 \\
 &\approx 29693,61 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\sum_{i=1}^n Td \cdot di :$$

$T_d \cdot d_1 =$	35366,57	·	1,1	=	38903,23	kg.cm
$T_d \cdot d_2 =$	35366,57	·	6,7	=	236956,03	kg.cm
$T_d \cdot d_3 =$	35366,57	·	59,6	=	2107847,66	kg.cm
$T_d \cdot d_4 =$	35366,57	·	67,1	=	2373096,94	kg.cm
$T_d \cdot d_5 =$	35366,57	·	72,1	=	2549929,80	kg.cm

$$\sum_{i=1}^n Td \cdot di = 7306733,66 \text{ kg.cm}$$

$$a = \frac{\Sigma T}{f_{yp} \cdot be} = \frac{29693,61}{2500 \cdot 32} = 0,37 \text{ cm}$$

- Momen Rencana

$$\begin{aligned} M_R = \phi \cdot M_n &= \frac{0,9 \cdot f_{yp} \cdot a^2 \cdot b}{2} + \sum_{i=1}^n Td \cdot di \\ &= \frac{0,9 \cdot 2500 \cdot 0,37^2 \cdot 32}{2} + 7306733,66 \\ &= 7311693 \text{ kg.cm} \\ &= 73117 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Syarat:

$$M_u < \phi \cdot M_n$$

$$61347 \text{ kg.m} < 73117 \text{ kg.m} \dots\dots\dots \text{Ok!}$$

$$\text{Rasio momen} = M_u / \phi \cdot M_n = 0,839 < 1$$

● **Perhitungan las fillet pada End Plate :**

elektroda E70 $f_{uw} = 485 \text{ N/mm}^2 = 4850 \text{ kg/cm}^2$

tebal las rencana = 1,2 cm

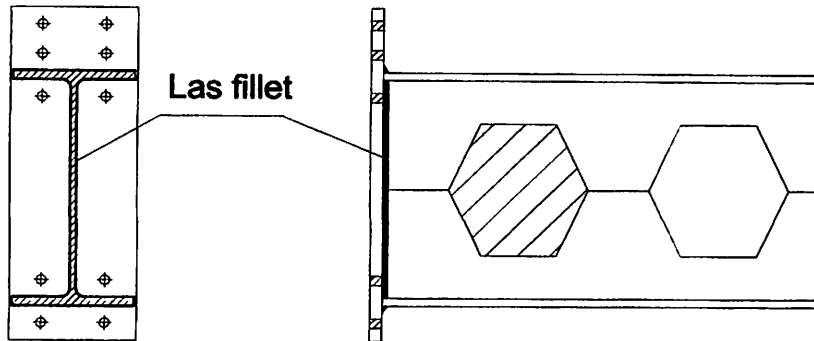
$$\begin{aligned} t_e &= 0,707 a \\ &= 0,707 \cdot 1,2 \\ &= 0,85 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Kekuatan desain persatuan panjang las fillet :

Panjang bagian yang dilas (L)

$$\begin{aligned} L = & (2 \cdot b_f) + (4 \cdot t_f) + (2 \cdot \pi \cdot r) + (b_f - t_w - 2 \cdot \\ & r) + (2 \cdot (d_g - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r)) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= (2 \cdot 30) + (4 \cdot 1,5) + (2 \cdot 3,14 \cdot 1,8) + (30 - 1,0 \\
 &\quad - 2 \cdot 1,8) + (2 \cdot (60 - 2 \cdot 1,5 - 2 \cdot 1,8)) \\
 &= 209,50 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



Luas Efektif Las

$$\begin{aligned}
 A_{we} &= L \cdot t_e \\
 &= 209,50 \cdot 0,85 \\
 &= 177,74 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Kuat nominal Las per cm^2

$$\begin{aligned}
 f_{nw} &= 0,60 \cdot f_{uw} \\
 &= 0,60 \cdot 4850 \\
 &= 2910 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Kuat nominal Las

$$\begin{aligned}
 R_n &= f_{nw} \cdot A_{we} \\
 &= 2910 \cdot 177,74 \\
 &= 517232,69 \text{ kg} \\
 \phi \cdot R_n &= 0,75 \cdot 517232,69 \\
 &= 387924,52 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Gaya tarik yang bekerja pada balok

$$\begin{aligned}
 F &= A_g \cdot f_y \\
 &= 149,80 \cdot 2500 \\
 &= 374500 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\phi R_{nw} > F$$

$$387924,52 \text{ kg} > 374500 \text{ kg} \dots\dots \text{OK!}$$

4.7.2 Sambungan Balok Induk - Balok Anak 1 (beam 5066,5251)

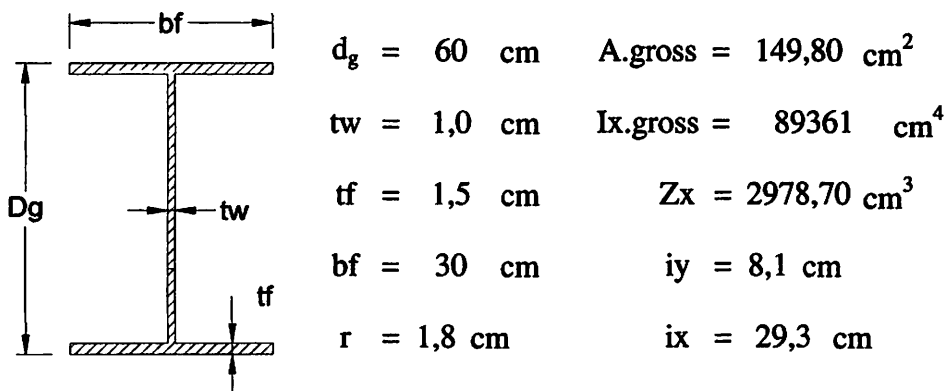
$$M_u = 24669 \text{ kgm}$$

$$V_u = 14077 \text{ kg}$$

- Material baja : Bj 41 ;
- Tegangan leleh (f_y) : 250 MPa = 2500 kg/cm²
- Tegangan putus (f_u) : 410 MPa = 4100 kg/cm²
- Modulus elastisitas baja : 200000 MPa = 2000000 kg/cm²
- Baut yang digunakan : A325
- Kuat tarik minimum f_{ub} : 620 MPa = 6200 kg/cm²
- Tegangan geser baut f_{nv} : 372 Mpa = 3720 kg/cm²
- Diameter baut \emptyset : 2,2 cm
- Luas baut A_b : $\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \emptyset^2 = 3,80 \text{ cm}^2$

• Data profil balok : (sumber. PT Gunung garuda steel)

A) Balok induk : Castellated 600.300.10.15

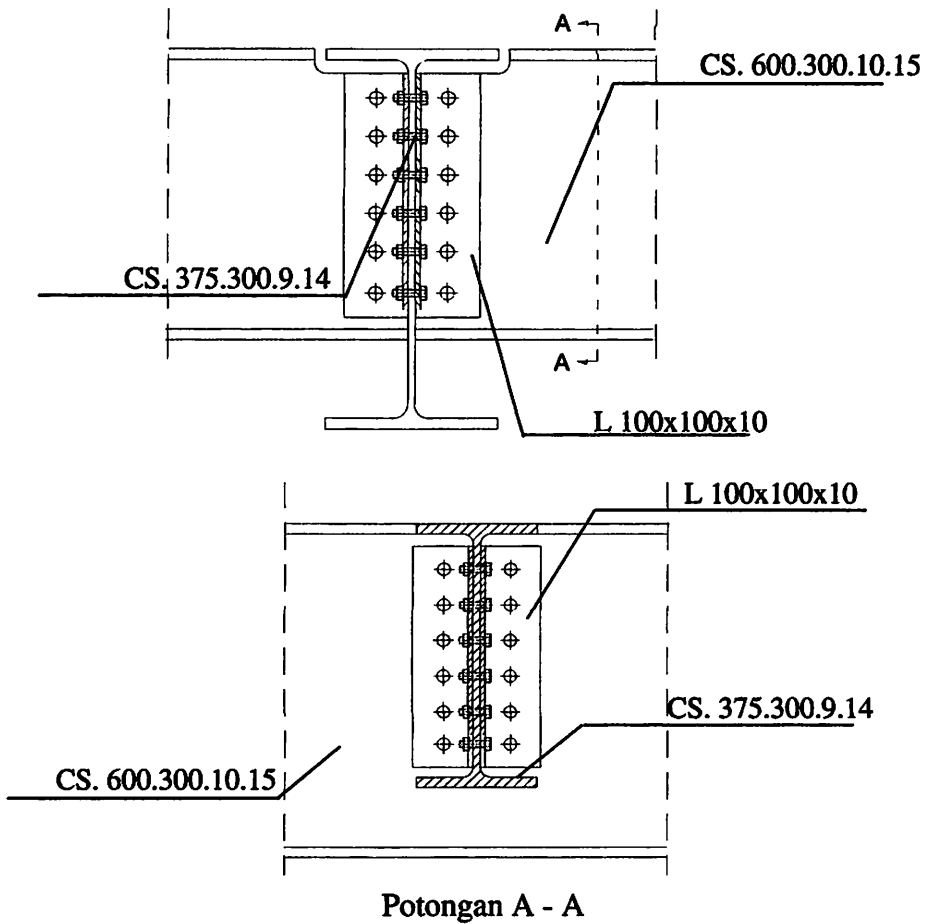


B) Balok anak 1 : Castellated 375.300.9.14

$d_g = 37,5 \text{ cm}$	$i_y = 6,7 \text{ cm}$	$A_{\text{gross}} = 103,43 \text{ cm}^2$
$tw = 0,9 \text{ cm}$	$i_x = 17,8 \text{ cm}$	$I_{x,\text{gross}} = 25478 \text{ cm}^4$
$tf = 1,4 \text{ cm}$	$r = 1,6 \text{ cm}$	
$bf = 25 \text{ cm}$	$Z_x = 1358,80 \text{ cm}^3$	

digunakan pelat siku sebagai penyambung 10 x 10 x 1 cm

- Gambar Perencanaan Sambungan Baut



Kuat Nominal tumpu

- Pada lubang baut bagian tebal pelat siku

$$R_n = 1,2 \cdot l_c \cdot t_p \cdot f_u \leq 2,4 \cdot d \cdot t_w \cdot f_u$$

$$\begin{aligned} R_{n \text{ Siku}} &= 1,2 \cdot l_c \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 1,2 \cdot 3,5 \cdot 1 \cdot 4100 = 17220 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi \cdot R_{n \text{ Siku}} = 0,75 \cdot 17220,00 = 12915 \text{ kg}$$

- Pada lubang baut bagian web dari Balok:

$$\begin{aligned} R_{n \text{ web}} &= 2,4 \cdot d_b \cdot t_w \cdot f_u \\ &= 2,4 \cdot 2,2 \cdot 0,9 \cdot 4100 = 19483,20 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi \cdot R_{n \text{ web}} = 0,75 \cdot 19483,20 = 14612,40 \text{ kg}$$

diambil kuat nominal tumpu yang terkecil = 12915 kg

Kuat Nominal Geser baut dengan 2 Bidang Geser

$$\begin{aligned} R_{nv} &= f_{nv} \cdot A_b \cdot m \\ &= 3720 \cdot 3,80 \cdot 2 \\ &= 28293,26 \text{ kg/baut} \\ \phi \cdot R_{nv} &= 0,75 \cdot 28293,26 \\ &= 21219,94 \text{ kg/baut} \end{aligned}$$

Maka tahanan Tumpu menentukan!

Perhitungan Jumlah Baut

- Besar gaya tarik akibat momen :

$$T = \frac{M_u}{0,9 \times d_g} = \frac{24669 \times 10^2}{0,9 \times 37,5} = 73093,33 \text{ kg}$$

$$\text{Balok Anak ; } n = \frac{T}{\phi \cdot R_n} = \frac{73093,33}{12915} = 5,66 \approx 6 \text{ buah baut}$$

Di gunakan 6 buah baut

Kontrol Kekuatan baut terhadap Geser

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{V_u}{n} < \phi \cdot R_{nv} \\ &= \frac{14077}{6} = 2346,17 \text{ kg} < 12915 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Maka jumlah baut memenuhi kuat geser perlu

- Menghitung jarak Baut

$$\text{Jarak tepi minimum } S_1 \text{ untuk baut } \emptyset 2,2 = 3 \text{ cm}$$

$$S_{min} < S_1 < (4 t_p + 10 \text{ cm}) \text{ atau } 20 \text{ cm}$$

$$3 < S_1 < 4 \cdot 1 + 10 \text{ cm atau } 20 \text{ cm}$$

$$3 < 3,5 < 14 \text{ atau } 20 \text{ cm}$$

$$\text{Maka } S_1 = P_t = 3,5 \text{ cm}$$

- Jarak antara baut S untuk baut \emptyset 2,2

$$2\frac{2}{3}d_b < S < 15t_p \text{ atau } 20 \text{ cm}$$

$$3 < S < 15 \cdot 1 \text{ atau } 20 \text{ m}$$

$$3 < 4,9 < 15 \text{ atau } 20 \text{ cm}$$

$$\text{Maka } S = P_b = 4,9 \text{ cm}$$

Periksa Kekuatan Geser Blok Pelat

$$R_n = 0,60F_uA_{nv} + U_{bs}F_uA_{nt} \leq 0,60F_yA_{gv} + U_{bs}F_uA_{nt}$$

- Bila tegangan tarik merata $U_{bs} = 1$

- Bila tegangan tarik tidak merata $U_{bs} = 0,5$

Pada Balok Anak CS 375 x 250 x 9 x 14

Luasan Geser pada pelat siku

$$l = S + S + S + S_l$$

$$= 4,9 + 4,9 + 4,9 + 4,9 + 3,5 = 23 \text{ cm}$$

$$\text{Luas bruto} = A_{gv} = t_p \cdot l$$

$$= 1 \cdot 23$$

$$= 23,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Lebar Lubang } (l_b) = d_b + 2 = 2,2 + 0,2 = 2,4 \text{ cm}$$

$$l_{b \text{ total}} = l_b \cdot 5,5$$

$$= 2,4 \cdot 5,5$$

$$= 13,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luas Netto} = A_{nv} = (l - l_{b \text{ total}}) \cdot t_p$$

$$= (23,1 - 13,2) \cdot 1$$

$$= 9,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Syarat : } A_{nv} < 85\% \cdot A_{gv}$$

$$9,9 < 85\% \cdot 23,1$$

$$9,9 < 19,64 \dots\dots\dots \text{ OK!}$$

Luasan Tarik pada pelat siku

$$\begin{aligned} \text{Luas bruto} &= A_{gt} = t_p \cdot S_l \\ &= 1 \cdot 3,5 = 3,5 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Lebar Lubang } (l_b) = d_b + 0,2 = 2,2 + 0,2 = 2,4 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} l_{b \text{ total}} &= l_b \cdot 0,5 \\ &= 2,4 \cdot 0,5 \\ &= 1,2 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas Netto} &= A_{nt} = (l - l_{b \text{ total}}) \cdot t_p \\ &= (3,5 - 1,2) \cdot 1 \\ &= 2,3 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat} : \quad A_{nt} &< 85\% \cdot A_{gt} \\ 2,3 &< 85\% \cdot 3,5 \\ 2,3 &< 2,975 \dots\dots\dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Kuat nominal berdasarkan keruntuhan dan tegangan putus

$$\begin{aligned} R_{nF} &= 0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot f_u \cdot A_{nt} \\ &= 0,6 \cdot 4100 \cdot 9,9 + 1,0 \cdot 4100 \cdot 2,3 \\ &= 33784 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat nominal berdasarkan leleh dan tegangan putus

$$\begin{aligned} R_{nL} &= 0,6 \cdot f_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot f_u \cdot A_{nt} \\ &= 0,6 \cdot 4100 \cdot 23,1 + 1,0 \cdot 4100 \cdot 2,3 \\ &= 66256 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$R_{nF} \leq R_{nL}$$

$$33784 \leq 66256$$

Konfigurasi blok geser yang menentukan adalah yang menghasilkan tahanan geser paling kecil, maka kuat runtuh/ fraktur pelat menentukan

$$\phi \cdot R_n = 0,75 \cdot 33784$$

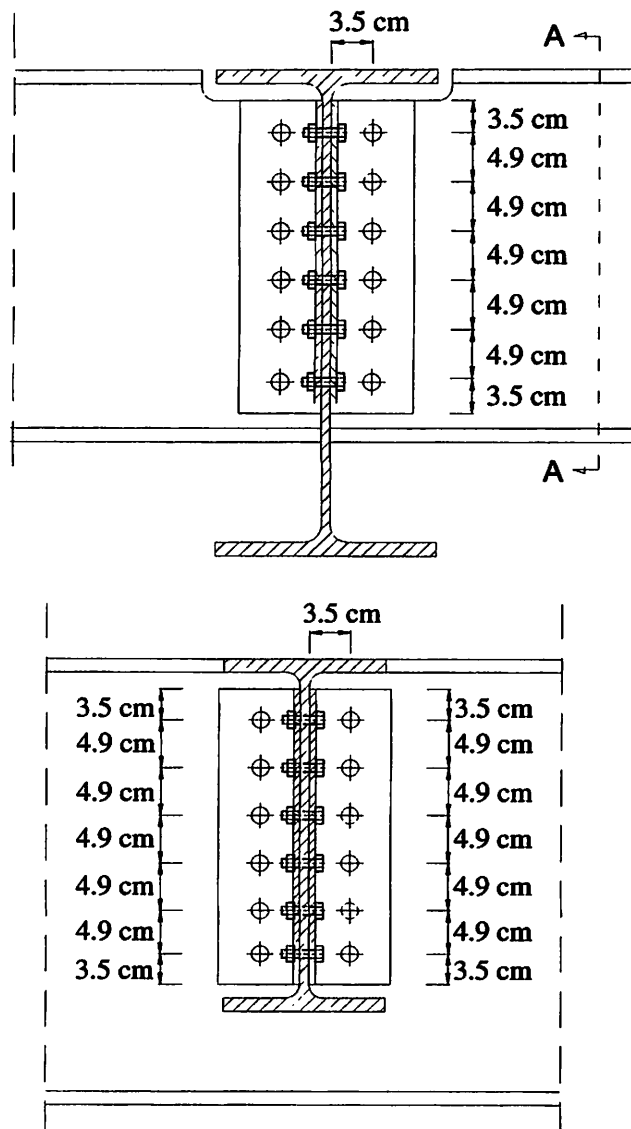
$$= 25338 \text{ kg}$$

Syarat:

$$\phi \cdot R_n > R_u$$

$$25338 > 14077 \text{ OK!}$$

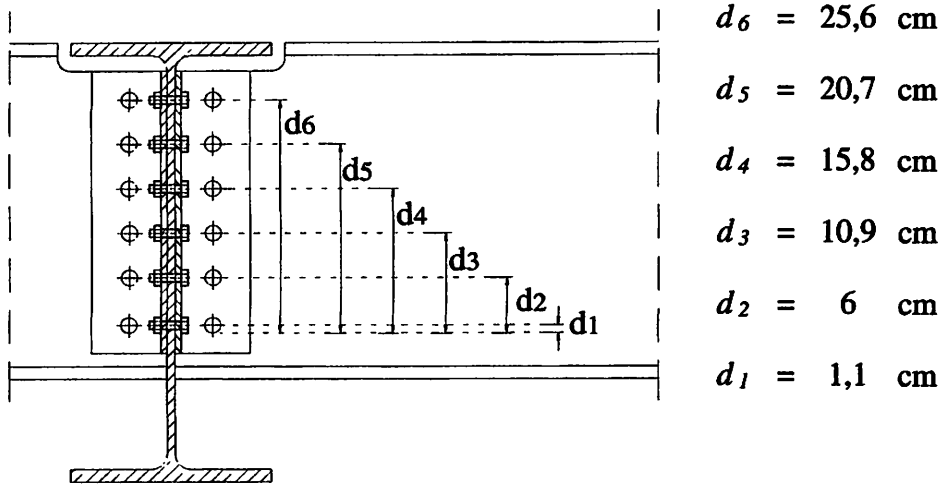
Gambar Perencanaan Letak Baut



Potongan A - A

Kontrol Kekuatan baut terhadap Tarik

- Jarak baut ke tepi pelat (S_1) = 3,5 cm
- Jarak antar baut (S) = 4,9 cm



$$\begin{aligned}
 d_t &= d_1 + d_2 + d_3 + d_4 + d_5 + d_6 \\
 &= 1,1 + 6 + 10,9 + 15,8 + 20,7 + 25,6 \\
 &= 80,1 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

- Gaya tarik Perlu

$$T_{u1} = \frac{M_u \cdot d_1}{d_t^2} = \frac{24669 \cdot 0,011}{0,801^2} = 422,94 \text{ kg}$$

$$T_{u2} = \frac{M_u \cdot d_2}{d_t^2} = \frac{24669 \cdot 0,060}{0,801^2} = 2306,95 \text{ kg}$$

$$T_{u3} = \frac{M_u \cdot d_3}{d_t^2} = \frac{24669 \cdot 0,109}{0,801^2} = 4190,96 \text{ kg}$$

$$T_{u4} = \frac{M_u \cdot d_4}{d_t^2} = \frac{24669 \cdot 0,158}{0,801^2} = 6074,96 \text{ kg}$$

$$T_{u5} = \frac{M_u \cdot d_5}{d_t^2} = \frac{24669 \cdot 0,207}{0,801^2} = 7958,97 \text{ kg}$$

$$T_{u6} = \frac{M_u \cdot d_6}{d_t^2} = \frac{24669 \cdot 0,256}{0,801^2} = 7884,22 \text{ kg}$$

- Gaya tarik 1 baut

$$\begin{aligned} T_b &= A_b \cdot f_{ub} \\ &= 3,80 \cdot 6200 \\ &= 23577,71 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_d &= \phi \cdot T_b \\ &= 0,75 \cdot 23577,71 \\ &= 17683,29 \text{ kg} \end{aligned}$$

Karena dalam 1 baris terdiri dari 2 baut maka

$$\begin{aligned} T_d &= 2 \cdot T_d \\ &= 2 \cdot 17683,29 \\ &= 35366,57 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat:

T_u	$<$	T_d	
$T_{u1} = 422,94$	$<$	$35366,57$ Ok!
$T_{u2} = 2306,95$	$<$	$35366,57$ Ok!
$T_{u3} = 4190,96$	$<$	$35366,57$ Ok!
$T_{u4} = 6074,96$	$<$	$35366,57$ Ok!
$T_{u5} = 7958,97$	$<$	$35366,57$ Ok!
$T_{u6} = 7884,22$	$<$	$35366,57$ Ok!

- Kontrol Kekuatan baut terhadap Momen

$$\begin{aligned} \Sigma T &= T_{u1} + T_{u2} + T_{u3} + T_{u4} + T_{u5} + T_{u6} \\ &= 422,94 + 2306,95 + 4190,96 + 6074,96 + 7958,97 \\ &\quad + 7884,22 \\ &= 28839,00 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\sum_{i=1}^n Td \cdot di :$$

$$T_d \cdot d_1 = 35366,57 \cdot 1,1 = 38903,23 \text{ kg.cm}$$

$$T_d \cdot d_2 = 35366,57 \cdot 6 = 212199,43 \text{ kg.cm}$$

$$T_d \cdot d_3 = 35366,57 \cdot 10,9 = 385495,63 \text{ kg.cm}$$

$$T_d \cdot d_4 = 35366,57 \cdot 15,8 = 558791,83 \text{ kg.cm}$$

$$T_d \cdot d_5 = 35366,57 \cdot 20,7 = 732088,03 \text{ kg.cm}$$

$$T_d \cdot d_6 = 35366,57 \cdot 25,6 = 905384,23 \text{ kg.cm}$$

$$\sum_{i=1}^n Td \cdot di = 2832862,37 \text{ kg.cm}$$

$$a = \frac{\Sigma T}{f_{yp} \cdot b} = \frac{28839,00}{2500 \cdot 10} = 1,15 \text{ cm}$$

- Momen Rencana

$$\begin{aligned} M_R = \phi \cdot M_n &= \frac{0,9 \cdot f_{yp} \cdot a^2 \cdot b}{2} + \sum_{i=1}^n Td \cdot di \\ &= \frac{0,9 \cdot 2500 \cdot 1,15^2 \cdot 10}{2} + 2832862,4 \\ &= 2847833 \text{ kg.cm} \\ &= 28478 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Syarat:

$$M_u < \phi \cdot M_n$$

$$24669 \text{ kg.m} < 28478 \text{ kg.m} \dots\dots\dots \text{Ok!}$$

$$\text{Rasio momen} = M_u / \phi \cdot M_n = 0,866 < 1$$

4.7.3 Sambungan Balok Anak 1 - Balok Anak 2 (beam 5206 - 5207)

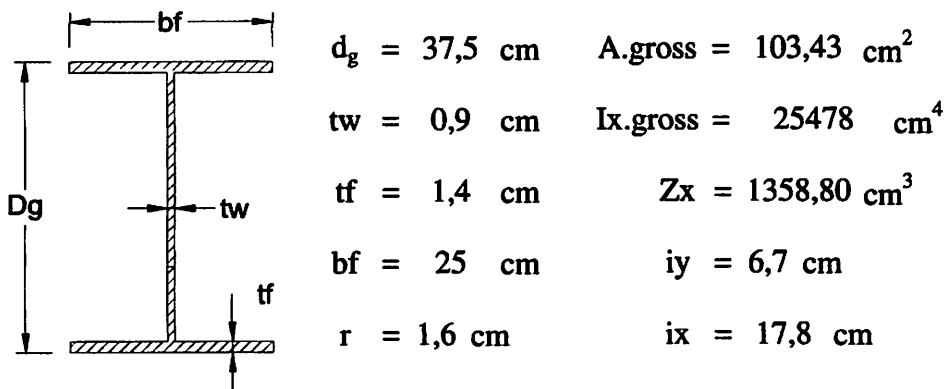
$$M_u = 8297 \text{ kgm}$$

$$V_u = 7204 \text{ kg}$$

- Material baja : Bj 41 ;
- Tegangan leleh (f_y) : 250 MPa = 2500 kg/cm²
- Tegangan putus (f_u) : 410 MPa = 4100 kg/cm²
- Modulus elastisitas baja : 200000 MPa = 2000000 kg/cm²
- Baut yang digunakan : A325
- Kuat tarik minimum f_{ub} : 620 MPa = 6200 kg/cm²
- Tegangan geser baut f_{nv} : 372 Mpa = 3720 kg/cm²
- Diameter baut \emptyset : 1,9 cm
- Luas baut A_b : $\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \emptyset^2 = 2,84 \text{ cm}^2$

• Data profil balok : (sumber. PT Gunung garuda steel)

A) Balok anak 1 : Castellated 375.300.9.14

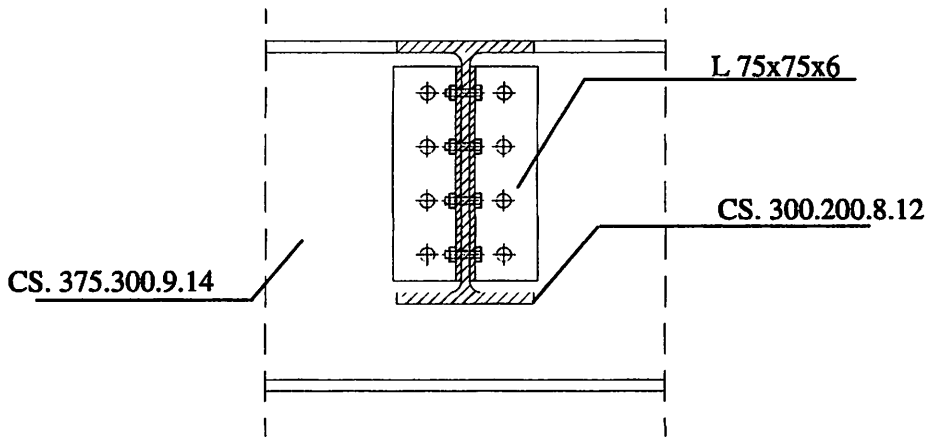
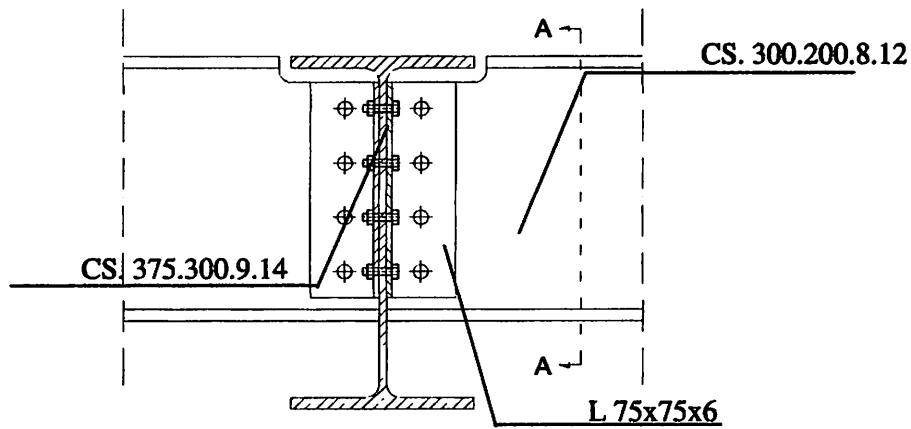


B) Balok anak 2 : Castellated 300.200.8.12

$$\begin{array}{lll}
 d_g = 30 \text{ cm} & i_y = 5,4 \text{ cm} & A_{\text{gross}} = 71,53 \text{ cm}^2 \\
 tw = 0,8 \text{ cm} & i_x = 14,2 \text{ cm} & I_{x.\text{gross}} = 11139 \text{ cm}^4 \\
 tf = 1,2 \text{ cm} & r = 1,3 \text{ cm} & \\
 bf = 20 \text{ cm} & Z_x = 742,60 \text{ cm}^3 &
 \end{array}$$

digunakan pelat siku sebagai penyambung 7,5 x 7,5 x 0,6

- Gambar Perencanaan Sambungan Baut



Kuat Nominal tumpu

- Pada lubang baut bagian tebal pelat siku

$$R_n = 1,2 \cdot l_c \cdot t_p \cdot f_u \leq 2,4 \cdot d \cdot t_w \cdot f_u$$

$$R_{n \text{ Siku}} = 1,2 \cdot l_c \cdot t_p \cdot f_u$$

$$= 1,2 \cdot 3,5 \cdot 0,6 \cdot 4100 = 10332 \text{ kg}$$

$$\phi \cdot R_{n \text{ Siku}} = 0,75 \cdot 10332,00 = 7749 \text{ kg}$$

- Pada lubang baut bagian web dari Balok:

$$R_{n \text{ web}} = 2,4 \cdot d_b \cdot t_w \cdot f_u$$

$$= 2,4 \cdot 1,9 \cdot 0,8 \cdot 4100 = 14956,80 \text{ kg}$$

$$\phi \cdot R_{n \text{ web}} = 0,75 \cdot 14956,80 = 11217,60 \text{ kg}$$

diambil kuat nominal tumpu yang terkecil = 7749 kg

Kuat Nominal Geser baut dengan 2 Bidang Geser

$$\begin{aligned}R_{nv} &= f_{nv} \cdot A_b \cdot m \\ &= 3720 \cdot 2,84 \cdot 2 \\ &= 21103,03 \text{ kg/baut}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi \cdot R_{nv} &= 0,75 \cdot 21103,03 \\ &= 15827,27 \text{ kg/baut}\end{aligned}$$

Maka tahanan Tumpu menentukan!

Perhitungan Jumlah Baut

- Besar gaya tarik akibat momen :

$$T = \frac{M_u}{0,9 \times d_g} = \frac{8297 \times 10^2}{0,9 \times 30,0} = 30729,63 \text{ kg}$$

$$\text{Balok Anak ; } n = \frac{T}{\phi \cdot R_n} = \frac{30729,63}{7749} = 4 \text{ buah baut}$$

Di gunakan 4 buah baut

Kontrol Kekuatan baut terhadap Geser

$$\begin{aligned}V_u &= \frac{V_u}{n} < \phi \cdot R_{nv} \\ &= \frac{7204}{4} = 1801 \text{ kg} < 7749 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{OK!}\end{aligned}$$

Maka jumlah baut memenuhi kuat geser perlu

- Menghitung jarak Baut

Jarak tepi minimum S_1 untuk baut $\emptyset 1,9 = 3 \text{ cm}$

$$S_{min} < S_1 < (4 t_p + 10 \text{ cm}) \text{ atau } 20 \text{ cm}$$

$$3 < S_1 < 4 \cdot 0,6 + 10 \text{ cm atau } 20 \text{ cm}$$

$$3 < 3,5 < 12 \text{ atau } 20 \text{ cm}$$

Maka $S_1 = P_t = 3,5 \text{ cm}$

- Jarak antara baut S untuk baut \emptyset 1,9

$$2 \frac{2}{3} d_b < S < 15 t_p \text{ atau } 20 \text{ cm}$$

$$3 < S < 15 \cdot 0,6 \text{ atau } 20 \text{ m}$$

$$3 < 6 < 9 \text{ atau } 20 \text{ cm}$$

$$\text{Maka } S = P_b = 6 \text{ cm}$$

Periksa Kekuatan Geser Blok Pelat

$$R_n = 0,60F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt} \leq 0,60F_y A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt}$$

- Bila tegangan tarik merata $U_{bs} = 1$

- Bila tegangan tidak tarik merata $U_{bs} = 0,5$

Pada Balok Anak CS 300 x 200 x 8 x 12

Luasan Geser pada pelat siku

$$l = S + S + S + S_l$$

$$= 6 + 6 + 6 + 3,5 = 22 \text{ cm}$$

$$\text{Luas bruto} = A_{gv} = t_p \cdot l$$

$$= 0,6 \cdot 22$$

$$= 12,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Lebar Lubang } (l_b) = d_b + 2 = 1,9 + 0,2 = 2,1 \text{ cm}$$

$$l_{b \text{ total}} = l_b \cdot 3,5$$

$$= 2,1 \cdot 3,5$$

$$= 7,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luas Netto} = A_{nv} = (l - l_{b \text{ total}}) \cdot t_p$$

$$= (21,5 - 7,35) \cdot 0,6$$

$$= 8,49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Syarat : } A_{nv} < 85\% \cdot A_{gv}$$

$$8,49 < 85\% \cdot 12,9$$

$$8,49 < 10,97 \dots\dots\dots \text{OK!}$$

Luasan Tarik pada pelat siku

$$\begin{aligned}\text{Luas bruto} &= A_{gt} = t_p \cdot S_l \\ &= 0,6 \cdot 3,5 \\ &= 2,1 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

$$\text{Lebar Lubang } (l_b) = d_b + 0,2 = 1,9 + 0,2 = 2,1 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}l_{b \text{ total}} &= l_b \cdot 0,5 \\ &= 2,1 \cdot 0,5 \\ &= 1,1 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas Netto} &= A_{nt} = (l - l_{b \text{ total}}) \cdot t_p \\ &= (3,5 - 1,1) \cdot 0,6 \\ &= 1,47 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Syarat} : \quad A_{nt} &< 85\% \cdot A_{gt} \\ 1,47 &< 85\% \cdot 2,1 \\ 1,47 &< 1,785 \dots\dots\dots \text{OK!}\end{aligned}$$

Kuat nominal berdasarkan keruntuhan dan tegangan putus

$$\begin{aligned}R_{nF} &= 0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot f_u \cdot A_{nt} \\ &= 0,6 \cdot 4100 \cdot 8,49 + 1,0 \cdot 4100 \cdot 1,47 \\ &= 26912,40 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat nominal berdasarkan leleh dan tegangan putus

$$\begin{aligned}R_{nL} &= 0,6 \cdot f_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot f_u \cdot A_{nt} \\ &= 0,6 \cdot 2500 \cdot 12,9 + 1 \cdot 4100 \cdot 1,47 \\ &= 25377 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$R_{nF} \leq R_{nL}$$

$$26912,40 \geq 25377$$

Konfigurasi blok geser yang menentukan adalah yang menghasilkan tahanan geser paling kecil, maka kuat leleh pelat menentukan

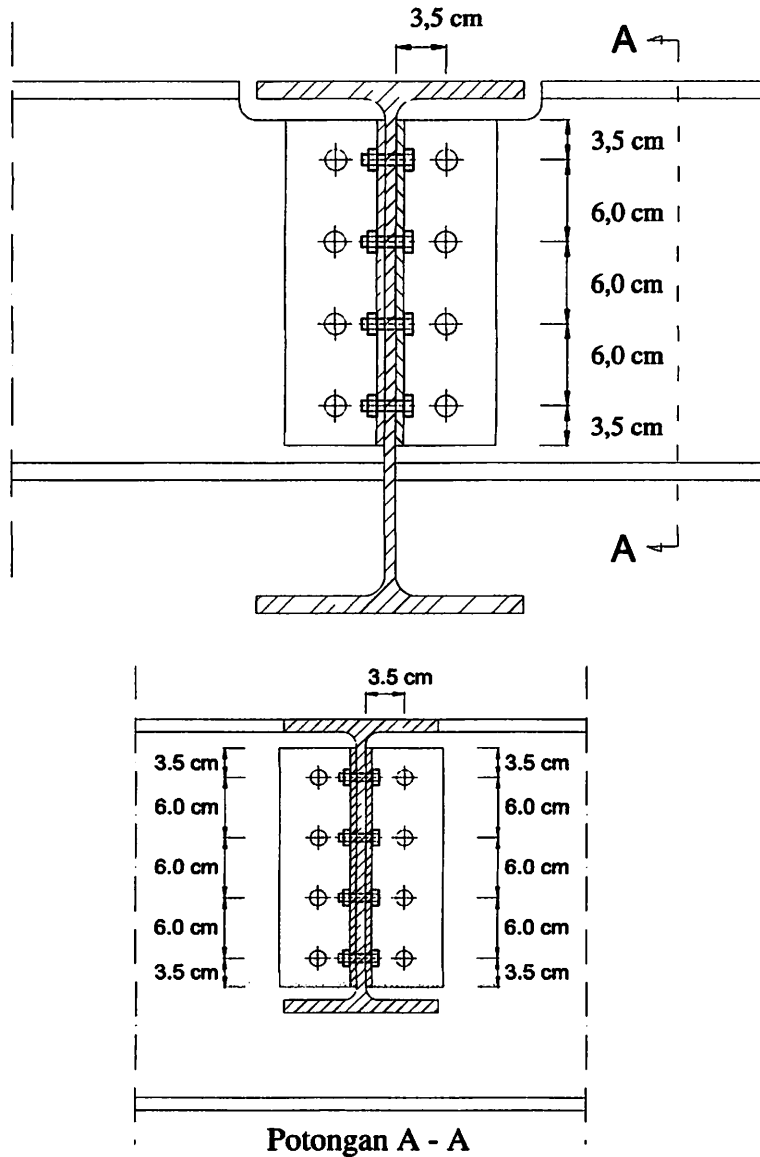
$$\begin{aligned} \phi \cdot R_n &= 0,75 \cdot 25377 \\ &= 19033 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat:

$$\phi \cdot R_n > R_u$$

$$19033 > 7204 \text{ OK!}$$

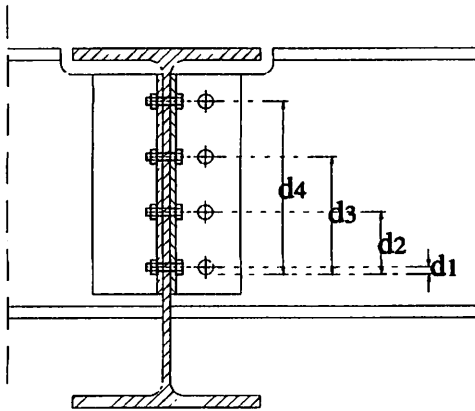
Gambar Perencanaan Letak Baut



Kontrol Kekuatan baut terhadap Tarik

- Jarak baut ke tepi pelat (S_1) = 3,5 cm

- Jarak antar baut (S) = 6 cm



$$d_4 = 18,95 \text{ cm}$$

$$d_3 = 12,95 \text{ cm}$$

$$d_2 = 6,95 \text{ cm}$$

$$d_1 = 0,95 \text{ cm}$$

$$d_t = d_1 + d_2 + d_3 + d_4$$

$$= 0,95 + 6,95 + 12,95 + 18,95 = 39,8 \text{ cm}$$

- Gaya tarik Perlu

$$T_{u1} = \frac{M_u \cdot d_1}{d_t^2} = \frac{8297 \cdot 0,0095}{0,398^2} = 497,60 \text{ kg}$$

$$T_{u2} = \frac{M_u \cdot d_2}{d_t^2} = \frac{8297 \cdot 0,070}{0,398^2} = 3640,32 \text{ kg}$$

$$T_{u3} = \frac{M_u \cdot d_3}{d_t^2} = \frac{8297 \cdot 0,130}{0,398^2} = 6783,05 \text{ kg}$$

$$T_{u4} = \frac{M_u \cdot d_4}{d_t^2} = \frac{8297 \cdot 0,190}{0,398^2} = 9925,77 \text{ kg}$$

- Gaya tarik 1 baut

$$T_b = A_b \cdot f_{ub}$$

$$= 2,84 \cdot 6200$$

$$= 17585,86 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 T_d &= \phi \cdot T_b \\
 &= 0,75 \cdot 17585,86 \\
 &= 13189,39 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Karena dalam 1 baris terdiri dari 2 baut maka

$$\begin{aligned}
 T_d &= 2 \cdot T_d \\
 &= 2 \cdot 13189,39 \\
 &= 26378,79 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Syarat:

$$T_u < T_d$$

$T_{u1} =$	497,60	$<$	26378,79	Ok!
$T_{u2} =$	3640,32	$<$	26378,79	Ok!
$T_{u3} =$	6783,05	$<$	26378,79	Ok!
$T_{u4} =$	9925,77	$<$	26378,79	Ok!

- Kontrol Kekuatan baut terhadap Momen

$$\begin{aligned}
 \Sigma T &= T_{u1} + T_{u2} + T_{u3} + T_{u4} + T_{u5} \\
 &= 497,60 + 3640,32 + 6783,05 + 9925,77 \\
 &= 20846,73 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\sum_{i=1}^n Td \cdot di :$$

$T_d \cdot d_1 =$	26378,79	\cdot	0,95	$=$	25059,85	kg.cm
$T_d \cdot d_2 =$	26378,79	\cdot	6,95	$=$	183332,56	kg.cm
$T_d \cdot d_3 =$	26378,79	\cdot	12,95	$=$	341605,28	kg.cm
$T_d \cdot d_4 =$	26378,79	\cdot	18,95	$=$	499877,99	kg.cm

$$\sum_{i=1}^n Td \cdot di = 1049875,67 \text{ kg.cm}$$

$$a = \frac{\Sigma T}{f_{yp} \cdot b} = \frac{20846,73}{2500 \cdot 7,5} = 1,11 \text{ cm}$$

- Momen Rencana

$$\begin{aligned} M_R = \phi \cdot M_n &= \frac{0,9 \cdot f_{yp} \cdot a^2 \cdot b}{2} + \sum_{i=1}^n T d \cdot d_i \\ &= \frac{0,9 \cdot 2500 \cdot 1,11^2 \cdot 7,5}{2} + 1049875,7 \\ &= 1060306 \text{ kg.cm} \\ &= 10603 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

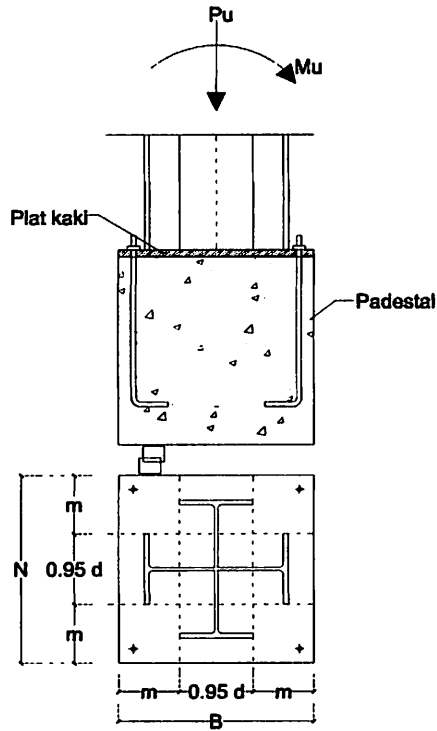
Syarat:

$$M_u < \phi \cdot M_n$$

$$8297 \text{ kg.m} < 10603 \text{ kg.m} \dots\dots\dots \text{Ok!}$$

$$\text{Rasio momen} = M_u / \phi \cdot M_n = 0,783 < 1$$

4.8 Desain Penampang Base Plate



Hasil Output dari program Staad pro v8.i diperoleh reaksi :

$$P_u = 277658 \text{ kg}$$

$$V_u = 4356 \text{ kg}$$

$$M_u = 8655 \text{ kg.m}$$

- Material baja = Bj 41 ;
- Tegangan leleh (f_y) = 250 MPa = 2500 kg/cm²
- Tegangan putus (f_u) = 410 MPa = 4100 kg/cm²
- Modulus elastisitas baja = 200000 MPa = 2000000 kg/cm²
- Mutu beton (f_c) = 30 Mpa = 300 kg/cm²

Baut yang digunakan : A325

- Kuat tarik minimum f_{ub} : 620 MPa = 6200 kg/cm²
- Tegangan geser baut f_{nv} : 372 Mpa = 3720 kg/cm²
- Diameter baut angkur \emptyset : 1,9 cm
- Luas baut A_b : $\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \emptyset^2 = 2,84 \text{ cm}^2$

● Data profil Kingcroos (KC) : 588.300.12.20

(sumber. PT Gunung garuda steel)

$$h = 58,8 \text{ cm} \quad r_x = 18,16 \text{ cm}$$

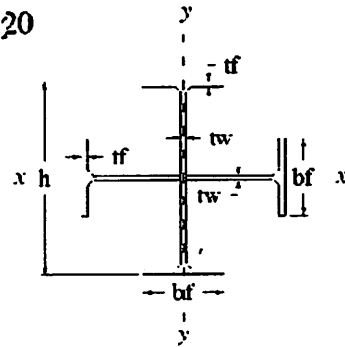
$$bf = 30 \text{ cm} \quad r_y = 18,16 \text{ cm}$$

$$t_w = 1,2 \text{ cm} \quad S_x = 4020 \text{ cm}^3$$

$$t_f = 2 \text{ cm} \quad S_y = 601 \text{ cm}^3$$

$$r = 2,8 \text{ cm} \quad Z_x = 4320,4 \text{ cm}^3$$

$$A_g = 385 \text{ cm}^2 \quad Z_y = 4419,5 \text{ cm}^3$$



$$w = 302 \text{ kg/m}$$

$$I_x = 127020 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 132020 \text{ cm}^4$$

- Angkur yang digunakan : $\varnothing \frac{3}{4} = 1,9 \text{ cm}$

● Mencari dimensi base plate yang digunakan :

a) Dimensi rencana base plate :

- Luas bidang plat dasar perlu (A1)

$$P_u \leq \phi P_p$$

$$P_u \leq \phi \cdot (0,85 \times f'c \times A1)$$

$$277658 \text{ kg} \leq 0,6 \times (0,85 \times 300 \times A1)$$

$$277658 \text{ kg} \leq 153 \times A1$$

$$A1 = 1814,758 \text{ cm}^2$$

- Luas plat dasar harus lebih besar dari luas profil kolom,

$$\text{Luas profil kolom} = A_g = 385 \text{ cm}^2$$

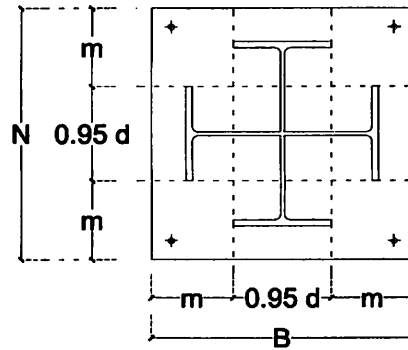
$$\Delta = \frac{0,95 \times h \times 0,8 \times bf}{2} = \frac{0,95 \times 58,8 \times 0,8 \times 30}{2} = 15,93 \text{ cm}$$

$$N = \sqrt{A1 + \Delta} = \sqrt{1814,758 + 15,93} = 58,530 \approx 80 \text{ cm}$$

$$B = \frac{A1}{N} = \frac{1814,758}{80} = 22,684 \approx 80 \text{ cm}$$

sehingga dimensi plat dasar yang dipakai = 80 x 80 cm

b) Tebal plat dasar :



- Menentukan nilai m dan n

$$m = 0.5 \times (N - 0.95 \cdot h) = 0.5 \times (80 - 0.95 \times 58.8)$$

$$= 12 \text{ cm}$$

- Tebal plat yang dibutuhkan

$$t_p = \sqrt{\frac{2 \times P_u \times m^2}{0.9 \times B \times N \times f_y}} = \sqrt{\frac{2 \times 277658 \times 12^2}{0.9 \times 80 \times 80 \times 2500}}$$

$$= 2.4 \approx 3 \text{ cm}$$

Dari perencanaan diatas maka dipakai plat dasar dengan dimensi 80 x 80 cm dengan ketebalan plat landasan = 3 cm

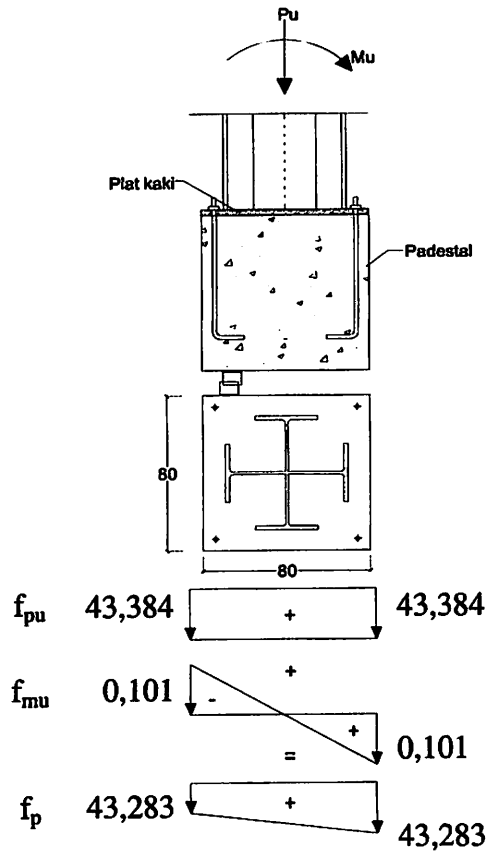
c) Perencanaan baut angkur :

$$f_p = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_u}{w} = \frac{277658}{80 \times 80} \pm \frac{8655}{1/6 \times 80^3}$$

$$= 43,384 \pm 0,101$$

$$f_{p \max} = 43,384 + 0,101 = 43,485 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{p \min} = 43,384 - 0,101 = 43,283 \text{ kg/cm}^2$$



Pada diagram tegangan diatas menunjukan bahwa plat mengalami gaya tekan sepanjang sb. X dan tidak ada gaya tarik. Bauk kuat menahan gaya tekan tetapi berbahaya terhadap kegagalan akibat geser, maka direncanakan terhadap gaya geser yang terjadi.

d) Kuat nominal baut angkur dengan 1 bidang geser :

$$\begin{aligned}
 R_{nv} &= f_{nv} \times A_b \times m \\
 &= 3720 \times 2,84 \times 1 \\
 &= 10551,51 \text{ kg/baut} \\
 \phi \cdot R_{nv} &= 0,75 \times 10551,51 \\
 &= 7913,64 \text{ kg/baut}
 \end{aligned}$$

e) Penentuan jumlah angkur :

Gaya angkur akibat gaya geser $V_u = 4356 \text{ kg}$

$$n = \frac{V_u}{\phi \cdot R_{nv}} = \frac{4356}{7913,64} = 0,550 \approx 2 \text{ baut pada tiap sisi}$$

f) Gaya geser yang diterima untuk 1 baut :

$$V_{\text{baut}} = \frac{V_u}{n} < \phi \cdot R_{nv}$$

$$= \frac{4356}{2} = 2178 \text{ kg} < 7914 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{OK!}$$

g) Tegangan geser yang dipikul 1 baut :

$$F_v \text{ baut A325} = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = \frac{V_{\text{baut}}}{A_b} = \frac{2178}{2,84} = 767,867 \leq 2100 \text{ kg/cm}^2$$

h) Perhitungan kuat desain las fillet :

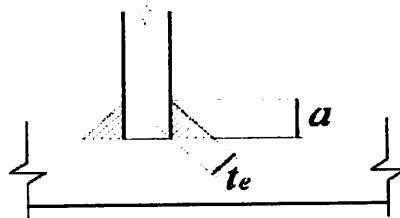
electrode E70 , $f_{uw} = 485 \text{ N/mm}^2 = 4850 \text{ kg/cm}^2$

tebal las rencana (a) = 0,5 cm

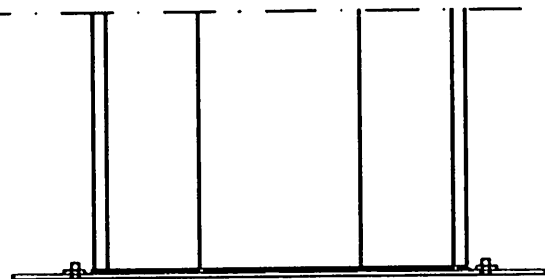
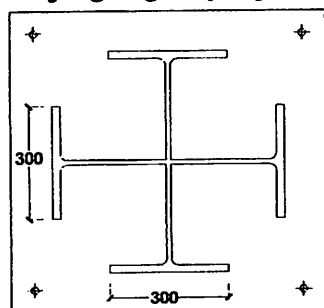
$$t_e = 0,707 \times a$$

$$= 0,707 \times 0,5$$

$$= 0,35 \text{ cm}$$



- Panjang bagian yang dilas (L) :



$$L = (4 \times bf) + (4 \times \pi \times r) + 4 \times (bf - t_w - 2 \times r) +$$

$$4 \times (h - 2 \times t_f - 2 \times r - t_w) + (8 \times t_f)$$

$$\begin{aligned}
&= (4 \times 30) + (4 \times 3,14 \times 2,8) + 4 \times (30 - 1,2 - 2 \times \\
&\quad 2,8) + 4 \times (58,8 - 2 \times 2 - 2 \times 2,8 - 1,2) + \\
&\quad (8 \times 2) \\
&= 455,97 \text{ cm}
\end{aligned}$$

- Luas efektif las :

$$\begin{aligned}
A_{we} &= L \times t_e \\
&= 455,97 \times 0,35 = 161,18 \text{ cm}^2
\end{aligned}$$

- Kuat nominal las per cm^2

$$\begin{aligned}
f_{nw} &= 0,6 \times f_{uw} \\
&= 0,6 \times 4850 = 2910 \text{ kg/cm}^2
\end{aligned}$$

- Kuat nominal las, yakni :

$$\begin{aligned}
P_{nw} &= f_{nw} \times A_{we} \\
&= 2910 \times 161,185 = 469047,442 \text{ kg}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi.P_{nw} &= 0,75 \times P_{nw} \\
&= 0,75 \times 469047,442 = 351785,582 \text{ kg}
\end{aligned}$$

- Kontrol terhadap gaya yang bekerja ;

$$\phi.P_{nw} > P_u$$

$$351785,582 \text{ kg} > 277658 \text{ kg} \dots\dots\dots (\text{Aman})$$

i) Kontrol panjang angkur :

$$\text{Panjang angkur yang digunakan (} L_a \text{)} = 60 \text{ cm}$$

Panjang angkur yang ditanam minimum (L) :

$$L = \frac{f_{ub}}{4 \times \sqrt{f_c}} \times D = \frac{620}{4 \times \sqrt{30}} \times 19 = 537,7 \text{ mm} = 53,77 \text{ cm}$$

$$\text{Karena } L_a = 60 \text{ cm} > L = 53,77 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Ok})$$

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan struktur baja pada pembangunan Gedung Rumah Sakit Parekesit Kutai Kartanegara menggunakan metode Load and Resistance Factor Design (LRFD) dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut:

1. Dimensi profil baja yang dibutuhkan untuk balok induk komposit adalah CS 600x300x10x15 , untuk balok anak 1 CS 375.250.9.14 dan , untuk balok anak 2 CS 300.200.8.12 .
2. Dimensi profil baja untuk kolom menggunakan Kingcross 588x300x12x20.
3. Desain sambungan pada hubungan :
 - a) Balok-kolom flens : menggunakan End Plate dengan tebal pelat 19 mm, dengan jumlah baut 10 Ø 22 mm dengan tebal las fillet 1.2 cm.
 - b) Balok induk-balok menggunakan Profil siku 100x100x10 jumlah baut, 6 Ø 22 mm, dan sambungan balok anak 1 -balok anak 2 menggunakan Profil siku 75x75x6 jumlah baut, 4 Ø 19 mm.
4. Pada tulangan pelat menggunakan wire mesh Ø8 – 200 mm dan steel deck tebal 7 mm
5. Ukuran base plate (pelat landasan) yang diperlukan adalah 800x800x30 mm dengan menggunakan angkur 4 Ø 19 mm panjang 600 mm.

6. Drift yang terjadi :

Lantai	Drift Total		Simpangan anatar lantai (Δ)		Tinggi lantai	Simpangan antar lantai yang di izinkan		
	δ_{ex}	δ_{ez}	Δ_x	Δ_z		(Δa)	$\Delta \leq \Delta a$	
	mm	mm	mm	mm		mm	$\Delta_x \leq \Delta a$	$\Delta_y \leq \Delta a$
1	1,28	1,73	3,84	5,19	3400	34	Aman	Aman
2	5,31	6,88	12,09	15,45	4800	48	Aman	Aman
3	9,02	11,96	11,13	15,24	4200	42	Aman	Aman
4	12,39	16,5	10,11	13,62	4200	42	Aman	Aman
5	15,58	20,78	9,57	12,84	4200	42	Aman	Aman
6	18,58	24,38	9	10,8	4200	42	Aman	Aman
7	20,79	27,77	6,63	10,17	4200	42	Aman	Aman
8	22,40	29,33	4,83	4,68	4200	42	Aman	Aman
Atap	24,52	34,65	6,36	15,96	4200	42	Aman	Aman

5.2 Saran

Pada perencanaan konstruksi dengan menggunakan profil baja sangat perlu diperhatikan dari aspek kemudahan dalam pelaksanaan. Jangan sampai terjadi perencanaan tersebut tidak dapat di laksanakan di lapangan. Perlu diperhatikan pula pada pemasangan angkur pada plat dasar harus sesuai dengan koordinat yang diberikan karena apabila melenceng maka konstruksi yang di atasnya tidak akan sesuai dengan perencanaan.

Sebagai bahan material bangunan selain beton bertulang, profil baja baik WF msupun Castellated beam menghasilkan suatu konstruksi yang memiliki kekuatan yang aman untuk menahan beban.

Penggunaan profil baja baik WF maupun castellated beam dapat di lakukan untuk menghemat waktu pelaksanaan dilapangan. Apabila memakai model castellated sebagai balok maka akan didapat konstruksi yang lebih ringan sehingga menekan biaya proyek.

Steel deck / Plat bondek juga cukup efesien digunakan pada konstruksi baja karna bisa dijadikan sebagai tulangan positif sekaligus bekisting saat pengecoran beton dan tulangan wire mesh yang sudah dirakit dari pabrik dapat mempercepat proses pengerjaan proyek.

Demikian juga dengan pemilihan kolom kingcroos dimana dapat menahan beban yang relative besar karena arah sumbu X maupun Z merupakan sumbu kuat.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. 2015. *Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 1729:2015)*. Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. *Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur lain (SNI 1727:2013)*. Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 1727:2013)*. Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2012)*. Jakarta.
- Blodgett, Omer W. 1972. *Design of Welded Structure*. Ohio. The James F. Lincoln Arc Welding Foundation. USA.
- Chusnawati Ira. Skripsi ITN Malang 2006. *Study Perencanaan Struktur Gedung Dengan Menggunakan Dek Baja, Balok Castella dan Kolom Encased Metode LRFD Pada Proyek Pembangunan Malang Town Square*.
- Departemen Pekerjaan Umum. 1987. *Peraturan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (PPURG)*. Jakarta.
- Dewobroto, W. 2015. *Struktur Baja (perilaku, analisis dan desain – AISC 2010)*. Jakarta. Lumina Press.
- Fisher, James M. 2006. *Base Plate and Anchor Rod Design Second Edition*. Wisconsin. American Institute of Steel Construction (AISC).
- Gunawan, Rudy. 1987. *Tabel Profil Konstruksi Baja*. Yogyakarta. Kansius.
- Salmon G. Charles. Jhonson, JE, 1992, *Struktur Baja Desain dan Perilaku (dengan penekanan pada Load and Resistance Factor Design)*. Jilid 1, PT. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.

Salmon G. Charles. Jhonson, JE, 1996, *Struktur Baja Desain dan Perilaku (dengan penekanan pada Load and Resistance Factor Design)*. Jilid 2, PT. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.

Setiawan, Agus. 2008. *Perencanaan Struktur Baja dengan Metode Load and Resistance Factor Design (LRFD) Edisi ke-2*. Jakarta. Erlangga.

Lawrence G. Griffis, Walter P. Moore and Associates, Inc. 2001. *Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete*. Texas. American Institute of Steel Construction (AISC).

[WWW.Gunung Garuda Stell.com](http://WWW.GunungGarudaStell.com)

[WWW.Union Metal.co.id](http://WWW.UnionMetal.co.id)

LAMPIRAN

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Yang Utama Dari Segalanya.....

Sembah sujud serta syukur kepada Allah SWT. Taburan cinta dan kasih sayang-Mu telah memberikanku kekuatan, membekaliku dengan ilmu serta memperkenalkanku dengan cinta. Atas karunia serta kemudahan yang Engkau berikan akhirnya skripsi sederhana ini dapat terselesaikan. Sholawat dan salam selalu terlimpahkan keharibaan Rasulullah Muhammad SAW.

Terima kasih Ibu dan Ayah, tanpa doa yang terus kau panjatkan setiap hari setiap malam aku tidak akan berhasil sampai sekarang, dan aku memohon maaf atas segala dosa yang ku perbuat selama ini serta meminta doa restumu agar anakmu ini kelak menjadi berguna bagi nusa dan bangsa.

“ KELUARGAKU ADALAH SEMANGATKU DAN MOTIVASIKU ”

Terimakasih kepada seluruh teman-teman seperjuangan atau sahabatku dalam bercanda gurau dan SAHABAT DALAM MENCARI KEBAHAGIAAN di bangku kuliah. Mereka selalu ada saat aku susah dan selalu menghibur saat aku susah menyelesaikan skripsi ini terimakasih **Anggota ITN SATU HATI** (Anton, Vincen, Agung, Pandu, Samuel, Toto, Winda, Mahesa, Varis, nanda). **Anggota PEARACS SQUAD** (Maksun, K. Arko B, Dwinanda Putra, R. Bachtiar Rifai, M. Fanny Labib, Ardy Surya P., Miftahur Rohman, Ario, Obeng, Eko Bagus, Wahyu Catur P, Rio Setyo A, AKH. Taufik H, I Gusti Made, Minanti Herlita P). Dan juga saya sangat sangat berterimakasih kepada pak Trias guru les sekaligus orang tua diperantauan yang gaul, cerdas, inovatif, kreatif dll pokok,e akeh lah, yang memberikan banyak ilmu akademik dan motivasi hidup walau kadang motivasinya agak nyeleneh he.he.he. tapi pak trias is the best yang selalu ada membantu menyelesaikan skripsi saya.

“ TERIMA KASIH SEMUA.....

KALIAN TIDAK AKAN PERNAH TERLUPAKAN ”

MOTTO

Wilman Adi Santoso

Bersahabat memang lebih baik dari pada sendiri, namun sendiri jauh lebih baik dari persahabatan yang buruk.

Ir. Trias Sembodo, M.eng

Jangan pernah membandingkan sesuatu yang menimbulkan bibit permusuhan, sebab orang yang tidak mempunyai kesibukan pasti akan mencari keburukan orang lain.

Ir. A. Agus Santoso, MT (Kaprodi : Teknik sipil - S1)

Jika tidak mau dipersulit jangan mempersulit orang lain, karna bila itu mudah buat apa dipersulit.

Dr. Ir. Subandiyah Azis, CES (Kaprodi : Managemen Konstruksi - S2)

Study, berteman, bekerja adalah bagian dari ibadah dan harus dilakukan dengan ikhlas.



CATATAN REVISI SKRIPSI
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1
SEMESTER GENAP 2015/2016

Nama : WILMAN A.S

NIM : 12.21.002

Judul : _____

- > Abstraksi sudah top mat ✓
- > Kata pengantar sudah ✓
- > Input data. (Beton) ✓
 - Density = ... ? ✓
 - E = ... ?
- > I balok → yg mana (lubang atau penuh atau yg lain)
- > E balok = ... ?
- > Kekuatan Bant ada berapa macam
- > ~~Q~~ m = ... ?

[Signature]
25.8.2016

Malang, _____, 2016

Disetujui,

[Signature]
(_____)

Malang, _____, 2016

Dosen Penguji,

[Signature]
(Bambang W.)

• Skripsi harus dikumpulkan di Studio Sipil paling lambat tanggal 25 Agustus 2016 dengan melampirkan catatan revisi yang sudah di setujui oleh Dosen Penguji, sebagai persyaratan Yudisium.



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

Jl. Bendungan Sigura-gura 2 Malang

Jl. Raya Karanglo Km. 2 Malang

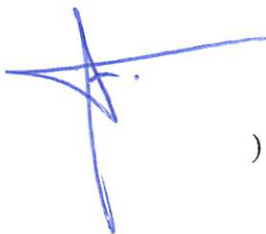
CATATAN REVISI SKRIPSI
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1
SEMESTER GENAP 2015/2016

Nama : Wilman Adi Santoso
NIM : 12.21.002.
Judul : Studi Perencanaan Struktur B.d. Tingkat 8
Rumah Sakit Paraherid Kutai Kartasegara
dgn Menggunakan Balok Castella dan
Flooring Steel Deck.

- Cari rumus per jumlah baut akibat Momen

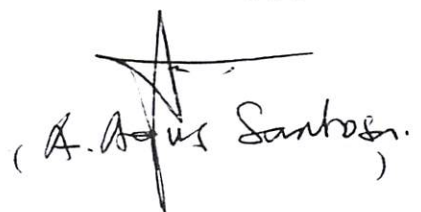
Malang, 23 - 8 -, 2016

Disetujui,

()

Malang, 11 - 8 - 2016

Dosen Penguji,

()

- Skripsi harus dikumpulkan di Studio Sipil paling lambat tanggal 25 Agustus 2016 dengan melampirkan catatan revisi yang sudah di setujui oleh Dosen Penguji, sebagai persyaratan Yudisium.



INSTITUT TEKNOLOGI
NASIONAL
Jl. Bendungan Sigura-gura 2
Jl. Raya Karanglo Km. 2
Malang

SEMINAR HASIL SKRIPSI PRODI TEKNIK SIPIL S-1

FORM REVISI / PERBAIKAN BIDANG STRUKTUR BUDUNG

Nama : wilhan adi santoso

NIM : 12.11.002

Hari / tanggal : Selasa / 31-05-2016.

Perbaikan materi Seminar Hasil Skripsi I meliputi :

- Perh. beban b. sendiri & b. hidup
 into perh. k. gempa dihitung dgn cara
 manual

Perbaikan Seminar Hasil Skripsi I harus diselesaikan **selambatnya 14 hari** terhitung sejak pelaksanaan Seminar. **Bila melebihi 14 hari, maka tidak dapat diikuti Ujian Skripsi.**

Pengumpulan berkas untuk ujian skripsi dengan menyertakan lembar pengesahan dari dosen pembahas dan kaprod.

Proposal telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 16-6 2016

(W. Agus Santoso)

Malang, 31-5 2016

([Signature])



INSTITUT TEKNOLOGI
NASIONAL
Jl. Bendungan Sigura-gura 2
Jl. Raya Karanglo Km. 2
Malang

SEMINAR HASIL SKRIPSI PRODI TEKNIK SIPIL S-1

FORM REVISI / PERBAIKAN BIDANG STRUKTUR

Nama : Wilman adi Santoso
NIM : 18.21.007
Hari / tanggal : Jumat / 15-07-2016

Perbaikan materi Seminar Hasil Skripsi II meliputi :

- erphi peli. sambungan: balok / kolom; balok / balok.
- " gbr struktur.

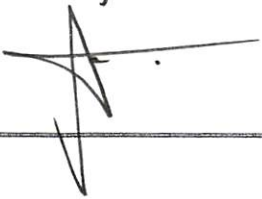
$$1 \text{ Mpa} = 0,1 \text{ kg/mm}^2 \\ = 10 \text{ kg/m}^2.$$

- dituliskan peli. d.
" " zc dan zs.

Perbaikan Seminar Hasil Skripsi II harus diselesaikan **selambatnya 14 hari** terhitung sejak pelaksanaan Seminar. **Bila melebihi 14 hari, maka tidak dapat diikuti Ujian Skripsi.**

Ditunjukkan **berkas untuk ujian skripsi dengan menyertakan lembar pengesahan dari dosen pembahas dan kaprodi**

Ditunjukkan proposal telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, <u>30-7-</u> 2016	Malang, <u>15-7-</u> 2016
	(A. Agus Santosa.)



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
JL. Bendungan Sigura-gura No.2 Telp (0341) 551431 Malang

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

Judul Skripsi :

**“ Studi Perencanaan Design Struktur Gedung Tingkat 8 Rumah Sakit
Parekesit Kutai Kartanegara Dengan Menggunakan
Balok Castella dan Flooring Stell Deck ”**

Nama : Wilman Adi Santoso
NIM : 12.21.002
Program Studi : TEKNIK SIPIL S-1
Dosen Pembimbing I : Ir. Ester Priskasari, MT



No.	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
①	11-05-2016	- Perbaiki Perhit. beban gempa - Lanjut.	
②	20-06-2016	- Hit. Pakai komposit - cek Drift ok. - Lanjut.	
③	26-07-2016	- Perbaiki hit. castella - Desain kolom ok. - hitung sambungan.	
④	01-08-2016	ace	



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
Jl. Bendungan Sigura-gura No.2 Telp (0341) 551431 Malang

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

Judul Skripsi :

“ Studi Perencanaan Design Struktur Gedung Tingkat 8 Rumah Sakit
Parekesit Kutai Kartanegara Dengan Menggunakan
Balok Castella dan Flooring Stell Deck ”

Nama : Wilman Adi Santoso
NIM : 12.21.002
Program Studi : TEKNIK SIPIL S-1
Dosen Pembimbing II : Mohamad Erfan, ST.,MT



No.	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
	11/05 2016	- cek beton plat pda atyp! - program profil castella - layout	
	23/05 2016	- lengkapi pemograman! - MCR lateral buckling!	
	16/06 2016	- pet pemodelan etc! - pelapiran EV! - set faktor reduksi	
	29/7 2016	- cek gbr detail!	
	01/8 2016	- cek jml ankur! - cek gbr stell deck thd balok!	
	3/8 2016	- what at! - gambar detail diposkan!	
	5/8 2016	TA Ace!	



Wilman adi santoso
12.21.002

Software licensed to PERACS

Job No	Sheet No 1	Rev
Part		
Ref		
By wilman	Date 24-May-16	Chd Ir. Ester
Client	File full 1 gedung gempa Vert	Date/Time 05-Sep-2016 02:03

Job Title **SKRIPSI GEDUNG BAJA 8 LANTAI**

Job Information

	Engineer	Checked	Approved
Name:	wilman	Ir. Ester	
Date:	24-May-16	M. Erfan	

Structure Type | SPACE FRAME

Number of Nodes	3478	Highest Node	3478
Number of Elements	4521	Highest Beam	5806
Number of Plates	1394	Highest Plate	5915

Number of Basic Load Cases	6
Number of Combination Load Cases	18

Included in this printout are data for:

All	The Whole Structure
-----	---------------------

Section Properties

Prop	Section	Area (cm ²)	I _{yy} (cm ⁴)	I _{zz} (cm ⁴)	J (cm ⁴)	Material
3	H300X300X10	118.500	6.75E+3	20.2E+3	77.000	STEEL
4	C150X75X6.5	23.710	117.000	860.997	6.282	STEEL
5	C150X75X6.5 D	47.420	1.43E+3	1.72E+3	12.563	STEEL
6	H300X150X6.5	46.780	507.998	7.21E+3	9.954	STEEL
7	Cir 0.24	0.283	0.006	0.006	0.013	STEEL
8	H588X300X12	187.199	9.01E+3	114E+3	192.716	STEEL
9	Prismatic General	494.998	28.9E+3	163E+3	56.1E+3	STEEL
10	Prismatic General	299.999	9.52E+3	146E+3	12.1E+3	STEEL
11	Prismatic General	299.999	9.52E+3	146E+3	12.1E+3	STEEL
12	Prismatic General	197.999	7.06E+3	128E+3	10.7E+3	STEEL
13	Prismatic General	427.998	19.2E+3	53.7E+3	46.3E+3	STEEL
14	Prismatic General	242.999	4.07E+3	23.7E+3	10.5E+3	STEEL
15	Prismatic General	365.999	12.8E+3	26.9E+3	38.2E+3	STEEL
16	CB21X61	130.838	4.47E+3	64.3E+3	0.000	STEEL

Plate Thickness

Prop	Node A (cm)	Node B (cm)	Node C (cm)	Node D (cm)	Material
1	12.000	12.000	12.000	12.000	CONCRETE
2	0.300	0.300	0.300	0.300	ALUMINUM



Wilman adi santoso
12.21.002

Software licensed to PERACS

Job No	Sheet No 2	Rev
Part		
Ref		
By wilman	Date 24-May-16	Chd Ir. Ester
Client	File full 1 gedung gempa Vert	Date/Time 05-Sep-2016 02:03

Materials

Mat	Name	E (N/mm ²)	n	Density (kg/m ³)	a (/°F)
1	STEEL	196E+3	0.300	7.85E+3	12E-6
2	STAINLESSSTEEL	193E+3	0.300	7.83E+3	10E-6
3	ALUMINUM	68.6E+3	0.330	2.71E+3	23E-6
4	CONCRETE	25.2E+3	0.170	2.4E+3	10E-6

Reference Load Cases

Number	Name	Type
R1	BEBAN MASSA	Mass

Primary Load Cases

Number	Name	Type
1	BEBAN MATI (D)	Dead
2	BEBAN HIDUP (L)	Live
3	BEBAN AIR HUJAN (R)	Wind
4	GEMPA S/E (QEZ)	Seismic
5	GEMPA S/E (QEX)	Seismic

Combination Load Cases

Comb.	Combination L/C Name	Primary	Primary L/C Name	Factor
6	COMB.1 (1.4 D)	1	BEBAN MATI (D)	1.40
7	COMB.2 (1.2D + 1.6L + 0.5R)	1	BEBAN MATI (D)	1.20
		2	BEBAN HIDUP (L)	1.60
		3	BEBAN AIR HUJAN (R)	0.50
8	COMB.3 (1.24D + 1L + 1QEX + 0.3 QEZ)	1	BEBAN MATI (D)	1.24
		2	BEBAN HIDUP (L)	1.00
		5	GEMPA S/E (QEX)	1.00
		4	GEMPA S/E (QEZ)	0.30
9	COMB.4 (1.24D + 1L + 1QEX - 0.3 QEZ)	1	BEBAN MATI (D)	1.24
		2	BEBAN HIDUP (L)	1.00
		5	GEMPA S/E (QEX)	1.00
		4	GEMPA S/E (QEZ)	-0.30
10	COMB.5 (1.24D + 1L - 1QEX + 0.3 QEZ)	1	BEBAN MATI (D)	1.24
		2	BEBAN HIDUP (L)	1.00
		5	GEMPA S/E (QEX)	-1.00
		4	GEMPA S/E (QEZ)	0.30
11	COMB.6 (1.24D + 1L - 1QEX - 0.3 QEZ)	1	BEBAN MATI (D)	1.24
		2	BEBAN HIDUP (L)	1.00
		5	GEMPA S/E (QEX)	-1.00
		4	GEMPA S/E (QEZ)	-0.30
12	COMB.7 (1.24D + 1L + 0.3 QEX + 1 QEZ)	1	BEBAN MATI (D)	1.24
		2	BEBAN HIDUP (L)	1.00




Wilman adi santoso
12.21.002

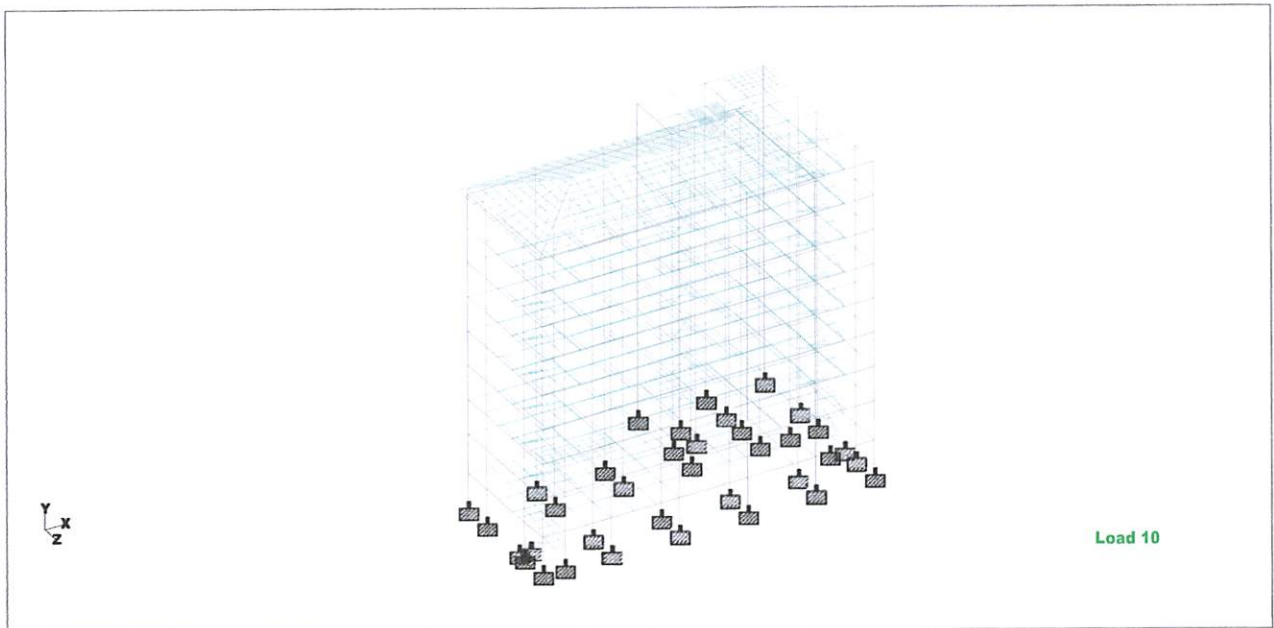
Software licensed to PERACS

Job No	Sheet No 3	Rev
Part		
Ref		
By wilman	Date 24-May-16	Chd Ir. Ester
Client	File full 1 gedung gempa Vert.	Date/Time 05-Sep-2016 02:03

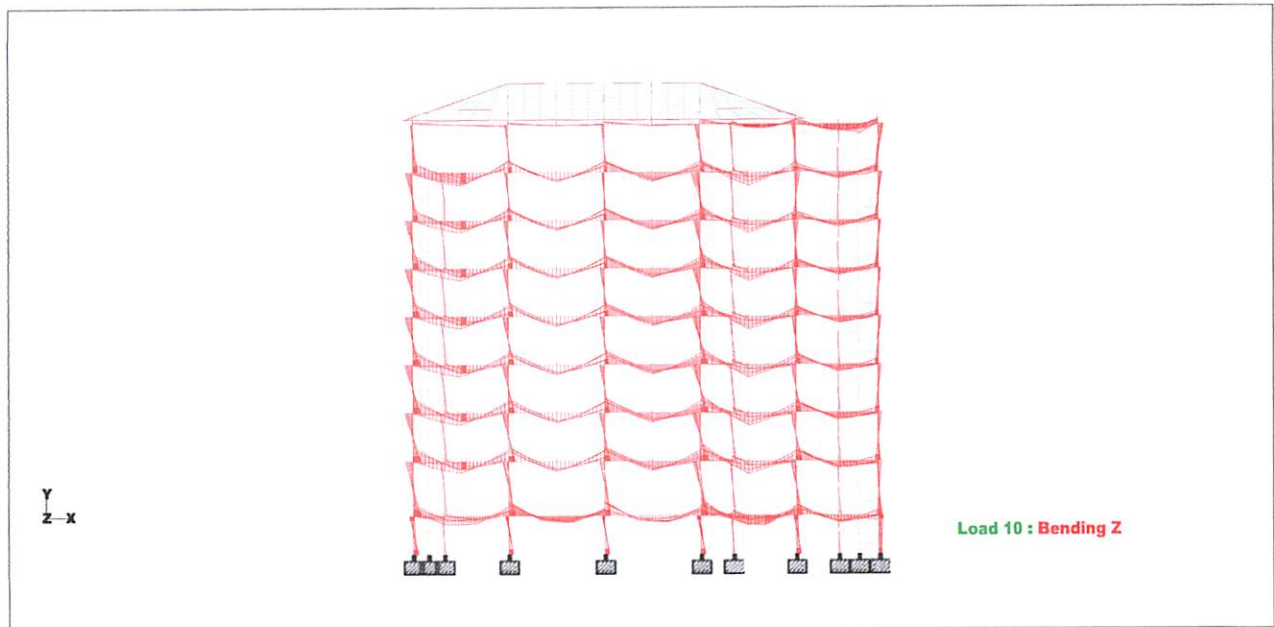
Combination Load Cases Cont...

Comb.	Combination L/C Name	Primary	Primary L/C Name	Factor
		5	GEMPA S/E (QEX)	0.30
		4	GEMPA S/E (QEZ)	1.00
13	COMB.8 (1.24D + 1L + 0.3 QEX - 1 QEZ)	1	BEBAN MATI (D)	1.24
		2	BEBAN HIDUP (L)	1.00
		5	GEMPA S/E (QEX)	0.30
		4	GEMPA S/E (QEZ)	-1.00
14	COMB.9 (1.24D + 1L - 0.3 QEX + 1 QEZ)	1	BEBAN MATI (D)	1.24
		2	BEBAN HIDUP (L)	1.00
		5	GEMPA S/E (QEX)	-0.30
		4	GEMPA S/E (QEZ)	1.00
15	COMB.10 (1.24D + 1L - 0.3 QEX - 1 QEZ)	1	BEBAN MATI (D)	1.24
		2	BEBAN HIDUP (L)	1.00
		5	GEMPA S/E (QEX)	-0.30
		4	GEMPA S/E (QEZ)	-1.00
16	COMB.11 (0.86D + 1 QEX + 0.3 QEZ)	1	BEBAN MATI (D)	0.86
		5	GEMPA S/E (QEX)	1.00
		4	GEMPA S/E (QEZ)	0.30
17	COMB.12 (0.86D + 1 QEX - 0.3 QEZ)	1	BEBAN MATI (D)	0.86
		5	GEMPA S/E (QEX)	1.00
		4	GEMPA S/E (QEZ)	-0.30
18	COMB.13 (0.86D - 1 QEX + 0.3 QEZ)	1	BEBAN MATI (D)	0.86
		5	GEMPA S/E (QEX)	-1.00
		4	GEMPA S/E (QEZ)	0.30
19	COMB.14 (0.86D - 1 QEX - 0.3 QEZ)	1	BEBAN MATI (D)	0.86
		5	GEMPA S/E (QEX)	-1.00
		4	GEMPA S/E (QEZ)	-0.30
20	COMB.15 (0.86D + 0.3 QEX + 1 QEZ)	1	BEBAN MATI (D)	0.86
		5	GEMPA S/E (QEX)	0.30
		4	GEMPA S/E (QEZ)	1.00
21	COMB.16 (0.86D + 0.3 QEX - 1 QEZ)	1	BEBAN MATI (D)	0.86
		5	GEMPA S/E (QEX)	0.30
		4	GEMPA S/E (QEZ)	-1.00
22	COMB.17 (0.86D - 0.3 QEX + 1 QEZ)	1	BEBAN MATI (D)	0.86
		5	GEMPA S/E (QEX)	-0.30
		4	GEMPA S/E (QEZ)	1.00
23	COMB.18 (0.86D - 0.3 QEX - 1 QEZ)	1	BEBAN MATI (D)	0.86
		5	GEMPA S/E (QEX)	-0.30
		4	GEMPA S/E (QEZ)	-1.00

 Wilman adi santoso 12.21.002 Software licensed to PERACS	Job No	Sheet No 4	Rev
	Part		
Job Title SKRIPSI GEDUNG BAJA 8 LANTAI	Ref		
	By wilman	Date 24-May-16	Chd Ir. Ester
Client	File full 1 gedung gempa Vert	Date/Time 05-Sep-2016 02:03	



Gambar 3D struktur portal



Gaya momen pada arah memanjang



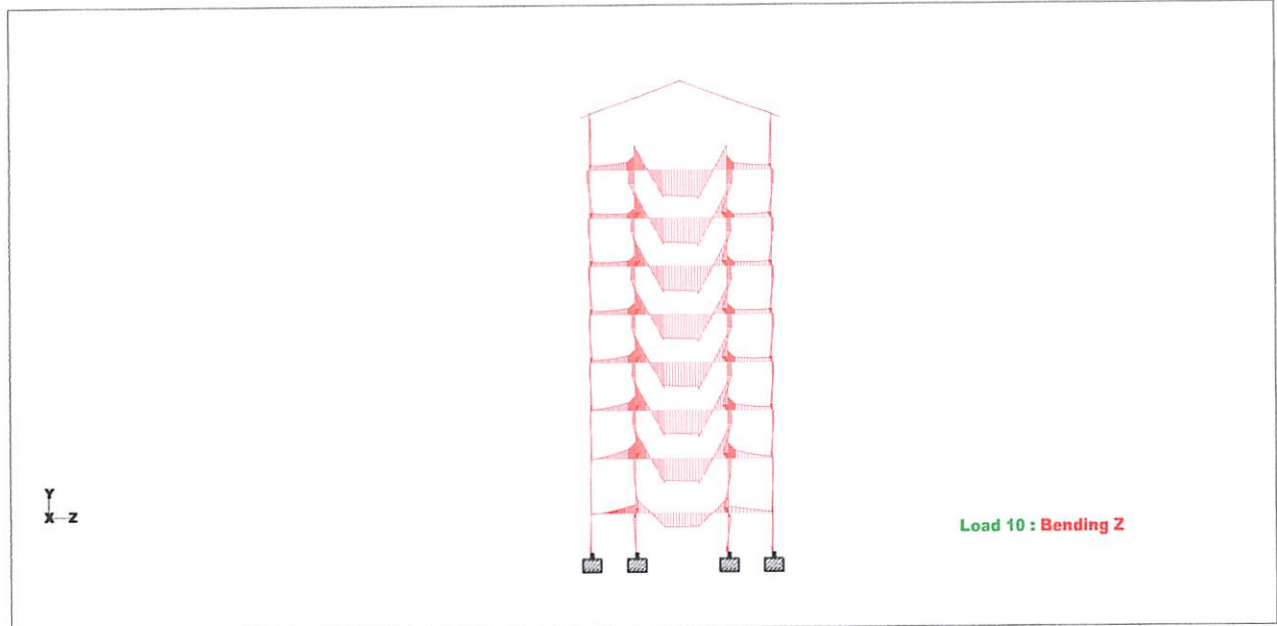
Wilman adi santoso

12.21.002

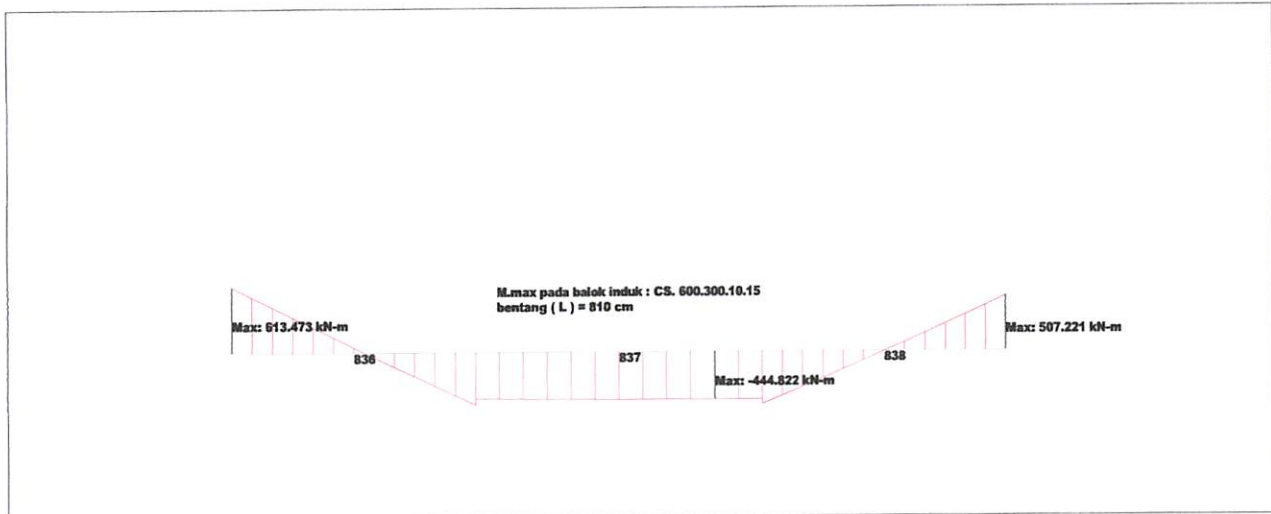
Software licensed to PERACS

Job No	Sheet No	Rev
	5	
Part		
Ref		
By	Date	Chd
wilman	24-May-16	Ir. Ester
Client	File	Date/Time
	full 1 gedung gempa Vert	05-Sep-2016 02:03

Job Title SKRIPSI GEDUNG BAJA 8 LANTAI



Gaya momen pada arah melintang



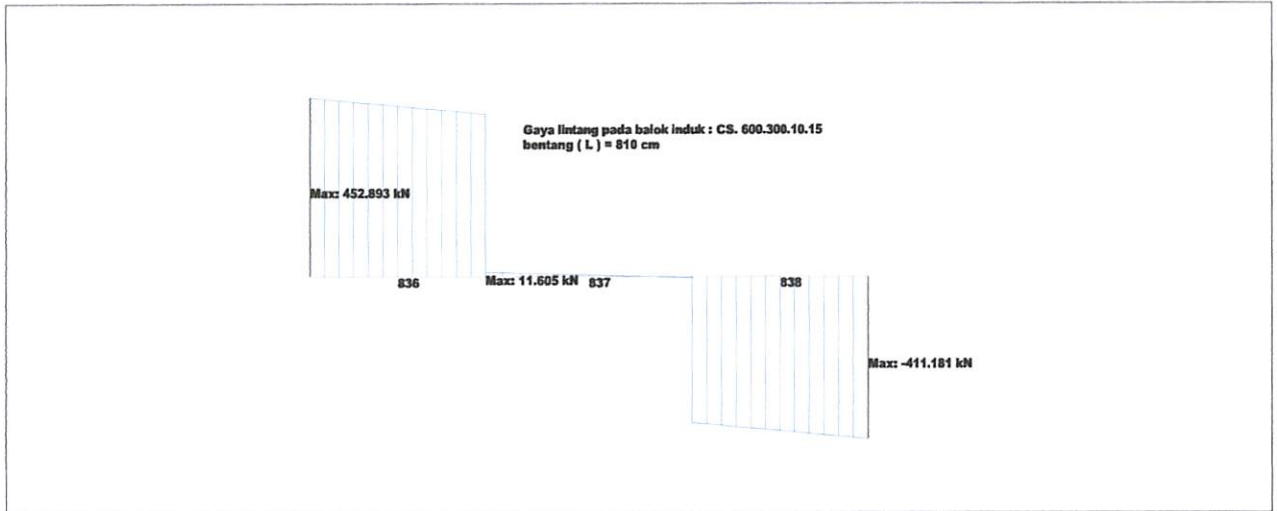
M.max balok Induk (CS. 600.300.10.15)



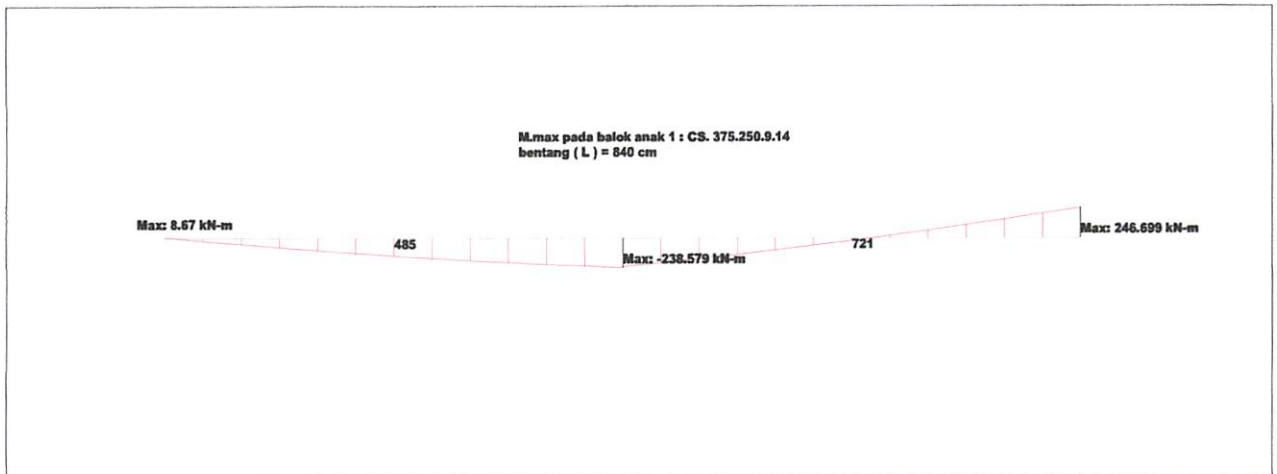
Wilman adi santoso
12.21.002

Software licensed to PERACS

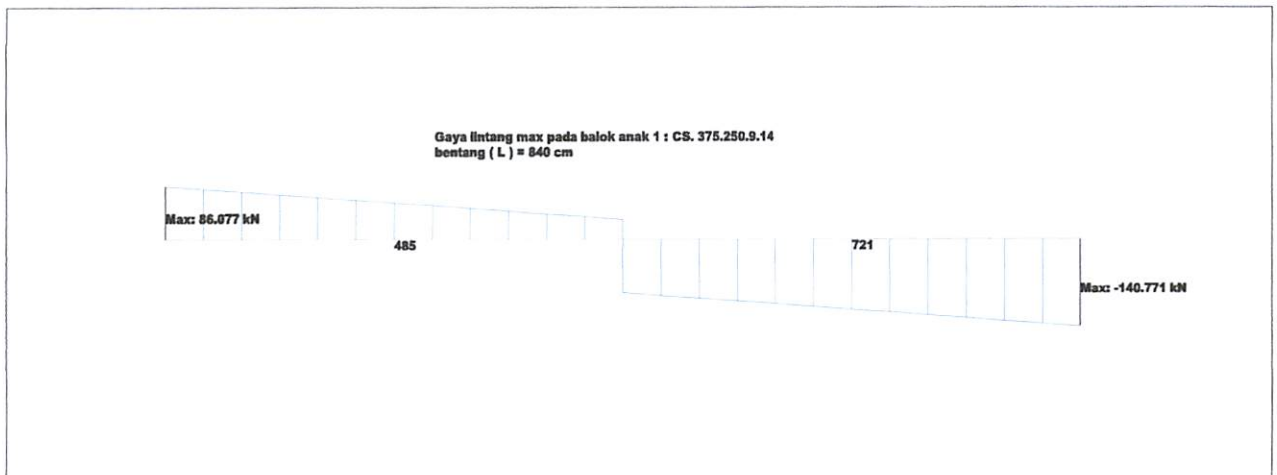
Job No	Sheet No 6	Rev
Part		
Ref		
By wilman	Date 24-May-16	Chd Ir. Ester
Client	File full 1 gedung gempa Vert	Date/Time 05-Sep-2016 02:03



Gaya lintang max balok Induk (CS 600.300.10.15)



M.max balok anak 1 (Cs.375.250.9.14)



Gaya lintang max balok anak 1 (Cs 375.250.9.14)



Wilman adi santoso

12.21.002

Software licensed to PERACS

Job No

Sheet No

7

Rev

Part

Job Title **SKRIPSI GEDUNG BAJA 8 LANTAI**

Ref

By **wilman**

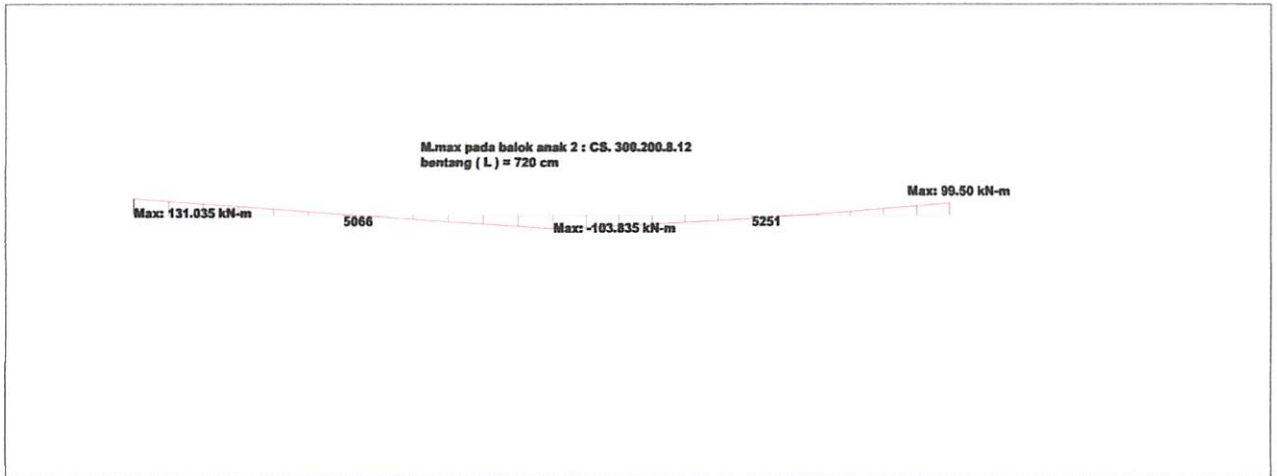
Date **24-May-16**

Chd **Ir. Ester**

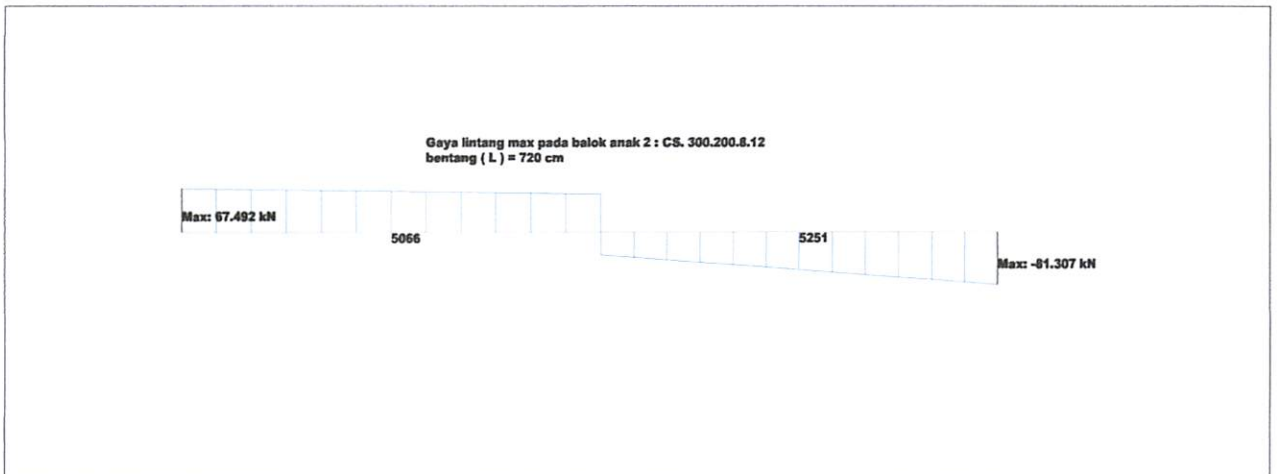
Client

File **full 1 gedung gempa Vert**

Date/Time **05-Sep-2016 02:03**



M.max balok anak 2 (Cs 300.200.8.12)



Gaya lintang max balok anak 2 (Cs. 300.200.8.12)

STAAD SPACE
START JOB INFORMATION
ENGINEER DATE 24-May-16
JOB NAME SKRIPSI GEDUNG BAJA 8 LANTAI
ENGINEER NAME wilman
CHECKER NAME Ir. Ester
CHECKER DATE M. Erfan
END JOB INFORMATION
INPUT WIDTH 79
UNIT METER KG

JOINT COORDINATES

1 -0.797485 38.009 -16.6999; 2 -0.797485 38.009 -14.9499;
3 -0.797485 38.009 -13.1999; 4 -0.797485 38.009 -11.4499;
5 -0.797485 38.009 -9.69993; 6 -0.797485 38.009 -7.94993;
7 -0.797485 38.009 -6.19993; 8 -0.797485 38.009 -4.44993;
9 -0.797485 38.009 -2.69993; 10 -0.797485 38.009 -0.949926;
11 -0.797485 38.009 0.800075; 12 0 0 -15.9; 13 0 0 -12; 14 0 0 -3.9; 15 0 0 0;
16 0 0.5 -15.9; 17 0 0.5 -12; 18 0 0.5 -3.9; 19 0 0.5 0; 20 0 3 -15.9;
21 0 3 -12; 22 0 3 -3.9; 23 0 3 0; 24 0 3.4 -15.9; 25 0 3.4 -3.9; 26 0 3.4 0;
27 0 3.9 -15.9; 28 0 3.9 -12; 29 0 3.9 -3.9; 30 0 3.9 0; 31 0 6.4 -15.9;
32 0 6.4 -12; 33 0 6.4 -3.9; 34 0 6.4 0; 35 0 8.2 -15.9; 36 0 8.2 -12;
37 0 8.2 -3.9; 38 0 8.2 0; 39 0 8.7 -15.9; 40 0 8.7 -12; 41 0 8.7 -3.9;
42 0 8.7 0; 43 0 11.2 -15.9; 44 0 11.2 -12; 45 0 11.2 -3.9; 46 0 11.2 0;
47 0 12.4 -15.9; 48 0 12.4 -12; 49 0 12.4 -3.9; 50 0 12.4 0; 51 0 12.9 -15.9;
52 0 12.9 -12; 53 0 12.9 -3.9; 54 0 12.9 0; 55 0 15.4 -15.9; 56 0 15.4 -12;
57 0 15.4 -3.9; 58 0 15.4 0; 59 0 16.6 -15.9; 60 0 16.6 -12; 61 0 16.6 -3.9;
62 0 16.6 0; 63 0 17.1 -15.9; 64 0 17.1 -12; 65 0 17.1 -3.9; 66 0 17.1 0;
67 0 19.6 -15.9; 68 0 19.6 -12; 69 0 19.6 -3.9; 70 0 19.6 0; 71 0 20.8 -15.9;
72 0 20.8 -12; 73 0 20.8 -3.9; 74 0 20.8 0; 75 0 21.3 -15.9; 76 0 21.3 -12;
77 0 21.3 -3.9; 78 0 21.3 0; 79 0 23.8 -15.9; 80 0 23.8 -12; 81 0 23.8 -3.9;
82 0 23.8 0; 83 0 25 -15.9; 84 0 25 -12; 85 0 25 -3.9; 86 0 25 0;
87 0 25.5 -15.9; 88 0 25.5 -12; 89 0 25.5 -3.9; 90 0 25.5 0; 91 0 28 -15.9;
92 0 28 -12; 93 0 28 -3.9; 94 0 28 0; 95 0 29.2 -15.9; 96 0 29.2 -12;
97 0 29.2 -3.9; 98 0 29.2 0; 99 0 29.7 -15.9; 100 0 29.7 -12; 101 0 29.7 -3.9;
102 0 29.7 0; 103 0 32.2 -15.9; 104 0 32.2 -12; 105 0 32.2 -3.9; 106 0 32.2 0;
107 0 33.4 -15.9; 108 0 33.4 -12; 109 0 33.4 -3.9; 110 0 33.4 0;
111 0 33.9 -15.9; 112 0 33.9 -12; 113 0 33.9 -3.9; 114 0 33.9 0;
115 0 36.4 -15.9; 116 0 36.4 -12; 117 0 36.4 -3.9; 118 0 36.4 0;
119 0 37.6 -15.9; 120 0 37.6 -12; 121 0 37.6 -3.9; 122 0 37.6 0;
123 0.00251007 38.3002 -7.94993; 124 0.00260806 38.3001 -9.53992;
125 0.00260806 38.3001 -6.35994; 126 0.00270604 38.3001 -11.1299;
127 0.00270604 38.3001 -4.76996; 128 0.00280402 38.3001 -12.7199;
129 0.00280403 38.3001 -3.17997; 130 0.00290201 38.3 -14.3099;
131 0.00290201 38.3 -1.58999; 132 0.003 0 -15.9; 133 0.003 0 -12;
134 0.003 0 -5.05; 135 0.003 0 -3.9; 136 0.003 0 0; 137 0.003 0.425 -4.1375;
138 0.003 0.5 -15.9; 139 0.003 0.5 -12; 140 0.003 0.5 -3.9; 141 0.003 0.5 0;
142 0.003 0.85 -3.225; 143 0.003 1.275 -2.3125; 144 0.003 1.7 -1.4;
145 0.003 1.7 0; 146 0.003 3 -15.9; 147 0.003 3 -12; 148 0.003 3 -3.9;
149 0.003 3 0; 150 0.003 3.4 -15.9; 151 0.003 3.4 -12; 152 0.003 3.4 -9.45;
153 0.003 3.4 -6.45; 154 0.003 3.4 -5.05; 155 0.003 3.4 -3.9; 156 0.003 3.4 0;
157 0.003 3.9 -15.9; 158 0.003 3.9 -12; 159 0.003 3.9 -3.9; 160 0.003 3.9 0;
161 0.003 4 -4.1375; 162 0.003 4.6 -3.225; 163 0.003 5.2 -2.3125;
164 0.003 5.8 -1.4; 165 0.003 5.8 0; 166 0.003 6.4 -15.9; 167 0.003 6.4 -12;
168 0.003 6.4 -3.9; 169 0.003 6.4 0; 170 0.003 8.2 -15.9;
171 0.003 8.2 -12.675; 172 0.003 8.2 -12; 173 0.003 8.2 -9.45;
174 0.003 8.2 -6.45; 175 0.003 8.2 -5.05; 176 0.003 8.2 -3.9; 177 0.003 8.2 0;
178 0.003 8.7 -15.9; 179 0.003 8.7 -12; 180 0.003 8.7 -3.9; 181 0.003 8.7 0;
182 0.003 8.725 -4.1375; 183 0.003 9.25 -3.225; 184 0.003 9.775 -2.3125;
185 0.003 10.3 -1.4; 186 0.003 10.3 0; 187 0.003 11.2 -15.9;
188 0.003 11.2 -12; 189 0.003 11.2 -3.9; 190 0.003 11.2 0;
191 0.003 12.4 -15.9; 192 0.003 12.4 -12.675; 193 0.003 12.4 -12;
194 0.003 12.4 -9.45; 195 0.003 12.4 -6.45; 196 0.003 12.4 -5.05;
197 0.003 12.4 -3.9; 198 0.003 12.4 0; 199 0.003 12.9 -15.9;
200 0.003 12.9 -12; 201 0.003 12.9 -3.9; 202 0.003 12.9 0;
203 0.003 12.925 -4.1375; 204 0.003 13.45 -3.225; 205 0.003 13.975 -2.3125;
206 0.003 14.5 -1.4; 207 0.003 14.5 0; 208 0.003 15.4 -15.9;
209 0.003 15.4 -12; 210 0.003 15.4 -3.9; 211 0.003 15.4 0;
212 0.003 16.6 -15.9; 213 0.003 16.6 -12.675; 214 0.003 16.6 -12;
215 0.003 16.6 -9.45; 216 0.003 16.6 -6.45; 217 0.003 16.6 -5.05;
218 0.003 16.6 -3.9; 219 0.003 16.6 0; 220 0.003 17.1 -15.9;
221 0.003 17.1 -12; 222 0.003 17.1 -3.9; 223 0.003 17.1 0;
224 0.003 17.125 -4.1375; 225 0.003 17.65 -3.225; 226 0.003 18.175 -2.3125;
227 0.003 18.7 -1.4; 228 0.003 18.7 0; 229 0.003 19.6 -15.9;

5813 2988 2989 3093 3092; 5814 2838 2839 3138 3137; 5815 2839 2840 3139 3138;
5816 2841 2838 3137 3136; 5817 2850 2851 3141 3140; 5818 2851 2852 3142 3141;
5819 2858 2860 3160 3158; 5820 2860 2862 3162 3160; 5821 2862 2863 3163 3162;
5822 2866 2868 3166 3165; 5823 2874 2876 3184 3182; 5824 2876 2878 3186 3184;
5825 2878 2879 3187 3186; 5826 2882 2884 3190 3189; 5827 2890 2892 3208 3206;
5828 2892 2894 3210 3208; 5829 2894 2895 3211 3210; 5830 2898 2900 3214 3213;
5831 2906 2908 3232 3230; 5832 2908 2910 3234 3232; 5833 2910 2911 3235 3234;
5834 2914 2916 3238 3237; 5835 2922 2924 3256 3254; 5836 2924 2926 3258 3256;
5837 2926 2927 3259 3258; 5838 2930 2932 3262 3261; 5839 2938 2940 3280 3278;
5840 2940 2942 3282 3280; 5841 2942 2943 3283 3282; 5842 2946 2948 3286 3285;
5843 2954 2956 3304 3302; 5844 2956 2958 3306 3304; 5845 2958 2959 3307 3306;
5846 2962 2964 3310 3309; 5847 2970 2971 3334 3333; 5848 2971 2973 3335 3334;
5849 2973 2974 3337 3335; 5850 2974 2975 3338 3337; 5851 2865 2866 3372 3164;
5852 2881 2882 3387 3188; 5853 2897 2898 3402 3212; 5854 2913 2914 3417 3236;
5855 2929 2930 3432 3260; 5856 2945 2946 3447 3284; 5857 2961 2962 3462 3308;
5858 3087 3088 3109 3108; 5859 3088 3089 3110 3109; 5860 3089 3090 3111 3110;
5861 3090 3091 3112 3111; 5862 3091 3092 3113 3112; 5863 3092 3093 3114 3113;
5864 2989 2990 3333 3332; 5865 3005 3118 3121 3006; 5866 3006 3121 3127 3007;
5867 3007 3127 3128 3008; 5868 3008 3128 3130 3010; 5869 3010 3130 3129 3009;
5870 3014 3140 3148 3015; 5871 3015 3148 3149 3016; 5872 3016 3149 3150 3017;
5873 3017 3150 3152 3019; 5874 3019 3152 3151 3018; 5875 3023 3164 3172 3024;
5876 3024 3172 3173 3025; 5877 3025 3173 3174 3026; 5878 3026 3174 3176 3028;
5879 3028 3176 3175 3027; 5880 3032 3188 3196 3033; 5881 3033 3196 3197 3034;
5882 3034 3197 3198 3035; 5883 3035 3198 3200 3037; 5884 3037 3200 3199 3036;
5885 3041 3212 3220 3042; 5886 3042 3220 3221 3043; 5887 3043 3221 3222 3044;
5888 3044 3222 3224 3046; 5889 3046 3224 3223 3045; 5890 3050 3236 3244 3051;
5891 3051 3244 3245 3052; 5892 3052 3245 3246 3053; 5893 3053 3246 3248 3055;
5894 3055 3248 3247 3054; 5895 3059 3260 3268 3060; 5896 3060 3268 3269 3061;
5897 3061 3269 3270 3062; 5898 3062 3270 3272 3064; 5899 3064 3272 3271 3063;
5900 3068 3284 3292 3069; 5901 3069 3292 3293 3070; 5902 3070 3293 3294 3071;
5903 3071 3294 3296 3073; 5904 3073 3296 3295 3072; 5905 3077 3308 3316 3078;
5906 3078 3316 3317 3079; 5907 3079 3317 3318 3080; 5908 3080 3318 3320 3082;
5909 3082 3320 3319 3081; 5910 3108 3109 3327 3326; 5911 3109 3110 3328 3327;
5912 3110 3111 3329 3328; 5913 3111 3112 3330 3329; 5914 3112 3113 3331 3330;
5915 3113 3114 3332 3331;

DEFINE PMEMBER

2060 2058 2056 2053 2051 2050 2048 2045 2043 PMEMBER 1

ELEMENT PROPERTY

1170 TO 1217 1220 TO 1222 1233 TO 1301 1328 TO 1348 1353 TO 1357 1394 TO 1414 -
1421 TO 1434 1439 TO 1443 1468 1471 TO 1474 1495 1496 1499 TO 1540 -
1565 TO 1574 1597 TO 1605 1630 TO 1674 1697 TO 1702 1705 1734 1735 -
1756 TO 1758 1763 1764 1809 TO 1827 1856 TO 1876 1973 1974 1979 TO 1982 2007 -
2008 TO 2012 2064 TO 2083 2094 TO 2104 2125 TO 2143 2164 TO 2170 2193 TO 2207 -
2216 TO 2259 2275 TO 2281 2284 TO 2286 2299 TO 2306 2310 TO 2317 -
2326 TO 2333 2337 TO 2352 2355 TO 2362 2371 TO 2376 2381 2382 2391 TO 2398 -
2400 TO 2443 2446 TO 2454 2483 TO 2492 2497 TO 2501 2506 2525 TO 2528 2533 -
2534 TO 2536 2543 TO 2546 2551 TO 2555 2557 TO 2561 2563 TO 2565 2632 2643 -
2644 TO 2708 2738 TO 2796 2825 TO 2830 5807 TO 5915 THICKNESS 0.12
1148 TO 1169 1218 1219 1223 TO 1232 1302 TO 1327 1349 TO 1352 1358 TO 1393 -
1415 TO 1420 1435 TO 1438 1444 TO 1467 1475 TO 1494 1541 TO 1555 1558 1559 -
1562 TO 1564 1575 TO 1586 1589 TO 1596 1606 TO 1611 1614 1615 1618 TO 1629 -
1677 TO 1696 1736 TO 1755 1765 1770 TO 1772 1777 TO 1779 1784 TO 1786 1791 -
1792 TO 1793 1798 TO 1800 1805 TO 1808 1877 TO 1880 1909 TO 1928 1937 TO 1939 -
1944 TO 1946 1951 TO 1953 1958 TO 1960 1965 TO 1967 1972 1983 TO 2002 2105 -
2106 TO 2124 2144 TO 2163 2171 TO 2192 2208 TO 2215 2260 TO 2274 2282 2283 -
2287 TO 2298 2307 2309 2318 TO 2325 2334 TO 2336 2353 2354 2363 TO 2370 2377 -
2378 TO 2380 2383 TO 2390 2399 2444 2445 2507 TO 2510 2515 TO 2519 2524 2537 -
2542 2562 2566 2595 TO 2601 2630 2631 2633 TO 2642 THICKNESS 0.003

DEFINE MATERIAL START

ISOTROPIC STEEL

E 2e+010

POISSON 0.3

DENSITY 7850

ALPHA 1.2e-005

DAMP 0.03

TYPE STEEL

STRENGTH FY 2.5e+007 FU 4.1e+007 RY 1.5 RT 1.2

ISOTROPIC CONCRETE

E 2.5743e+009

POISSON 0.17

DENSITY 2400

ALPHA 1e-005

DAMP 0.05

DAMP 0.05
TYPE CONCRETE
STRENGTH FCU 3e+006
ISOTROPIC ALUMINUM
E 7e+009
POISSON 0.33
DENSITY 2710
ALPHA 2.3e-005
DAMP 0.03

END DEFINE MATERIAL

MEMBER PROPERTY JAPANESE

233 413 414 503 504 508 509 514 515 520 521 526 527 532 533 538 539 544 545 -
1704 1706 2039 2040 3140 3141 3348 3349 3974 3975 4122 4123 4125 4126 4128 -
4129 4131 4132 4134 4135 4137 4138 4140 4141 4143 4144 4146 4147 4475 4505 -
4533 4561 4589 4617 4645 4673 4701 4994 4995 5000 5113 5114 5119 5120 5131 -
5132 5143 5144 5155 5156 5167 5168 5179 5180 5191 5192 5203 -

5204 TABLE ST H300X300X10

1 TO 10 227 TO 232 234 TO 237 415 416 428 TO 439 454 TO 473 499 TO 502 552 -
553 TO 561 565 566 574 575 583 TO 594 625 626 629 630 638 TO 651 680 TO 685 -
689 TO 692 695 TO 708 710 712 714 TO 717 732 TO 741 756 TO 759 767 769 771 -
772 TO 790 792 TO 796 798 1729 TO 1733 1759 TO 1762 1766 TO 1769 1773 TO 1776 -
1780 TO 1782 1850 TO 1855 1881 TO 1894 1929 TO 1936 1940 TO 1943 -
1947 TO 1950 1954 TO 1957 2061 TO 2063 2084 TO 2093 2308 2455 TO 2460 2540 -
2541 2547 TO 2550 2556 2567 TO 2579 2587 TO 2594 2602 TO 2613 3176 TO 3195 -
3233 TO 3252 3272 TO 3291 3384 TO 3403 3437 TO 3456 3478 TO 3497 -
3996 TO 4001 4005 TO 4010 4012 TO 4021 4027 TO 4030 4048 4049 4053 TO 4056 -
4058 TO 4065 4104 TO 4111 4117 TO 4121 4152 TO 4163 4173 4174 4192 TO 4195 -
4206 TO 4219 4222 4223 4274 4275 4281 TO 4283 4286 TO 4293 4297 TO 4300 4306 -
4307 4324 TO 4335 4404 TO 4420 4424 4425 4441 TO 4450 4461 4462 4469 4996 -
4997 TO 4999 5001 TO 5006 5024 TO 5033 TABLE ST C150X75X6.5

1783 1895 1961 2461 2580 2614 3196 3253 3292 3404 3457 -

3498 TABLE D C150X75X6.5 SP 0.05

11 TO 13 417 TO 419 451 TO 453 496 TO 498 562 TO 564 624 627 628 686 TO 688 -
709 711 713 766 768 770 791 797 799 1707 TO 1726 2041 TO 2060 3142 TO 3161 -
3350 TO 3369 3976 TO 3995 4002 TO 4004 4050 TO 4052 4112 TO 4114 -
4170 TO 4172 4196 TO 4205 4273 4276 4277 4303 TO 4305 4308 TO 4315 -
4337 TO 4347 4429 TO 4431 4451 TO 4460 4466 TO 4468 5007 TO 5008 -
5009 TABLE ST H300X150X6.5

MEMBER PROPERTY JAPANESE

551 694 1900 TO 1906 2464 TO 2472 3254 TO 3257 3405 3406 PRIS YD 0.006

MEMBER PROPERTY JAPANESE

14 TO 226 238 TO 250 257 TO 269 277 TO 289 297 TO 309 317 TO 329 337 TO 349 -
357 TO 369 377 TO 389 397 TO 408 800 TO 811 822 TO 833 841 TO 852 -
860 TO 871 879 TO 890 898 TO 909 917 TO 928 936 TO 947 955 TO 1147 1469 1470 -
1497 1498 1556 1557 1560 1561 1587 1588 1612 1613 1616 1617 1675 1676 1703 -
2617 TO 2628 2718 TO 2729 2798 TO 2809 2819 TO 2824 2831 TO 2836 -
2846 TO 2857 2867 TO 2878 2888 TO 2899 2909 TO 2920 2930 TO 3139 -
3499 TO 3513 3523 TO 3537 3549 TO 3563 3575 TO 3589 3601 TO 3615 -
3627 TO 3641 3653 TO 3667 3679 TO 3693 3705 TO 3713 3716 TO 3841 -
3843 TO 3973 4470 TO 4474 4476 TO 4485 4495 TO 4504 4506 TO 4510 -
4523 TO 4532 4534 TO 4538 4551 TO 4560 4562 TO 4566 4579 TO 4588 -
4590 TO 4594 4607 TO 4616 4618 TO 4622 4635 TO 4644 4646 TO 4650 -
4663 TO 4672 4674 TO 4678 4691 TO 4700 4702 TO 4706 4720 TO 4849 -
4852 TO 4854 4858 TO 4992 5320 TO 5335 5342 TO 5357 5366 TO 5381 -
5390 TO 5405 5414 TO 5429 5438 TO 5453 5462 TO 5477 5486 TO 5501 -
5510 TO 5525 5538 TO 5806 TABLE ST H588X300X12

UNIT CM KG

MEMBER PROPERTY JAPANESE

449 599 763 818 TO 820 836 TO 838 855 TO 857 874 TO 876 893 TO 895 -
912 TO 914 931 TO 933 950 TO 952 1728 1790 1794 1899 1908 1968 1969 2463 -
2474 2582 2585 2616 2714 TO 2716 2733 TO 2736 2813 TO 2816 2840 TO 2843 2861 -
2862 TO 2864 2882 TO 2885 2903 TO 2906 2924 TO 2927 3200 3201 3295 3297 3460 -
3462 3519 TO 3521 3543 TO 3546 3569 TO 3572 3595 TO 3598 3621 TO 3624 3647 -
3648 TO 3650 3673 TO 3676 3699 TO 3702 4011 4026 4039 TO 4046 4057 4083 4086 -
4089 4092 4095 4098 4101 4115 4167 4175 4177 4179 4181 4183 4185 4187 4189 -
4191 4227 4296 4320 4336 4351 4354 4355 4361 4362 4368 4369 4375 4376 4382 -
4383 4389 4390 4396 4397 4423 4438 4463 4486 TO 4489 4491 TO 4493 -
4511 TO 4515 4517 TO 4520 4539 TO 4543 4545 TO 4548 4567 TO 4571 -
4573 TO 4576 4595 TO 4599 4601 TO 4604 4623 TO 4627 4629 TO 4632 -
4651 TO 4655 4657 TO 4660 4679 TO 4683 4685 TO 4688 4707 TO 4712 4850 5011 -
5013 5015 5017 5019 5021 5023 5037 5039 5040 5045 5048 5051 5054 5057 5060 -
5063 5068 5070 5072 5074 5076 5078 5080 5094 5096 5098 5100 5102 5104 5106 -
5108 5112 5210 5212 5214 5216 5218 5220 5222 5224 5248 5250 5253 5256 5259 -

5108 5112 5210 5212 5214 5216 5218 5220 5222 5224 5248 5250 5253 5256 5259 -
5262 5265 5268 5271 5277 5279 5281 5283 5285 5287 5289 5293 5304 5306 5308 -
5310 5312 5314 -
5316 PRIS AX 495 AY 347 AZ 481 IX 56119 IY 28885.5 IZ 162836
252 TO 255 272 TO 275 292 TO 295 312 TO 315 332 TO 335 352 TO 355 372 TO 375 -
392 TO 395 440 TO 448 482 484 486 488 490 492 494 576 TO 582 596 598 718 -
720 722 724 726 728 730 743 745 747 749 751 753 755 761 762 812 TO 817 821 -
834 835 839 840 853 854 858 859 872 873 877 878 891 892 896 897 910 911 915 -
916 929 930 934 935 948 949 953 954 1727 1789 1795 1836 TO 1849 1898 1907 -
1964 1970 2462 2473 2475 2478 2479 2482 2493 2496 2502 2505 2511 2514 2520 -
2523 2529 2532 2581 2586 2615 2629 2709 TO 2713 2717 2730 TO 2732 2737 2797 -
2810 TO 2812 2817 2818 2837 TO 2839 2844 2845 2858 TO 2860 2865 2866 2879 -
2880 TO 2881 2886 2887 2900 TO 2902 2907 2908 2921 TO 2923 2928 2929 3169 -
3170 TO 3175 3199 3202 3203 3206 3209 3212 3215 3218 3221 3224 TO 3230 3258 -
3260 3262 3264 3266 3268 3270 3294 3298 3370 3372 3374 3376 3378 3380 3382 -
3407 3410 3411 3414 3415 3418 3419 3422 3423 3426 3427 3430 3431 3434 3459 -
3463 3464 3466 3468 3470 3472 3474 3476 3514 TO 3518 3522 3538 TO 3542 3547 -
3548 3564 TO 3568 3573 3574 3590 TO 3594 3599 3600 3616 TO 3620 3625 3626 -
3642 TO 3646 3651 3652 3668 TO 3672 3677 3678 3694 TO 3698 3703 3704 3714 -
3715 3842 4025 4047 4082 4084 4085 4087 4088 4090 4091 4093 4094 4096 4097 -
4099 4100 4102 4103 4151 4165 4169 4221 4225 4280 4285 4295 4302 4317 4323 -
4349 PRIS AX 300 AY 152 AZ 285 IX 12135.8 IY 9517.78 IZ 146297
4352 4358 4359 4365 4366 4372 4373 4379 4380 4386 4387 4393 4394 4400 4401 -
4403 4422 4427 4428 4433 4435 4436 4465 4490 4494 4516 4521 4522 4544 4549 -
4550 4572 4577 4578 4600 4605 4606 4628 4633 4634 4656 4661 4662 4684 4689 -
4690 4714 TO 4716 4718 4719 4851 4855 TO 4857 5010 5012 5014 5016 5018 5020 -
5022 5036 5041 5044 5047 5050 5053 5056 5059 5062 5067 5069 5071 5073 5075 -
5077 5079 5081 5083 5091 5095 5097 5099 5101 5103 5105 5107 5109 5211 5213 -
5215 5217 5219 5221 5223 5225 5244 5249 5252 5255 5258 5261 5264 5267 5270 -
5273 5275 5276 5278 5280 5282 5284 5286 5288 5290 5303 5305 5307 5309 5311 -
5313 5315 5317 5336 5337 5339 5340 5358 TO 5361 5363 5364 5382 TO 5385 5387 -
5388 5406 TO 5409 5411 5412 5430 TO 5433 5435 5436 5454 TO 5457 5459 5460 -
5478 TO 5481 5483 5484 5502 TO 5505 5507 5508 5526 TO 5532 5534 -
5535 PRIS AX 300 AY 152 AZ 285 IX 12135.8 IY 9517.78 IZ 146297
251 256 270 271 276 290 291 296 310 311 316 330 331 336 350 351 356 370 371 -
376 390 391 396 4713 4717 4993 5338 5341 5362 5365 5386 5389 5410 5413 5434 -
5437 5458 5461 5482 5485 5506 5509 5533 5536 -
5537 PRIS AX 198 AY 51 AZ 184 IX 10670.9 IY 7059.79 IZ 127732
420 TO 427 450 474 TO 481 483 485 487 489 491 493 495 550 567 TO 573 597 600 -
631 TO 637 693 719 721 723 725 727 729 731 742 744 746 748 750 752 754 764 -
765 1787 1788 1796 1797 1801 TO 1804 1828 TO 1835 1962 1963 2476 2477 2480 -
2481 2494 2495 2503 2504 2512 2513 2521 2522 2530 2531 2583 2584 -
3162 TO 3168 3197 3198 3204 3205 3207 3208 3210 3211 3213 3214 3216 3217 -
3219 3220 3222 3223 3259 3261 3263 3265 3267 3269 3271 3293 3296 3371 3373 -
3375 3377 3379 3381 3383 3408 3409 3412 3413 3416 3417 3420 3421 3424 3425 -
3428 3429 3432 3433 3458 3461 3465 3467 3469 3471 3473 3475 3477 -
4022 TO 4024 4031 TO 4038 4067 TO 4081 4116 4164 4166 4168 4176 4178 4180 -
4182 4184 4186 4188 4190 4220 4224 4226 4278 4279 4284 4294 4301 4316 4318 -
4319 4322 4348 4350 4353 4356 4357 4360 4363 4364 4367 4370 4371 4374 4377 -
4378 4381 4384 4385 4388 4391 4392 4395 4398 4399 4402 4421 4426 4432 4434 -
4437 4439 4440 4464 5034 5035 5038 5043 5046 5049 5052 5055 5058 5061 5064 -
5065 5082 5092 5093 5110 5111 5121 TO 5124 5128 TO 5130 5133 TO 5136 5140 -
5141 TO 5142 5145 TO 5148 5152 TO 5154 5157 TO 5160 5164 TO 5166 5169 TO 5172 -
5176 TO 5178 5181 TO 5184 5188 TO 5190 5193 TO 5196 5200 TO 5202 -
5226 TO 5236 5245 TO 5247 5274 5291 5292 5294 TO 5302 5318 -
5319 PRIS AX 428 AY 326 AZ 418 IX 46330.1 IY 19192.2 IZ 53738.2
595 603 606 609 612 615 618 621 760 1976 2005 2016 2021 2026 2031 2036 3303 -
3310 3317 3324 3331 3338 3345 4066 4124 4127 4130 4133 4136 4139 4142 4145 -
4148 TO 4150 4229 TO 4233 4236 TO 4239 4242 TO 4245 4248 TO 4251 -
4254 TO 4257 4260 TO 4263 4266 TO 4269 4272 4321 5042 5066 5084 TO 5090 5125 -
5126 TO 5127 5137 TO 5139 5149 TO 5151 5161 TO 5163 5173 TO 5175 5185 TO 5187 -
5197 TO 5199 5205 5237 TO 5243 5251 5254 5257 5260 5263 5266 5269 -
5272 PRIS AX 243 AY 173 AZ 236 IX 10476.6 IY 4070.94 IZ 23683.3
505 TO 507 510 TO 513 516 TO 519 522 TO 525 528 TO 531 534 TO 537 540 TO 543 -
546 TO 549 601 602 604 605 607 608 610 611 613 614 616 617 619 620 -
652 TO 679 1971 1975 1977 1978 2003 2004 2006 2013 TO 2015 2017 TO 2020 2022 -
2023 TO 2025 2027 TO 2030 2032 TO 2035 2037 2038 3299 TO 3302 3304 TO 3309 -
3311 TO 3316 3318 TO 3323 3325 TO 3330 3332 TO 3337 3339 TO 3344 3346 3347 -
4234 4235 4240 4241 4246 4247 4252 4253 4258 4259 4264 4265 4270 4271 5115 -
5116 TO 5118 5206 TO 5208 -
5209 PRIS AX 366 AY 297 AZ 359 IX 38170.4 IY 12776.5 IZ 26933.7
MEMBER PROPERTY AMERICAN
409 TO 412 622 623 1896 1897 2538 2539 3231 3232 3435 3436 -

409 TO 412 622 623 1896 1897 2538 2539 3231 3232 3435 3436 -

4228 TABLE ST CB21X61

UNIT METER KG

CONSTANTS

BETA 90 MEMB 233 238 TO 250 257 TO 269 277 TO 289 297 TO 309 317 TO 329 337 -
338 TO 349 357 TO 369 377 TO 389 397 TO 408 413 414 1063 TO 1147 1469 1470 -
1497 1498 1556 1557 1560 1561 1587 1588 1612 1613 1616 1617 1675 1676 1703 -
1704 1706 2039 2040 3038 TO 3141 3348 3349 3845 TO 3975 4858 TO 4992 4994 -
4995 5000 5672 TO 5806

BETA 20 MEMB 1 TO 10 227 TO 232 234 TO 237 415 416 428 TO 439 454 TO 473 499 -
500 TO 502 552 TO 561 565 566 574 575 583 TO 594 625 626 629 630 638 TO 651 -
680 TO 685 689 TO 692 695 TO 708 710 712 714 TO 717 732 TO 741 756 TO 759 -
767 769 771 TO 790 792 TO 796 798 1729 TO 1733 1759 TO 1762 1766 TO 1769 -
1773 TO 1776 1780 TO 1782 1850 TO 1855 1881 TO 1894 1929 TO 1936 -
1940 TO 1943 1947 TO 1950 1954 TO 1957 2061 TO 2063 2084 TO 2093 2308 2455 -
2456 TO 2460 2540 2541 2547 TO 2550 2556 2567 TO 2579 2587 TO 2594 -
2602 TO 2613 3176 TO 3195 3233 TO 3252 3272 TO 3291 3384 TO 3403 -
3437 TO 3456 3478 TO 3497 3996 TO 4001 4005 TO 4010 4012 TO 4021 -
4027 TO 4030 4048 4049 4053 TO 4056 4058 TO 4065 4104 TO 4111 4117 TO 4121 -
4152 TO 4163 4173 4174 4192 TO 4195 4206 TO 4219 4222 4223 4274 4275 4281 -
4282 TO 4283 4286 TO 4293 4297 TO 4300 4306 4307 4324 TO 4335 4404 TO 4420 -
4424 4425 4441 TO 4450 4461 4462 4469 4996 TO 4999 5001 TO 5006 5024 TO 5033

MATERIAL STEEL MEMB 1 TO 1147 1469 1470 1497 1498 1556 1557 1560 1561 1587 -
1588 1612 1613 1616 1617 1675 1676 1703 1704 1706 TO 1733 1759 TO 1762 1766 -
1767 TO 1769 1773 TO 1776 1780 TO 1783 1787 TO 1790 1794 TO 1797 1801 TO 1804 -
1828 TO 1855 1881 TO 1908 1929 TO 1936 1940 TO 1943 1947 TO 1950 -
1954 TO 1957 1961 TO 1964 1968 TO 1971 1975 TO 1978 2003 TO 2006 -
2013 TO 2063 2084 TO 2093 2308 2455 TO 2482 2493 TO 2496 2502 TO 2505 2511 -
2512 TO 2514 2520 TO 2523 2529 TO 2532 2538 TO 2541 2547 TO 2550 2556 2567 -
2568 TO 2594 2602 TO 2629 2709 TO 2737 2797 TO 2824 2831 TO 5806

MATERIAL CONCRETE MEMB 1170 TO 1217 1220 TO 1222 1233 TO 1301 1328 TO 1348 -
1353 TO 1357 1394 TO 1414 1421 TO 1434 1439 TO 1443 1468 1471 TO 1474 1495 -
1496 1499 TO 1540 1565 TO 1574 1597 TO 1605 1630 TO 1674 1697 TO 1702 1705 -
1734 1735 1756 TO 1758 1763 1764 1809 TO 1827 1856 TO 1876 1973 1974 1979 -
1980 TO 1982 2007 TO 2012 2064 TO 2083 2094 TO 2104 2125 TO 2143 2164 TO 2170 -
2193 TO 2207 2216 TO 2259 2275 TO 2281 2284 TO 2286 2299 TO 2306 -
2310 TO 2317 2326 TO 2333 2337 TO 2352 2355 TO 2362 2371 TO 2376 2381 2382 -
2391 TO 2398 2400 TO 2443 2446 TO 2454 2483 TO 2492 2497 TO 2501 2506 2525 -
2526 TO 2528 2533 TO 2536 2543 TO 2546 2551 TO 2555 2557 TO 2561 2563 TO 2565 -
2632 2643 TO 2708 2738 TO 2796 2825 TO 2830 5807 TO 5915

MATERIAL ALUMINUM MEMB 1148 TO 1169 1218 1219 1223 TO 1232 1302 TO 1327 1349 -
1350 TO 1352 1358 TO 1393 1415 TO 1420 1435 TO 1438 1444 TO 1467 1475 TO 1494 -
1541 TO 1555 1558 1559 1562 TO 1564 1575 TO 1586 1589 TO 1596 1606 TO 1611 -
1614 1615 1618 TO 1629 1677 TO 1696 1736 TO 1755 1765 1770 TO 1772 -
1777 TO 1779 1784 TO 1786 1791 TO 1793 1798 TO 1800 1805 TO 1808 -
1877 TO 1880 1909 TO 1928 1937 TO 1939 1944 TO 1946 1951 TO 1953 -
1958 TO 1960 1965 TO 1967 1972 1983 TO 2002 2105 TO 2124 2144 TO 2163 2171 -
2172 TO 2192 2208 TO 2215 2260 TO 2274 2282 2283 2287 TO 2298 2307 2309 2318 -
2319 TO 2325 2334 TO 2336 2353 2354 2363 TO 2370 2377 TO 2380 2383 TO 2390 -
2399 2444 2445 2507 TO 2510 2515 TO 2519 2524 2537 2542 2562 2566 -
2595 TO 2601 2630 2631 2633 TO 2642

SUPPORTS

12 TO 15 132 TO 136 332 434 696 TO 699 837 TO 840 1171 TO 1174 1326 TO 1329 -
1692 TO 1696 1881 TO 1885 2087 2088 2419 TO 2424 2630 TO 2634 2842 3005 3115 -
3116 TO 3120 3339 TO 3343 FIXED

DEFINE REFERENCE LOADS

LOAD R1 LOADTYPE Mass TITLE BEBAN MASSA

SELFWEIGHT Y -1

SELFWEIGHT X 1

SELFWEIGHT Z 1

END DEFINE REFERENCE LOADS

FLOOR DIAPHRAGM

DIA 1 TYPE RIG HEI 3.4

DIA 2 TYPE RIG HEI 8.2

DIA 3 TYPE RIG HEI 12.4

DIA 4 TYPE RIG HEI 16.6

DIA 5 TYPE RIG HEI 20.8

DIA 6 TYPE RIG HEI 25

DIA 7 TYPE RIG HEI 29.2

DIA 8 TYPE RIG HEI 33.4

DIA 9 TYPE RIG HEI 37.6

LOAD 1 LOADTYPE Dead TITLE BEBAN MATI (D)

*****TOTAL BEBAN MATI = BERAT SPESI+KERAMIK+ELEKTRIKAL+STEELDECK+PLAFON*****

*****TOTAL BEBAN MATI = BERAT SPESI+KERAMIK+ELEKTRIKAL+STEELDECK+PLAFON*****
ELEMENT LOAD
1175 1181 1187 1193 1199 1205 1211 1217 1220 TO 1222 1238 1244 1250 1256 1262 -
1268 1274 1280 TO 1301 1328 TO 1348 1353 TO 1357 1394 TO 1414 1421 TO 1434 -
1439 TO 1443 1468 1474 1495 1496 1499 TO 1501 1505 TO 1540 1565 1569 1570 -
1574 1597 TO 1600 1604 1605 1630 1634 1635 1639 TO 1674 1697 1701 1702 1705 -
1734 1735 1756 1764 1809 TO 1813 1816 TO 1818 1821 TO 1823 1826 1827 1856 -
1859 TO 1861 1864 TO 1866 1869 TO 1871 1874 TO 1876 1973 1974 1979 TO 1981 -
2068 TO 2070 2072 TO 2074 2076 TO 2078 2080 TO 2082 2094 TO 2096 -
2098 TO 2100 2102 TO 2104 2139 TO 2142 2193 TO 2206 2216 TO 2258 -
2275 TO 2281 2371 TO 2376 2400 TO 2442 2506 2543 2557 TO 2561 2650 TO 2656 -
2659 TO 2663 2666 TO 2670 2673 TO 2677 2680 TO 2684 2687 TO 2691 -
2694 TO 2698 2701 TO 2705 5814 TO 5818 5821 5822 5825 5826 5829 5830 5833 -
5834 5837 5838 5841 5842 5845 5846 5851 TO 5857 PR GY -173.96
MEMBER LOAD
***** BEBAN DIDING PARTISI T=4.8****
551 694 1900 TO 1906 2464 TO 2472 3254 TO 3257 3405 3406 UNI GY -260
***** BEBAN DIDING PARTISI T=4.35****
449 599 763 1728 1790 1794 1899 1908 1968 1969 2463 2474 2582 2585 2616 3200 -
3201 3295 3297 3460 3462 UNI GY -236
***** BEBAN DIDING PARTISI T=4.43****
2583 3197 3293 3458 3519 3520 UNI GY -240
***** BEBAN DIDING PARTISI T=4.5****
595 760 UNI GY -244
***** BEBAN DIDING KACA T=4.35****
253 440 4025 4165 4317 4436 5336 TO 5339 UNI GY -296
**** BEBAN TEMBOK PENUH T=4.35*****
251 252 254 TO 256 3517 3518 3521 3522 4011 4026 4039 4057 4115 4167 4175 -
4177 4296 4336 4351 4423 4463 4489 4494 5041 5249 5252 5340 -
5341 UNI GY -1088
**** BEBAN TEMBOK TIDAK PENUH T=4.35 DIAMBIL 80% *****
448 596 598 761 762 1727 1789 1795 1898 1907 1964 1970 2462 2473 2581 2586 -
2615 3199 3202 3294 3298 3459 3463 4151 4428 4493 5067 UNI GY -870
**** BEBAN TEMBOK TIDAK PENUH T=4.35 DIAMBIL 60% *****
3514 TO 3516 UNI GY -653
*****DINDING PENUH T=4.43****
505 TO 507 5228 5294 UNI GY -1106
*****DINDING TDK PENUH T=4.43 DIAMBIL 80% *****
4022 UNI GY -855
*****DINDING TDK PENUH T=4.43 DIAMBIL 60% *****
4023 4116 4176 4318 4437 UNI GY -664
*****DINDING PENUH T=4.50****
4066 4124 4321 5115 TO 5117 UNI GY -1125
*****DINDING TDK PENUH T=4.50 DIAMBIL 80% *****
4229 5118 5251 UNI GY -900
*****DINDING KACA T=3.75 *****
MEMBER LOAD
441 TO 447 3538 3564 3590 3616 3642 3668 3694 4082 4085 4088 4091 4094 4097 -
4100 4352 4359 4366 4373 4380 4387 4394 5358 TO 5363 5382 TO 5387 -
5406 TO 5411 5430 TO 5435 5454 TO 5459 5478 TO 5483 5502 TO 5506 -
5507 UNI GY -255
*****DINDING PENUH T=3.75****
272 274 TO 276 292 294 TO 296 312 314 TO 316 332 334 TO 336 352 354 TO 356 -
372 374 TO 376 392 394 TO 396 412 576 TO 582 834 TO 836 838 TO 840 -
853 TO 855 857 TO 859 872 TO 874 876 TO 878 891 TO 893 895 TO 897 -
910 TO 912 914 TO 916 929 TO 931 933 TO 935 948 TO 950 952 TO 954 983 995 -
1007 1019 1031 1043 1055 2730 TO 2734 2736 2737 2797 2810 TO 2814 -
2816 TO 2818 2837 TO 2841 2843 TO 2845 2858 TO 2862 2864 TO 2866 -
2879 TO 2883 2885 TO 2887 2900 TO 2904 2906 TO 2908 2921 TO 2925 -
2927 TO 2929 3539 TO 3544 3546 TO 3548 3565 TO 3570 3572 TO 3574 -
3591 TO 3596 3598 TO 3600 3617 TO 3622 3624 TO 3626 3643 TO 3648 -
3650 TO 3652 3669 TO 3674 3676 TO 3678 3695 TO 3700 3702 TO 3704 -
4040 TO 4046 4148 4168 4169 4179 4181 4183 4185 4187 4189 4191 4278 4354 -
4361 4368 4375 4382 4389 4396 4514 4515 4520 TO 4522 4542 4543 4548 TO 4550 -
4570 4571 4576 TO 4578 4598 4599 4604 TO 4606 4626 4627 4632 TO 4634 4654 -
4655 4660 TO 4662 4682 4683 4688 TO 4690 4709 4748 4763 4778 4793 4808 4823 -
4838 5010 5012 5014 5016 5018 5020 5022 5044 5047 5050 5053 5056 5059 5062 -
5095 5097 5099 5101 5103 5105 5107 5206 5211 5213 5215 5217 5219 5221 5223 -
5236 5255 5258 5261 5264 5267 5270 5273 5274 5276 5278 5280 5282 5284 5286 -
5288 5302 5303 UNI GY -938
4149 4150 4220 4221 4224 4225 4279 4280 4284 4285 4294 4295 4301 4302 4322 -
4323 4348 4349 4402 4403 4421 4422 4426 4427 4432 TO 4435 4464 4465 4710 -
4711 TO 4712 5207 5305 5307 5309 5311 5313 5315 5364 5365 5388 5389 5412 5413 -

4711 TO 4712 5207 5305 5307 5309 5311 5313 5315 5364 5365 5388 5389 5412 5413 -
5436 5437 5460 5461 5484 5485 5508 5509 UNI GY -938
*****DINDING TDK PENUH T=3.75 DIAMBIL 80% *****
270 271 273 290 291 293 310 311 313 330 331 333 350 351 353 370 371 373 390 -
391 393 482 484 486 488 490 492 494 718 720 722 724 726 728 730 743 745 747 -
749 751 753 755 1836 TO 1849 2475 2478 2479 2482 2493 2496 2502 2505 2511 -
2514 2520 2523 2529 2532 3169 TO 3175 3203 3206 3209 3212 3215 3218 3221 -
3224 TO 3230 3258 3260 3262 3264 3266 3268 3270 3370 3372 3374 3376 3378 -
3380 3382 3407 3410 3411 3414 3415 3418 3419 3422 3423 3426 3427 3430 3431 -
3434 3464 3466 3468 3470 3472 3474 3476 4083 4084 4086 4087 4089 4090 4092 -
4093 4095 4096 4098 4099 4101 4102 4355 4358 4362 4365 4369 4372 4376 4379 -
4383 4386 4390 4393 4397 4400 4516 TO 4519 4544 TO 4547 4572 TO 4575 4600 -
4601 TO 4603 4628 TO 4631 4656 TO 4659 4684 TO 4687 5069 5071 5073 5075 5077 -
5079 5081 UNI GY -750
*****DINDING TDK PENUH T=3.83 DIAMBIL 80% *****
4234 4235 4240 4241 4246 4247 4252 4253 4258 4259 4264 4265 4270 4271 5128 -
5140 5152 5164 5176 5188 5200 5229 TO 5235 5295 TO 5301 UNI GY -956
421 TO 427 475 TO 481 483 485 487 489 491 493 495 567 TO 573 631 TO 637 719 -
721 723 725 727 729 731 742 744 746 748 750 752 754 1796 1797 1801 TO 1804 -
1828 TO 1835 2476 2477 2480 2481 2494 2495 2503 2504 2512 2513 2521 2522 -
2530 2531 3162 TO 3168 3204 3205 3207 3208 3210 3211 3213 3214 3216 3217 -
3219 3220 3222 3223 3259 3261 3263 3265 3267 3269 3271 3371 3373 3375 3377 -
3379 3381 3383 3408 3409 3412 3413 3416 3417 3420 3421 3424 3425 3428 3429 -
3432 3433 3465 3467 3469 3471 3473 3475 3477 4069 4071 4073 4075 4077 4079 -
4081 4357 4364 4371 4378 4385 4392 4399 5129 5130 5141 5142 5153 5154 5165 -
5166 5177 5178 5189 5190 5201 5202 UNI GY -765
*****DINDING TDK PENUH T=3.83 DIAMBIL 60% *****
4068 4070 4072 4074 4076 4078 4080 4356 4363 4370 4377 4384 4391 -
4398 UNI GY -574
*****DINDING PENUH T=3.9*****
510 TO 513 516 TO 519 522 TO 525 528 TO 531 534 TO 537 540 TO 543 546 TO 549 -
601 602 604 605 607 608 610 611 613 614 616 617 619 620 652 TO 679 1971 1975 -
1977 1978 2003 2004 2006 2013 TO 2015 2017 TO 2020 2022 TO 2025 2027 TO 2030 -
2032 TO 2035 2037 2038 3299 TO 3302 3304 TO 3309 3311 TO 3316 3318 TO 3323 -
3325 TO 3330 3332 TO 3337 3339 TO 3344 3346 3347 4231 4237 4243 4249 4255 -
4261 4267 5126 5127 5138 5139 5150 5151 5162 5163 5174 5175 5186 5187 5198 -
5199 UNI GY -975
*****DINDING TDK PENUH T=3.9 DIAMBIL 60% *****
5254 5257 5260 5263 5266 5269 5272 UNI GY -780
SELFWEIGHT Y -1
*****BEBAN SPESI+KERAMIK UNTUK TANGGA*****
ELEMENT LOAD
1170 TO 1174 1176 TO 1180 1182 TO 1186 1188 TO 1192 1194 TO 1198 1200 TO 1204 -
1206 TO 1210 1212 TO 1216 1233 TO 1237 1239 TO 1243 1245 TO 1249 -
1251 TO 1255 1257 TO 1261 1263 TO 1267 1269 TO 1273 1275 TO 1279 -
2759 TO 2796 2825 TO 2830 5807 5865 TO 5909 PR GY -108
*****BEBAN ELEKTRIKAL+STEELDECK+PLAFON PADA LANTAI DAK*****
2207 2259 2443 2645 TO 2647 2706 TO 2708 2738 TO 2744 2746 TO 2758 -
5808 TO 5813 5847 5849 5850 5858 TO 5864 5910 TO 5915 PR -65.96
*****BEBAN AIR TANDON*****
2739 TO 2744 2746 TO 2751 2753 TO 2758 5808 TO 5813 5858 TO 5863 5910 TO 5914 -
5915 PR -1000
*****BEBAN LIFT+COUNTER WEIGHT*****
JOINT LOAD
2135 2137 2293 2295 2314 2316 2412 2414 FY -775
2240 2242 2269 2271 2343 2345 2380 2382 FY -238
*****BEBAN ANAK TANGGA 1 DAN 2 *****
ELEMENT LOAD
1170 TO 1173 1176 TO 1179 1182 TO 1185 1188 TO 1191 1194 TO 1197 1200 TO 1203 -
1206 TO 1209 1212 TO 1215 1234 TO 1237 1240 TO 1243 1246 TO 1249 -
1252 TO 1255 1258 TO 1261 1264 TO 1267 1270 TO 1273 1276 TO 1278 -
1279 PR GY -185
2760 TO 2763 2765 TO 2768 2770 TO 2773 2775 TO 2778 2780 TO 2783 2785 TO 2788 -
2790 TO 2793 2795 2796 2825 2826 2828 TO 2830 5807 5865 TO 5868 5870 TO 5873 -
5875 TO 5878 5880 TO 5883 5885 TO 5888 5890 TO 5893 5895 TO 5898 -
5900 TO 5903 5905 TO 5908 PR GY -167
*****BEBAN HIDUP PELAT LANTAI*****
LOAD 2 LOADTYPE Live REDUCIBLE TITLE BEBAN HIDUP (L)
ELEMENT LOAD
1170 TO 1217 1220 TO 1222 1233 TO 1248 1250 TO 1254 1256 TO 1260 1262 TO 1266 -
1268 TO 1272 1274 TO 1278 1280 TO 1301 1328 TO 1348 1353 TO 1357 -
1394 TO 1414 1421 TO 1434 1439 TO 1443 1468 1474 1495 1496 1499 TO 1501 1505 -
1506 TO 1540 1565 1569 1570 1574 1597 TO 1600 1604 1605 1630 1634 1635 1639 -

1506 TO 1540 1565 1569 1570 1574 1597 TO 1600 1604 1605 1630 1634 1635 1639 -
1640 TO 1674 1697 1701 1702 1705 1734 1735 1756 1764 1809 TO 1813 -
1816 TO 1818 1821 TO 1823 1826 1827 1856 1859 TO 1861 1864 TO 1866 -
1869 TO 1871 1874 TO 1876 1973 1974 1979 TO 1981 2068 TO 2070 2072 TO 2074 -
2076 TO 2078 2080 TO 2082 2094 TO 2096 2098 TO 2100 2102 TO 2104 -
2139 TO 2142 2193 TO 2206 2216 TO 2258 2275 TO 2281 2371 TO 2376 -
2400 TO 2442 2506 2543 2557 TO 2561 2650 TO 2656 2659 TO 2663 2666 TO 2670 -
2673 TO 2677 2680 TO 2684 2687 TO 2691 2694 TO 2698 2701 TO 2705 -
2759 TO 2772 2774 TO 2777 2779 TO 2782 2784 TO 2787 2789 TO 2792 -
2794 TO 2796 2825 2827 TO 2830 5814 TO 5818 5821 5822 5825 5826 5829 5830 -
5833 5834 5837 5838 5841 5842 5845 5846 5851 TO 5857 5865 TO 5908 -
5909 PR GY -192

*****BEBAN HIDUP DAK BETON*****

ELEMENT LOAD

2207 2259 2443 2645 TO 2647 2706 TO 2708 2738 TO 2744 2746 TO 2758 -
5808 TO 5813 5847 5849 5850 5858 TO 5864 5910 TO 5915 PR -96

*****BEBAN HIDUP ATAP KUDA-KUDA DG ASUMSI 6 ORANG PEKERJA*****

JOINT LOAD

985 1023 1485 1526 1645 1688 FY -96

LOAD 3 LOADTYPE Wind TITLE BEBAN AIR HUJAN (R)

***** BEBAN AIR HUJAN UNTUK ATAP KUDA-KUDA, ASUMSI GENANGAN 2 CM *****

ELEMENT LOAD

1148 TO 1169 1218 1219 1223 TO 1232 1302 TO 1327 1349 TO 1352 1358 TO 1393 -
1415 TO 1420 1435 TO 1438 1444 TO 1467 1475 TO 1494 1541 TO 1555 1558 1559 -
1562 TO 1564 1575 TO 1586 1589 TO 1596 1606 TO 1611 1614 1615 1618 TO 1629 -
1677 TO 1696 1736 TO 1755 1765 1770 TO 1772 1777 TO 1779 1784 TO 1786 1791 -
1792 TO 1793 1798 TO 1800 1805 TO 1808 1877 TO 1880 1909 TO 1928 1937 TO 1939 -
1944 TO 1946 1951 TO 1953 1958 TO 1960 1965 TO 1967 1972 1983 TO 2002 2105 -
2106 TO 2124 2144 TO 2163 2171 TO 2192 2208 TO 2215 2260 TO 2274 2282 2283 -
2287 TO 2298 2307 2309 2318 TO 2325 2334 TO 2336 2353 2354 2363 TO 2370 2377 -
2378 TO 2380 2383 TO 2390 2399 2444 2445 2507 TO 2510 2515 TO 2519 2524 2537 -
2542 2562 2566 2595 TO 2601 2630 2631 2633 TO 2642 PR GY -20

*****BEBAN AIR HUJAN DAK BETON ASUMSI GENANGAN 5 CM *****

2207 2259 2443 2645 TO 2647 2706 TO 2708 2738 TO 2744 2746 TO 2758 -
5808 TO 5813 5847 5849 5850 5858 TO 5864 5910 TO 5915 PR 50

LOAD 4 LOADTYPE Seismic TITLE GEMPA S/E (QEZ)

JOINT LOAD

1656 FZ 1019.71
1655 FZ 4562.72
1650 FZ 7957.84
1651 FZ 11237.4
1652 FZ 14674
1653 FZ 18240.8
1654 FZ 22453.3
1649 FZ 16141.3
2808 FZ 8461.73

LOAD 5 LOADTYPE Seismic TITLE GEMPA S/E (QEX)

JOINT LOAD

1656 FX 550.17
1655 FX 3254.17
1650 FX 6470.6
1651 FX 10022.4
1652 FX 14057.5
1653 FX 18523.4
1654 FX 24106.6
1649 FX 17967.8
2808 FX 9796.09

LOAD COMB 6 COMB.1 (1.4 D)

1 1.4

LOAD COMB 7 COMB.2 (1.2D + 1.6L + 0.5R)

1 1.2 2 1.6 3 0.5

LOAD COMB 8 COMB.3 (1.24D + 1L + 1QEX + 0.3 QEZ)

1 1.24 2 1.0 5 1.0 4 0.3

LOAD COMB 9 COMB.4 (1.24D + 1L + 1QEX - 0.3 QEZ)

1 1.24 2 1.0 5 1.0 4 -0.3

LOAD COMB 10 COMB.5 (1.24D + 1L - 1QEX + 0.3 QEZ)

1 1.24 2 1.0 5 -1.0 4 0.3

LOAD COMB 11 COMB.6 (1.24D + 1L - 1QEX - 0.3 QEZ)

1 1.24 2 1.0 5 -1.0 4 -0.3

LOAD COMB 12 COMB.7 (1.24D + 1L + 0.3 QEX + 1 QEZ)


```

LOAD COMB 12 COMB.7 ( 1.24D + 1L + 0.3 QEX + 1 QEZ )
1 1.24 2 1.0 5 0.3 4 1.0
LOAD COMB 13 COMB.8 ( 1.24D + 1L + 0.3 QEX - 1 QEZ )
1 1.24 2 1.0 5 0.3 4 -1.0
LOAD COMB 14 COMB.9 ( 1.24D + 1L - 0.3 QEX + 1 QEZ )
1 1.24 2 1.0 5 -0.3 4 1.0
LOAD COMB 15 COMB.10 ( 1.24D + 1L - 0.3 QEX - 1 QEZ )
1 1.24 2 1.0 5 -0.3 4 -1.0
LOAD COMB 16 COMB.11 ( 0.86D + 1 QEX + 0.3 QEZ )
1 0.86 5 1.0 4 0.3
LOAD COMB 17 COMB.12 ( 0.86D + 1 QEX - 0.3 QEZ )
1 0.86 5 1.0 4 -0.3
LOAD COMB 18 COMB.13 ( 0.86D - 1 QEX + 0.3 QEZ )
1 0.86 5 -1.0 4 0.3
LOAD COMB 19 COMB.14 ( 0.86D - 1 QEX - 0.3 QEZ )
1 0.86 5 -1.0 4 -0.3
LOAD COMB 20 COMB.15 ( 0.86D + 0.3 QEX + 1 QEZ )
1 0.86 5 0.3 4 1.0
LOAD COMB 21 COMB.16 ( 0.86D + 0.3 QEX - 1 QEZ )
1 0.86 5 0.3 4 -1.0
LOAD COMB 22 COMB.17 ( 0.86D - 0.3 QEX + 1 QEZ )
1 0.86 5 -0.3 4 1.0
LOAD COMB 23 COMB.18 ( 0.86D - 0.3 QEX - 1 QEZ )
1 0.86 5 -0.3 4 -1.0
PERFORM ANALYSIS
LOAD LIST 6 TO 23
PRINT DIA CR
PRINT STORY DRIFT
PRINT ELEMENT FORCE LIST 1472 1567 1572 1600 1602 1604 1632 1637 1758
FINISH

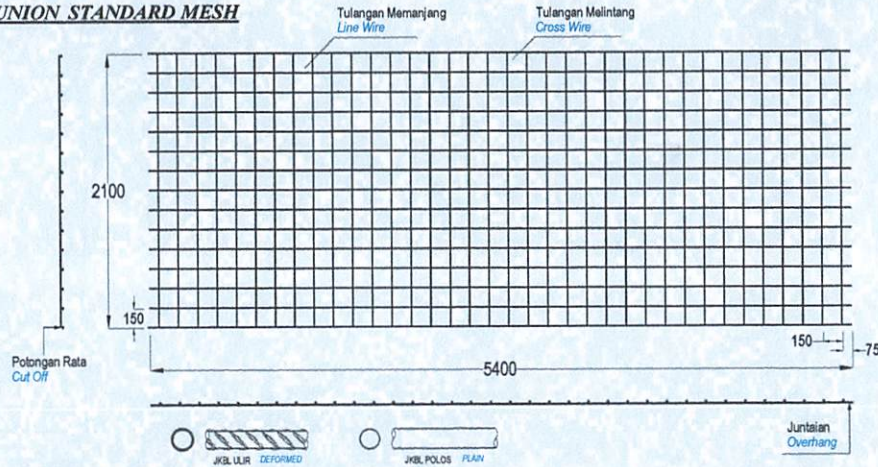
```

PRODUCT INFORMATION

Union Wire Mesh adalah jaring baja tulangan bermutu tinggi yang mempunyai tegangan leleh karakteristik 5.000 kg/cm² yang dirangka sedemikian rupa menggunakan las listrik untuk mendapatkan tegangan geser berkekuatan tinggi sebesar 2.500 kg/cm² di setiap titik pertemuan kawatnya.

Union Wire Mesh is made from high tensile reinforcing wire rod having characteristic yield strength of 5,000 kg/cm² and it is electrically welded to obtain high quality shearing strength of 2,500 kg/cm² in each welded point.

UNION STANDARD MESH



BERAT PER LEMBAR

TYPE	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M12	M16
DIAMETER (mm)	4	5	6	7	8	9	10	12	16
BERAT PER LEMBAR (kg)	15,45	24,14	34,76	47,31	61,79	78,21	96,55	139,03	247,17

MASS PER SHEET

Spesifikasi

Diameter JKBL Union : 4 mm sampai 16 mm
 Standar Bahan : SNI 07-0663-1995
 Tegangan Leleh Karakteristik : 5.000 kg/cm², mutu U-50
 Tegangan Geser Kampuh Las : 2.500 kg/cm²
 Bentuk Permukaan Kawat : Polos dan Ulir
 Spasi Standard : 150 mm x 150 mm (Type M)
 100 mm x 200 mm (Type B)
 Ukuran Standard : Lembar : 5,4 m x 2,1 m (M4 - M16)
 Roll : 54 m x 2,1 m (M4 - M8)

Diameter of Union Mesh : 4 mm up to 16 mm
 Material Standard : SNI 07-0663-1995
 Characteristic Yield Strength : 5,000 kg/cm², grade U-50
 Welding Shear Strength : 2,500 kg/cm²
 Types of Bar Surfaces : Plain and Deformed
 Standard Spacings : 150 mm x 150 mm (M Type)
 100 mm x 200 mm (B Type)
 Standard Sizes : Sheet : 5.4 m x 2.1 m (M4 - M16)
 Roll : 54 m x 2.1 m (M4 - M8)

Produksi Union Wire Mesh

Dengan dukungan dari mesin pembentuk JKBL kami yang modern dan menggunakan teknologi komputer, kami terbukti berkemampuan untuk memproduksi ukuran JKBL yang bervariasi dengan hasil pengelasan sempurna sampai dengan diameter 16 mm.

- Jarak spasi : 50 mm; 100 mm; 150 mm; 200 mm; 250 mm; dan 300 mm
- Juntai kawat memanjang maksimum 1.200 mm kedua sisi nya
- Jarak spasi kawat melintang minimum 50 mm sesuai dengan diameter
- Jika tulangan ukuran spesial diperlukan, staff berpengalaman kami siap untuk membantu mendesain yang terbaik dan paling efisien
- Untuk M12 sampai dengan M16, harap konsultasi dengan kami

Union Wire Mesh Production

By means of our modern and computerized wire mesh welding machines, we have proven capability to produce various sizes of mesh with perfect welding result up to diameter 16 mm.

- Spacings : 50 mm; 100 mm; 150 mm; 200 mm; 250 mm and 300 mm
- Line wire over hang maximum 1,200 mm both sides
- Cross wire spacing minimum 50 mm subject to diameters
- If special sizes of reinforcement are required, our experienced technical staffs are ready to assist for designing the best and most efficient ones
- For M12 to M16, please consult with us

1. Lantai beton : pabrik, gudang, gedung bertingkat, parkir, dll
2. Dinding beton : gedung bertingkat, perumahan, penyekat ruangan, dll
3. Jalan beton, konstruksi cakar ayam, landasan pesawat terbang
4. Saluran irigasi, saluran drainase, bronjong
5. Kerangka kolom dan balok praktis untuk perumahan
6. Dinding penahan, dinding pemikul beban di dalam gedung
7. Pagar, teralis, kandang hewan

1. Concrete floor : factory, warehouse, high rise building, car park, etc
2. Concrete wall : high rise building, houses, room divider, etc
3. Rigid pavement, strip footing construction, landing strip
4. Irrigation and drainage open channels, gabion basket
5. Non structural column and beam reinforcement for houses
6. Retaining wall, structural wall inside the building
7. Fence, railings, cages

PERENCANAAN & DESAIN

PLANNING & DESIGN

Perhitungan Konversi

Mengganti tulangan biasa (U-24) dengan JKBL Union (U-50)

Rumus :

$$\text{Luas JKBL union (U-50)} = \text{Luas tulangan biasa (U-24)} \times \frac{\text{Tegangan leleh U-24}}{\text{Tegangan leleh U-50}}$$

Contoh :

Diketahui : Tulangan U-24
 Diameter = 10 mm
 Jarak spasi = 150 mm
 Luas tulangan = 5,24 cm²/m'

$$\text{Luas JKBL union} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} = 2,515 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

Dari Tabel diperoleh : JKBL Union
 Diameter 7 mm dengan spasi 150 mm
 Luas 2,57 cm²/m'

Conversion Calculation

Substituting union wire mesh (U-50) for ordinary reinforcement (U-24)

Formula :

$$\text{Union Wire Mesh area (U-50)} = \text{Mild Steel bar area (U-24)} \times \frac{\text{Yield stress U-24}}{\text{Yield stress U-50}}$$

Example :

Given : Mild Steel bar U-24
 Diameter = 10 mm
 Spacing = 150 mm
 Cross sectional area = 5.24 cm²/m'

$$\text{Union Wire Mesh area} = 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} = 2.515 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

From the Table is obtained : Union Wire Mesh
 Diameter 7 mm with 150 mm spacing
 Area 2.57 cm²/m'

TABEL LUAS PENAMPANG KAWAT

WIRE AREA TABLE

Diameter Kawat ϕ Wire Diameter (mm)	Luas Kawat S Wire Area (cm ²)	Jumlah Luas Penampang Kawat (cm ² /m') Menurut Spasinya Setiap Arah Total Wire Area (cm ² /m') According to Spacing Each Direction											
		Spasi / Spacing (mm)											
		50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325
4.0	0.128	2.51	1.88	1.26	1.01	0.84	0.72	0.63	0.56	0.50	0.45	0.42	0.39
4.5	0.159	3.18	2.12	1.59	1.27	1.06	0.91	0.80	0.71	0.64	0.58	0.53	0.49
5.0	0.196	3.93	2.62	1.96	1.57	1.31	1.12	0.98	0.87	0.79	0.71	0.65	0.60
5.5	0.238	4.75	3.17	2.38	1.90	1.58	1.36	1.19	1.06	0.95	0.85	0.79	0.73
6.0	0.283	5.65	3.77	2.83	2.26	1.88	1.62	1.41	1.26	1.13	1.03	0.94	0.87
6.5	0.332	6.64	4.42	3.32	2.65	2.21	1.90	1.66	1.47	1.33	1.21	1.11	1.02
7.0	0.385	7.70	5.13	3.85	3.08	2.57	2.20	1.92	1.71	1.54	1.40	1.28	1.18
7.5	0.442	8.84	5.89	4.42	3.53	2.95	2.52	2.21	1.96	1.77	1.61	1.47	1.36
8.0	0.503	10.05	6.70	5.03	4.02	3.35	2.87	2.51	2.23	2.01	1.83	1.68	1.55
8.5	0.567	11.35	7.57	5.67	4.54	3.78	3.24	2.84	2.52	2.27	2.08	1.89	1.75
9.0	0.636	12.72	8.48	6.36	5.09	4.24	3.64	3.18	2.83	2.54	2.31	2.12	1.96
9.5	0.709	14.18	9.45	7.09	5.67	4.73	4.05	3.54	3.15	2.84	2.58	2.36	2.18
10.0	0.785	15.71	10.47	7.85	6.28	5.24	4.49	3.93	3.49	3.14	2.86	2.62	2.42
12.0	1.131	22.62	15.08	11.31	9.05	7.54	6.46	5.65	5.03	4.52	4.11	3.77	3.48
16.0	2.011	40.21	28.81	20.11	16.08	13.40	11.49	10.05	8.94	8.04	7.31	6.70	6.19

UNION FLOOR DECK II

Informasi Produk

Union Floor Deck II adalah pelat baja struktural bergelombang dengan mutu tegangan tarik tinggi dan dilapisi Galbani yang berfungsi ganda, yaitu sebagai bekisting tetap dan penulangan positif satu arah pada lantai beton bangunan bertingkat.

Union Floor Deck II adalah pengembangan dari Union Floor Deck yang terlebih dahulu ada, yaitu pada bagian rusuk gelombang atas terdapat tonjolan "Emboss" setinggi 2 mm dan perbaikan pada sistem sambungan samping (side lap).

Emboss / tonjolan pada rusuk memperbesar kapasitas geser lekat (shear bond) lebih dari 2 kali lipat, sehingga menjadikan pelat komposit lebih monolit dan lebih mampu menerima beban yang lebih besar.

Sistem sambungan samping (side lap) pada Union Floor Deck II mempunyai beberapa kelebihan, antara lain:

- Sistem penguncian yang lebih baik pada saat pelat komposit terbentuk.
- Gaya geser yang terjadi lebih besar.
- Lebih tahan terhadap bahaya kebakaran karena setiap rusuk tumpangan samping (side lap) terbungkus beton penuh.

Product Information

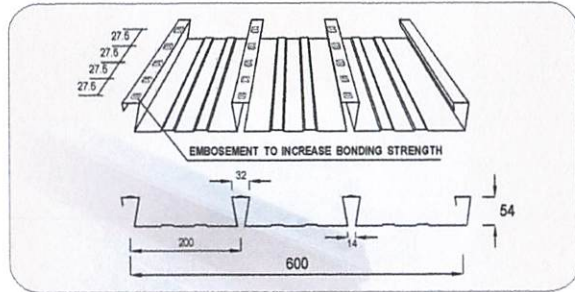
Union Floor Deck II is a corrugated structural steel plate has a high tensile strength and is galvanized. It has a dual function, i.e. as the permanent for multi-storey building concrete slab.

Union Floor Deck II is a further development of the former Union Floor Deck. The upper side of its ribs is embossed by 2 mm and the side lap joining system is a modification of the former system.

The Embossed ribs have increased the shear bonding strength by more than twice so that the composite slab becomes more monolithic and is capable of withstanding heavier loads.

The side lap joining system of Union Floor Deck II has several advantageous such as:

- Better locking system when the composite slab is formed;
- Greater withstanding against shearing force;
- More resistance against fire hazard because its every side lap rib is covered with concrete.



Base Metal Thickness - BMT (mm)	Area (As) mm ² /m	Moment of Inertia (Ix) mm ⁴ /m	Mass kg/m ²
0.70	1161.25	451218.59	9.56
0.80	1314.01	506611.76	10.86
1.00	1619.47	616738.08	13.48

Spesifikasi Bahan

Bahan Dasar : Baja Tegangan Tarik Mutu Tinggi
 Tegangan Leleh Minimum 5.500 kg/cm²
 Lapis Lindung : Hot Dip Galvanized
 Tebal Lapis Lindung: 220 - 275 gr/m²
 Tebal Standar : 0,70 mm sampai dengan 1,00 mm BMT
 Berat Bahan : 9,56 kg/m² untuk ketebalan 0,70 mm BMT
 13,48 kg/m² untuk ketebalan 1,00 mm BMT
 Standar Bahan : JIS G 3302, SGC 570, ASTM A 653
 Tinggi Gelombang : 54 mm
 Lebar Efektif : 600 mm
 Panjang : Max. 12.000 mm
 (Panjang dapat dipotong sesuai kebutuhan tergantung pada daya angkut / fasilitas kendaraan)

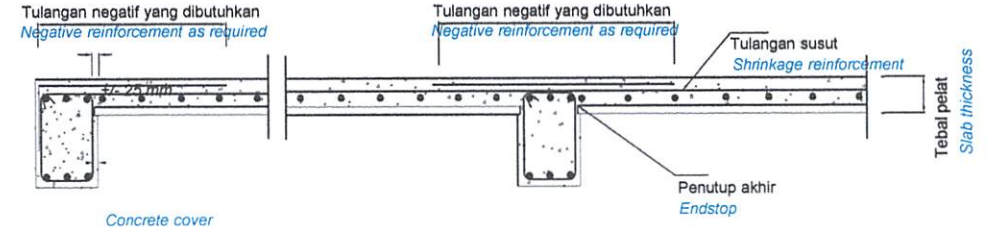
Material Specification

Basic Material : High - Tensile Steel
 Minimum Yield Strength 5,500 kg/cm²
 Cover Layer : Hot Dip Galvanized
 Coating Mass : 220 - 275 gr/m²
 Standard Thickness: 0.70 mm up to 1.00 mm BMT
 Material Weight : 9.56 kg/m² for the thickness of 0.70 mm BMT
 13.48 kg/m² for the thickness of 1.00 mm BMT
 Material Standard : JIS G 3302, SGC 570, ASTM A 653
 Corrugated Height : 54 mm
 Effective Width : 600 mm
 Length : Max. 12,000 mm
 (Lengths are custom cut to requirement, limited only by transportation)

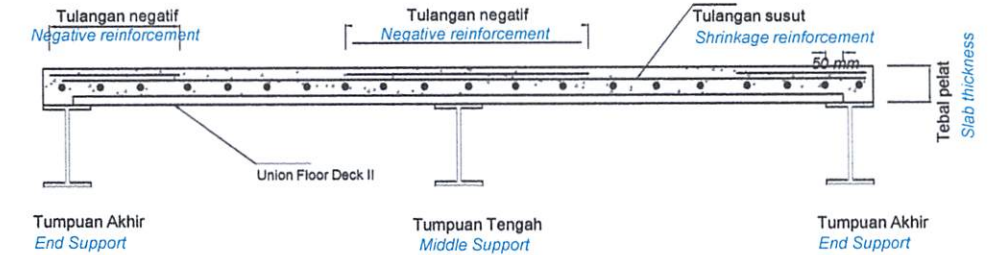
METODE PEMASANGAN UNION FLOOR DECK II

UNION FLOOR DECK II INSTALLATION METHOD

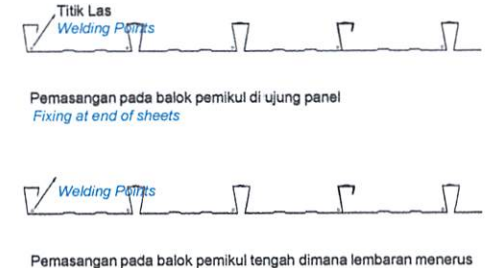
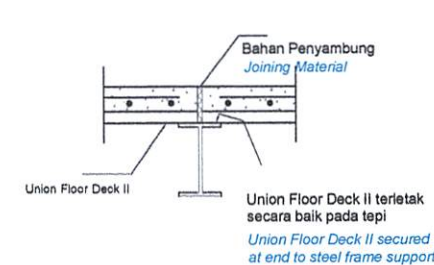
* Untuk Struktur Beton For Concrete Structure

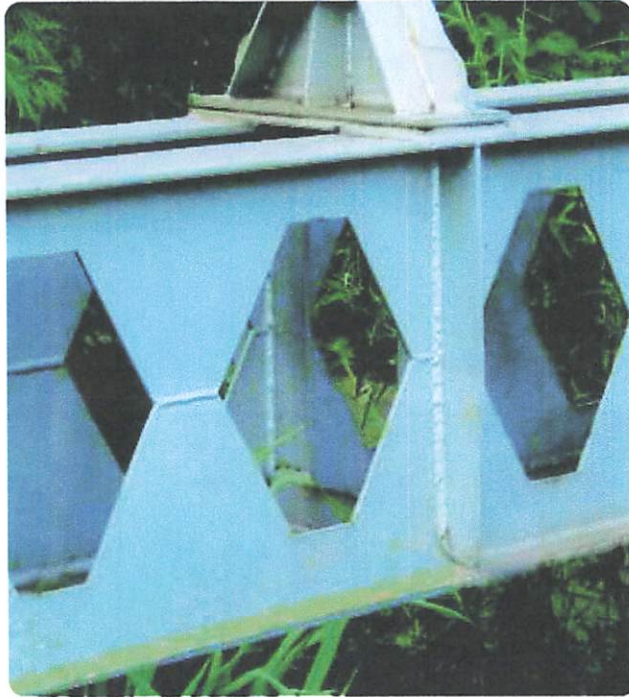


* Untuk Struktur Baja For Steel Structure



Pengelasan Union Floor Deck II pada Rangka Baja Welding of Union Floor Deck II to Steel Frame

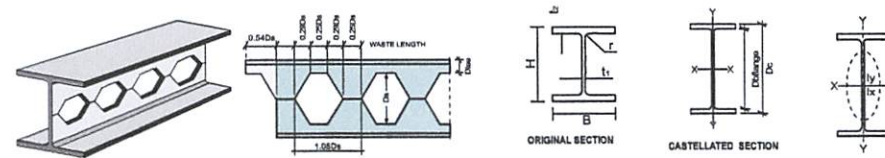




Honey Comb is a castellated beam that is fabricated from a standard IWF. The beam is initially split along its length by a profiled flame cut. The two halves of the beam are then separated, displaced by one profile and reconnected by welding, thus forming hexagonal holes along the web.

Castellated beams have a deeper section than a comparable solid beam, which has a greater resistance to deflection. They are therefore most often used in long span applications with light or moderate loadings, particularly roofs. Since the weight of steel has not changed, the structural efficiency of the section in bending has been increased. A further advantage of castellated beams is the holes in the web which provide a route for services.

Size range	: 150x100 to 1200x300
Standard length	: 12m
Depth Section	: 150 to 1200
Standards	: JIS G 3101 SS400 (Mild Steel) JIS G 3101 SS540 (High Strength)

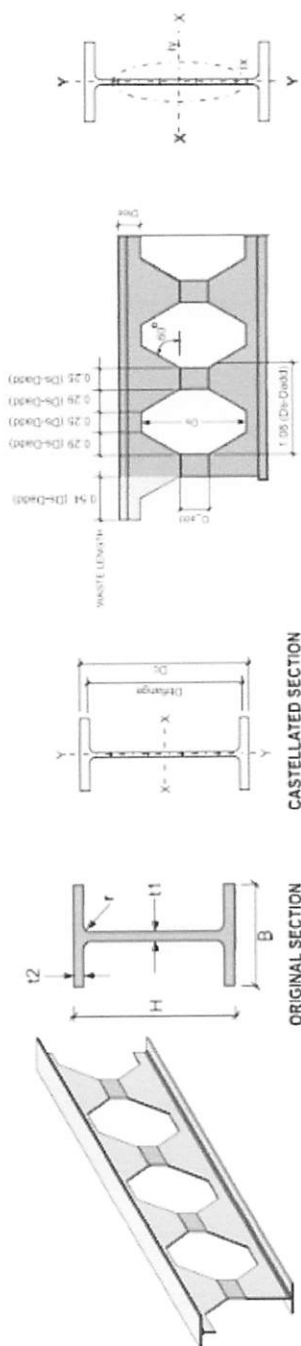


CASTELLATED BEAM : HONEY COMB

Metric Size | JIS 3192

Sectional Index		Weight	Depth of Section		Width of Section	Thickness		Corner Radius	Depth of Castellated Hole	Depth of Castellated Tee	Depth Between Flanges	Section Area		Moment of Inertia		Radius of Gyration		Modulus of Section	
Original	Castellated		Original	Castellated		Web	Flange					Max	Min						
mm	mm		Kg/m	H		DC	B					t ₁	t ₂	r	D _s	D _{tee}	D _{flange}	Gross	Net
100 x 100	150 x 100	17.2	100	150	100	6	8	10	105	22.5	134	24.9	18.57	905.3	134	7	2.7	120.7	26.8
150 x 75	225 x 75	14	150	225	75	5	7	8	154	35.5	211	21.6	13.85	1579.7	49.5	10.7	1.9	140.4	13.2
150 x 150	225 x 150	31.5	150	225	150	7	10	11	154	35.5	205	45.39	34.54	3889.6	563	10.6	4	345.7	75.1
200 x 100	300 x 100	21.3	200	300	100	5.5	8	11	205	47.5	284	32.66	21.36	4306.8	134	14.2	2.5	287.1	26.8
200 x 100	297 x 99	18.2	198	297	99	4.5	7	11	202	47.5	283	27.64	18.5	3643.9	114	14	2.5	245.4	23
200 x 200	300 x 200	49.9	200	300	200	8	12	13	205	47.5	276	71.53	55.09	11139	1600.1	14.2	5.4	742.6	160
250 x 125	375 x 125	29.6	250	375	125	6	9	12	254	60.5	357	45.16	29.86	9491.5	294.1	17.8	3.1	506.2	47
250 x 125	372 x 124	25.7	248	372	124	5	8	12	253	59.5	356	39.88	26.21	8189.6	255	17.7	3.1	440.3	41.1
250 x 250	375 x 250	72.4	250	375	250	9	14	16	254	60.5	347	103.43	80.48	25477.5	3650.2	17.8	6.7	1358.8	292
300 x 150	450 x 150	36.7	300	450	150	6.5	9	13	305	72.5	432	56.53	36.67	16895.1	508.1	21.5	3.7	750.9	67.7
300 x 150	447 x 149	32	298	447	149	5.5	8	13	302	72.5	431	49	32.33	14664	442	21.3	3.7	656.1	59.3
300 x 300	450 x 300	94	300	450	300	10	15	18	305	72.5	420	134.8	104.25	47854.8	6750.3	21.4	8	2126.9	450
350 x 175	525 x 175	49.6	350	525	175	7	11	14	354	85.5	503	75.39	50.54	31847.5	984.1	25.1	4.4	1213.2	112.5
350 x 175	519 x 174	41.4	346	519	174	6	9	14	350	84.5	501	63.06	42	25819.2	792.1	24.8	4.3	995	91
350 x 350	525 x 350	137	350	525	350	12	19	20	354	85.5	487	194.9	152.3	95013.1	13600.6	25	9.4	3619.5	777.2
400 x 200	600 x 200	66	400	600	200	8	13	16	405	97.5	574	100.12	67.68	55683.6	1740.2	28.7	5.1	1856.1	174
400 x 200	594 x 199	56.6	396	594	199	7	11	16	401	96.5	572	86.02	57.2	46656.1	1450.1	28.4	5	1570.9	145.7
450 x 200	675 x 200	76	450	675	200	9	14	18	454	110.5	647	117.01	76.06	78747.4	1870.3	32.2	5	2333.3	187
500 x 200	750 x 200	89.6	500	750	200	10	16	20	505	122.5	718	139.2	88.65	122855.7	2140.5	35.7	4.9	3009.5	214
600 x 200	900 x 200	106	600	900	200	11	17	22	605	147.5	866	167.4	100.8	184103	2280.8	42.7	4.8	4091.2	228.1
588 x 300	882 x 300	151	588	882	300	12	20	28	593	144.5	842	227.78	156.56	274532.9	9021	41.9	7.6	6225.2	601.4
400 x 400	600 x 400	172	400	600	400	13	21	22	405	97.5	558	244.7	191.99	156913.2	22400.8	28.6	10.8	5230.4	1120
700 x 300	1050 x 300	185	700	1050	300	13	24	28	705	172.5	1002	281	189.29	473222.7	10801.5	50	7.6	9013.8	720.1
800 x 300	1200 x 300	210	800	1200	300	14	26	28	805	197.5	1148	323.4	210.63	690341.9	11702.2	57.2	7.5	11505.7	780.1

NOTE : Non standard sizes are available upon request and subject to minimum quantity

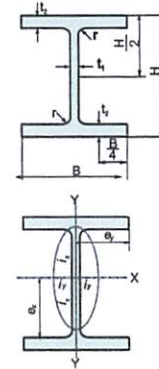


SECTIONAL INDEX	WEIGHT		DEPTH OF SECTION		WIDTH OF SECTION		THICKNESS		CORNER RADIUS	DEPTH OF ADDED PLATE	DEPTH OF CASTELLATED HOLE	DEPTH OF CASTELLATED TEE	DEPTH BETWEEN FLANGES	SECTION AREA		MOMENT OF INERTIA		RADIUS OF GYRATION		MODULUS OF SECTION	
	Original	Castellated	H	Dc	B	Web	Flange	r						D add	Ds	Dtee	Dblage	Gross	Net	Ix	Iy
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm ³	cm ³
100 X 100		18.55	100	200	100	6	8	10	50	156	22.0	184	27.90	18.54	1712	134	9.61	2.69	171.2	26.8	
150 X 75		15.50	150	300	75	5	7	8	75	231	34.5	286	25.35	13.80	3022	49	14.80	1.88	201.5	13.1	
150 X 150		33.60	150	300	150	7	10	11	75	231	34.5	280	50.64	34.47	7308	563	14.56	4.04	487.2	75.1	
200 X 100		23.50	200	400	100	5.5	8	11	100	306	47.0	384	38.16	21.33	8216	134	19.63	2.51	410.8	26.8	
200 X 200		19.90	198	396	99	4.5	7	11	99	303	46.5	382	32.09	18.46	6917	114	19.36	2.49	349.3	23.0	
200 X 200		53.00	200	400	200	8	12	13	100	306	47.0	376	79.53	55.05	20667	1600	19.47	5.39	1043.4	160.0	
250 X 125		32.50	250	500	125	6	9	12	125	381	59.5	482	52.66	29.80	18055	294	24.61	3.14	722.2	47.0	
250 X 125		28.10	248	496	124	5	8	12	124	378	59.0	480	45.08	26.18	15523	255	24.35	3.12	625.9	41.1	
250 X 250		76.80	250	500	250	9	14	16	125	381	59.5	472	114.68	80.39	47611	3650	24.34	6.74	1904.4	292.0	
300 X 150		40.50	300	600	150	6.5	9	13	150	456	72.0	582	66.28	36.64	32198	508	29.64	3.72	1073.3	67.7	
300 X 150		35.20	298	596	149	5.5	8	13	149	453	71.5	580	57.19	32.28	27846	442	29.37	3.70	934.4	59.3	
300 X 300		99.90	300	600	300	10	15	18	150	456	72.0	570	149.80	104.20	89361	6751	29.28	8.05	2978.7	450.1	
350 X 175		54.40	350	700	175	7	11	14	175	531	84.5	678	87.64	50.47	60394	984	34.59	4.42	1725.5	112.5	
350 X 175		45.40	346	692	174	6	9	14	173	525	83.5	674	73.44	41.94	48949	792	34.16	4.35	1414.7	91.0	
350 X 350		141.62	350	700	350	12	19	20	175	531	84.5	662	215.90	152.18	177408	13602	34.14	9.45	5068.8	777.3	
400 X 200		72.30	400	800	200	8	13	16	200	606	97.0	774	116.12	67.64	105631	1740	39.50	5.07	2638.3	174.0	
400 X 200		62.10	396	792	199	7	11	16	198	600	96.0	770	99.88	57.88	86376	1450	39.06	5.01	2231.7	145.7	
450 X 200		83.90	450	900	200	9	14	18	225	661	109.5	872	137.26	75.97	150151	1871	44.46	4.96	3336.7	187.1	
500 X 200		99.50	500	1000	200	10	16	20	250	756	122.0	968	164.20	88.60	216055	2141	49.38	4.92	4321.1	214.1	
600 X 200		118.50	600	1200	200	11	17	22	300	906	147.0	1166	200.40	100.74	355610	2282	59.41	4.76	5926.8	228.2	
600 X 300		165.00	588	1176	300	12	20	28	294	888	144.0	1136	263.06	156.50	519225	3023	57.63	7.59	8839.9	601.5	
400 X 400		177.50	400	800	400	13	21	22	200	606	97.0	758	270.70	191.92	292713	22403	39.05	10.80	7317.8	1120.2	
700 X 300		191.10	700	1400	300	13	24	28	350	1056	172.0	1352	326.50	189.22	896606	10805	68.91	7.56	12837.2	720.3	
800 X 300		218.00	800	1600	300	14	26	28	400	1206	197.0	1548	379.40	210.56	1317191	11707	79.09	7.46	16464.9	760.5	

WIDE FLANGE (IWF)

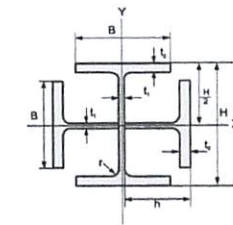
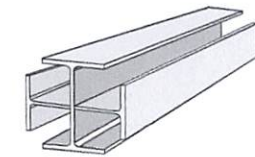
Metric Size | JIS 3192

STANDARD SECTIONAL DIMENSIONS					SECTION AREA A	UNIT WEIGHT		INFORMATIVE REFERENCE						REMARKS
Nominal Dimensional mm	H x B mm x mm	t1 mm	t2 mm	r mm				GEOMETRICAL MOMENT OF INERTIA		RADIUS OF GYRATION OF AREA		MODULUS OF SECTION		
					ix cm ⁴	iy cm ⁴	ix cm	iy cm	Zy cm ³	Zy cm ³				
150 x 75	150 x 75	5	7	8	17.85	14.00	168	666	49.5	6.11	1.66	88.8	13.2	
150 x 100	148 x 100	6	9	11	26.84	21.10	253.2	1 020	151	6.17	2.37	138	30.1	
200 x 100	198 x 99	4.5	7	11	23.18	18.20	218.4	1 580	114	8.26	2.21	160	23.0	
	200 x 100	5.5	8	11	27.16	21.30	255.6	1 840	134	8.24	2.22	184	26.8	
200 x 150	194 x 150	6	9	12	38.80	30.60	367.2	2 675	507	8.30	3.60	275.8	67.6	
250 x 125	248 x 124	5	8	12	32.68	25.70	308.4	3 540	255	10.4	2.79	285	41.1	
	250 x 125	6	9	12	37.66	29.60	355.2	4 050	294	10.4	2.79	324	47.0	
300 x 150	298 x 149	5.5	8	13	40.80	32.0	384	6 320	442	12.4	3.29	424	59.3	
	300 x 150	6.5	9	13	46.78	36.70	440.4	7 210	508	12.4	3.29	481	67.7	
350 x 175	346 x 174	6	9	14	52.68	41.40	469.8	11 100	792	14.5	3.88	641	91.0	
	350 x 175	7	11	14	63.14	49.60	595.2	13 600	984	14.7	3.95	775	112	
400 x 200	396 x 199	7	11	16	72.16	56.60	679.2	20 000	1 450	16.7	4.48	1 010	145	
	400 x 200	8	13	16	84.1	66.0	792	23 700	1 740	16.8	4.54	1 190	174	
450 x 200	450 x 200	9	14	18	96.8	76.0	912	33 500	1 870	18.6	4.40	1 490	187	
500 x 200	500 x 200	10	16	20	114.2	89.6	1075.2	47 800	2 140	20.5	4.43	1 910	214	
600 x 200	600 x 200	11	17	22	134.4	106	1272	77 600	2 280	24.0	4.12	2 590	228	



NOTE : Non standard sizes are available upon request and subject to minimum quantity

Sectional Index	Standard Sectional Dimension					Sectional Area A cm ²	Unit Weight kg/m	Informative Reference						Remarks
	Depth of Section H mm	Width of Section B mm	Thickness		Corner Radius r mm			Geometrical Moment of Inertia		Radius of Gyration of Area		Modulus of Section		
			Web t ₁ mm	Flange t ₂ mm				I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	i _x cm	i _y cm	Z _x cm ³	Z _y cm ³	
K 150 x 75	150	75	5	7	8	35.7	28	716	767	4.48	4.64	95.4	99.1	
K 200 x 100	200	100	5.5	8	11	54.32	42.6	1,974	2,095	6.03	6.21	197.4	203.9	
K 198 x 99	198	99	4.5	7	11	46.36	36.4	1,694	1,778	6.04	6.23	171.1	175.6	
K 250 x 125	250	125	6	9	12	75.32	59.2	4,344	4,567	7.59	7.79	347.5	356.9	
K 248 x 124	248	124	5	8	12	65.36	51.4	3,765	3,924	7.59	7.75	303.6	310.2	
K 300 x 150	300	150	6.5	9	13	93.56	73.4	7,718	8,073	9.08	9.29	514.5	526.9	
K 298 x 149	298	149	5.5	8	13	81.6	64	6,762	7,024	9.1	9.28	453.8	462.9	
K 350 x 175	350	175	7	11	14	126.28	99.2	14,554	5,128	10.75	10.95	831.7	847.5	
K 346 x 174	346	174	6	9	14	105.36	82.8	11,892	12,321	10.62	10.62	687.4	700.0	
K 400 x 200	400	200	8	13	16	168.24	132	25,440	26,519	12.3	12.55	1,272	1,299.9	
K 396 x 199	396	199	7	11	16	144.32	113.2	21,450	22,267	12.19	12.19	1,083.3	1,105.1	
K 450 x 200	450	200	9	14	18	193.52	152	35,370	36,851	13.52	13.52	1,572.0	1,605.7	
K 500 x 200	500	200	10	16	20	228.4	179.2	29,940	52,189	14.79	15.7	1,997.6	2,046.6	
K 600 x 200	600	200	11	17	22	268.8	212	79,880	83,229	17.24	17.24	2,662.7	2,724.4	
K 588 x 300	588	300	12	20	28	385	302	127,020	132,585	18.16	18.16	4,320.4	4,419.5	
K 700 x 300	700	300	13	24	28	471	369.7	211,800	220,791	21.21	21.65	6,051.4	6,193.3	
K 800 x 300	800	300	14	26	28	534.8	419.8	303,700	315,027	23.83	24.27	7,592.5	7,740.2	



NOTE :

- H = H/2 = Height of T-Beam
- Material specification refer to Wide Flange (IWF)
- Tolerance H= ± 2mm
- Welded specification as per AWS E-6013
- Non standard sizes are available upon request and subject to minimum quantity