

**STUDI PERENCANAAN PORTAL BAJA GEDUNG TINGKAT  
& RUMAH SAKIT STELLA MARIS MAKASSAR DENGAN  
MENGUNAKAN BALOK BAJA WF DAN KOLOM  
KINGCROOS**

**SKRIPSI**

*Untuk Memenuhi Persyaratan  
Mempereoleh Gelar Sarjana*

Oleh:

**AJI SURYA SAKSAMA  
NIM 14.21.068**



**JURUSAN TEKNIK SIPIL - S1**

**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
MALANG  
2018**

LEMBAR PERSETUJUAN

STUDI PERENCANAAN PORTAL BAJA GEDUNG TINGKAT  
8 RUMAH SAKIT STELLA MARIS MAKASSAR DENGAN  
MENGUNAKAN BALOK BAJA WF DAN KOLOM  
KINGCROOS


Oleh:  
AJI SURYA SAKSAMA  
NIM 14.21.068

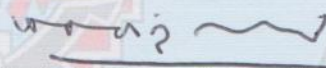
Telah disetujui oleh pembimbing untuk diujikan  
Pada tanggal 08 Februari 2018

Menyetujui,  
Dosen Pembimbing

Pembimbing I

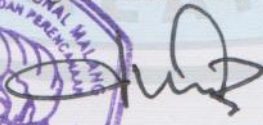
Pembimbing II

  
Ir. A. Agus Santosa, MT  
NIP. Y. 101 870 0155

  
Ir. H. Sudirman Indra, M.Sc  
NIP. Y. 101 830 0054

Mengetahui,  
Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1



  
Ir. I Wayan Mundra, MT  
NIP. Y. 101 870 0150

LEMBAR PENGESAHAN

STUDI PERENCANAAN PORTAL BAJA GEDUNG TINGKAT  
8 RUMAH SAKIT STELLA MARIS MAKASSAR DENGAN  
MENGUNAKAN BALOK BAJA WF DAN KOLOM  
KINGCROOS

Skripsi Ini Telah Dipertahankan Di Depan Dosen Penguji Ujian Skripsi  
Jenjang Strata (S-1) Pada Tanggal 08 Februari 2018 Dan Diterima Untuk  
Memenuhi Salah Satu Syarat Untuk Memperoleh Gelar  
Sarjana Teknik Sipil S-1

Disusun oleh :  
AJI SURYA SAKSAMA  
14.21.068


Disahkan oleh :



Ketua Jurusan Teknik Sipil S-1

Sekretaris Jurusan


  
Ir. I Wayan Mundra, MT  
NIP. Y. 101 870 1050


  
Ir. Munasih, MT  
NIP. Y. 102 880 0187

Anggota Penguji

Dosen Penguji I

Dosen Penguji II

  
Ir. Bambang Wedyantadji, MT  
NIP. Y. 101 850 0093

  
Ir. Ester Priskasari, MT  
NIP. Y. 103 940 0265

PROGRAM TEKNIK SIPIL S-1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
MALANG  
2018



### FORM REVISI / PERBAIKAN

BIDANG STRUKTUR

Nama : AJI SURYA . S  
NIM : 14.21.068  
Hari / tanggal : RABU / 7 FEB 2018

Perbaikan materi Skripsi meliputi :

- > Analisa beff. (palami) ✓
- > Kekuatan baut :  $m = \dots$  apa? ✓
- > untuk menghitung jumlah baut, mengapa di dasarkan atas kekuatan JARIK

*All Revisi*

Perbaikan Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Ujian dilaksanakan. Bila melebihi masa 14 hari, maka tidak dapat diikuti Yudisium.

Malang, 7 FEB 2018

Dosen Penguji

(Ir. Bambang Wedyantaji, MT)

Tugas Akhir telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 23 - 3 20 18

Dosen Penguji

(Ir. Bambang Wedyantaji, MT)



### FORM REVISI / PERBAIKAN

BIDANG STRUKTUR

Nama : S Aji SURYA . S  
 NIM : 14.21.068  
 Hari / tanggal : Rabu 1 7 FEB 2018

Perbaiki materi Skripsi meliputi :

- Sambungan base plate.
- gese shear connector.

Perbaikan Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Ujian dilaksanakan. Bila melebihi masa 14 hari, maka tidak dapat diikuti Yudisium.

Malang, 7 FEB 2018  
 Dosen Penguji

( Ir. Ester Priskasari, MT )

Tugas Akhir telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 7 FEB 2018  
 Dosen Penguji

( Ir. Ester Priskasari, MT )

*Handwritten signature*

# DAFTAR ISI

<b>HALAMAN JUDUL</b>	
<b>LEMBAR PENGESAHAN SKRIPSI</b>	
<b>LEMBAR PERSETUJUAN SKRIPSI</b>	
<b>LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI</b>	
<b>LEMBAR PERSEMBAHAN</b>	
<b>ABSTRAKSI</b> .....	i
<b>KATA PENGANTAR</b> .....	ii
<b>DAFTAR ISI</b> .....	iii
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	viii
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	x

## **Bab I : Pendahuluan**

1.1 Latar belakang .....	1
1.2 Identifikasi masalah.....	2
1.3 Rumusan masalah.....	3
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 .....	7
2.2.1 Beban Mati .....	8
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.....	14
2.5.1	Aksi Komposit.....	14
2.5.2	Lebar Efektif.....	17
2.5.3	Kuat Lentur Nominal.....	18
2.6	Deck Baja Bergelombang (Stell Deck) .....	21
2.6.1	Konsep Dasar.....	21
2.7	Profil Baja <i>WF</i> .....	21
2.7.1	Momen plastis .....	23
2.7.2	Penampang kompak.....	24
2.7.3	Penampang tidak kompak.....	25
2.7.4	Tekuk Torsi Lateral.....	25
2.7.5	Aksial Momen.....	26
2.8	Kolom Baja.....	27
2.8.1	Profil King Cross .....	27
2.8.2	Kekuatan Kolom Baja .....	28
2.8.3	Panjang Efektif .....	29
2.8.4	Tekuk Lokal.....	30
2.8.5	Tekuk Lentur Struktur Tanpa Elemen Langsing .....	32
2.8.6	Tekuk Lentur Struktur Elemen Langsing .....	32
2.9	Perencanaan sambungan.....	33
2.9.1	Perencanaan Sambungan Baut.....	34
2.9.2	Sambungan Las Pada Plat Ujung .....	37
2.9.3	Sambungan Balok-Kolom ( <i>End Plate</i> ).....	40
2.9.4	Sambungan Balok Induk – Balok Anak .....	41
2.9.5	Sambungan Kolom-Kolom.....	41
2.10	Plat landasan (Base plate) .....	43

### **Bab III : Data Perencanaan**

3.1	Data Struktur .....	50
3.2	Data Gambar.....	51
3.3	Diagram Alir Analisa Perencanaan .....	53

### **Bab IV : Perhitungan Konstruksi**

4.1	Perencanaan Dimensi .....	55
4.1.1	Pendimensian Balok WF komposit .....	57
4.2	Penulangan Plat Lantai.....	80
4.2.1	Pembebanan Plat .....	81
4.2.2	Penulangan Plat .....	82
4.2.3	Konversi tulangan biasa ke wire mesh .....	88
4.3	Pembebanan.....	90
4.3.1	Berat Lantai Atap ( Dak Kuda – kuda ) .....	91
4.3.2	Berat Lantai 8 .....	94
4.3.3	Berat LT 7 = LT 6 = LT 5 LT = 4 = LT 3 .....	98
4.3.4	Berat Lt 2 .....	102
4.3.5	Berat LT 1.....	106
4.4	Beban Grmpa ( Earthquake load SNI 1726-2012).....	111
4.4.1	Peta Zonasi Gempa Indonesia .....	111
4.4.2	Menentukan nilai Ss dan S1 .....	114
4.4.3	Menentukan Kategori Resiko Bangunan.....	115
4.4.4	Membuat spectrum Respons Design .....	119
4.4.5	Menentukan Perkiraan Perioda Fundamental Alami.....	119
4.4.6	Batasan Penggunaan Prosedur Analisis Gaya Lateral (ELF) ..	121
4.4.7	Menentukan Faktor R, $\Omega_0$ , dan Cd.....	121
4.4.8	Menghitung Gaya Gempa Lateral .....	124
4.4.9	Eksentrisitas Rencana .....	125
4.4.10	Kombinasi Pembebanan .....	126
4.5	Kontrol Simpangan Antar Lantai / Drift ( $\Delta$ ).....	130
4.5.1	Batasan Simpangan Antar Lantai Tingkat.....	130
4.5.2	Simpangan Antar Lantai Tingkat Desain ( $\Delta$ ) .....	130



4.6 Perencanaan Balok Induk .....	132
4.6.1 Kontrol terhadap lentur .....	133
4.6.2 Kontrol terhadap geser .....	137
4.6.3 Perhitungan shear connector .....	138
4.6.4 Kontrol Lendutan .....	141
4.7 Perencanaan Balok Anak 1 .....	145
4.7.1 Kontrol terhadap lentur.....	146
4.7.2 Kontrol terhadap geser.....	150
4.7.3 Perhitungan shear connector.....	151
4.7.4 Kontrol Lendutan .....	154
4.8 Perencanaan Balok Anak 2 .....	158
4.8.1 Kontrol terhadap lentur.....	159
4.8.2 Kontrol terhadap geser.....	163
4.8.3 Perhitungan shear connector.....	164
4.8.4 Kontrol Lendutan .....	167
4.9 Perencanaan Kolom dengan tinggi .....	169
4.9.1 Kontrol Terhadap tekan .....	170
4.9.2 Kontrol Lentur Penampang .....	175
4.9.3 Kontrol Pengaruh Tekuk Lateral .....	175
4.9.4 Interaksi Gaya Aksial dan Momen Lentur .....	177
4.10 Letak sambungan yang ditinjau .....	178
4.11 Perencanaan Sambungan Balok Induk - Balok Anak 1 .....	189
4.11.1 Kontrol terhadap Geser, Tumpu dan Tarik.....	191
4.11.2 Jumlah baut dan jarak antar baut .....	192
4.11.3 Kontrol kekuatan baut terhadap geser .....	194
4.11.4 Kontrol Kekuatan Geser Terhadap Tumpu .....	194
4.11.5 Kontrol Kekuatan Geser Blok Baut.....	195
4.11.6 Kontrol Kekuatan Baut Terhadap Tarik .....	196
4.11.7 Kontrol Kekuatan Baut Terhadap Momen .....	197
4.12 Perencanaan Sambungan Balok Anak 1 - Balok Anak 2.....	209
4.12.1 Kontrol terhadap Geser, Tumpu dan Tarik.....	211
4.12.2 Jumlah baut dan jarak antar baut .....	213

4.12.3	Kontrol kekuatan baut terhadap geser .....	214
4.12.4	Kontrol Kekuatan Geser Terhadap Tumpu .....	214
4.12.5	Kontrol Kekuatan Geser Blok baut .....	214
4.12.6	Kontrol Kekuatan Baut Terhadap Tarik .....	216
4.12.7	Kontrol Kekuatan Baut Terhadap Momen .....	217
4.13	Perencanaan Sambungan Kolom - Balok Induk .....	229
4.13.1	Merencanakan Sambungan badan balok pada flens kolom.....	232
4.13.2	Perhitungan jumlah dan jarak antar baut .....	232
4.13.3	Kontrol kekuatan geser blok plat.....	233
4.13.4	Sambungan plat ke flens kolom (las fillet).....	235
4.13.5	Merencanakan Sambungan flens balok dengan kolom .....	238
4.13.6	Pemeriksaan terhadap kuat tarik.....	239
4.13.7	Pemeriksaan terhadap tarik fraktur dari plat penyambung.....	240
4.13.8	Kontrol kekuatan geser blok plat.....	240
4.13.9	Sambungan plat ke flens kolom (las fillet).....	242
4.13.10	Pemeriksaan kuat tekan plat penyambung .....	243
4.14	Perencanaan Sambungan Kolom - Kolom.....	246
4.14.1	Merencanakan Sambungan Flens Kolom .....	247
4.14.2	Perhitungan jumlah dan jarak antar baut .....	247
4.14.3	Merencanakan Sambungan Web Kolom .....	248
4.15	Desain Penampang Base Plate .....	258
<b>Bab V : Kesimpulan Dan Saran</b>		
5.1	Kesimpulan .....	267
5.1	Saran .....	269
Daftar Pustaka.....		270
Lampiran		

## DAFTAR GAMBAR

2.1	Distribusi tegangan pada level beban berbeda.....	13
2.2	Diagram tegangan regangan material baja.....	13
2.3	Perbandingan antara balok komposit dan tak komposit .....	15
2.4	Variasi regangan pada balok-balok komposit.....	16
2.5	Distribusi tegangan ekuivalen dan actual sepanjang flens.....	17
2.6	Baja – beton komposit .....	17
2.7	Momen nominal .....	20
2.8	Penampang melintang deck baja gelombang.....	22
2.9	Pelat beton komposit dengan tulangan deck baja .....	24
2.10	Profil baja Kingcross .....	28
2.11	Nomogram Factor Panjang tekuk kolom portal.....	30
2.12	Tebal (throat) efektif las sudut.....	38
2.13	Sambungan momen balok - kolom .....	40
2.14	Sambungan Balok induk balok anak .....	41
2.15	Macam – macam sambungan.....	42
2.16	Notasi pada plat landasan / base plate .....	43
2.17	Base plate dengan eksentrisitas beban .....	44
2.18	Beban yang bekerja pada base plate .....	47
3.1	Denah Lantai Basement .....	51
3.2	Pot A - A.....	51
3.3	Detail atap A - A .....	51
3.4	Detail atap B - B.....	52
4.1	Lebar efektif .....	58
4.2	Jarak titik berat penampang komposit.....	59
4.3	Garis Netral Balok Komposit.....	60
4.2.1	Penulangan pelat dengan tulangan Wire mesh.....	89
4.2.2	Penulangan pelat dengan tulangan konvensional .....	89
4.3.1	Berat struktur untuk menghitung beban gempa per lantai .....	90
4.4.1	Peta zonasi gempa Indonesia .....	111

4.4.2 0.2-sec spectral response acceleration .....	112
4.4.3 0.1-sec spectral response acceleration .....	113
4.4.4 Nilai Spectrum Kota Makassar .....	114
4.4.5 Spectrum respons design .....	119
4.4.6 Pembebanan gempa arah X.....	128
4.4.7 Pembebanan gempa arah Y.....	129
4.6.1 Garis netral penampang jatuh dalam pelat .....	133
4.6.2 Garis netral penampang jatuh pada badan profil.....	136
4.6.3 Letak stud pada penampang profil.....	140
4.7.1 Garis netral penampang jatuh dalam pelat.....	146
4.7.2 Garis netral penampang jatuh pada badan profil .....	149
4.7.3 Letak stud pada penampang profil.....	153
4.8.1 Garis netral penampang jatuh dalam pelat.....	159
4.8.2 Garis netral penampang jatuh pada badan profil .....	162
4.8.3 Letak stud pada penampang profil.....	166
4.9.1 denah lantai 1 ( kolom yang Ditinjau ) .....	169
4.9.2 Letak kolom dan balok yang ditinjau .....	170
4.11.1 Perencanaan Sambungan Balok Induk - Balok anak 1 .....	182
4.11.2 Letak dan jarak antar baut.....	184
4.12.1 Perencanaan Sambungan Balok Anak 1 - Balok anak 2.....	192
4.12.2 Letak dan jarak antar baut.....	194
4.13.1 Sambungan Balok induk - Kolom .....	201
4.13.2 Bagian las.....	207

## **DAFTAR TABEL**

2.1	Sifat mekanis baja struktural.....	6
2.2	Rasio tebal terhadap lebar elemen tekan .....	31
2.3	Jarak tepi minimum baut.....	34
2.4	Kekuatan nominal pengencang dan bagian yang berulir .....	35
2.5	Ukuran minimum las sudut.....	38
2.6	Tipe elektroda las.....	39
4.1	Menentukan sumbu netral pada penampang komposit.....	59
4.2	Titik berat terhadap garis netral komposit .....	60
4.3	Tabel Lebar efektif balok tepi.....	61
4.2.1	Penulangan plat yang digunakan .....	87
4.2.2	Ukuran Tulangan Wire mesh.....	88
4.3.1	Berat balok Induk.....	91
4.4.1	Kategori resiko bangunan gedung dan non gedung untuk.....	115
4.4.2	Faktor keutamaan gempa .....	116
4.5.1	Simpangan antar lantai ijin, ( $\Delta a$ ) .....	130
4.6.1	Titik berat penampang komposit daerah tekan .....	136
4.6.2	Titik berat penampang komposit daerah tekan .....	136
4.14.1	Tabel Jarak pada baut .....	221
4.14.2	Tabel Gaya dan Jarak Pada Baut (sumbu x - x ).....	223
4.14.3	Tabel Jarak pada baut .....	223
4.14.4	Tabel Gaya dan Jarak Pada Baut (sumbu y - y ).....	225

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Dewasa ini kebutuhan tentang sarana prasarana penunjang untuk kesehatan publik terus meningkat, dimana rumah sakit merupakan bangunan yang perlukan untuk meningkatkan pelayanan kesehatan. Dimana rumah sakit merupakan salah satu bangunan yang didesain tingkat tinggi pada umumnya. Hal tersebut merupakan faktor pendorong para perencana bangunan untuk membuat bangunan tingkat tinggi yang memiliki daya ketahanan struktur yang baik dalam perencanaanya.

Pada dasarnya pengerjaan suatu konstruksi dituntut untuk bisa diselesaikan dengan cepat. Metode komposit beton-baja adalah suatu metode yang dapat digunakan sebagai alternative dalam merencana suatu konstruksi bangunan tingkat tinggi. Metode komposit beton baja memanfaatkan kelebihan dari beton dan baja dimana beton kuat terhadap tekan sedangkan baja kuat terhadap tarik. Adapun keuntungan berupa waktu pelaksanaan yang relative lebih cepat dibandingkan dengan beton bertulang biasa serta dapat dilaksanakan secara lebih teliti karena pembuatan profil dan sebagian dari sambungan dapat dilakukan di pabrik. Perpaduan ini tentunya memerlukan pendesainan khusus. Selain itu konstruksi dengan metode komposit beton-baja lebih ekonomis daripada konstruksi beton bertulang biasa. Saat ini yang paling banyak digunakan untuk pendesainan struktur adalah metode Load and Resistance Faktor Design ( LRFD ). Untuk metode LRFD di Indonesia kita dapat menggunakan SNI sebagai Spesifikasi dalam perencanaan struktur.

Gedung Rumah Sakit Stella Maris Makassar terdiri atas 8 lantai di bangun dengan struktur beton bertulang biasa, pada tiap lantainya memiliki desain arsitektur dan denah yang relative sama. Sehingga perbedaan yang diakibatkan oleh perubahan perencanaan dari struktur beton bertulang menjadi struktur baja dapat terlihat jelas terutama pada segi dimensi.

Karena hal-hal diatas maka pada Proposal Skripsi ini penulis mencoba untuk merencanakan alternative lain pada struktur kolom dan balok pada struktur Gedung Rumah Sakit Stella Maris Makassar. Dimana pada perencanaan awalnya untuk kolom dan balok menggunakan beton bertulang, akan dicoba dengan menggunakan profil baja Kingcross untuk kolom dan profil Baja WF untuk balok. Maka pada skripsi ini penulis menggunakan judul *“Studi Perencanaan Portal Baja Gedung Tingkat 8 Rumah Stella Maris Makassar Dengan Menggunakan Balok Baja WF dan Kolom Kingcroos”*

## **1.2 Identifikasi Masalah**

Proposal Skripsi ini dibuat berdasarkan data yang diperoleh dilapangan. Proyek yang digunakan oleh penulis adalah pembangunan Gedung Rumah Sakit Stella Maris. Proyek tersebut mempunyai 8 lantai dengan struktur portal beton bertulang. Dimana penulis mencoba memberikan alternative dengan menggunakan balok Baja WF dan Kolom Kingcroos, namun dalam hal ini kolom kingcroos tidak di enchase, dikarenakan ingin mempertahankan nilai estetika serta mempermudah dalam proses pelaksanaan.

### **1.3 Rumusan Masalah**

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

1. Berapa dimensi balok dengan menggunakan alternatif balok Baja WF yang diperlukan ?
2. Berapa dimensi kolom dengan menggunakan alternatif kolom baja profil kingcross yang diperlukan ?
3. Berapa kebutuhan pada sambungan baut dan las untuk sambungan balok – kolom, sambungan kolom – kolom, sambungan balok anak ke balok induk yang diperlukan ?
4. Berapa dimensi plat landasan dan baut, angker, las yang diperlukan ?  
Bagaimana penggambaran gambar teknk dari hasil perhitungan
5. Bagaimana gambar detail hasil perhitungan

### **1.4 Maksud dan Tujuan**

Adapun maksud dari penulisan Proposal Skripsi ini adalah untuk memberikan alternative struktur yang lain pada konstruksi Gedung Rumah Sakit Stella Maris Makassar 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 Baja WF
2. Mengetahui dimensi kolom dengan alternatif kolom baja profil kingcross.



3. Mengetahui perhitungan sambungan baut dan las untuk sambungan balok – kolom, sambungan kolom – kolom,
4. Mendapatkan plat landasan dan baut, angker, las pada struktur portal baja.
5. Membuat gambar detail dari hasil perhitungan

### **1.5 Batasan Masalah**

Dalam penulisan tugas akhir ini penulis mengambil beberapa batasan permasalahan yang menjadi tolak ukur perencanaan, mengingat luasnya lingkup bahasan yang ada sehingga tidak dimungkinkan untuk dibahas secara keseluruhan.

Adapun batasan masalah tersebut, yaitu :

1. Merencanakan dimensi kolom baja Kingcroos dan balok Baja WF.
2. Merencanakan sambungan baut dan las pada struktur portal baja.
3. Merencanakan plat landasan dan baut, angker, las pada struktur portal baja.
4. Peraturan yang digunakan :
  - a. SNI 1727:2013 tentang *Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur lain.*
  - b. SNI 1726:2012 tentang *Tata cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.*
  - c. SNI 1729:2015 tentang *Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural.*
  - d. SNI 03 – 1729 – 2002 tentang *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung*

## **BAB II**

### **LANDASAN TEORI**

#### **2.1 Baja dan Sifat-Sifatnya**

##### **2.1.1 Sifat Utama Baja**

Dari beberapa proses pembuatan baja dapat diketahui bahwa secara umum sifat-sifat dasar baja, tergantung pada factor-faktor seperti : Cara melebur, macam dan banyaknya campuran logam serta cara pengerjaannya.

Baja struktur harus memiliki sifat-sifat utama guna memberikan kekuatan untuk melayani beban dan aksi lain yang timbul pada suatu struktur. Adapun sifat-sifat utama baja, yaitu :

1. Keteguhan (*Solidity*)

Adalah batas dari tegangan-tegangan dalam, dimana perpatahan mulai berlangsung. Hal ini berarti daya lawan baja terhadap tarikan, tekanan dan lentur.

2. Elastisitas (*Elasticity*)

Adalah kesanggupan untuk berubah bentuk dalam batas-batas pembebanan tertentu dan apabila pembebanan ditiadakan, akan kembali ke bentuk semula.

3. Kekenyalan (*Tenacity*)

Adalah kemampuan baja untuk menyerap energy mekanis atau kesanggupan untuk menerima perubahan-perubahan bentuk yang besar tanpa menderita kerugian berupa cacat/kerusakan yang terlihat dari luar dan dalam jangka pendek sebelum patah, masih bisa merubah bentuknya dengan banyak.

4. Kemungkinan ditempa (*Malleability*)

Adalah dalam keadaan merah pijar, baja menjadi lembek dan plastis tanpa mempengaruhi sifat-sifat keteguhan sehingga dapat dirubah bentuknya dengan baik.

5. Kemungkinan di las (*Weldability*)

Adalah sifat baja dalam keadaan panas dapat digabungkan satu sama lain dengan memakai atau tidak memakai bahan tambahan, tanpa mempengaruhi sifat-sifat keteguhan.

## 6. Kekerasan (*Hardness*)

Adalah kekuatan terhadap masuknya benda lain kedalamnya.

### 2.1.2. Sifat Mekanis Baja

Berikut merupakan sifat – sifat mekanis baja sktruktural :

1. Modulus Elastisitas, ( $E$ ) = 200.000 MPa
2. Modulus Geser, ( $G$ ) = 80.000 MPa
3. Angka Poisson ( $\mu$ ) = 0,3
4. Koef. Muai Panjang ( $\alpha$ ) =  $12.10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

*Catatan* : 1 Mpa = 10 kg/cm<sup>2</sup>

*Sumber* : SNI 03-1729-2002

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 lainnya yang dapat kita peroleh dari struktur baja, seperti :

1. Proses pemasangan dilapangan berlangsung dengan cepat.
2. Komponen-komponen strukturnya bisa dipergunakan lagi untuk keperluan lainnya.

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

2. Horizontal (*Lateral*).
  - a. Beban Gempa (*Earthquake*).
  - b. Beban Angin (*Wind Load*).
  - c. 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 :
  - a. Faktor arah angin,  $K_d$ .
  - b. Kategori eksposur.
  - c. Faktor topografi,  $K_{zt}$ .
  - d. Faktor efek tiupan angin,  $G$ .
  - e. Klasifikasi ketertutupan.
  - f. 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 hal 17-31*).

### **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.

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

Dimana :

$R$  = Beban air hujan pada atap yang tidak melendut, dalam ( $\text{kN/m}^2$ ).

$ds$  = 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 hidrolis), dalam (mm)

Sumber : SNI 1727:2013 hal 38

### **2.3 Teori Desain Kekuatan Berdasarkan Desain Faktor Beban dan Ketahanan (DFBK) Struktur Baja**

Desain yang sesuai dengan ketentuan untuk desain faktor beban dan ketahanan (DFBK) memenuhi persyaratan spesifikasi ini bila kekuatan desain setiap komponen struktural sama atau melebihi kekuatan perlu yang ditentukan berdasarkan kombinasi beban DFBK.

Desain harus dilakukan sesuai dengan persamaan :

$$R_u \geq \phi R_n \dots\dots\dots (2.3-1)$$

Dimana :

$\phi$  = Faktor Ketahanan

$R_n$  = Kekuatan Nominal

$\phi R_n$  = Kekuatan desain

$R_u$  = Kekuatan perlu menggunakan kombinasi beban DFBK

Kekuatan harus dibuat sesuai dengan ketentuan Desain Faktor Beban dan Ketahanan (DFBK). Kekuatan perlu komponen struktur dan sambungan harus ditentukan melalui analisis struktur untuk kombinasi beban yang sesuai.

Desain harus berdasarkan pada prinsip bahwa kekuatan atau keadaan batas kemampuan layan tidak dilampaui saat struktur menahan semua kombinasi beban yang sesuai ( SNI 1729:2015, Pasal B3 ).

#### **2.3.1 Faktor Reduksi**

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

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

### 2.3.2 Kombinasi Dasar DFBK

Struktur, Komponen, dan fondasi harus dirancang sedemikian rupa sehingga kekuatan desainnya sama atau melebihi efek dari beban terfaktor dalam kombinasi. Menurut SNI 1727:2013 kombinasi beban yang harus diperhitungkan adalah :

- 1,4 D
- 1,2 D + 1,6 L + 0,5 ( Lr atau R )
- 1,2 D + 1,6 ( Lr atau R ) + ( L atau 0,5 W )
- 1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 ( Lr atau R )
- 1,2 D ± 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

Sumber : SNI 1726:2012 hal 17-31

## 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

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 ( $\epsilon_y$ ), 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 :

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

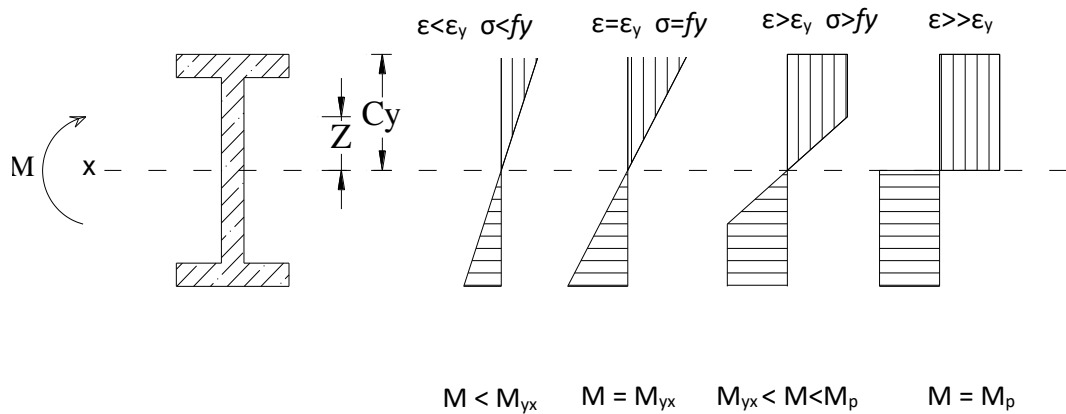
Dimana :

$Z_x$  = Modulus penampang arah x

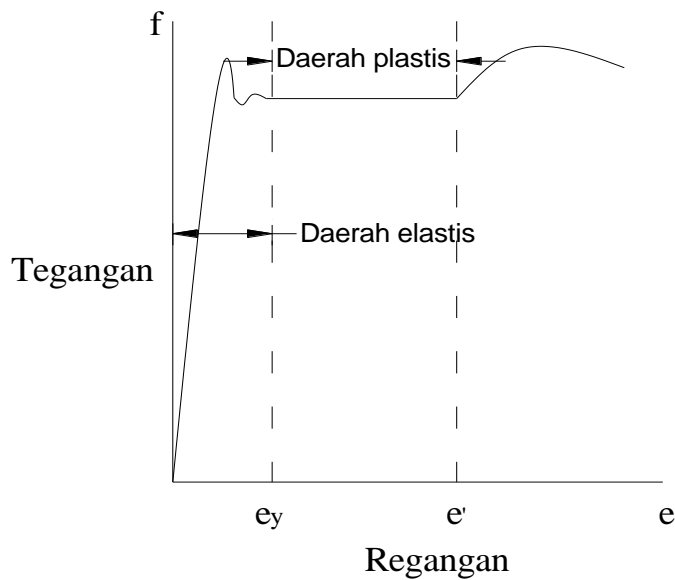
Dan pada saat kondisi pada gambar 2.1 d tercapai, semua serat dalam penampang melampaui regangan lelehnya, dan dinamakan kondisi *plastis*. Tahanan momen nominal dalam kondisi ini dinamakan momen plastis ( $M_p$ ), yang besarnya adalah :

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

Dengan Z dikenal sebagai modulus plastis.



Gambar 2.1 Distribusi tegangan pada level beban berbeda.



Gambar 2.2 Diagram tegangan-regangan material baja.

Struktur batang lentur dikatakan aman apabila :

Kontrol kekuatan lentur

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

Dimana :

$\phi$  : Faktor reduksi untuk lentur (0,9)

$M_n$  : Momen lentur nominal (Nmm)

$M_u$  : Momen lentur akibat beban terfaktor (Nmm)

Kontrol Lentutan Akibat Momen, untuk beban merata

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

Dimana :

- $L$  : Panjang gelagar (m)
- $M$  : Momen Maksimal (Nmm)
- $E$  : Modulus elastisitas baja ( $\text{N/mm}^2$ )
- $I$  : Momen inersia profil ( $\text{mm}^4$ )

Kontrol Lendutan Akibat Beban Merata

$$\frac{1}{240} L > \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot EI} \dots\dots\dots (2.4-5)$$

Dimana :

- $L$  : Panjang gelagar (m)
- $q$  : Beban merata (N/mm)
- $E$  : Modulus elastisitas baja ( $\text{N/mm}^2$ )
- $I$  : Momen inersia profil ( $\text{mm}^4$ )

Kontrol Lendutan Akibat Beban Terpusat

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

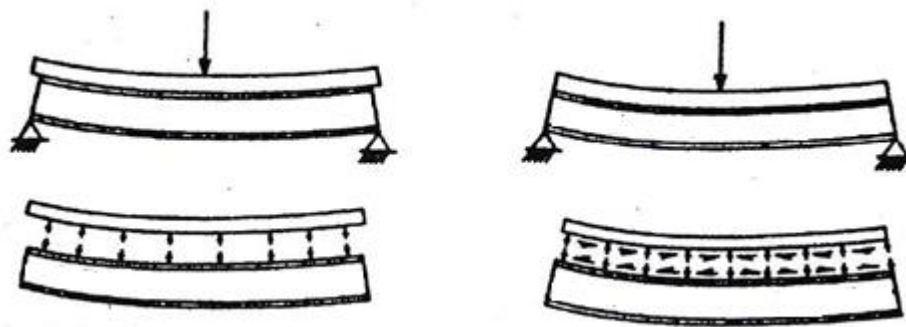
Dimana :

- $L$  : Panjang gelagar (m)
- $P$  : Beban terpusat (N)
- $E$  : Modulus elastisitas baja ( $\text{N/mm}^2$ )
- $I$  : Momen inersia profil ( $\text{mm}^4$ )

## **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 yan timbul bergantung pada penataan yang dibuat untuk menjamin regangan linear tunggal dari atas pelat beton dampai muka bawah penampang baja (*Sumber: Salmon & Johnson Jilid 2,1996 hal.578*).



a) Balok tak komposit yang melendut      b) Balok komposit yang melendut

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 :

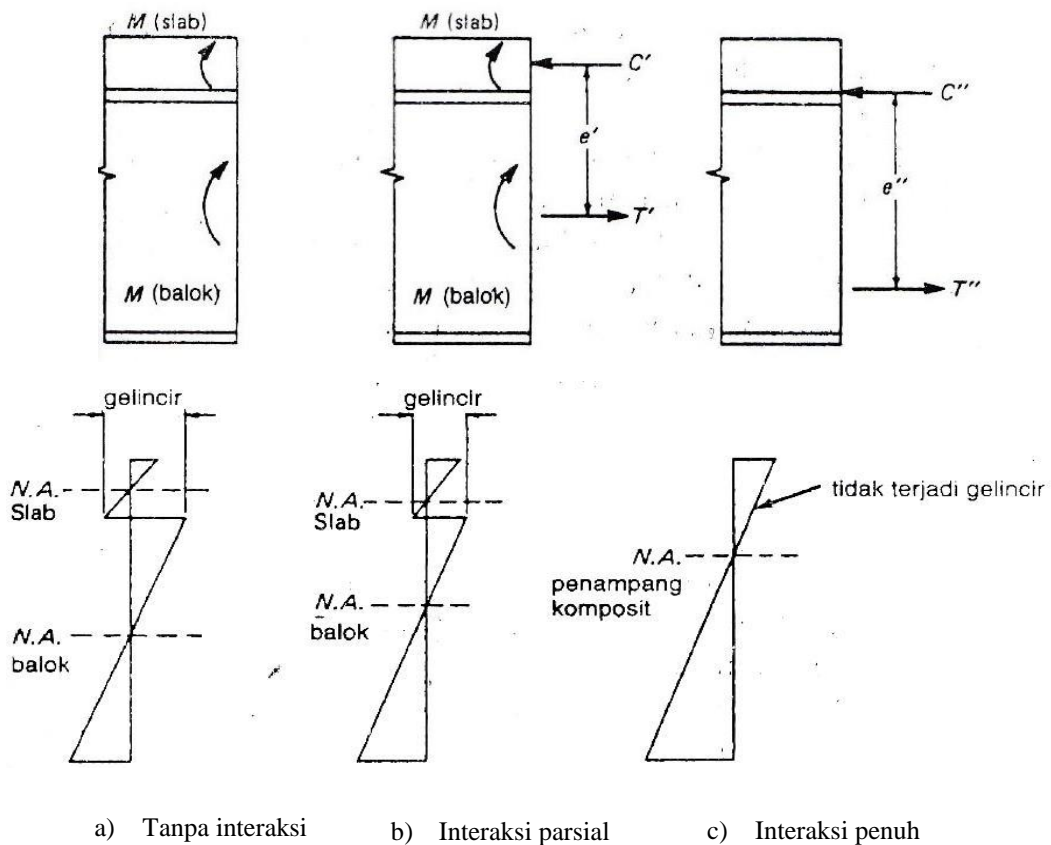
$$\Sigma M = M_{\text{pelat}} + M_{\text{balok}}$$

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

horizontal 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:

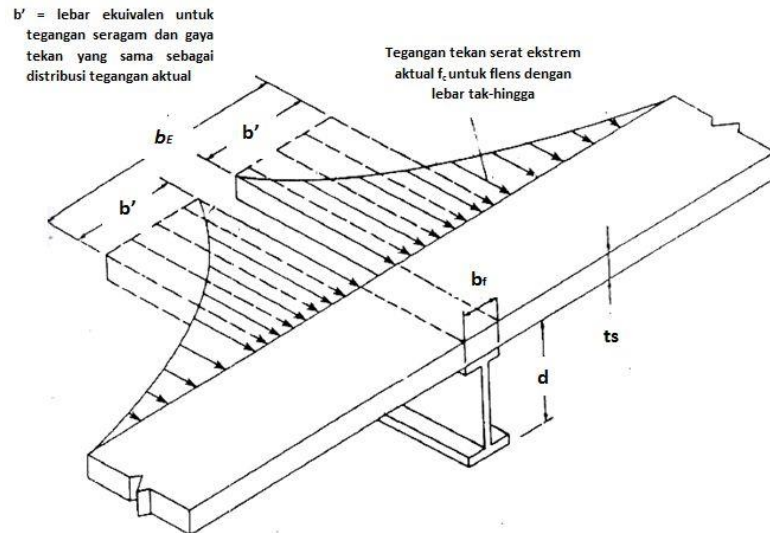
$$\Sigma M = T''e'' \text{ atau } C''e''$$



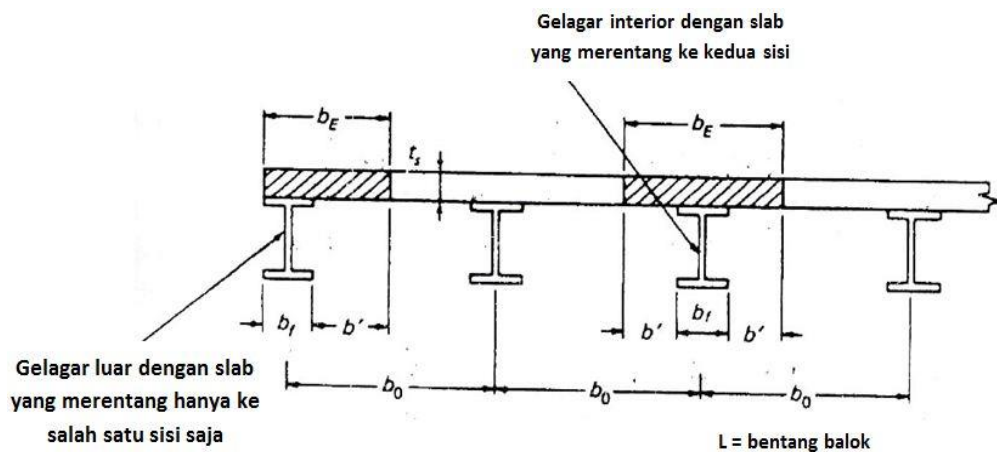
Gambar 2.4 Variasi regangan pada balok-balok komposit.

## 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 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 :
  - a.  $b_{eff} \leq L/4$
  - b.  $b_{eff} \leq b_0$  (untuk jarak balok yang sama)

- c.  $b_{eff} \leq b_f + 16t_s$
- 2. Untuk gelagar luar :
  - d.  $b_{eff} \leq b_f + L/12$
  - e.  $b_{eff} \leq b_f + 6t_s$
  - f.  $b_{eff} \leq b_f + 0,5$  (jarak bersih balok ke balok berikutnya)

Dimana :

$L$  : Panjang bentang (mm)

$b_o$  : Jarak antar balok (mm)

$b_f$  : Lebar flens baja (mm)

$t_s$  : Tebal pelat (mm)

Sumber : SNI 03-1729-2015 Pasal I3.1a

### 2.5.3 Rasio Modulus Elastisitas

Sifat-sifat penampang elastis dari penampang komposit dapat dihitung dengan metode transformasi penampang. Berbeda dari beton bertulang, dimana baja batang tulangan ditransformasikan menjadi luas beton ekuivalen, slab beton pada penampang komposit ditransformasikan menjadi baja ekuivalennya. Akibat luas beton direduksi dengan menggunakan lebar slab yang sama dengan  $b_e/n$  dimana 'n' merupakan rasio modulus elastisitas  $E_s/E_c$  (SNI 03-1729-2015 Pasal I2.1b).

$$n = E_s/E_c \dots \dots \dots (2.5.3-1)$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \dots \dots \dots (2.5.3-2)$$

Dimana :

$n$  : Rasio modulus elastisitas

$E_s$  : Modulus elastisitas baja (Mpa)

$E_c$  : Modulus elastisitas beton (Mpa)

$f'_c$  : Kuat tekan karakteristik beton (Mpa)

### 2.5.4 Kuat Lentur Nominal

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

1. untuk  $h/t_w \leq 3,76 \sqrt{E/f_y}$

$M_n$  (kuat momen nominal) yang dihitung berdasarkan distribusi tegangan plastis pada penampang komposit.  $\phi_b=0,9$

2. 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.

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

$$C = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_{eff} \dots \dots \dots (2.5.4-1)$$

Dimana :

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

- 1) Gaya tarik T pada profil baja adalah sebesar :

$$T = A_s \cdot f_y \dots \dots \dots (2.5.4-2)$$

Dimana :

- $T$  : Gaya tarik (N)
- $A_s$  : Luas penampang baja (mm<sup>2</sup>)
- $f_y$  : Tegangan leleh baja (N/mm)

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

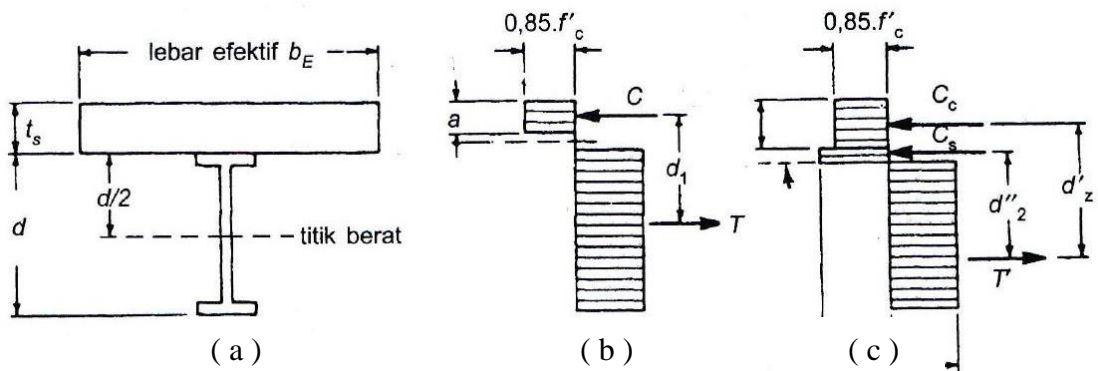
$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_{eff}} \dots \dots \dots (2.5.4-3)$$

- 3) Kuat lentur nominal dihitung dari gambar 2.7.b :

$$M_n = C \cdot d_1 \dots \dots \dots (2.5.4-4)$$

$$\text{atau} \quad = T \cdot d_1 = A_s \cdot f_y \cdot \left( \frac{d}{2} + t_1 - \frac{a}{2} \right) \dots \dots \dots (2.5.4-5)$$





Gambar 2.7 Momen Nominal

Jika dari perhitungan persamaan 2.5.4-5 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.

b. 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 :

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot t_s \dots \dots \dots (2.5.4-6)$$

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  $C_s$ .

4) Dari keseimbangan gaya, diperoleh hubungan :

$$T' = C_c + C_s \dots \dots \dots (2.5.4-7)$$

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

$$T' = A_s \cdot f_y - C_s \dots \dots \dots (2.5.4-8)$$

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

$$C_s' = \frac{A_s \cdot f_y - C_s}{2} \dots\dots\dots(2.5.4-8)$$

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

$$T' = \frac{A_s \cdot f_y - 0,85 \cdot f'c \cdot b_{eff} \cdot t_1}{2} \dots\dots\dots(2.5.4-8)$$

8) 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)
- $\phi$  : 0,85 Faktor reduksi distribusi tegangan plastis

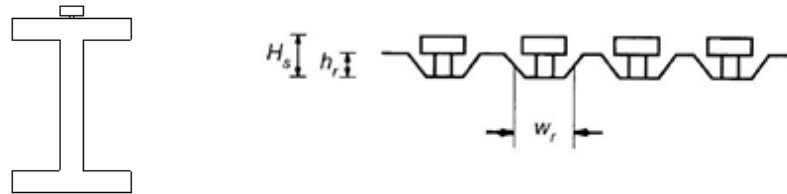
## 2.6 Deck Baja Bergelombang ( Stell Deck )

### 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 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 1½ 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 penopangnya, 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

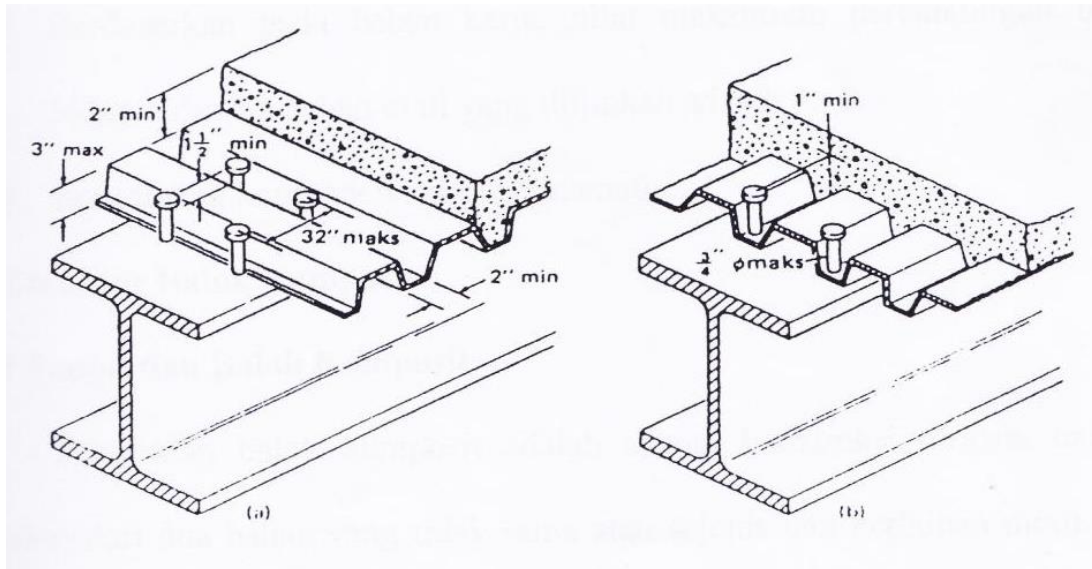
$N_r$  : Jumlah penghubung geser jenis paku pada setiap gelombang pada potongan melintang balok baja

$H_s$  : 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 WF

Komponen struktur lentur memikul beban-beban gravitasi, seperti beban mati, beban hidup dan beban gempa. Komponen struktur ini merupakan kombinasi dari elemen tarik dan elemen tekan, sehingga konsep dari komponen struktur tarik dan tekan dikombinasikan. Komponen ini diasumsikan sebagai komponen tak tertekuk karena bagian elemen mengalami tekan, sepenuhnya terkekang baik dalam arah sumbu kuat, maupun sumbu lemahnya.

Persyaratan keamanan untuk balok pada *Load and Resistance Factor Design* (LRFD), dinyatakan sebagai berikut:

$$\phi \cdot M_n > M_u \dots \dots \dots (2.7-1)$$

Dimana:

$\phi$  = Faktor reduksi untuk lentur = 0,90

$M_n$  = Kuat momen nominal

$M_u$  = Faktor beban layan terfaktor

Untuk menentukan  $M_n$  dapat dihitung dengan persamaan:

### 2.7.1. Momen Plastis

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \dots \dots \dots (2.7.1-1)$$

Dalam perhitungan tahanan momen nominal dibedakan antara penampang kompak, dan tidak kompak, dan langsing seperti halnya pada batang tekan. Batasan kompak, tidak kompak, dan langsing pada badan (*web*) adalah:

1. Penampang kompak :  $\lambda < \lambda_p$

$$\text{Dengan batasan } \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

2. Penampang tidak kompak :  $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$

$$\text{Dengan batasan } \lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

3. Penampang langsing :  $\lambda > \lambda_r$

Sedangkan Batasan kompak, tidak kompak, dan langsing pada sayap (*flens*) adalah:

1. Penampang kompak :  $\lambda < \lambda_p$

$$\text{Dengan batasan } \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

2. Penampang tidak kompak :  $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$

$$\text{Dengan batasan } \lambda_r = 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

3. Penampang langsing :  $\lambda > \lambda_r$

Sumber : Struktur Baja, AISC 2010, hal. 262

Sumber : SNI,1729-2015, hal. 20

### 2.7.2. Penampang Kompak

Tahanan momen nominal untuk balok terkekang lateral dengan penampang kompak:

$$M_n = M_p = Z \cdot f_y \dots \dots \dots (2.7.2-1)$$

Dimana:

$M_n$  = Tahanan momen nominal

$M_p$  = Momen tahanan plastis

$Z$  = Modulus plastis

$f_y$  = Kuat leleh

### 2.7.3. Penampang Tidak Kompak

Tahanan momen nominal untuk balok terkekang lateral dengan penampang tidak kompak:

$$M_n = M_r = (f_y - f_r) \cdot S \dots \dots \dots (2.7.3-1)$$

Dimana:

- $f_y$  = Kuat leleh
- $f_r$  = tegangan Sisa (residu)
- $S$  = Modulus penampang
- $M_r$  = Kekuatan lentur perlu

Besarnya tegangan sisa  $f_r = 70$  MPa untuk penampang dilas panas dan 115 MPa untuk penampang yang dilas. Bagi penampang yang tidak kompak yang mempunyai  $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$  maka besar tahanan memon nominal dicari dengan interpolasi linear, sehingga diperoleh:

$$M_n = \frac{\lambda_r - \lambda}{\lambda_r - \lambda_p} M_p + \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} M_r \dots \dots \dots (2.7.3-2)$$

Dimana :

$$\lambda = \text{Kelangsingan penampang balok} \left( = \frac{b}{2t_f} \right)$$

- $M_n$  = Tahanan momen nominal
- $M_p$  = Momen tahanan plastis
- $M_r$  = Kekuatan lentur perlu

### 2.7.4. Tekuk Torsi Lateral

Tekuk torsi lateral adalah kondisi batas yang menentukan kekuatan sebuah balok. Sebuah balok mampu memikul momen maksimum hingga mencapai momen plastis, keruntuhan dari sebuah struktur balok adalah sebagai berikut:

1. Tekuk lokal pada flens tekan
2. Tekuk lokal dari web dalam tekan lentur
3. Tekuk torsi lateral

Berikut perilaku balok terhadap tekuk Torsi lateral

- a. Bila  $L \leq L_p$ , Keadaan batas dari tekuk torsi lateral tidak boleh digunakan.

Dengan:

$$L_p = 1,76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots(2.7.4-1)$$

b. Bila  $L_p < L_b < L_r$

Dengan:

$$L_r = 1,95r_{ts} \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7F_y}{E}\right)^2}} \dots\dots\dots(2.7.4-2)$$

Maka momen nominalnya adalah

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7f_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \dots\dots\dots(2.7.4-3)$$

c.  $L_b > L_r$

Maka momen nominalnya adalah

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \dots\dots\dots(2.7.4-4)$$

Sumber : SNI-1729-2015, hal. 51

Dimana:

- $L_b$  = Jarak antara breis/pengaku (mm)
- $L_p$  = Panjang komponen struktur utama (m)
- $L_r$  = Pembatas panjang tidak dibreis secara lateral untuk analisis plastis
- $M_n$  = Tahanan momen nominal
- $C_b$  = Faktor modifikasi tekuk torsi lateral untuk diagram momen tidak merata.
- $M_p$  = Momen tahanan plastis
- $S_x$  = Modulus penampang elastis pada sumbu x, mm<sup>3</sup>
- $f_{cr}$  = Tegangan kritis penampang, Mpa

### 2.7.5. Aksial-Momen

Suatu komponen struktur biasanya harus memikul beban aksial (tarik atau tekan) serta momen lentur. Apabila besarnya gaya aksial yang bekerja cukup kecil dibandingkan momen lentur yang bekerja, maka efek dari gaya aksial tersebut dapat diabaikan, dan komponen struktur tersebut dapat didesain sebagai komponen balok lentur. Sedangkan jika gaya aksial yang bekerja lebih dominan dari pada momen

lentur, maka komponen struktur tersebut dapat di desain sebagai komponen tarik atau desain struktur tekan.

Pada suatu komponen struktur terkadang efek gaya aksial maupun momen lentur tidak dapat diabaikan salah satunya, kombinasi dari gaya aksial dan momen lentur harus dipertimbangkan dalam proses desain komponen struktur tersebut. Komponen struktur tersebut sering disebut sebagai elemen balok-kolom (beam-column).

Suatu struktur yang mengalami momen lentur dan gaya aksial harus direncanakan untuk memenuhi ketentuan sebagai berikut:

Untuk  $\frac{N_u}{\phi \cdot N_n} \geq 0.2$

$$\frac{N_u}{\phi \cdot N_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1.0 \dots \dots \dots (2.7.5-1)$$

Untuk  $\frac{N_u}{\phi \cdot N_n} < 0.2$

$$\frac{N_u}{2\phi \cdot N_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) < 1.0 \dots \dots \dots (2.7.5-2)$$

Dengan:

$N_u$  = Gaya tekan aksial terfaktor

$N_n$  = Tahan nominal tekan nominal dengan menganggap batang suatu sebagai suatu elemen tekan murni

$\phi$  = faktor reduksi tahanan tekan = 0.85

$M_{ux}$  = momen lentur terfaktor terhadap sumbu x, dengan memperhitungkan efek orde kedua.

$M_{nx}$  = Tahanan momen nominal untuk lentur terhadap sumbu x

$\phi_b$  = faktor reduksi tahanan lentur = 0.90

$M_{uy}$  sama dengan  $M_{ux}$ , namun dihitung dengan acuan sumbu y

$M_{ny}$  sama dengan  $M_{nx}$ , namun dihitung dengan acuan sumbu y

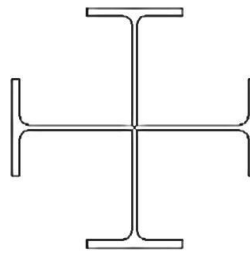
## 2.8 Kolom Baja

### 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 2.10. 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,  $P_n / \Omega_c$ , 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 :

$$\phi_c = 0,90$$

$$P_u = \text{Beban terfaktor}$$

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

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

### 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 :

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

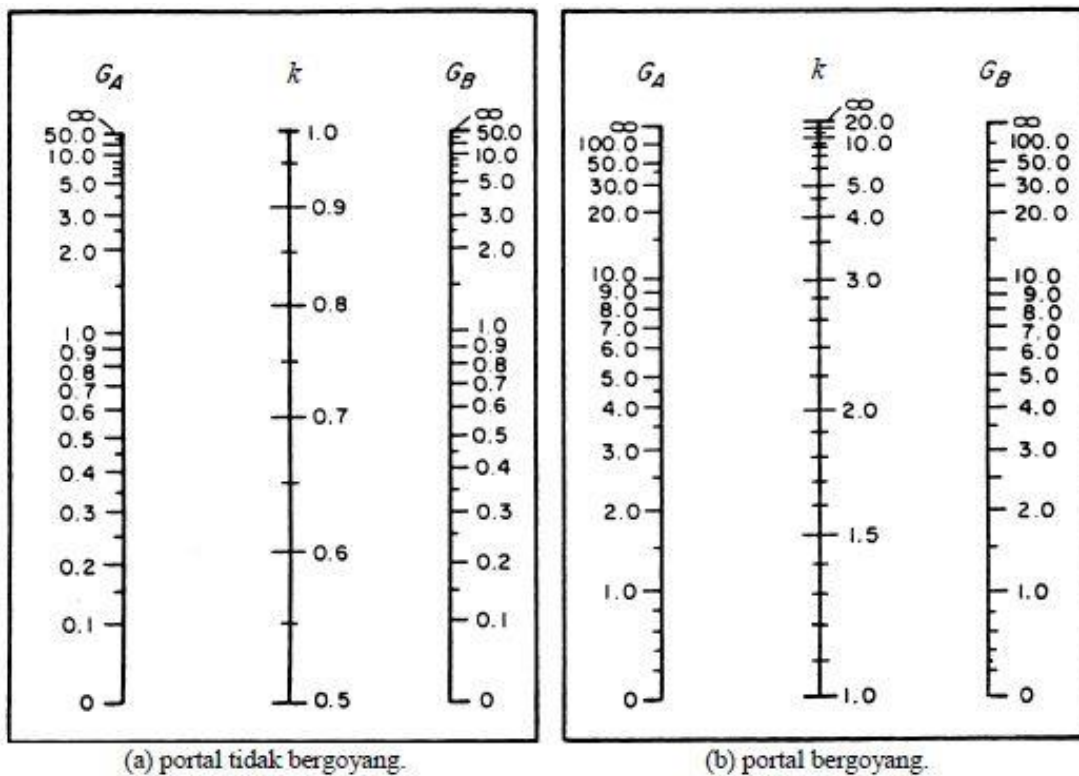
Dimana :

$I$  = Momen inersia kolom/balok (cm<sup>4</sup>)

$L$  = 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.



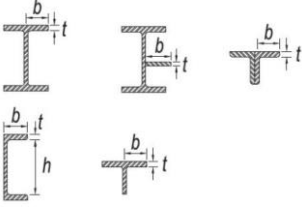
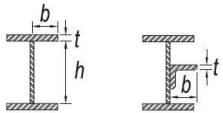
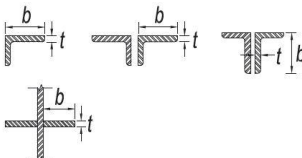

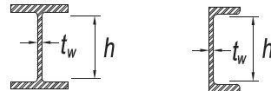
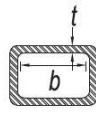
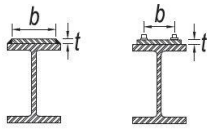
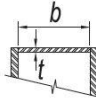
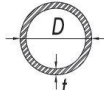
Gambar 2.11 Nomogram faktor panjang tekuk kolom portal

#### 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  $\lambda_r$  dari tabel, jika rasio tersebut melebihi  $\lambda_r$ , 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	$\lambda_r$ 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	$Dt$	$0,11\frac{E}{F_y}$	

### 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 ( $\text{mm}^2$ )

$E$  = 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  $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}}$  atau  $\frac{QF_y}{F_e} \leq 2,25$

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

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

**Catatan :** 1,0 untuk komponen struktur tanpa elemen langsing, seperti dijelaskan dalam pasal B4.a untuk elemen dalam tekan merata  
 $Q_s$   $Q_a$  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 :

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

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

Dimana :

$\phi$  = 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:

1. 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 – lubangslot tidak boleh kurang dari 2 2/3 kali diameter nominal, d, dari pengencang, jarak 3d yang lebih umum.

2. Kuat nominal terhadap tarik dan geser :

$$\phi . R_n = f_n . A_b \dots\dots\dots(2.9.1-1)$$

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 (mm<sup>2</sup>)

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	$0,75 fu$	$0,563 fu$

a. Kuat nominal tumpu pada lubang – lubang baut :

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

Dimana :

$Rn$  : 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)

$lc$ : Jarak bersih, dalam arah gaya, antara tepi lubang dan tepi

lubang yang berdekatan atau tepi dari baut atau plat (mm)

b. Menentukan Jumlah Baut :

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

Dimana :

$n$  : Jumlah baut

$R_n$  : Tahanan nominal baut

$Ru$  : Beban terfaktor

c. 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.

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

Dimana :

$A_b$  : Luas tubuh baut tidak berulir nominal atau bagian berulir (mm<sup>2</sup>)

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

$\emptyset$  : 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)

d. Kontrol terhadap momen :

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

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

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

Dimana :

$n_1$  : Jumlah kolom baut

$n_2$  : Jumlah baris baut

$A_b$  : Luas penampang baut

$b$  : Lebar balok

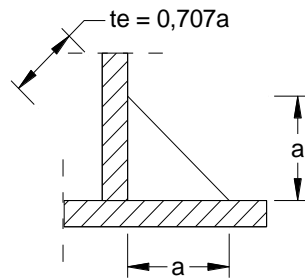
$a$  : Tinggi penampang tekan

$f_u^b$  : 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 2.12 Tebal (throat) efektif las sudut

e. 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 :

- 1) Sepanjang tepi material dengan ketebalan kurang dari 6 mm, tidak lebih besar dari ketebalan material.
- 2) 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.

f. 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

$\emptyset$  : 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)

g. Tahanan nominal Las

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

Dimana :

$\emptyset$  : Faktor reduksi (0,75)

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

$f_{uw}$  : Kuat tarik las

h. Panjang Las yang dibutuhkan :

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

Dimana :

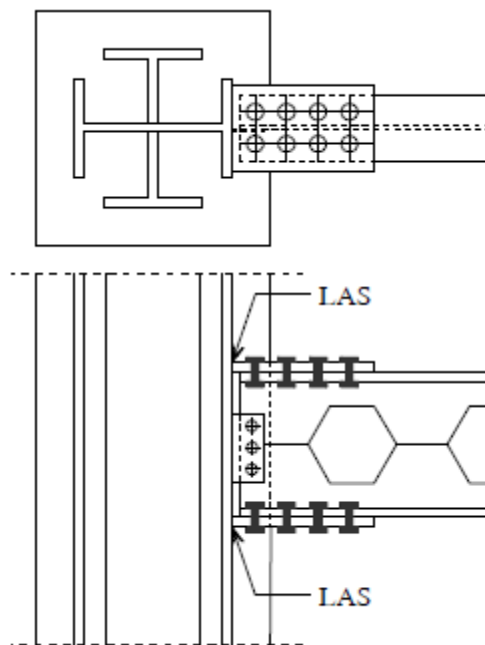
$L_w$  : Panjang las yang dibutuhkan

$R_u$  : Beban terfaktor (N)

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

### 2.9.3 Sambungan Balok – Kolom

Sering kali dari pada sambungan fleksible juga sambungan digunakan untuk pemindahan momen yang besar disamping geseran. Dan persoalan ini kita temui pada kontruksi menerus seperti portal dan bangunan bertingkat. Didalam setiap persoalan sambungan harus direncanakan untuk dapat menahan momen dan gaya geser yang ada. Dalam hal ini memakai sambungan tipe Flange-Plated Connections (AISC LRFD Manual pasal 10 halaman 10)

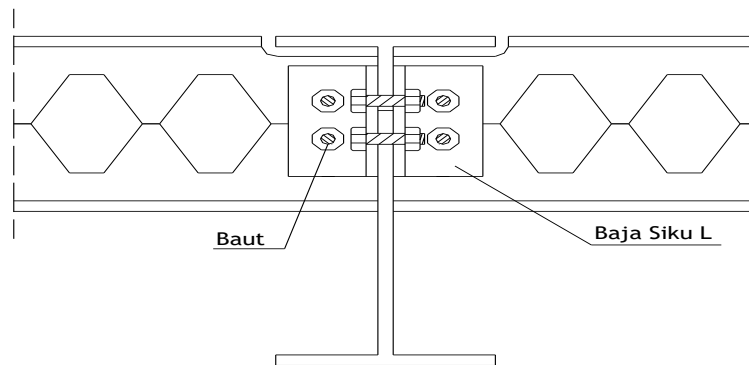


Gambar 2.13 Sambungan Momen Balok - Kolom

Kontrol Design Kekuatan Balok :

$$Z_{req} = \frac{M_{pr}}{0,9 F_y} \dots\dots\dots(2.9.3-1)$$

#### 2.9.4 Sambungan Balok Induk – Balok Anak



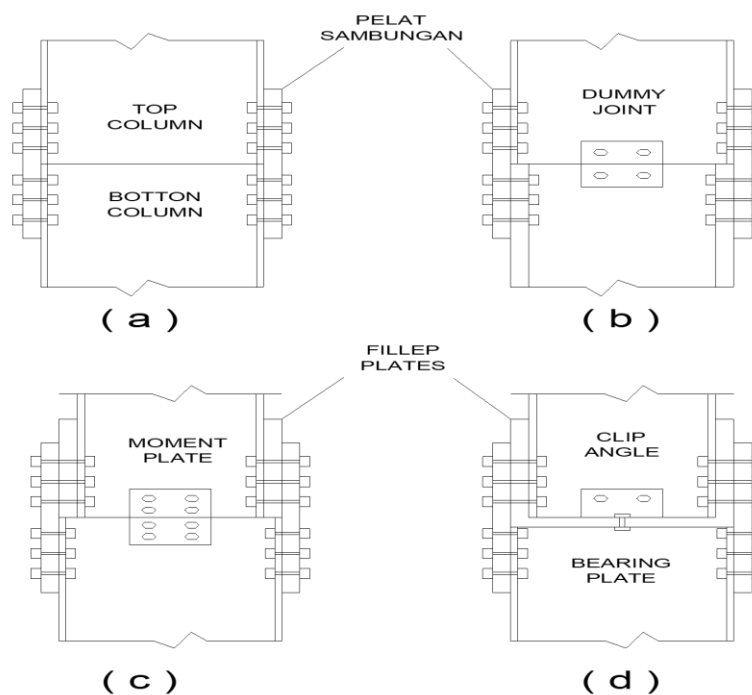
Gambar 2.14 Sambungan balok induk dengan balok anak

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 dukungan 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.

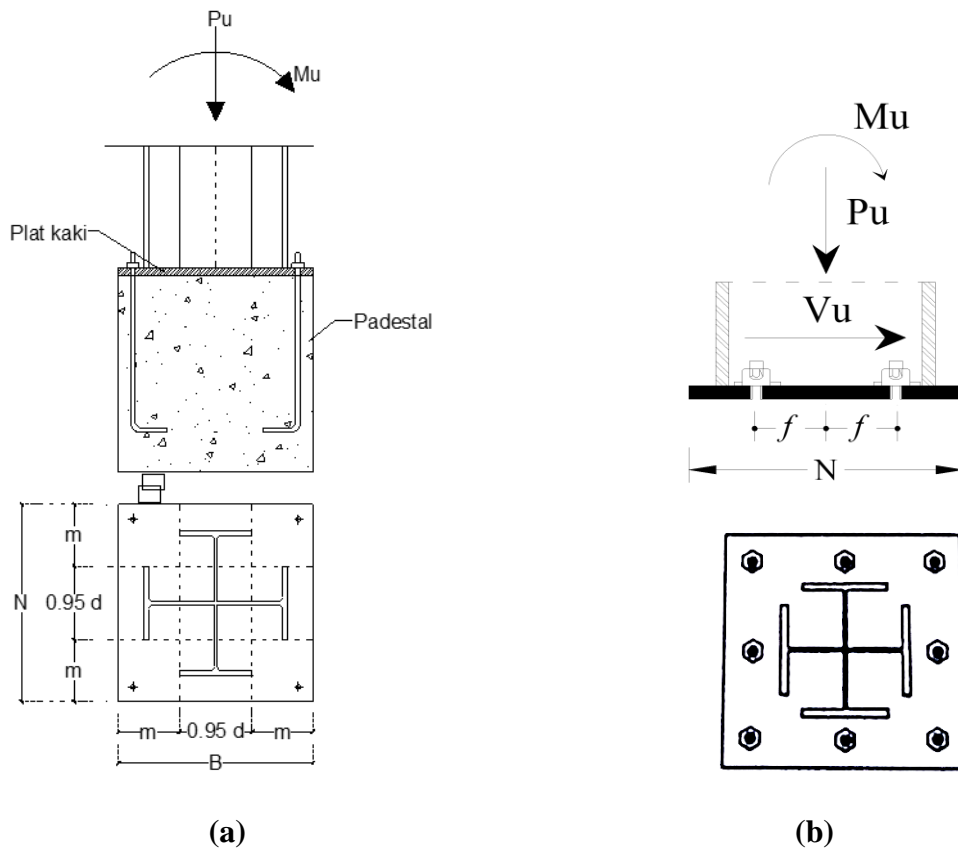
Tipe-tipe sambungan kolom dapat dilihat pada gambar 2.9, dimana pada gb.(a) kolom atas dan kolom bawah sama bentuknya dan disambung dengan plat penyambung pada sayapnya. Sambungan tipe ini hanya cocok untuk tekan aksial. Pada gb.(b) kolom bagian atas dan bawah mempunyai lebar yang sama, tetapi ketebalan 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. 15 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 2.16 (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.

1. 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,  $T_u$ .

a. Dimensi *Base Plate* :

$$A_1 = B \times N \dots\dots\dots(2.10-1)$$

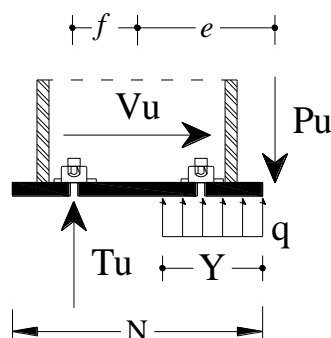
Dimana :

$N$  : Panjang *base plate*

$B$  : Lebar *base plate*

$A_1$  : Luas permukaan *base plate*

b. Perhitungan Eksentrisitas :



Gambar 2.17 *Base Plate* dengan eksentrisitas beban

$$e = \frac{M_u}{P_u} \dots\dots\dots(2.10-2)$$

Dimana :

$e$  : Jarak Eksentrisitas (mm)

$M_u$  : Momen yang terjadi (Nmm)

$P_u$  : Gaya tekan yang terjadi (N)

c. Perhitungan Tegangan Tumpu Pada Beton :

$$q = \phi_c \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot B \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \dots\dots\dots(2.10-3)$$

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

$$T_u = q \cdot Y - P_u \dots\dots\dots(2.10-5)$$

Dimana :

$\phi_c$  : Faktor Reduksi (0,65)

$f'_c$  : Kuat tekan beton

$B$  : Lebar *base plate*

$T_u$  : Gaya tarik pada angkur

$q$  : Gaya merata pada plat (N/mm)

$A_1$  : Luas *base plate*

$A_2$  : Luas maksimum *base plate* yang menahan beban

Konsentrik

d. Perhitungan Angkur :

Angkur yang direncanakan untuk memikul kombinasi beban geser dan tarik.

1. Kontrol geser :

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

2. Kontrol Tarik

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

Dimana :

$T_{ub}$  : Gaya tarik yang terjadi (N)

$V_{ub}$  : Gaya geser yang terjadi (N)

$A_b$  : Luas tubuh angkur ( $\text{mm}^2$ )

$\phi$  : Faktor reduksi (0,75)

$f_{nt}$  : Tegangan tarik nominal (MPa)

$f_{nv}$  : Tegangan geser (MPa)

e. Tebal *Base Plate*

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

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

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

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

Maka :

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

Dimana :

$t_p$  : Tebal *base plate*

$B$  : Lebar *base plate*

$f_y$  : Tegangan leleh baja

f. Kontrol terhadap momen :

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

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

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

Dimana :

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

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

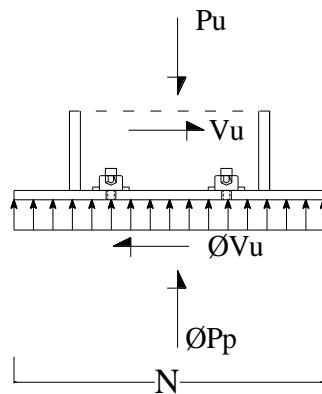
$tp$  : Tebal *base plate*

$B$  : Lebar *base plate*

$f_y$  : Tegangan leleh baja (Mpa)

1. 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 2.18 Beban yang bekerja pada *Base plate* tumpuan sendi

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

$$Pu \leq \phi \cdot Pp \dots\dots\dots(2.10-16)$$

$$Pp = \phi \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot A1 \cdot \sqrt{\frac{A2}{A1}} \dots\dots\dots(2.10-17)$$

Dimana :

$Pu$  : Gaya aksial terfaktor

$Pp$  : 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.

$\phi$  : Faktor Reduksi (0,6)

$f'c$  : Kuat tekan beton

b. Pemeriksaan terhadap friksi:

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

Dimana :

$Vn$  : Gaya geser nominal (N)

$Ac$  : Luas permukaan beton penumpu (mm<sup>2</sup>)

$\phi$  : Faktor reduksi (0,6)

$\mu$  : Koefisien friksi (0,55 untuk baja ke grout dan 0,7 untuk baja ke beton)

$f'c$  : Kuat tekan beton (MPa)

c. 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 :

$V_{ub}$  : Gaya geser yang terjadi (N)

$A_b$  : Luas tubuh angkur ( $\text{mm}^2$ )

$\phi$  : Faktor reduksi (0,75)

$f_{nv}$  : Tegangan geser nominal (MPa)

g. 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

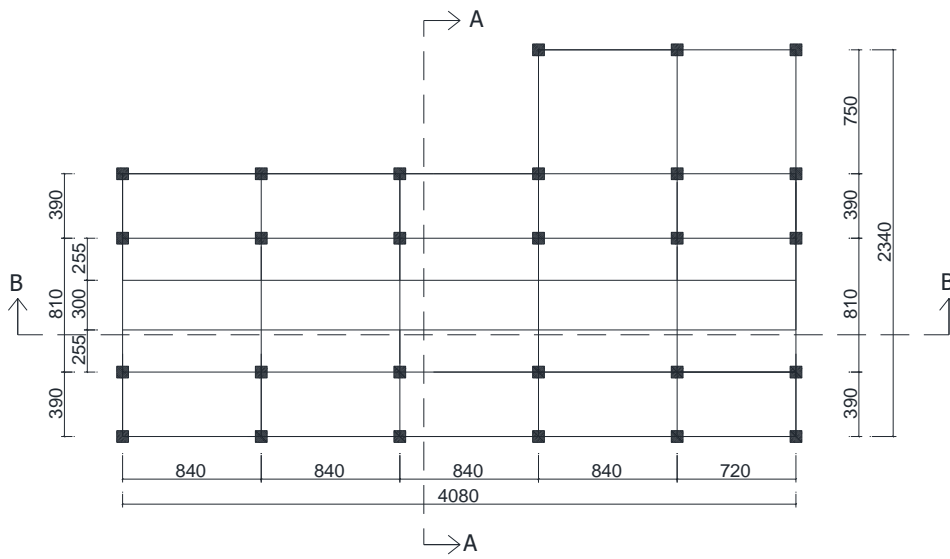
## BAB III

### DATA PERENCANAAN

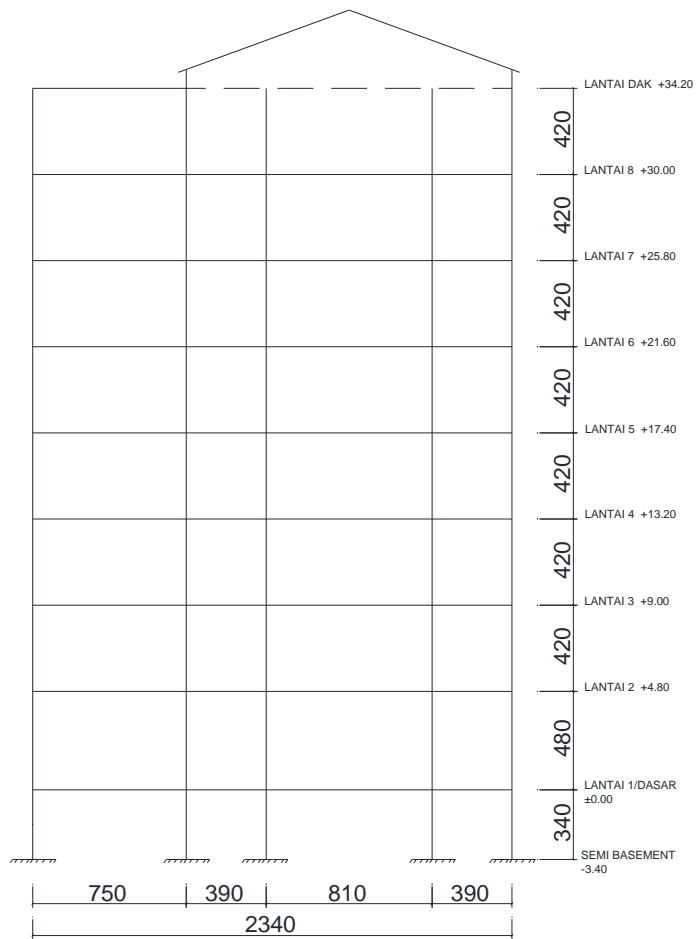
#### 3.1 Data Struktur

1. Bentang memanjang (X) : 40,8 meter
2. Bentang melintang (Y) : 23,4 meter
3. Tinggi kolom (h) : 4,8 meter
4. Kemiringan atap ( $\theta$ ) : 20°
5. Jarak antar portal arah X : 8,4 meter
6. Jarak antar portal arah Y : 3,9 meter
7. Jenis baja : BJ 41  
( $f_y = 250$  MPa)  
( $f_u = 410$  MPa)
8. Tipe baut : A325  
( $f_{nt} = 620$  MPa)  
( $f_{nv} = 372$  MPa)
9. Jenis Las : Elektroda 70  
( $f_u^w = 482$  MPa)
10. Mutu beton ( $f'_c$ ) : 30 Mpa
11. Mutu wire mesh : 490 Mpa
12. Mutu stell deck : 550 Mpa
13. Profil balok : Baja WF
14. Profil kolom : Kingcross
15. Penutup atap : Zincalume

### 3.2 Data Gambar

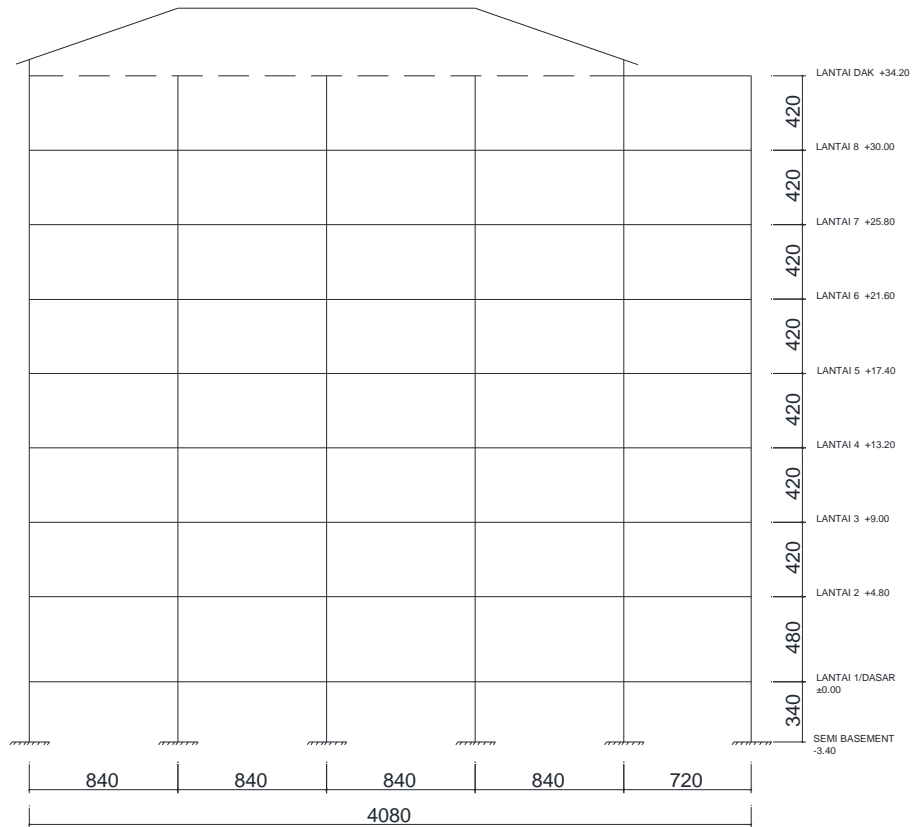


Gambar 3.1 Denah Lantai Basement - 8

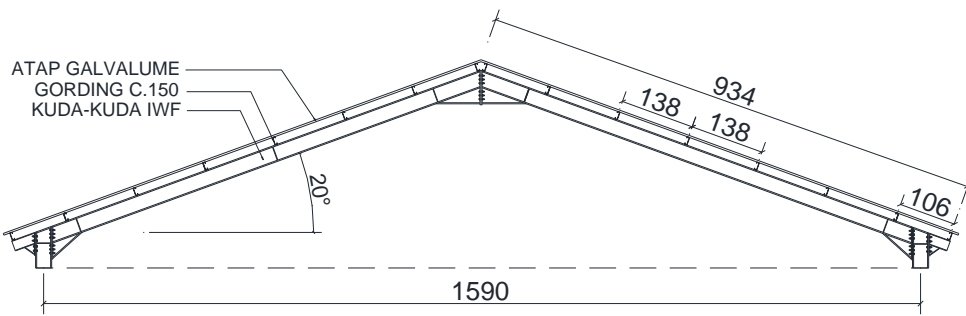


Gambar 3.2 Pot. A - A

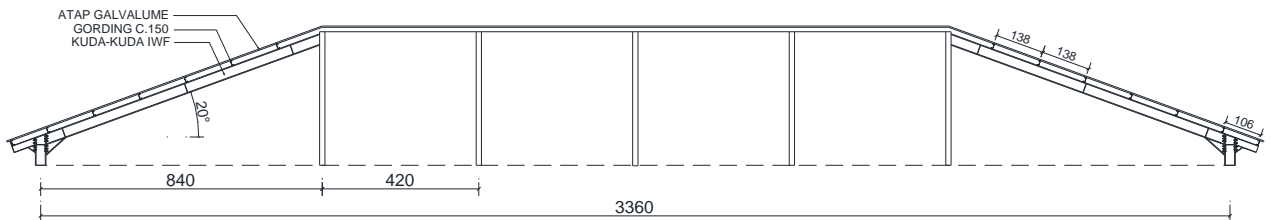




Gambar 3.3 Pot. B - B

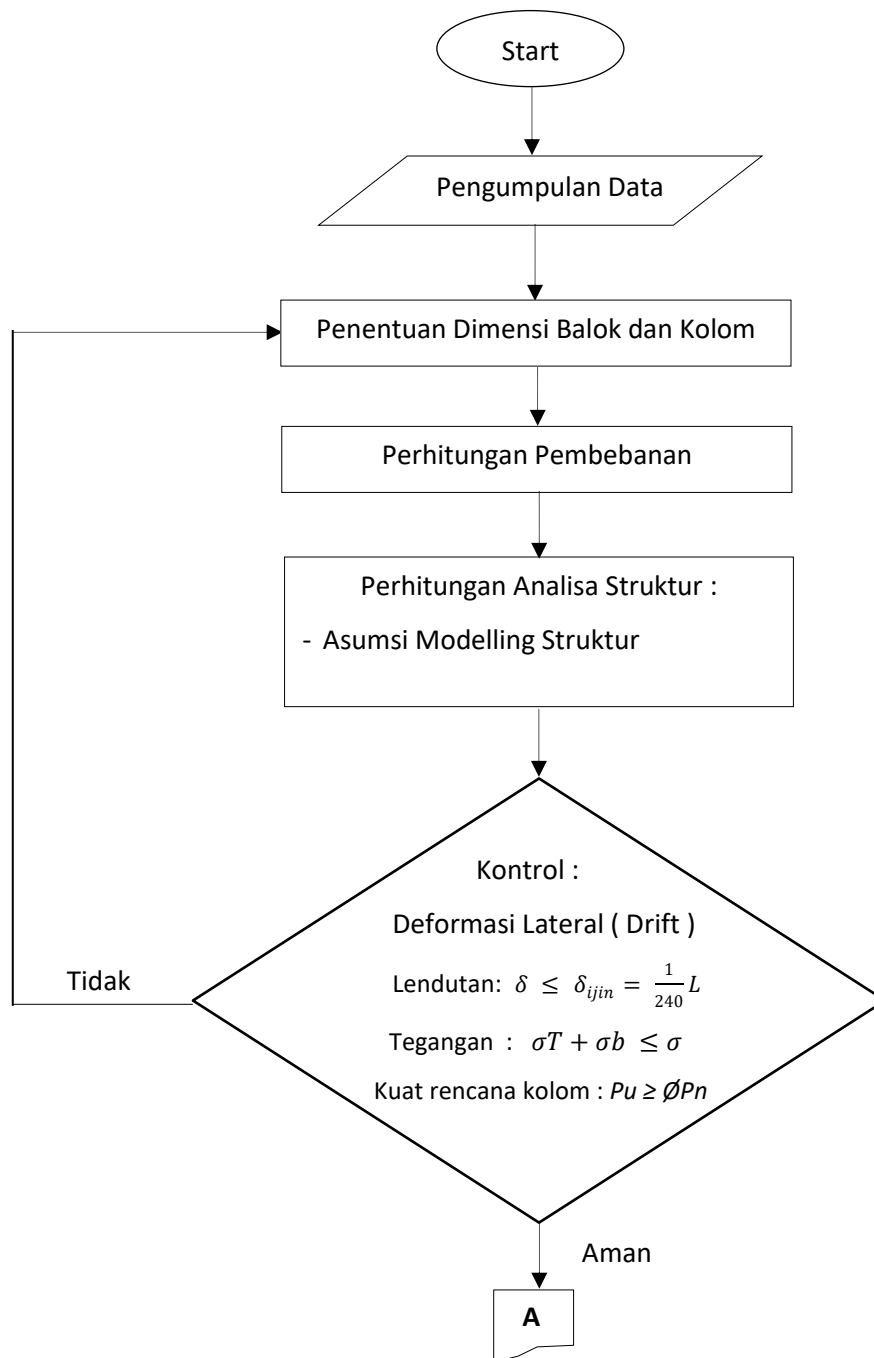


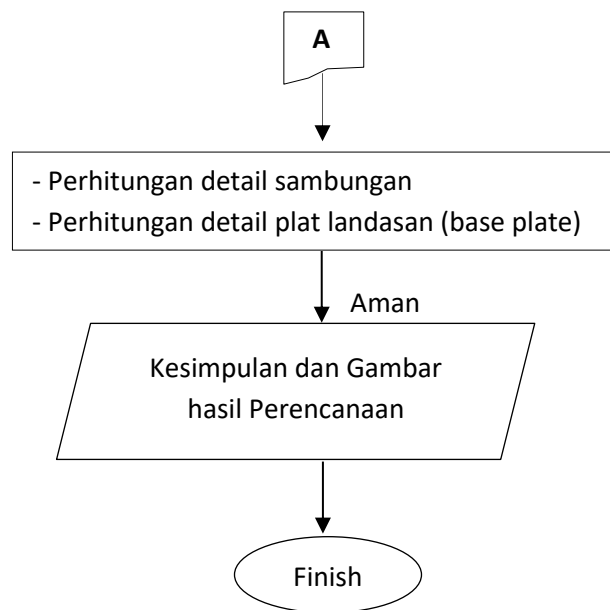
Gambar 3.4 Detail Atap A - A



Gambar 3.5 Detail Atap B - B

### 3.3 Diagram alir analisa perencanaan





## 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. 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.

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.UNIONMETAL.CO.ID

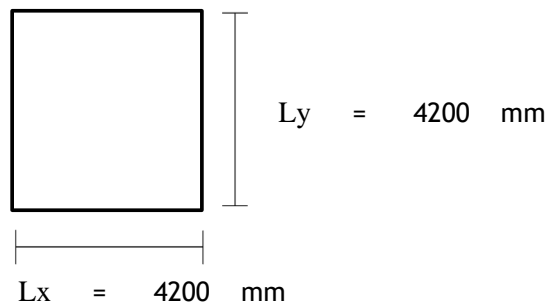
## BAB IV PERHITUNGAN KONSTRUKSI

### 4.1 Perencanaan Dimensi

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

- Kolom kingcross = Kingcross 588.300.12.20
- Balok induk = WF 600.200.11.17
- Balok anak = 1) WF 400.200.8.13  
2) WF 350.175.7.11
- Tebal pelat = berdasarkan SNI 2847-2013

Diambil ukuran bentang pelat terpanjang



- Tebal Plat Rencana = 120 mm
- Mutu Pelat Beton ( $f_c$ ) = 30 Mpa
- $L_n = L_y$  = 4200 mm
- $L_x$  = 4200 mm
- $I_x$  Balok WF 600.200.11.17 = 776000000 mm<sup>4</sup>
- Material baja = BJ 41 =  $f_u = 410$  Mpa  
 $f_y = 250$  Mpa
- Modulus elastisitas baja ( $E_s$ ) = 200000 Mpa

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas beton (Ec)} &= 4700\sqrt{f'_c} \\ &= 25742.9602 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{4200}{4200} = 1$$

$$I_s = \frac{1}{12} \times 1000 \times 120^3 = 144000000 \text{ mm}^4$$

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

$$= \frac{200000}{25743} \times \frac{776000000}{144000000} = 41.866894$$

$$\alpha_{fm} = \frac{41.867 + 41.867 + 41.867 + 41.867}{4} = 41.867 > 2$$

Untuk  $\alpha_{fm}$  lebih Besar 2.0, ketebalan plat minimum tidak boleh kurang dari :

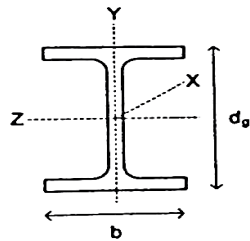
$$h = \frac{\ell_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \quad \text{dan tidak boleh kurang 90 mm}$$

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

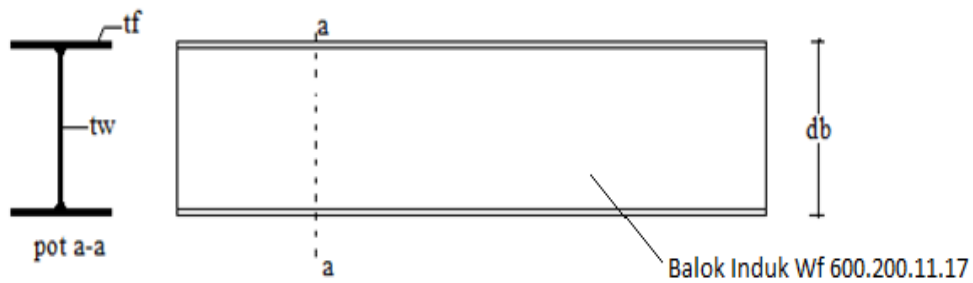
$$\begin{aligned} h &= \frac{4200 \times \left[ 0.8 + \frac{250}{1400} \right]}{36 + 9 \times 1} \\ &= 91 \text{ mm} \quad \text{maka tebal pelat yang digunakan} = 120 \text{ mm} \end{aligned}$$

#### 4.1.1 Pendimensionian Balok WF Komposit

a) Balok induk WF 600.200.11.17 (L = 8400 mm)



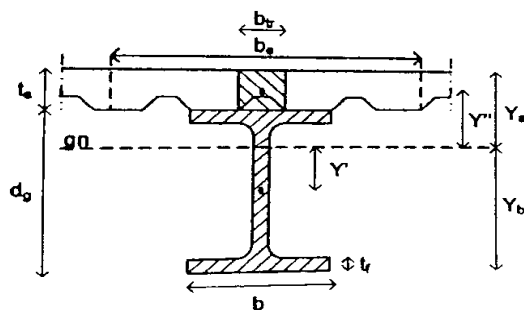
Sumbu koordinat ( X, Y, Z ) sama dengan sumbu lokal yang dipakai Staadpro  
 '- Data profil balok wf ( sumber : PT. Union Metal )



dg = 600 mm	bf = 200 mm	Ix = 776000000 mm <sup>4</sup>
tw = 11 mm	A = 13440 mm <sup>2</sup>	Iy = 22800000 mm <sup>4</sup>
tf = 17 mm	W = 0.11 kg/mm	

Potongan a - a

Pendimensionian komposit penampang tanpa lubang :



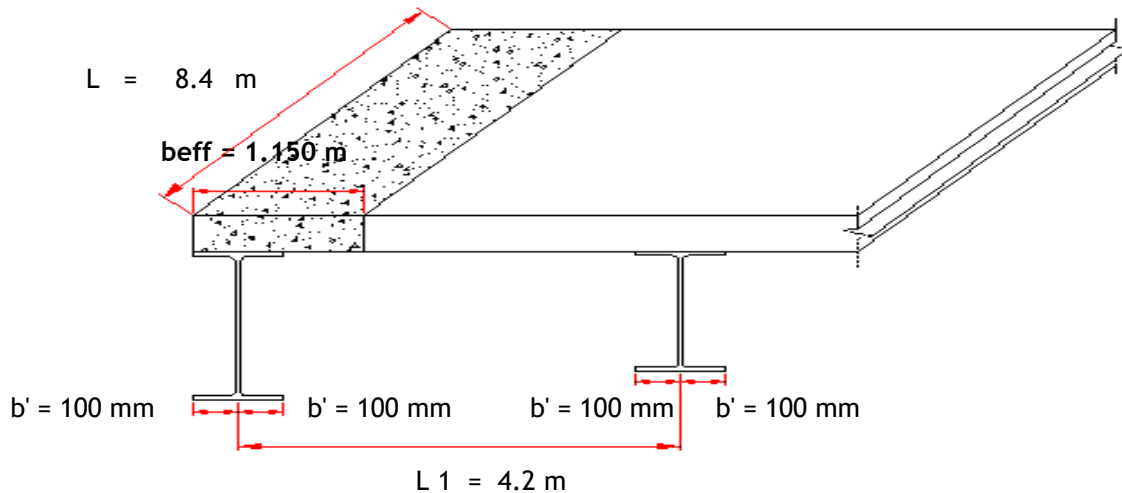


Data perencanaan :

$$f_c = 30 \text{ Mpa} \qquad f_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa} \qquad t_s = 120 \text{ mm}$$

- Menentukan lebar efektif untuk gelagar ( Eksterior )



Gambar 4.1 Lebar efektif

$$b_{eff} < 1/8 L + b' = 1/8 \times 8400 + 100 = 1150 \text{ mm}$$

$$b_{eff} \leq (L_1 / 2) + b' = 4200 / 2 + 100 = 2200 \text{ mm}$$

Jadi lebar efektif yang diambil yang terkecil,  $b_{eff} = 1150 \text{ mm}$

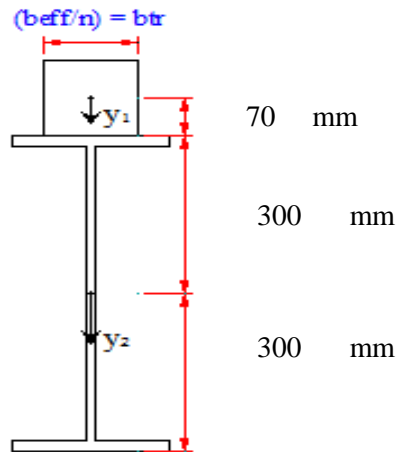
- Sifat elastisitas penampang komposit ( beton ditransformasikan menjadi baja )

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

$$\text{- Rasio modulus elastisitas ( } n \text{ )} = E_s / E_c = 200000 / 25743 = 7.77$$

$$\begin{aligned} \text{- Lebar penampang beton komposit ( } b_{tr} \text{ )} &= b_{eff} / n \\ &= 1150 / 7.77 = 148.02 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{- Luas area transformasi ( } A_{tr} \text{ )} = 148 \times 120 = 17763 \text{ mm}^2$$



Gambar 4.2 Jarak titik berat penampang komposit

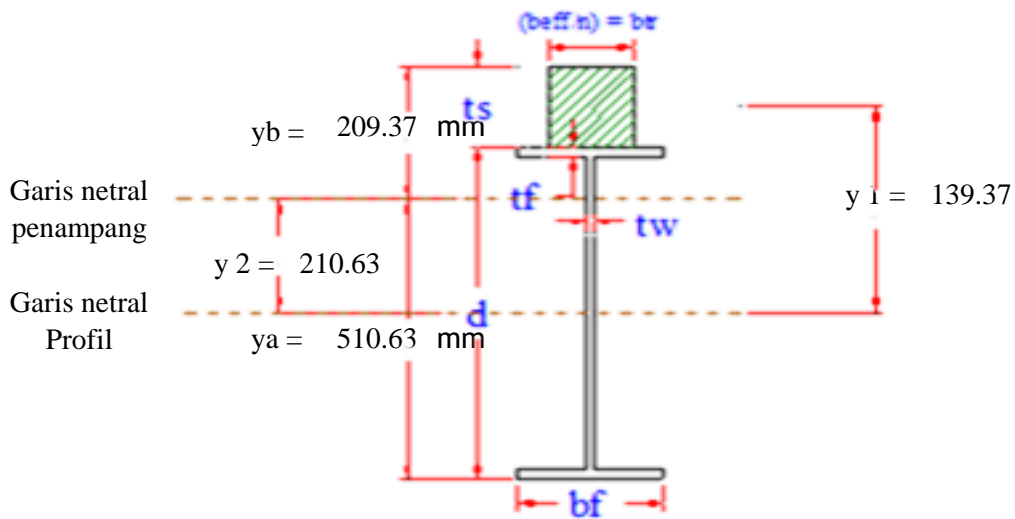
Tabel 4.1 Menentukan sumbu netral pada penampang komposit terhadap serat bawah :

Elemen	Luas Transformasi A ( mm <sup>2</sup> )	Statis momen terhadap serat bawah Y ( mm )	A x Y ( mm <sup>3</sup> )
Pelat	17762.64254	670	11900970.5
Wf. 600.200	13440	300	4032000
Σ	31202.64254	-	15932970.5

$$y_a = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{15932970.5}{31202.64254} = 510.6288828 \text{ mm} \quad , \text{ dari serat bawah penampang}$$

$$y_b = dg + ts - Y_a$$

$$= 600 + 120 - 510.63 = 209.37 \text{ mm}$$



Gambar 4.3 Garis Netral Balok Komposit

Perhitungan momen inersia pelat beton :

$$\begin{aligned}
 I_x \text{ plat} &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 148.02 \times 120^3 \\
 &= 21315171.05 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_y \text{ plat} &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 120 \times 148.02^3 \\
 &= 32432392.7 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Tabel 4.2 Titik berat terhadap garis netral komposit

Elemen	Luas Transformasi A ( mm <sup>2</sup> )	Lengan (y) trhdap garis netral komposit ( mm )	A x Y <sup>2</sup> ( mm <sup>4</sup> )
Pelat	17762.64254	139.37	345027044.9
Wf. 600.200	13440	210.63	596259233.3
Σ	31202.64254	-	941286278.2

Maka momen inersia penampang komposit, yakni :

$$\begin{aligned}
 I_x &= I_x \text{ plat} + I_x \text{ Profil} + \Sigma A \cdot Y \\
 &= 21315171.05 + 776000000 + 941286278.2 \\
 &= 1738601449 \text{ mm}^4 \\
 I_y &= I_y \text{ plat} + I_y \text{ Profil} \\
 &= 32432392.7 + 22800000 \\
 &= 55232392.7 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Selanjutnya, untuk hasil perhitungan lebar efektif dan momen inersia balok komposit (induk tepi) ditampilkan pada tabel berikut :

Tabel 4.3 Tabel Lebar efektif balok Eksterior

Balok	Panjang ( L ) (mm)	Jarak sumbu balok ke (mm)		Lebar efektif (beff) (mm)		
		Barok t.dekat (L1)	Tepi plat (b')	1/8L	L1/2 + b'	Dipakai yang terkecil
B1	8400	4200	100	1150	2200	1150
B3	8100	3500	100	1112.5	1850	1112.5
B5	7500	7200	100	1037.5	3700	1037.5
B7	7200	4200	100	1000	2200	1000
B10	3900	3500	100	587.5	1850	587.5

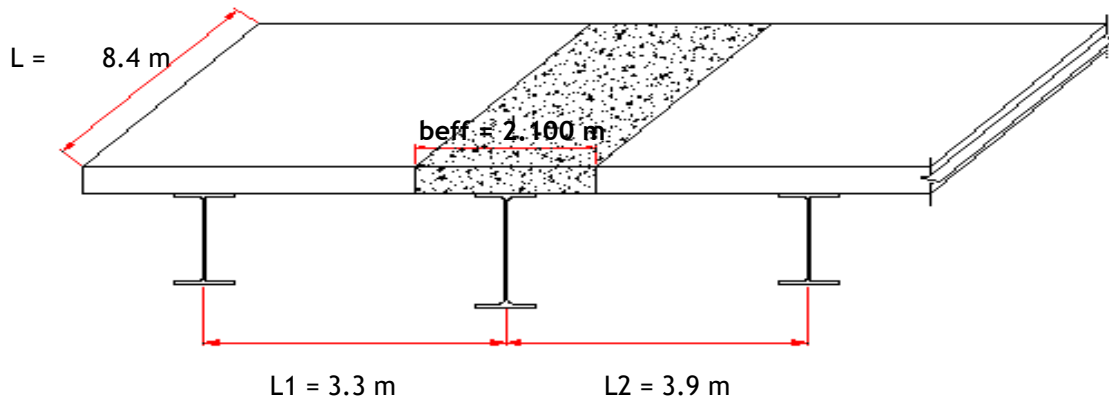
$$E_s = 200000 \text{ Mpa} \quad E_s = \frac{200000}{n} = 7.77$$

$$E_c = 25743 \text{ Mpa} \quad E_c = \frac{25742.96}{7.77}$$

$$t_s = 120 \text{ mm}$$

No	btr (mm)	Atr (mm <sup>2</sup> )	Titik berat thd serat bawah		Garis Netral		Ix Plat		Titik berat thd serat bawah		Itr (mm <sup>4</sup> )
			A . Y (plat) (mm <sup>3</sup> )	A . Y (Balok) (mm <sup>3</sup> )	Ya (mm)	Yb (mm)	(mm <sup>4</sup> )	(mm <sup>4</sup> )	A . Y <sup>2</sup> (Balok) (mm <sup>4</sup> )		
B1	148.0	17762.6	11723344	4032000	202.608	517.392	21315171.0	3716074789	569110507.3	5082500467.0	
B3	143.2	17183.4	11341061	4032000	199.176	520.824	20620111.1	3649056121	609932646	5055608878.3	
B5	133.5	16025.0	10576495	4032000	192.154	527.846	19229991.3	3507550700	697847498.5	5000628189.6	
B7	128.7	15445.8	10194212	4032000	188.562	531.438	18534931.3	3432881129	745104642	4972520702.4	
B10	75.6	9074.4	5989100	4032000	145.077	574.923	10889272.2	2406037196	1440069795	4632996263.2	

- Menentukan lebar efektif untuk gelagar ( Interior )

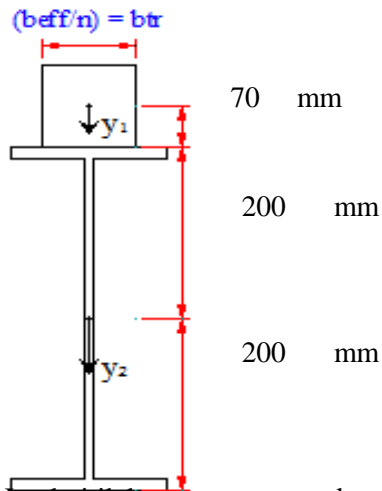


Gambar 4.4 Lebar efektif

$$\begin{aligned}
 \text{beff} &< 1/4 L &= 1/4 \times 8400 &= 2100 \text{ mm} \\
 \text{beff} &\leq (L1 + L2)/2 &= 3300 + 3900 / 2 &= 3600 \text{ mm} \\
 \text{Jadi lebar efektif yang diambil yang terkecil, beff} &&&= 2100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Sifat elastisitas penampang komposit ( beton ditransformasikan menjadi baja )

$$\begin{aligned}
 \text{'- Modulus elastisitas beton ( Ec )} &= 4700 \sqrt{F_c} \\
 &= 4700 \sqrt{30} \\
 &= 25743 \text{ Mpa} \\
 \text{- Rasio modulus elastisitas ( n )} &= E_s/E_c = 200000 / 25743 = 7.77 \\
 \text{- Lebar penampang beton komposit ( btr )} &= \text{beff} / n \\
 &= 2100 / 7.77 = 270.3 \text{ mm} \\
 \text{- Luas penampang beton komposit ( Atr )} &= \text{btr} \times t_s \\
 &= 270 \times 120 = 32436 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$



Gambar 4.5 Jarak titik berat penampang komposit

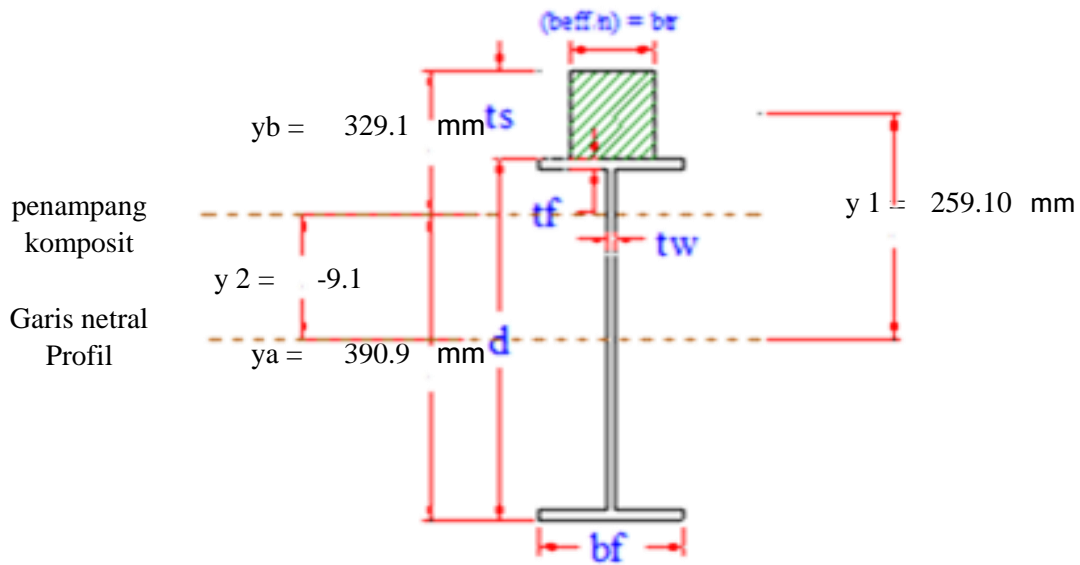
Tabel 4.4 Menentukan sumbu netral pada penampang komposit terhadap serat bawah :

Elemen	Luas Transformasi A ( mm <sup>2</sup> )	Statis momen terhadap serat bawah Y ( mm )	A x Y ( mm <sup>3</sup> )
Pelat	32436.12986	470	15244981.03
Wf. 600.200	13440	200	2688000
Σ	45876.12986	-	17932981.03

$$y_a = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{17932981.03}{45876.12986} = 390.9000408 \text{ mm} \quad , \text{ dari serat bawah penampang}$$

$$y_b = dg + ts - Y_a$$

$$= 600 + 120 - 390.9 = 329.1 \text{ mm}$$



Gambar 4.6 Garis Netral Balok Komposit

Perhitungan momen inersia pelat beton :

$$\begin{aligned}
 I_x \text{ plat} &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 270.3 \times 120^3 \\
 &= 38923355.83 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_y \text{ plat} &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 120 \times 270.3^3 \\
 &= 197489201.2 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Tabel 4.6 Titik berat terhadap garis netral komposit

Elemen	Luas Transformasi A ( mm <sup>2</sup> )	Lengan (y) trhdap garis netral komposit ( mm )	A x Y <sup>2</sup> ( mm <sup>4</sup> )
Pelat	32436.12986	259.10	2177527857
Wf. 600.200	13440	-9.099959204	1112956.421
Σ	45876.12986	-	2178640813



Maka momen inersia penampang komposit, yakni :

$$\begin{aligned}
 I_x &= I_x \text{ plat} + I_x \text{ Profil} + \Sigma A \cdot Y^2 \\
 &= 38923355.83 + 776000000 + 2178640813 \\
 &= 2993564169 \text{ mm}^4 \\
 I_y &= I_y \text{ plat} + I_y \text{ Profil} \\
 &= 197489201.2 + 22800000 \\
 &= 220289201.2 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Selanjutnya, untuk hasil perhitungan lebar efektif dan momen inersia balok komposit (interior) ditampilkan pada tabel berikut :

Balok	Panjang ( L ) (mm)	Jarak sumbu balok ke (mm)		Lebar efektif (beff) (mm)		
		Balok t.dekat (L1)	Balok t.dekat (L2)	1/4L	(L1+L2)/2	Dipakai yang terkecil
B2	8400	3300	4200	2100	3750	2100
B4	8100	8400	8400	2025	8400	2025
B6	7500	8400	7200	1875	7800	1875
B8	7200	4200	3300	1800	3750	1800
B9	5700	3900	2550	1425	3225	1425
B11	3900	8400	8400	975	8400	975

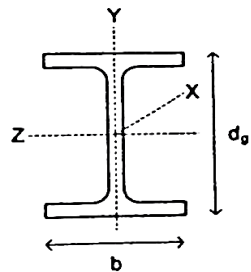
$$E_s = 200000 \text{ Mpa} \quad n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{25743.0} = 7.77$$

$$E_s = 25743 \text{ Mpa}$$

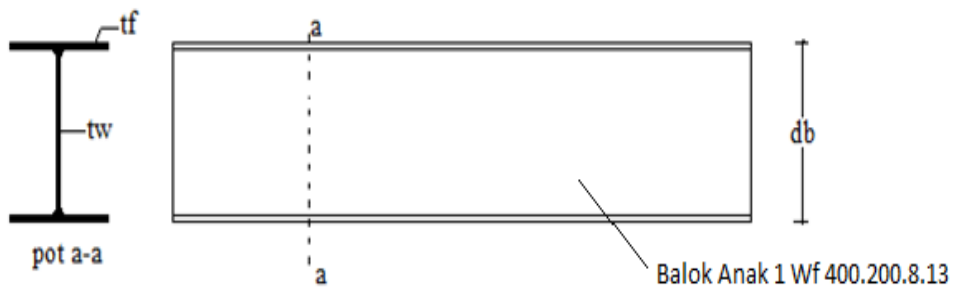
$$t_s = 120 \text{ mm}$$

No	btr (mm)	Atr (mm <sup>2</sup> )	Titik berat thd serat bawah		Garis Netral		Ix Plat		Titik berat thd serat bawah		Itr (mm <sup>4</sup> )
			A . Y (plat) (mm <sup>3</sup> )	A . Y (Balok) (mm <sup>3</sup> )	Ya (mm)	Yb (mm)	(mm <sup>4</sup> )	(mm <sup>4</sup> )	A . Y <sup>2</sup> (plat) (mm <sup>4</sup> )	A . Y <sup>2</sup> (Balok) (mm <sup>4</sup> )	
B2	270.3	32436.1	21407846	4032000	275.215	444.785	38923355.8	4802467263	36856607.9	5654247226.9	
B4	1042.6	125110.8	82573119	4032000	467.856	252.144	150132943.9	4619023723	1690530258	7235686925.2	
B6	965.4	115843.3	76456592	4032000	457.729	262.271	139011985.1	4739561201	1492706716	7147279902.5	
B8	926.7	111209.6	73398328	4032000	452.255	267.745	133451505.7	4799599043	1390888258	7099938807.2	
B9	733.7	88040.9	58107010	4032000	419.742	300.258	105649108.7	5082061409	860290375.2	6824000892.6	
B11	502.0	60238.5	39757428	4032000	364.188	355.812	72286232.2	5271156856	247205903.7	6366648991.9	

b) Balok anak Wf 400.200.8.13 ( L = 6450 mm )

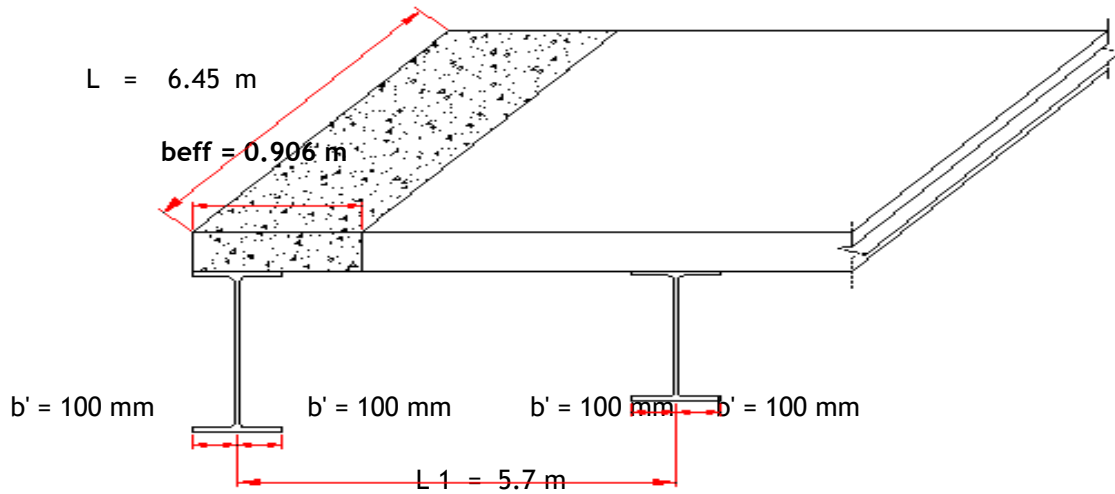


Sumbu koordinat ( X, Y, Z ) sama dengan sumbu lokal yang dipakai Etabs  
 '- Data profil balok wf ( sumber : PT. Union Metal )



dg =	400 mm	bf =	200 mm	Ix =	237000000 mm <sup>4</sup>
tw =	8 mm	A =	8410 mm	Iy =	17400000 mm <sup>4</sup>
tf =	13 mm	W =	0.07 kg/mm		

- Menentukan lebar efektif untuk gelagar ( Eksterior )



Gambar 4.1 Lebar efektif

$$b_{eff} < 1/8 L + b' = 1/8 \times 6450 + 100 = 906.3 \text{ mm}$$

$$b_{eff} \leq (L_1 / 2) + b' = 5700 / 2 + 100 = 2950 \text{ mm}$$

Jadi lebar efektif yang diambil yang terkecil,  $b_{eff} = 906.25 \text{ mm}$

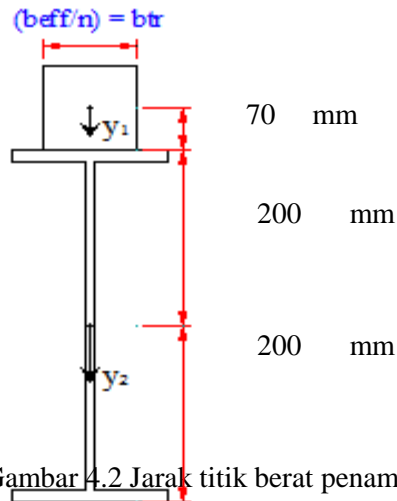
- Sifat elastisitas penampang komposit ( beton ditransformasikan menjadi baja )

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

$$\text{- Rasio modulus elastisitas ( } n \text{ )} = E_s / E_c = 200000 / 25743 = 7.77$$

$$\begin{aligned} \text{- Lebar penampang beton komposit ( } b_{tr} \text{ )} &= b_{eff} / n \\ &= 906.25 / 7.77 = 116.65 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{- Luas area transformasi ( } A_{tr} \text{ )} = 117 \times 120 = 13998 \text{ mm}^2$$



Gambar 4.2 Jarak titik berat penampang komposit

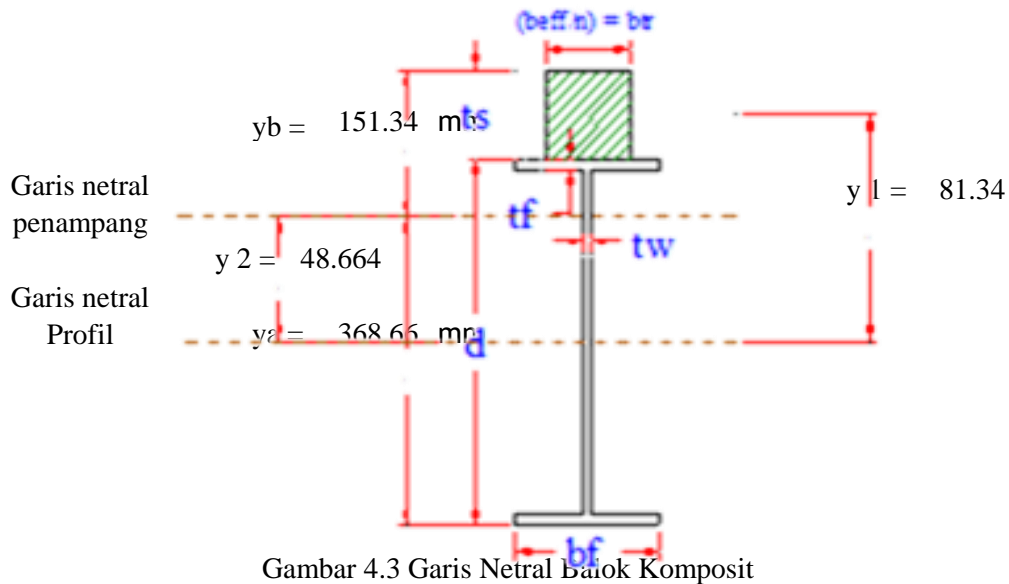
Tabel 4.1 Menentukan sumbu netral pada penampang komposit terhadap serat bawah :

Elemen	Luas Transformasi A ( mm <sup>2</sup> )	Statis momen terhadap serat bawah Y ( mm )	A x Y ( mm <sup>3</sup> )
Pelat	13997.73461	470	6578935.267
Wf. 400.200	8410	200	1682000
Σ	22407.73461	-	8260935.267

$$y_a = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{8260935.267}{22407.73461} = 368.664455 \text{ mm} \quad , \text{ dari serat bawah penampang}$$

$$y_b = dg + ts - Y_a$$

$$= 400 + 120 - 368.66 = 151.34 \text{ mm}$$



Perhitungan momen inersia pelat beton :

$$I_x \text{ plat} = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 116.65 \times 120^3$$

$$= 16797281.53 \text{ mm}^4$$

$$I_y \text{ plat} = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 120 \times 116.65^3$$

$$= 15871922.26 \text{ mm}^4$$

Tabel 4.2 Titik berat terhadap garis netral komposit

Elemen	Luas Transformasi A ( mm <sup>2</sup> )	Lengan (y) thdap garis netral komposit ( mm )	A x Y <sup>2</sup> ( mm <sup>4</sup> )
Pelat	13997.73461	81.34	92601605.81
Wf. 400.200	8410	48.66	19916807.37
Σ	22407.73461	-	112518413.2

Maka momen inersia penampang komposit, yakni :

$$\begin{aligned}
 I_x &= I_x \text{ plat} + I_x \text{ Profil} + \Sigma A \cdot Y^2 \\
 &= 16797281.53 + 237000000 + 112518413.2 \\
 &= 366315694.7 \text{ mm}^4 \\
 I_y &= I_y \text{ plat} + I_y \text{ Profil} \\
 &= 15871922.26 + 17400000 \\
 &= 33271922.26 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Selanjutnya, untuk hasil perhitungan lebar efektif dan momen inersia balok komposit (induk tepi) ditampilkan pada tabel berikut :

Tabel 4.3 Tabel Lebar efektif balok Eksterior

Balok	Panjang ( L ) (mm)	Jarak sumbu balok ke (mm)		Lebar efektif (beff) (mm)		
		Barok t.dekat (L1)	Tepi plat (b')	1/8L	L/2 + b'	Dipakai yang terkecil
BA3	6450	5700	100	906.25	2950	906.25

$$E_s = 200000 \text{ Mpa} \quad n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{25742.96} = 7.77$$

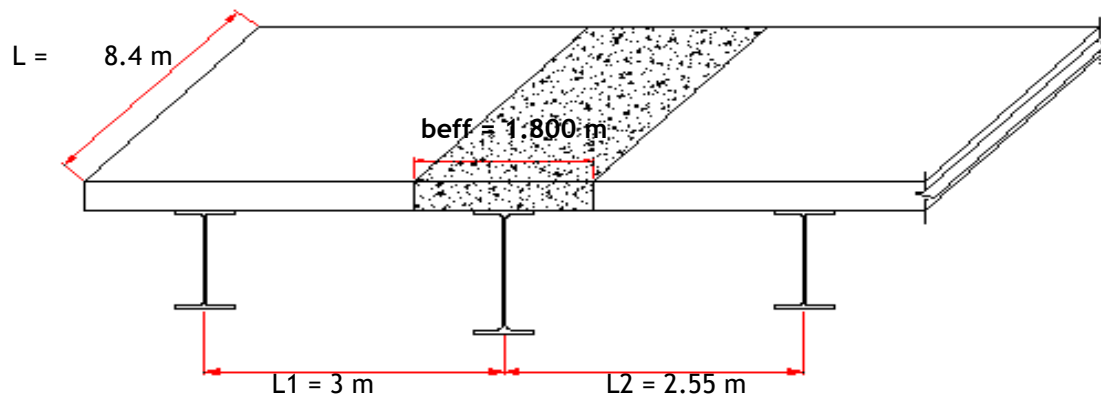
$$E_c = 25743 \text{ Mpa}$$

$$t_s = 120 \text{ mm}$$

No	btr (mm)	Atr (mm <sup>2</sup> )	Titik berat thd serat bawah		Garis Netral		Ix Plat		Titik berat thd serat bawah		Itr (mm <sup>4</sup> )
			A . Y (plat) (mm <sup>3</sup> )	A . Y (Balok) (mm <sup>3</sup> )	Ya (mm)	Yb (mm)	(mm <sup>4</sup> )	(mm <sup>4</sup> )	A . Y <sup>2</sup> (Balok) (mm <sup>4</sup> )		
BA3	116.6	13997.7	9238505	4032000	179.337	540.663	16797281.5	3233998375	873578835.7	4900374492.2	



- Menentukan lebar efektif untuk gelagar ( Interior )

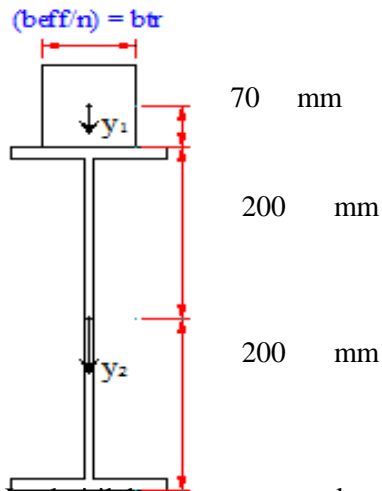


Gambar 4.4 Lebar efektif

$$\begin{aligned}
 b_{eff} &< 1/4 L &= 1/4 \times 7200 &= 1800 \text{ mm} \\
 b_{eff} &\leq (L1 + L2)/2 &= 3000 + 2550 / 2 &= 2775 \text{ mm} \\
 \text{Jadi lebar efektif yang diambil yang terkecil, } b_{eff} &&&= 1800 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Sifat elastisitas penampang komposit ( beton ditransformasikan menjadi baja )

$$\begin{aligned}
 \text{'- Modulus elastisitas beton ( } E_c \text{ )} &= 4700 \sqrt{F_c} \\
 &= 4700 \sqrt{30} \\
 &= 25743 \text{ Mpa} \\
 \text{- Rasio modulus elastisitas ( } n \text{ )} &= E_s/E_c = 200000 / 25743 = 7.77 \\
 \text{- Lebar penampang beton komposit ( } b_{tr} \text{ )} &= b_{eff} / n \\
 &= 1800 / 7.77 = 231.69 \text{ mm} \\
 \text{- Luas penampang beton komposit ( } A_{tr} \text{ )} &= b_{tr} \times t_s \\
 &= 232 \times 120 = 27802 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$



Gambar 4.8 Jarak titik berat penampang komposit

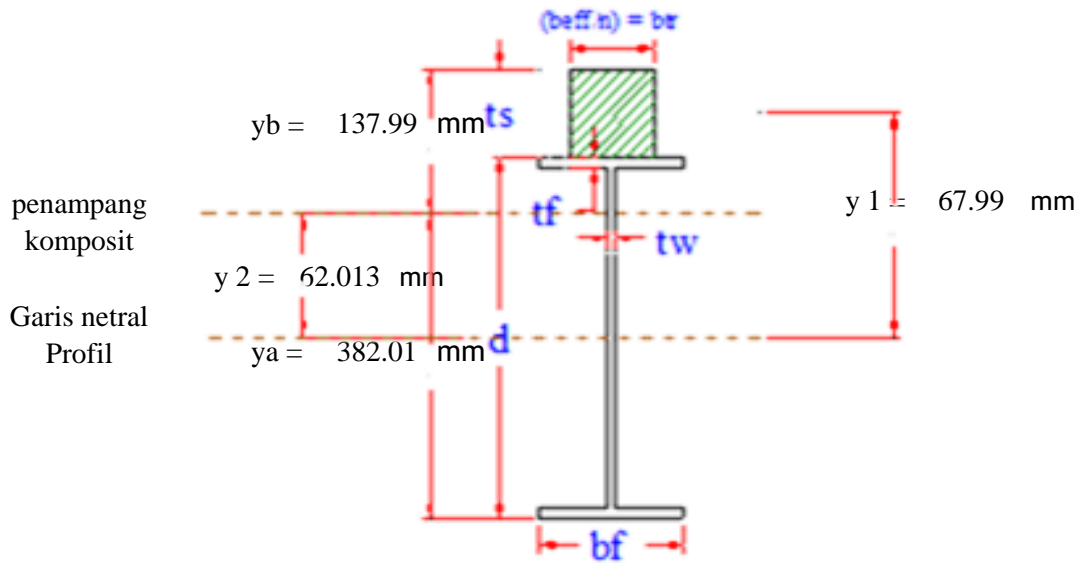
Tabel 4.4 Menentukan sumbu netral pada penampang komposit terhadap serat bawah :

Elemen	Luas Transformasi A ( mm <sup>2</sup> )	Statis momen terhadap serat bawah Y ( mm )	A x Y ( mm <sup>3</sup> )
Pelat	27802.40	470	13067126.6
Wf. 400.200	13440	200	2688000
Σ	41242.39702	-	15755126.6

$$y_a = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{15755126.6}{41242.39702} = 382.0128736 \text{ mm} \quad , \text{ dari serat bawah penampang}$$

$$y_b = dg + ts - Y_a$$

$$= 400 + 120 - 382.01 = 137.99 \text{ mm}$$



Gambar 4.9 Garis Netral Balok Komposit

Perhitungan momen inersia pelat beton :

$$\begin{aligned}
 I_x \text{ plat} &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 231.69 \times 120^3 \\
 &= 33362876.42 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_y \text{ plat} &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 120 \times 231.69^3 \\
 &= 124366377.4 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Tabel 4.6 Titik berat terhadap garis netral komposit

Elemen	Luas Transformasi A ( mm <sup>2</sup> )	Lengan (y) trhdap garis netral komposit ( mm )	A x Y <sup>2</sup> ( mm <sup>4</sup> )
Pelat	27802.39702	67.99	128509611.8
Wf. 400.200	13440	62.01287359	51684816.84
Σ	41242.39702	-	180194428.6

Maka momen inersia penampang komposit, yakni :

$$\begin{aligned}
 I_x &= I_x \text{ plat} + I_x \text{ Profil} + \Sigma A \cdot Y \\
 &= 33362876.42 + 237000000 + 180194428.6 \\
 &= 450557305 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_y &= I_y \text{ plat} + I_y \text{ Profil} \\
 &= 124366377.4 + 17400000 \\
 &= 141766377.4 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Selanjutnya, untuk hasil perhitungan lebar efektif dan momen inersia balok komposit (interior) ditampilkan pada tabel berikut :

Balok	Panjang ( L ) (mm)	Jarak sumbu balok ke (mm)		Lebar efektif (beff) (mm)		
		Balok t.dekat (L1)	Balok t.dekat (L2)	1/4L	(L1+L2)/2	Dipakai yang terkecil
BA1	8400	3000	2550	2100	2775	2100
BA2	7200	2550	3000	1800	2775	1800

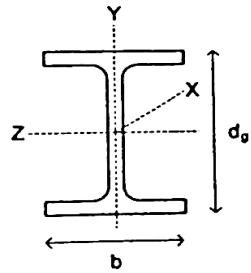
$$E_s = 200000 \text{ Mpa} \quad n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{25743.0} = 7.77$$

$$E_s = 25743 \text{ Mpa}$$

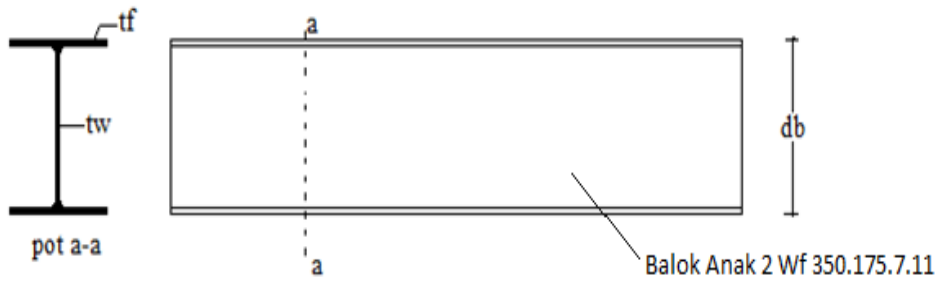
$$t_s = 120 \text{ mm}$$

No	btr (mm)	Atr (mm <sup>2</sup> )	Titik berat thd serat bawah		Garis Netral		Ix Plat		Titik berat thd serat bawah		Itr (mm <sup>4</sup> )
			A . Y (plat) (mm <sup>3</sup> )	A . Y (Balok) (mm <sup>3</sup> )	Ya (mm)	Yb (mm)	(mm <sup>4</sup> )	(mm <sup>4</sup> )	A . Y <sup>2</sup> (plat) (mm <sup>4</sup> )	A . Y <sup>2</sup> (Balok) (mm <sup>4</sup> )	
BA1	231.7	27802.4	12789103	1682000	213.431	306.569	33362876.4	1690288307	7215182.838	1730866766.0	
BA2	926.7	111209.6	51156411	1682000	349.438	170.562	133451505.7	1359415487	893271359.6	2386138752.4	

c) Balok anak Wf 350.175.7.11 ( L = 5550 mm )

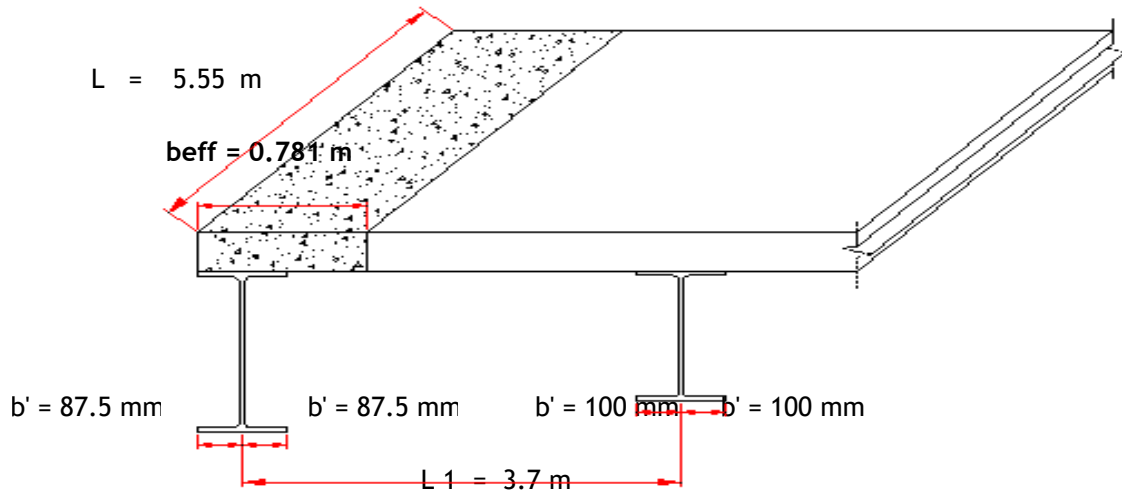


Sumbu koordinat ( X, Y, Z ) sama dengan sumbu lokal yang dipakai Etabs  
 '- Data profil balok wf ( sumber : PT. Union Metal )



dg = 350 mm	bf = 175 mm	Ix = 136000000 mm <sup>4</sup>
tw = 7 mm	A = 6314 mm <sup>2</sup>	Iy = 9840000 mm <sup>4</sup>
tf = 11 mm	W = 0.05 kg/mm	

- Menentukan lebar efektif untuk gelagar ( Eksterior )



Gambar 4.1 Lebar efektif

$$b_{eff} < 1/8 L + b' = 1/8 \times 5550 + 87.5 = 781.3 \text{ mm}$$

$$b_{eff} \leq (L_1 / 2) + b' = 3700 / 2 + 87.5 = 1937.5 \text{ mm}$$

Jadi lebar efektif yang diambil yang terkecil,  $b_{eff} = 781.25 \text{ mm}$

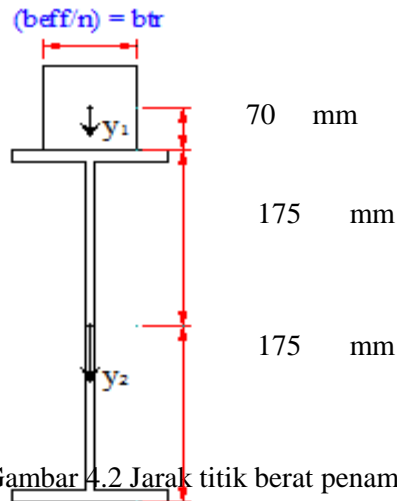
- '• Sifat elastisitas penampang komposit ( beton ditransformasikan menjadi baja )

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

$$\text{- Rasio modulus elastisitas ( } n \text{ )} = E_s / E_c = 200000 / 25743 = 7.77$$

$$\begin{aligned} \text{- Lebar penampang beton komposit ( } b_{tr} \text{ )} &= b_{eff} / n \\ &= 781.25 / 7.77 = 100.56 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{- Luas area transformasi ( } A_{tr} \text{ )} = 101 \times 120 = 12067 \text{ mm}^2$$



Gambar 4.2 Jarak titik berat penampang komposit

Tabel 4.1 Menentukan sumbu netral pada penampang komposit terhadap serat bawah :

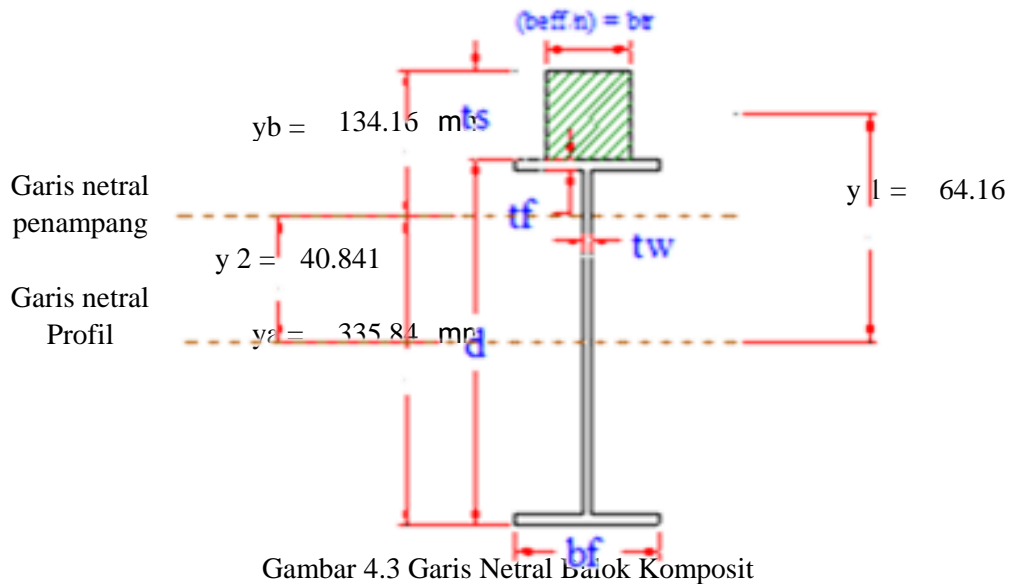
Elemen	Luas Transformasi A ( mm <sup>2</sup> )	Statis momen terhadap serat bawah Y ( mm )	A x Y ( mm <sup>3</sup> )
Pelat	12067.0126	420	5068145.29
Wf. 350.175	6314	175	1104950
Σ	18381.0126	-	6173095.29

$$y_a = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{6173095.29}{18381.0126} = 335.8408716 \text{ mm} \quad , \text{ dari serat bawah penampang}$$

$$y_b = dg + ts - Y_a$$

$$= 350 + 120 - 335.84 = 134.16 \text{ mm}$$





Perhitungan momen inersia pelat beton :

$$I_x \text{ plat} = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 100.56 \times 120^3$$

$$= 14480415.11 \text{ mm}^4$$

$$I_y \text{ plat} = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 120 \times 100.56^3$$

$$= 10168468.79 \text{ mm}^4$$

Tabel 4.2 Titik berat terhadap garis netral komposit

Elemen	Luas Transformasi A ( mm <sup>2</sup> )	Lengan (y) trhdap garis netral komposit ( mm )	A x Y <sup>2</sup> ( mm <sup>4</sup> )
Pelat	12067.0126	64.16	49672575.39
Wf. 350.175	6314	40.84	10531605.45
Σ	18381.0126	-	60204180.83

Maka momen inersia penampang komposit, yakni :

$$\begin{aligned}
 I_x &= I_x \text{ plat} + I_x \text{ Profil} + \Sigma A \cdot Y^2 \\
 &= 14480415.11 + 136000000 + 60204180.83 \\
 &= 210684595.9 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_y &= I_y \text{ plat} + I_y \text{ Profil} \\
 &= 10168468.79 + 9840000 \\
 &= 20008468.79 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Selanjutnya, untuk hasil perhitungan lebar efektif dan momen inersia balok komposit (induk tepi) ditampilkan pada tabel berikut :

Tabel 4.3 Tabel Lebar efektif balok Eksterior

Balok	Panjang ( L ) (mm)	Jarak sumbu balok ke (mm)		Lebar efektif (beff) (mm)		
		Balok t.dekat (L1)	Tepi plat (b')	1/8L	L/2 + b'	Dipakai yang terkecil
BA4	5550	3700	87.5	793.75	1937.5	793.75
BA8	3300	2800	87.5	512.5	1487.5	512.5

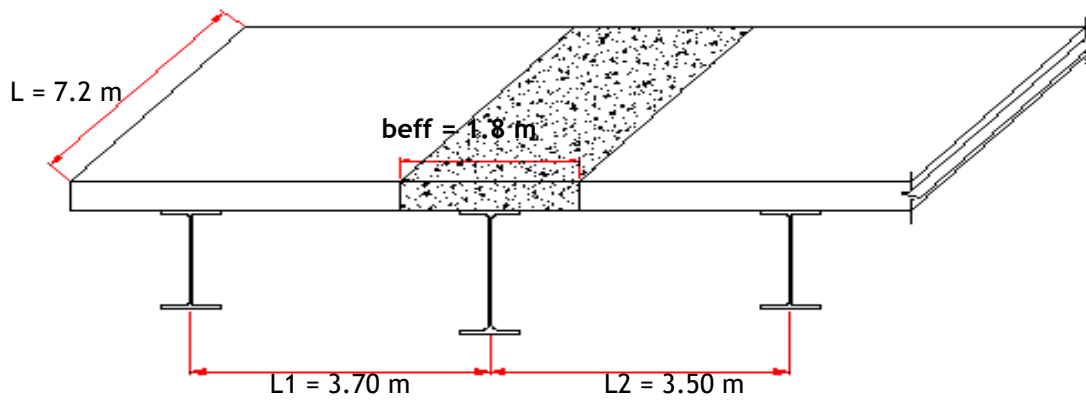
$$E_s = 200000 \text{ Mpa} \quad n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{25742.96} = 7.77$$

$$E_c = 25743 \text{ Mpa}$$

$$t_s = 120 \text{ mm}$$

No	btr (mm)	Atr (mm <sup>2</sup> )	Titik berat thd serat bawah		Garis Netral		Ix Plat (mm <sup>4</sup> )	Titik berat thd serat bawah		Itr (mm <sup>4</sup> )
			A . Y (plat) (mm <sup>3</sup> )	A . Y (Balok) (mm <sup>3</sup> )	Ya (mm)	Yb (mm)		A . Y <sup>2</sup> (plat) (mm <sup>4</sup> )	A . Y <sup>2</sup> (Balok) (mm <sup>4</sup> )	
BA4	102.2	12260.1	8091656	4032000	167.778	552.222	14712101.8	2970403384	1048958678	4810074163.1
BA8	66.0	7916.0	5224534	4032000	136.294	583.706	9499152.3	2171094889	1607980456	4564574497.9

- Menentukan lebar efektif untuk gelagar ( Interior )

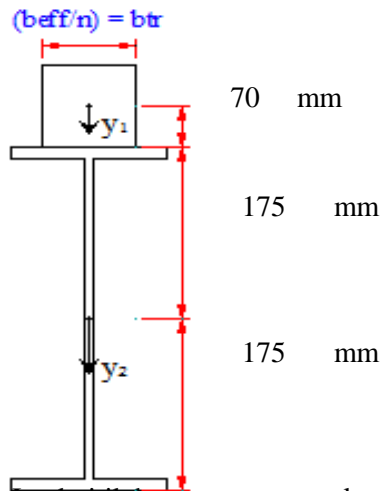


Gambar 4.4 Lebar efektif

$$\begin{aligned}
 b_{eff} &< 1/4 L &= 1/4 \times 7200 &= 1800 \text{ mm} \\
 b_{eff} &\leq (L1 + L2)/2 &= 3700 + 3500 / 2 &= 3600 \text{ mm} \\
 \text{Jadi lebar efektif yang diambil yang terkecil, } b_{eff} & & &= 1800 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Sifat elastisitas penampang komposit ( beton ditransformasikan menjadi baja )

$$\begin{aligned}
 \text{'- Modulus elastisitas beton ( } E_c \text{ )} &= 4700 \sqrt{F_c} \\
 &= 4700 \sqrt{30} \\
 &= 25743 \text{ Mpa} \\
 \text{- Rasio modulus elastisitas ( } n \text{ )} &= E_s/E_c = 200000 / 25743 = 7.77 \\
 \text{- Lebar penampang beton komposit ( } b_{tr} \text{ )} &= b_{eff} / n \\
 &= 1800 / 7.77 = 231.69 \text{ mm} \\
 \text{- Luas penampang beton komposit ( } A_{tr} \text{ )} &= b_{tr} \times t_s \\
 &= 232 \times 120 = 27802 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$



Gambar 4.11 Jarak titik berat penampang komposit

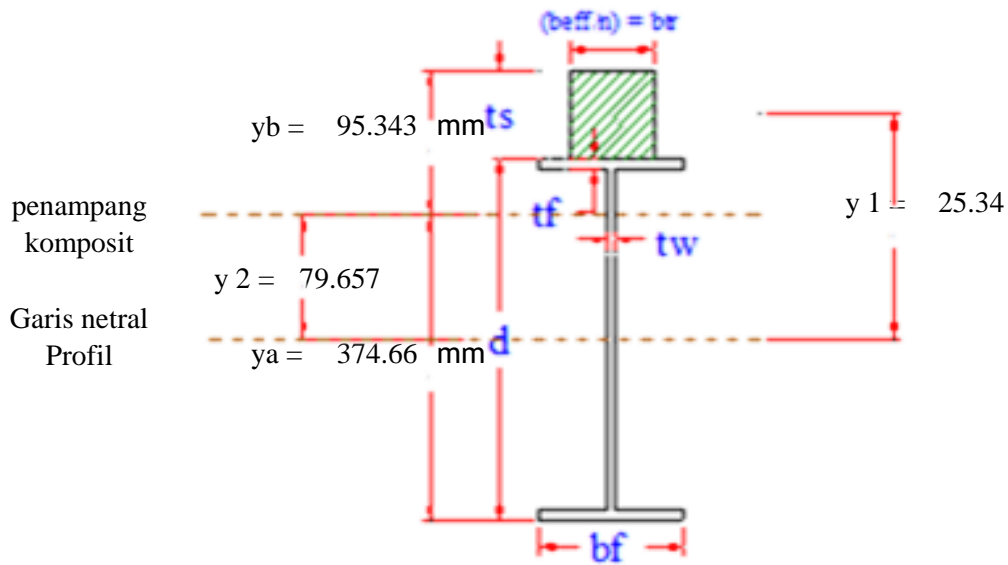
Tabel 4.4 Menentukan sumbu netral pada penampang komposit terhadap serat bawah :

Elemen	Luas Transformasi A ( mm <sup>2</sup> )	Statis momen terhadap serat bawah Y ( mm )	A x Y ( mm <sup>3</sup> )
Pelat	27802.40	420	11677006.75
Wf. 350.175	6314	175	1104950
Σ	34116.39702	-	12781956.75

$$y_a = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{12781956.75}{34116.39702} = 374.657287 \text{ mm} \quad , \text{ dari serat bawah penampang}$$

$$y_b = dg + ts - Y_a$$

$$= 350 + 120 - 374.66 = 95.343 \text{ mm}$$



Gambar 4.12 Garis Netral Balok Komposit

Perhitungan momen inersia pelat beton :

$$\begin{aligned}
 I_x \text{ plat} &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 231.69 \times 120^3 \\
 &= 33362876.42 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_y \text{ plat} &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 120 \times 231.69^3 \\
 &= 124366377.4 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Tabel 4.6 Titik berat terhadap garis netral komposit

Elemen	Luas Transformasi A ( mm <sup>2</sup> )	Lengan (y) trhdap garis netral komposit ( mm )	A x Y <sup>2</sup> ( mm <sup>4</sup> )
Pelat	27802.39702	25.34	17856175.79
Wf. 350.175	6314	79.65728696	40064119.17
Σ	34116.39702	-	57920294.96

Maka momen inersia penampang komposit, yakni :

$$\begin{aligned}
 I_x &= I_x \text{ plat} + I_x \text{ Profil} + \Sigma A \cdot Y \\
 &= 33362876.42 + 136000000 + 57920294.96 \\
 &= 227283171.4 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_y &= I_y \text{ plat} + I_y \text{ Profil} \\
 &= 124366377.4 + 9840000 \\
 &= 134206377.4 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Selanjutnya, untuk hasil perhitungan lebar efektif dan momen inersia balok komposit (interior) ditampilkan pada tabel berikut :

Balok	Panjang ( L ) (mm)	Jarak sumbu balok ke (mm)		Lebar efektif (beff) (mm)		
		Balok t.dekat (L1)	Balok t.dekat (L2)	1/4L	(L1+L2)/2	Dipakai yang terkecil
BA5	7200	3900	2550	1800	3225	1800
BA6	3900	3500	3700	975	3600	975
BA7	3700	3000	2550	925	2775	925
BA9	2550	3500	3700	637.5	3600	637.5

$$E_s = 200000 \text{ Mpa} \quad n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{25743.0} = 7.77$$

$$E_s = 25743 \text{ Mpa}$$

$$t_s = 120 \text{ mm}$$

No	btr (mm)	Atr (mm <sup>2</sup> )	Titik berat thd serat bawah		Garis Netral		Ix Plat		Titik berat thd serat bawah		Itr (mm <sup>4</sup> )
			A . Y (plat) (mm <sup>3</sup> )	A . Y (Balok) (mm <sup>3</sup> )	Ya (mm)	Yb (mm)	(mm <sup>4</sup> )	(mm <sup>4</sup> )	A . Y <sup>2</sup> (plat) (mm <sup>4</sup> )	A . Y <sup>2</sup> (Balok) (mm <sup>4</sup> )	
BA5	231.7	27802.4	11398983	1104950	199.100	270.900	33362876.4	1236622104	20327692.73	1290313022.7	
BA6	125.5	15059.6	6174449	1104950	145.415	324.585	18071558.1	1054256422	30635452.15	1102963781.9	
BA7	119.1	14287.3	5857811	1104950	141.269	328.731	17144811.5	1031781795	39822937.9	1088749894.3	
BA9	82.1	9846.7	4037140	1104950	114.659	355.341	11816018.7	858887909.7	127434952.1	998139230.6	



























































87.5





















## 4.2 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

### 4.2.1 Perhitungan penulangan momen negatif (Tumpuan)

Dari hasil perhitungan statika menggunakan STAAD PRO V8i didapat

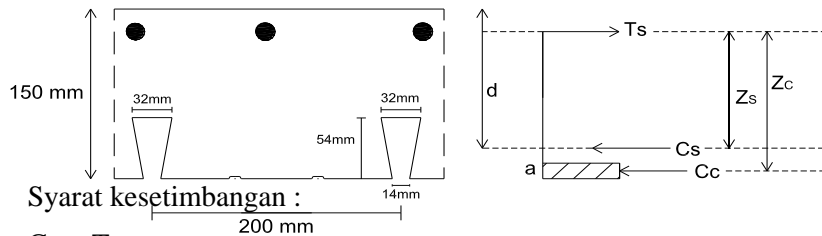
nilai :  $M_{max} = 406.95 \text{ Kg.m}$

Jadi,  $M_u = 4069470 \text{ N.mm}$

Direncanakan tulangan  $\emptyset$  8.5 - 150 mm

Tebal plat = 120 mm

Selimut beton = 20 mm



$$C_c = T_s$$

$$C_s = 0$$

Faktor reduksi untuk kuat lentur  $f = 0.9$

$$T_s = A_s \times f_y$$

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

$$= 0.25 \times 3.14 \times 8.5^2 \times 1000 / 150 \times 490$$

$$= 185273 \text{ N}$$

$$C_c = T_s$$

$$= 185273 \text{ N}$$

$$C_c = 0.85 \times a \times b \times f'_c$$

$$= 0.85 \times a \times 1000 \times 30$$

$$25500 \ a = 185273$$

$$a = 185273 / 25500$$

$$= 7.266 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{2} a = 3.633 \text{ mm}$$

$$Z_c = \text{Tebal plat} - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \emptyset - \frac{1}{2} a$$

$$= 120 - 20 - \frac{1}{2} \times 8.5 - 3.633$$

$$= 92.117 \text{ mm}$$

$$M_n = Z_c \times T_s$$

$$= 92.117 \times 185273$$

$$= 17066837 \text{ N.mm}$$

$$0.9 \times 17066837 > Mu$$

$$15,360,152.98 \text{ Nmm} > 4,069,470 \text{ Nmm.....( Aman )}$$

Jadi dipasang steel deck dengan ketebalan 0.7 mm dan wire mesh 1 lapis  $\varnothing$  8.5 - 150 mm pada daerah lapangan.

#### 4..2.2 Perhitungan penulangan momen positif (Lapangan)

Dari hasil perhitungan statika menggunakan STAAD PRO V8i didapat

nilai :  $M_{max} = 622.99 \text{ Kg.m}$

Jadi,  $M_u = 6229900 \text{ N.mm}$

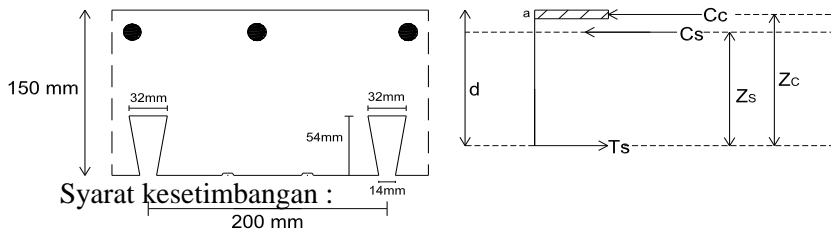
Direncanakan tulangan  $\varnothing$  8.5 - 150 mm

Tebal plat = 120 mm

Selimut beton = 20 mm

Tinggi steel deck = 54 mm

As steel deck = 1235.46  $\text{mm}^2$  ( tabel As deck PT. union steel )



Syarat kesetimbangan :

$$Cc + Cs = Ts$$

Faktor reduksi untuk kuat lentur  $f = 0.9$

$$d = \text{Tebal plat} - \frac{1}{2} \text{ tinggi steel deck}$$

$$= 120 - 0.5 \times 54 = 93 \text{ mm}$$

$$Ts = As \text{ steel deck} \times fy$$

$$= 1235.46 \times 550$$

$$= 679503.00 \text{ N}$$

$$Cs = As \times fy$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times \varnothing^2 \times s \times fy$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times 8.5^2 \times 1000 / 150 \times 490$$

$$= 185273 \text{ N}$$

$$Ts = Cc + Cs$$

$$Cc = 679503.00 - 185273$$

$$= 494229.92$$

$$Cc = 0.85 \times a \times b \times f'c$$

$$= 0.85 \times a \times 1000 \times 30$$

$$25500 a = 494230$$

$$\begin{aligned}
 a &= 494230 / 25500 \\
 &= 19.382 \text{ mm} \\
 \frac{1}{2} a &= 9.691 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z_c &= d - \frac{1}{2}a \\
 &= 93 - 9.691 \\
 &= 83.309 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

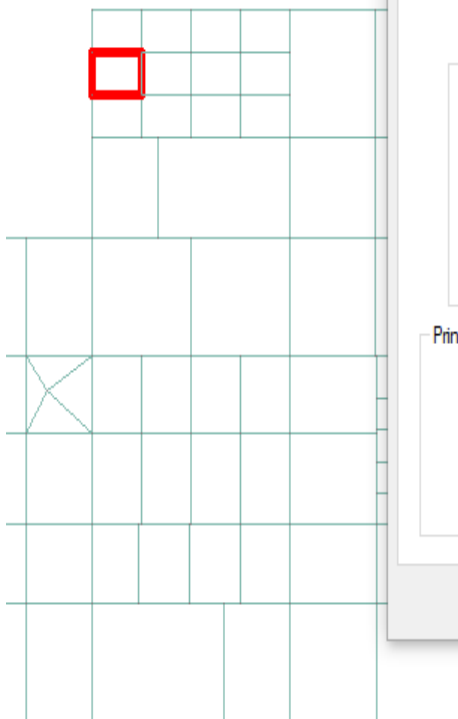
$$\begin{aligned}
 Z_s &= d - \text{selimut beton} - \frac{1}{2}\phi \\
 &= 93 - 20 - \frac{1}{2} \times 8.5 \\
 &= 68.75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= (C_c \times Z_c) + (C_s \times Z_s) \\
 &= 494229.92 \times 83.309 + 185273 \times 68.750 \\
 &= 53911432 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$0.9 \times 53911432 > M_u$$

$$48,520,288.81 \text{ Nmm} > 6,229,900 \text{ Nmm} \dots\dots\dots (\text{Aman})$$

Jadi dipasang steel deck dengan ketebalan 0.7 mm dan wire mesh 1 lapis  $\phi$  8.5 - 150 mm pada daerah lapangan.



Princ Stress and Disp
Comer Stresses

Geometry
Property Constants
Center Stresses

Plate No : 1976

Load List : 12:COMB.7 ( 1.27D + 1L + ▾

Plate Center Stresses

SQX (local) kg/cm2	SQY (local) kg/cm2	SX (local) kg/cm2	SY (local) kg/cm2
0.0067321	-0.23771	-4.14805e-014	3.17005e-015

SXY (local) kg/cm2	MX (local) kg-m/m	MY (local) kg-m/m	MXMY (local) kg-m/m
2.91777e-00	-406.947	-57.9625	-113.37

Principal / Von Mises / Tresca

	Principal	Von Mis	Tresca
Top (kg/cm2)	-13.486	13.1289	13.486
Bottom (kg/cm2)	13.486	13.1289	13.486

Print
Close

Assign To Selected Entities
 Use Cursor To Assign

Assign To View
 Assign To Edit List

Assign
Close
Help

Princ Stress and Disp      Comer Stresses

Geometry      Property Constants      Center Stresses

Plate No : 2059

Load List : 12:COMB.7 ( 1.27D + 1L + v

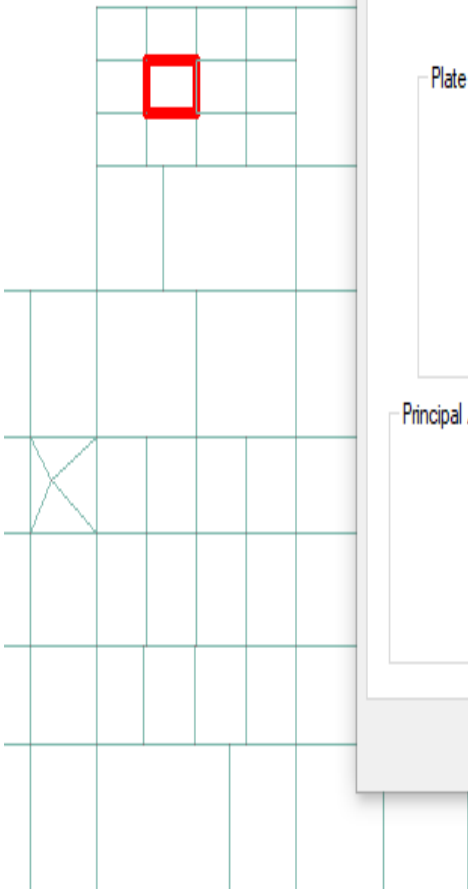
Plate Center Stresses

SQX (local) kg/cm2	SQY (local) kg/cm2	SX (local) kg/cm2	SY (local) kg/cm2
0.0870881	-0.0189339	-2.8653e-01 4	-1.42847e-0 14
SXY (local) kg/cm2	MX (local) kg-m/m	MY (local) kg-m/m	MX Y (local) kg-m/m
-1.52927e-0	-622.99	-193.66	-0.592233

Principal / Von Mises / Tresca

	Principal	Von Mis	Tresca
Top (kg/cm2)	-19.0711	16.9054	19.0711
Bottom (kg/cm2)	19.0711	16.9054	19.0711

Print      Close



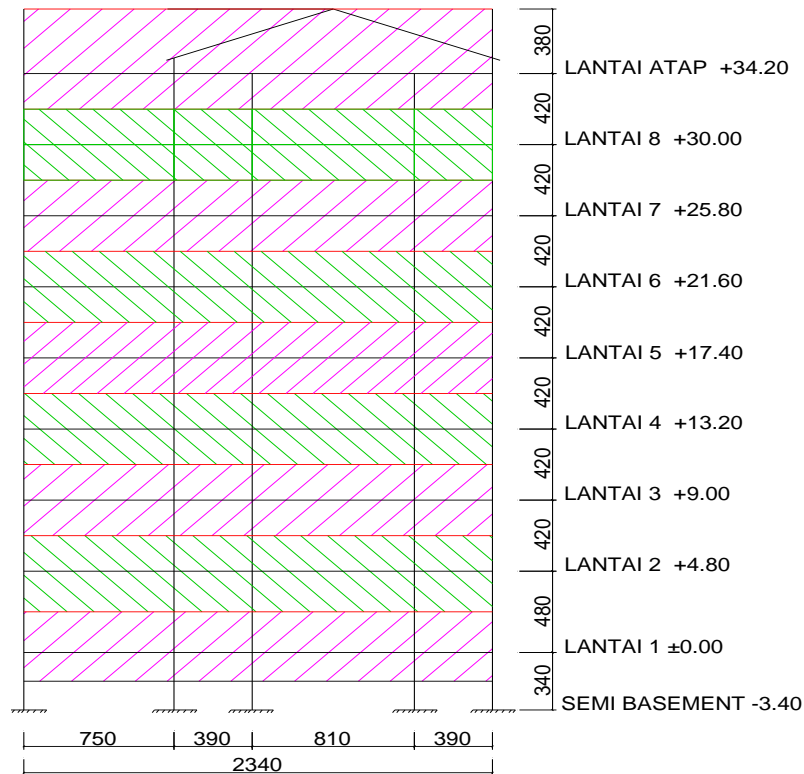
Load 1

- Assign To Selected Entities
- Assign To View
- Use Cursor To Assign
- Assign To Edit List

Assign      Close      Help



### 4.3 Pembebanan



Gambar 4.3.1 Berat struktur untuk menghitung beban gempa per lantai

Besarnya beban yang bekerja pada struktur didasarkan pada Peraturan Standart Nasional Indonesia (SNI) 1727 - 2013. Adapun beban - beban yang bekerja pada struktur yakni sebagai berikut :

- Berat penutup lantai = 24 kg/m<sup>2</sup>  
tebal keramik, 0.7 cm = 24 kg/m<sup>2</sup> x 0.7 cm = 16.8 kg/m<sup>2</sup>
- Berat spesi ( adukan ) = 21 kg/m<sup>2</sup>  
tebal spesi 3 cm, maka = 21 kg/m<sup>2</sup> x 3 cm = 63 kg/m<sup>2</sup>
- Berat plafon = 9.3 kg/m<sup>2</sup>
- Berat penggantung = 7 kg/m<sup>2</sup>
- berat beton bertulang = 2400 kg/m<sup>2</sup>
- Berat hidup atap = 96 kg/m<sup>2</sup>
- Berat hidup lantai = 192 kg/m<sup>2</sup>

### 4.3.1 Berat Lantai Atap ( Dak + Kuda - kuda )

#### a. Beban Mati ( $W_{dead}$ )

- Berat plat lantai = Luas plat x tebal plat x berat volum beton

Luas = Luas Total - Luas Void

= 765.72 - 568.83

= 196.89 m<sup>2</sup>

Maka berat pelat = 196.89 x 0.12 x 2400

= 56703 kg

- Berat plafon = Berat Plafon + Berat penggantung

= 11 + 7

= 18 kg/m<sup>2</sup>

Berat plafon = Luas plafon x berat plafon per m<sup>2</sup>

= 196.89 x 18

= 3543.9 kg

- Berat Balok Induk = L x  $\sum$  balok x w

tabel 4.3.1 Berat balok Induk

Keterangan	panjang (L) m	jumlah ( $\sum$ )	Berat baja kg/m	Berat kg
Balok WF 600.200	8.40	9	106	8013.6
Balok WF 600.200	7.20	3	106	2289.6
Balok WF 600.200	3.90	6	106	2480.4
Balok WF 600.200	8.10	3	106	2575.8
Balok WF 600.200	7.50	3	106	2385.0
			$\sum$	17744.40

- Berat Balok Anak 1 = L x  $\sum$  balok x w

Tabel 4.3.2 Berat balok Anak 1

Keterangan	panjang (L) m	jumlah ( $\sum$ )	Berat baja kg/m	Berat kg
Balok WF 400.200	8.40	1	66	554.40
Balok WF 400.200	7.20	4	66	1900.80

$\Sigma$	2455.20
----------	---------

- Berat Kolom =  $H \times \Sigma \text{ kolom} \times w$   
=  $2.10 \times 21 \times 302$   
= 13318.2 Kg

- Berat Tangga =  $\text{tebal} \times L \times w$

Tabel 4.3.3 Berat Tangga

Keterangan	tebal (cm)	panjang L (m)	berat beton kg/m <sup>2</sup>	Berat kg
Tangga 2	0.23	8.14	2400	4493.28
Bordes tangga 2	0.075	4.9	2400	882.00
Keramik	0.700	13.04	16.8	153.35
Spesi	3	13.04	63.0	821.52
			$\Sigma$	6350.15

- Berat Dinding =  $t \times h \times Bv \text{ Bata merah} \times L$

Tabel 4.3.4 Berat Dinding

Keterangan		tinggi	panjang L (m)	berat kg/m <sup>2</sup>	Berat kg
Dinding kaca		1.5	32.25	68	3289.5
D. batu bata bawah	100%	2.1	135.10	250	70927.5
	80%	2.1	20.55	250	10788.8
	60%	2.1	5.60	250	2940.0
D. batu bata atas	100%	4.3	17.80	250	19135.0
		2.2	18.10	250	9955.0
				$\Sigma$	117035.75

- Berat Sambungan = 10 % x berat total baja yg digunakan

Berat total baja = Berat kolom + berat balok induk + berat balok anak  
= 13318.2 + 17744.4 + 2455.20  
= 33517.8 kg

Berat sambungan = 10 % x 33517.8  
= 3351.78 kg

Dengan demikian, total berat beban mati untuk atap, yakni :

*Tabel 4.3.5 Total beban mati atap*

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	56703.11
Berat Plafon	3543.94
Berat balok induk	17744.40
Berat tangga	6350.15
Berat kolom	13318.20
Berat balok anak	2455.20
Berat dinding	117035.75
Berat sambungan	3351.78
Total berat ( $\sum w$ dead)	220502.54

**b. Beban Hidup (Wlive)**

Diketahui :

Tebal genangan air = 0.05 m

Berat jenis air = 1000 kg/m<sup>3</sup>

koefisien reduksi = 0.3

- Beban plat atap = Luasan x beban guna atap x koef. Reduksi

$$\begin{aligned} WL1 &= 196.89 \times 96 \times 0.3 \\ &= 5670.3 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Beban air hujan = Luasan x tebal genangan air x berat jenis air

$$\begin{aligned} WL2 &= 196.89 \times 0.05 \times 1000 \\ &= 9844.3 \text{ kg} \end{aligned}$$

Total beban hidup = Nilai terbesar dari WL1 dan QL2

$$= 9844.29 \text{ kg}$$

Maka total beban yang terjadi pada atap adalah :

$$\begin{aligned} \sum W &= W_{dead} + W_{live} \\ &= 220502.54 + 9844.29 \end{aligned}$$

$$= 230346.83 \text{ kg}$$

### 4.3.2 Berat Lantai 8

#### a. Beban Mati ( $W_{dead}$ )

- Berat plat lantai = Luas plat x tebal plat x berat volum beton

$$\text{Luas} = \text{Luas Total} - \text{Luas Void}$$

$$= 765.72 - 55.57$$

$$= 710.15 \text{ m}^2$$

$$\text{Maka berat pelat} = 710.15 \times 0.12 \times 2400$$

$$= 204523.2 \text{ kg}$$

- Berat plafon = Berat Plafon + Berat penggantung

$$= 11 + 7$$

$$= 18 \text{ kg}$$

$$\text{Berkas plafon} = \text{Luas plafon} \times \text{berat plafon per m}^2$$

$$= 710.15 \times 18$$

$$= 12783 \text{ kg}$$

- Berat ps Keramik = Berat Keramik + berat spesi

$$\text{per m}^2 = 17 + 63$$

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

$$\text{Luasan} = \text{Luas plat dalam} - \text{Luas Void}$$

$$= 196.89 - 55.57$$

$$= 141.32 \text{ m}^2$$

$$\text{Berkas ps keramik} = \text{Berkas ps keramik per m}^2 \times \text{luasan}$$

$$= 79.8 \times 141$$

$$= 11277 \text{ kg}$$

- Berat Balok Induk =  $L \times \sum \text{balok} \times w$

tabel 4.3.6 Berat balok Induk

Keterangan	panjang (L) m	jumlah ( $\sum$ )	Berat baja kg/m	Berat kg
Balok WF 600.200	8.40	7	106	6232.8

Balok WF 600.200	7.20	4	106	3052.8
Balok WF 600.200	3.90	12	106	4960.8
Balok WF 600.200	8.10	6	106	5151.6
Balok WF 600.200	7.50	3	106	2385.0
			$\Sigma$	21783.00

- Berat Balok Anak 1 =  $L \times \Sigma \text{ balok} \times w$

*Tabel 4.3.7 Berat balok Anak 1*

Keterangan	panjang (L) m	jumlah ( $\Sigma$ )	Berat baja kg/m	Berat kg
Balok WF 400.200	8.40	9	66	4989.60
Balok WF 400.200	7.20	1	66	475.20
Balok WF 400.200	7.50	1	66	495.00
Balok WF 400.200	3.90	1	66	257.40
Balok WF 400.200	2.55	1	66	168.30
			$\Sigma$	6385.50

- Berat Balok Anak 1 =  $L \times \Sigma \text{ balok} \times w$

*Tabel 4.3.8 Berat balok Anak 2*

Keterangan	panjang (L) m	jumlah ( $\Sigma$ )	Berat baja kg/m	Berat kg
Balok WF 350.175	6.45	9	49.6	2879.28
Balok WF 350.175	3.90	1	49.6	193.44
Balok WF 350.175	3.00	4	49.6	595.20
Balok WF 350.175	4.20	1	49.6	208.32
Balok WF 350.175	5.55	1	49.6	275.28
Balok WF 350.175	3.50	1	49.6	173.60
			$\Sigma$	4325.12

- Berat Kolom =  $H \times \Sigma \text{ kolom} \times w$

*Tabel 4.3.9 Berat kolom lt 8*

Keterangan	panjang (L) m	jumlah ( $\Sigma$ )	Berat baja kg/m	Berat kg
K.Kingcross 588x300	2.10	28	302	17757.60

K.Kingcroos 588x300	2.10	27	302	17123.40
K. H beam 300.300	2.10	5	94	987.00
K. H beam 300.300	2.10	5	94	987.00
			$\Sigma$	36855.00

- Berat Tangga = tebal x L x w

Tabel 4.3.10 Berat tangga

Keterangan	tebal (cm)	panjang L (m)	berat beton kg/m <sup>2</sup>	Berat kg
Tangga 1	0.23	5.68	2400	3135.36
Bordes tangga 1	0.075	3.78	2400	680.40
Tangga 2	0.23	16.28	2400	8986.56
Bordes tangga 2	0.15	9.8	2400	3528.00
			$\Sigma$	16330.32

- Berat Dinding = t x h x Bv Bata merah x L

Tabel 4.3.11 Berat Dinding

Keterangan		tinggi	panjang L (m)	berat kg/m <sup>2</sup>	Berat kg
Dinding kaca		3.6	32.25	68	7894.8
D. batu bata bawah	100%	1.5	158.70	250	59512.5
	80%	1.5	151.55	250	56831.3
	60%	1.5	14	250	5250.0
D. batu bata atas	100%	2.1	135.10	250	70927.5
	80%	2.1	20.55	250	10788.8
	60%	2.1	5.6	250	2940.0
			$\Sigma$		214144.8

- Berat Sambungan = 10 % x berat total baja yg digunakan

$$\begin{aligned} \text{Berat total baja} &= \text{Berat kolom} + \text{berat balok induk} + \text{berat balok anak} \\ &= 36855.00 + 21783.0 + 10710.62 \\ &= 69348.6 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Berat sambungan} = 10 \% \times 69348.6$$

$$= 6934.862 \text{ kg}$$

Dengan demikian, total berat beban mati untuk atap, yakni :

*Tabel 4.3.12 Total beban mati LT 8*

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	204523.20
Berat Plafon	12782.70
Berat Pasang Keramik	11277.00
Berat balok induk	21783.00
Berat tangga	16330.32
Berat kolom	36855.00
Berat balok anak	10710.62
Berat dinding	214144.80
Berat sambungan	6934.86
Total berat ( $\sum w$ dead)	535341.50

#### **b. Beban Hidup (Wlive)**

Diketahui :

$$\text{Tebal genangan air} = 0.05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis air} = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{koefisien reduksi} = 0.3$$

- Plat Luar (atap)

$$\text{- Beban plat atap} = \text{Luasan} \times \text{beban guna atap} \times \text{koef. Reduksi}$$

$$\text{Luas} = \text{Luas total} - \text{luas plat dalam}$$

$$= 765.72 - 196.89$$

$$= 568.83 \text{ m}^2$$

$$\text{bwban plat lantai} = 568.83 \times 96 \times 0.3$$

$$\text{WL1} = 16382.42 \text{ kg}$$

$$\text{- Beban air hujan} = \text{Luasan} \times \text{tebal genangan air} \times \text{berat jenis air}$$

$$\text{WL2} = 568.83 \times 0.05 \times 1000$$



$$= 28442 \text{ kg}$$

Total beban hidup = Nilai terbesar dari WL1 dan QL2

$$= 28441.71 \text{ kg}$$

● Plat dalam (lantai)

- Beban plat atap = Luasan x beban guna atap x koef. Reduksi

$$\begin{aligned} \text{Luas} &= \text{Luas total} - \text{luas plat dalam} \\ &= 196.89 - 55.57 \\ &= 141.32 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban plat lantai} &= 141.32 \times 192 \times 0.3 \\ &= 8139.79 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total beban hidup} &= 28441.71 + 8139.79 \\ &= 36581.5 \text{ kg} \end{aligned}$$

Maka total beban yang terjadi pada Lantai 8 adalah :

$$\begin{aligned} \sum W &= W_{dead} + W_{live} \\ &= 535341.50 + 36581.5 \\ &= 571923.00 \text{ kg} \end{aligned}$$

### 4.3.3 Berat Lantai 7 , LT 7 = LT 6 = LT 5 = LT 4 = LT 3

**a. Beban Mati ( $W_{dead}$ )**

- Berat plat lantai = Luas plat x tebal plat x berat volum beton

$$\begin{aligned} \text{Luas} &= \text{Luas Total} - \text{Luas Void} \\ &= 765.72 - 55.57 \\ &= 710.15 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka berat pelat} &= 710.15 \times 0.12 \times 2400 \\ &= 204523.2 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Berat plafon = Berat Plafon + Berat penggantung

$$\begin{aligned} &= 11 + 7 \\ &= 18 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Beban plafon} = \text{Luas plafon} \times \text{berat plafon per m}^2$$

$$= 710.15 \times 18$$

$$= 12783 \text{ kg}$$

$$\text{- Berat ps Keramik} = \text{Berat Keramik} + \text{berat spesi}$$

$$\text{per m}^2 = 17 + 63$$

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

$$\text{Berat ps keramik} = \text{Berat ps keramik per m}^2 \times \text{luasan}$$

$$= 79.8 \times 710$$

$$= 56670 \text{ kg}$$

$$\text{- Berat Balok Induk} = L \times \sum \text{ balok} \times w$$

*tabel 4.3.13 Berat balok Induk LT 7*

Keterangan	panjang (L) m	jumlah ( $\Sigma$ )	Berat baja kg/m	Berat kg
Balok WF 600.200	8.40	7	106	6232.8
Balok WF 600.200	7.20	4	106	3052.8
Balok WF 600.200	3.90	12	106	4960.8
Balok WF 600.200	8.10	6	106	5151.6
Balok WF 600.200	7.50	3	106	2385.0
			$\Sigma$	21783.00

$$\text{- Berat Balok Anak 1} = L \times \sum \text{ balok} \times w$$

*Tabel 4.3.14 Berat balok Anak 1*

Keterangan	panjang (L) m	jumlah ( $\Sigma$ )	Berat baja kg/m	Berat kg
Balok WF 400.200	8.40	9	66	4989.60
Balok WF 400.200	7.20	1	66	475.20
Balok WF 400.200	7.50	1	66	495.00
Balok WF 400.200	3.90	1	66	257.40
Balok WF 400.200	2.55	1	66	168.30
			$\Sigma$	6385.50

$$\text{- Berat Balok Anak 1} = L \times \sum \text{ balok} \times w$$

*Tabel 4.3.15 Berat balok Anak 2*

Keterangan	panjang (L) m	jumlah ( $\Sigma$ )	Berat baja kg/m	Berat kg
Balok WF 350.175	6.45	9	49.6	2879.28
Balok WF 350.175	3.90	1	49.6	193.44
Balok WF 350.175	3.00	4	49.6	595.20
Balok WF 350.175	4.20	1	49.6	208.32
Balok WF 350.175	5.55	1	49.6	275.28
Balok WF 350.175	3.50	1	49.6	173.60
			$\Sigma$	4325.12

- Berat Kolom =  $H \times \Sigma \text{ kolom} \times w$

Tabel 4.3.16 Berat kolom lt 7

Keterangan	panjang (L) m	jumlah ( $\Sigma$ )	Berat baja kg/m	Berat kg
K.Kingcroos 588x300	2.10	27	302	17123.40
K.Kingcroos 588x300	2.10	27	302	17123.40
K. H beam 300.300	2.10	5	94	987.00
K. H beam 300.300	2.10	5	94	987.00
			$\Sigma$	36220.80

- Berat Tangga =  $\text{tebal} \times L \times w$

Tabel 4.3.17 Berat tangga lt 7

Keterangan	tebal (cm)	panjang L (m)	berat beton kg/m <sup>2</sup>	Berat kg
Tangga 1	0.23	11.37	2400	6276.24
Bordes tangga 1	0.150	7.56	2400	2721.60
Tangga 2	0.23	16.28	2400	8986.56
Bordes tangga 2	0.15	9.8	2400	3528.00
			$\Sigma$	21512.40

- Berat Dinding =  $t \times h \times Bv \text{ Bata merah} \times L$

Tabel 4.3.18 Berat Dinding

Keterangan	tinggi	panjang L (m)	berat kg/m <sup>2</sup>	Berat kg
Dinding kaca	3.6	64.50	68	15789.60

D. batu bata	100%	3.6	317.40	250	285660.00
	80%	3.6	303.10	250	272790.00
	60%	3.6	28	250	25200.00
				$\Sigma$	599439.60

- Berat Sambungan = 10 % x berat total baja yg digunakan

$$\begin{aligned} \text{Berat total baja} &= \text{Berat kolom} + \text{berat balok induk} + \text{berat balok anak} \\ &= 36220.80 + 21783.0 + 10710.62 \\ &= 68714.4 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat sambungan} &= 10 \% \times 68714.4 \\ &= 6871.442 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dengan demikian, total berat beban mati untuk atap, yakni :

*Tabel 4.3.19 Total beban mati LT 7*

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	204523.20
Berat Plafon	12782.70
Berat Pasang Keramik	56669.97
Berat balok induk	21783.00
Berat Tangga	21512.40
Berat kolom	36220.80
Berat balok anak	10710.62
Berat dinding	599439.60
Berat sambungan	6871.44
Total berat ( $\Sigma w$ dead)	970513.73

#### b. Beban Hidup (Wlive)

Diketahui :

$$\text{Tebal genangan air} = 0.05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis air} = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{koefisien reduksi} = 0.3$$

$$\begin{aligned}
- \text{Beban plat atap} &= \text{Luasan} \times \text{beban guna atap} \times \text{koef. Reduksi} \\
\text{Luas} &= \text{Luas total} - \text{luas Void} \\
&= 765.72 - 55.57 \\
&= 710.15 \text{ m}^2 \\
\text{Beban plat lantai} &= 710.15 \times 192 \times 0.3 \\
\text{WL1} &= 40904.64 \text{ kg}
\end{aligned}$$

Maka total beban yang terjadi pada Lantai 7 adalah :

$$\begin{aligned}
\sum W &= W_{dead} + W_{live} \\
&= 970513.73 + 40904.64 \\
&= 1011418.37 \text{ kg}
\end{aligned}$$

#### 4.3.4 Berat Lantai 2

##### a. Beban Mati ( $W_{dead}$ )

$$\begin{aligned}
- \text{Berat plat lantai} &= \text{Luas plat} \times \text{tebal plat} \times \text{berat volum beton} \\
\text{Luas} &= \text{Luas Total} - \text{Luas Void} \\
&= 765.72 - 55.57 \\
&= 710.15 \text{ m}^2 \\
\text{Maka berat pelat} &= 710.15 \times 0.12 \times 2400 \\
&= 204523.2 \text{ kg} \\
- \text{Berat plafon} &= \text{Berat Plafon} + \text{Berat penggantung} \\
&= 11 + 7 \\
&= 18 \text{ kg} \\
\text{Berat plafon} &= \text{Luas plafon} \times \text{berat plafon per m}^2 \\
&= 710.15 \times 18 \\
&= 12783 \text{ kg} \\
- \text{Berat ps Keramik} &= \text{Berat Keramik} + \text{berat spesi} \\
\text{per m}^2 &= 17 + 63 \\
&= 80 \text{ kg/m}^2 \\
\text{Berat ps keramik} &= \text{Berat ps keramik per m}^2 \times \text{luasan}
\end{aligned}$$

$$= 79.8 \times 710$$

$$= 56670 \text{ kg}$$

$$\text{- Berat Balok Induk} = L \times \sum \text{ balok} \times w$$

*tabel 4.3.20 Berat balok Induk LT 2*

Keterangan	panjang (L) m	jumlah (Σ)	Berat baja kg/m	Berat kg
Balok WF 600.200	8.40	7	106	6232.8
Balok WF 600.200	7.20	4	106	3052.8
Balok WF 600.200	3.90	12	106	4960.8
Balok WF 600.200	8.10	6	106	5151.6
Balok WF 600.200	7.50	3	106	2385.0
			Σ	21783.00

$$\text{- Berat Balok Anak 1} = L \times \sum \text{ balok} \times w$$

*Tabel 4.3.21 Berat balok Anak 1*

Keterangan	panjang (L) m	jumlah (Σ)	Berat baja kg/m	Berat kg
Balok WF 400.200	8.40	9	66	4989.60
Balok WF 400.200	7.20	1	66	475.20
Balok WF 400.200	7.50	1	66	495.00
Balok WF 400.200	3.90	1	66	257.40
Balok WF 400.200	2.55	1	66	168.30
			Σ	6385.50

$$\text{- Berat Balok Anak 1} = L \times \sum \text{ balok} \times w$$

*Tabel 4.3.22 Berat balok Anak 2*

Keterangan	panjang (L) m	jumlah (Σ)	Berat baja kg/m	Berat kg
Balok WF 350.175	6.45	9	49.6	2879.28
Balok WF 350.175	3.90	1	49.6	193.44
Balok WF 350.175	3.00	4	49.6	595.20
Balok WF 350.175	4.20	1	49.6	208.32
Balok WF 350.175	5.55	1	49.6	275.28
Balok WF 350.175	3.50	1	49.6	173.60

$\Sigma$	4325.12
----------	---------

- Berat Kolom =  $H \times \Sigma \text{ kolom} \times w$

Tabel 4.3.23 Berat kolom lt 2

Keterangan	panjang (L) m	jumlah ( $\Sigma$ )	Berat baja kg/m	Berat kg
K.Kingcroos 588x300	2.10	27	302	17123.40
K.Kingcroos 588x300	2.10	27	302	17123.40
K. H beam 300.300	2.10	5	94	987.00
K. H beam 300.300	2.10	5	94	987.00
			$\Sigma$	36220.80

- Berat Tangga =  $\text{tebal} \times L \times w$

Tabel 4.3.24 Berat tangga lt 2

Keterangan	tebal (cm)	panjang L (m)	berat beton kg/m <sup>2</sup>	Berat kg
Tangga 1	0.23	11.37	2400	6276.24
Bordes tangga 1	0.150	7.56	2400	2721.60
Tangga 2	0.23	16.28	2400	8986.56
Bordes tangga 2	0.15	9.8	2400	3528.00
			$\Sigma$	21512.40

- Berat Dinding =  $t \times h \times Bv \text{ Bata merah} \times L$

Tabel 4.3.25 Berat Dinding

Keterangan	tinggi	panjang L (m)	berat kg/m <sup>2</sup>	Berat kg
Dinding kaca	3.9	62.47	68	16567.04 kg
Dinding partisi	1.8	116.66	54.2	11381.35 kg
D. batu bata	100%	3.9	261.35	254816.25 kg
	80%	3.9	227.2	221520.00 kg
	60%	3.9	26.6	25935.00 kg
			$\Sigma$	530219.64 kg

- Berat Sambungan =  $10 \% \times \text{berat total baja yg digunakan}$

Berat total baja = Berat kolom + berat balok induk + berat balok anak

$$= 36220.80 + 21783.0 + 10710.62$$

$$= 68714.4 \text{ kg}$$

$$\text{Berat sambungan} = 10 \% \times 68714.4$$

$$= 6871.442 \text{ kg}$$

Dengan demikian, total berat beban mati untuk atap, yakni :

*Tabel 4.3.26 Total beban mati LT 2*

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	204523.20
Berat Plafon	12782.70
Berat Pasang Keramik	56669.97
Berat balok induk	21783.00
Berat Tangga	21512.40
Berat kolom	36220.80
Berat balok anak	10710.62
Berat dinding	530219.64
Berat sambungan	6871.44
Total berat ( $\sum w$ dead)	901293.78

#### **b. Beban Hidup (Wlive)**

Diketahui :

$$\text{Tebal genangan air} = 0.05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis air} = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{koefisien reduksi} = 0.3$$

$$\text{- Beban plat atap} = \text{Luasan} \times \text{beban guna atap} \times \text{koef. Reduksi}$$

$$\text{Luas} = \text{Luas total} - \text{luas Viod}$$

$$= 765.72 - 55.57$$

$$= 710.15 \text{ m}^2$$

$$\text{bwban plat lantai} = 710.15 \times 192 \times 0.3$$

$$\text{WL1} = 40904.64 \text{ kg}$$



Maka total beban yang terjadi pada Lantai 2 adalah :

$$\begin{aligned}\sum W &= W_{dead} + W_{live} \\ &= 901293.78 + 40904.64 \\ &= 942198.42 \text{ kg}\end{aligned}$$

#### 4.3.5 Berat Lantai 1

##### a. Beban Mati ( $W_{dead}$ )

- Berat plat lantai = Luas plat x tebal plat x berat volum beton

Luas = Luas Total - Luas Void

$$= 765.72 - 55.57$$

$$= 710.15 \text{ m}^2$$

Maka berat pelat =  $710.15 \times 0.12 \times 2400$

$$= 204523.2 \text{ kg}$$

- Berat plafon = Berat Plafon + Berat penggantung

$$= 11 + 7$$

$$= 18 \text{ kg}$$

Berat plafon = Luas plafon x berat plafon per  $\text{m}^2$

$$= 710.15 \times 18$$

$$= 12783 \text{ kg}$$

- Berat ps Keramik = Berat Keramik + berat spesi

per  $\text{m}^2$  =  $17 + 63$

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

Berat ps keramik = Berat ps keramik per  $\text{m}^2$  x luasan

$$= 79.8 \times 710$$

$$= 56670 \text{ kg}$$

- Berat Balok Induk =  $L \times \sum \text{balok} \times w$

tabel 4.3.27 Berat balok Induk LT 1

Keterangan	panjang (L) m	jumlah ( $\sum$ )	Berat baja kg/m	Berat kg
Balok WF 600.200	8.40	7	106	6232.8

Balok WF 600.200	7.20	4	106	3052.8
Balok WF 600.200	3.90	12	106	4960.8
Balok WF 600.200	8.10	6	106	5151.6
Balok WF 600.200	7.50	3	106	2385.0
			$\Sigma$	21783.00

- Berat Balok Anak 1 =  $L \times \Sigma \text{ balok} \times w$

*Tabel 4.3.28 Berat balok Anak 1*

Keterangan	panjang (L) m	jumlah ( $\Sigma$ )	Berat baja kg/m	Berat kg
Balok WF 400.200	8.40	9	66	4989.60
Balok WF 400.200	7.20	1	66	475.20
Balok WF 400.200	7.50	1	66	495.00
Balok WF 400.200	3.90	1	66	257.40
Balok WF 400.200	2.55	1	66	168.30
			$\Sigma$	6385.50

- Berat Balok Anak 1 =  $L \times \Sigma \text{ balok} \times w$

*Tabel 4.3.29 Berat balok Anak 2*

Keterangan	panjang (L) m	jumlah ( $\Sigma$ )	Berat baja kg/m	Berat kg
Balok WF 350.175	6.45	9	49.6	2879.28
Balok WF 350.175	3.90	1	49.6	193.44
Balok WF 350.175	3.00	4	49.6	595.20
Balok WF 350.175	4.20	1	49.6	208.32
Balok WF 350.175	5.55	1	49.6	275.28
Balok WF 350.175	3.50	1	49.6	173.60
			$\Sigma$	4325.12

- Berat Kolom =  $H \times \Sigma \text{ kolom} \times w$

*Tabel 4.3.30 Berat kolom lt 1*

Keterangan	panjang (L) m	jumlah ( $\Sigma$ )	Berat baja kg/m	Berat kg
K.Kingcroos 588x300	2.10	27	302	17123.40

K.Kingcroos 588x300	2.10	27	302	17123.40
K. H beam 300.300	2.10	5	94	987.00
K. H beam 300.300	2.10	5	94	987.00
			$\Sigma$	36220.80

- Berat Tangga = tebal x L x w

Tabel 4.3.31 Berat tangga lt 1

Keterangan	tebal (cm)	panjang L (m)	berat beton kg/m <sup>2</sup>	Berat kg
Tangga 1	0.23	11.37	2400	6276.24
Bordes tangga 1	0.150	7.56	2400	2721.60
Tangga 2	0.23	16.28	2400	8986.56
Bordes tangga 2	0.15	9.8	2400	3528.00
			$\Sigma$	21512.40

- Berat Dinding = t x h x Bv Bata merah x L

Tabel 4.3.32 Berat Dinding

Keterangan	tinggi	panjang L (m)	berat kg/m <sup>2</sup>	Berat kg	
Dinding partisi	2.40	116.66	54.2	15175.13 kg	
Dinding kaca	2.40	30.22	68	4931.90 kg	
Dinding batu bata	1.1	159.5	250	43862.50 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
			$\Sigma$	178509.54 kg	

- Berat Sambungan = 10 % x berat total baja yg digunakan

Berat total baja = Berat kolom + berat balok induk + berat balok anak  
= 36220.80 + 21783.0 + 10710.62  
= 68714.4 kg

Berat sambungan = 10 % x 68714.4  
= 6871.442 kg

Dengan demikian, total berat beban mati untuk atap, yakni :

Tabel 4.3.33 Total beban mati LT 1

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	204523.20
Berat Plafon	12782.70
Berat Pasang Keramik	56669.97
Berat balok induk	21783.00
Berat Tangga	178509.54
Berat kolom	36220.80
Berat balok anak	10710.62
Berat dinding	7560.00
Berat sambungan	6871.44
Total berat ( $\sum w$ dead)	535631.27

**b. Beban Hidup (Wlive)**

Diketahui :

Tebal genangan air = 0.05 m

Berat jenis air = 1000 kg/m<sup>3</sup>

koefisien reduksi = 0.3

- Beban plat atap = Luasan x beban guna atap x koef. Reduksi

Luas = Luas total - luas Viod

= 765.72 - 55.57

= 710.15 m<sup>2</sup>

beban plat lantai = 710.15 x 192 x 0.3

WL1 = 40904.64 kg

Maka total beban yang terjadi pada Lantai 1 adalah :

$$\sum W = W_{dead} + W_{live}$$

$$= 535631.27 + 40904.64$$

$$= 576535.91 \text{ kg}$$

Dengan demikian, total berat struktur untuk masing-masing lantai yakni :

*Tabel.4.3.34 Total berat beban seluruh lantai*

Lantai	Berat (Kg)
Atap	230346.83
Lantai 8	571923.00
Lantai 7	1011418.37
Lantai 6	1011418.37
Lantai 5	1011418.37
Lantai 4	1011418.37
Lantai 3	1011418.37
Lantai 2	942198.42
Lantai 1	576535.91
Total	7378096.01





































## Balok Induk

$$W_u = 1.2 D + 1.0 L$$

### Beban Mati (D)

$$\text{Luas area plat} = 3.86 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} 1 \text{ Berat Plat} &= 3.86 \times 0.12 \times 2400 \\ &= 1111.68 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2 \text{ Berat Plafon} &= 3.86 \times 18 \\ &= 69.48 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3 \text{ Berat Keramik} &= 79.8 \times 3.9 \\ &= 308.03 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4 \text{ Berat WF} &= 8.10 \times 106 \\ &= 858.6 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 5 \text{ Berat Dinding bata} &= 5.10 \times 4.8 \times 250 \\ &= 6120 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 6 \text{ Berat Dinding Kaca} &= 3.00 \times 4.8 \times 68 \\ &= 979.2 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Total Beban Mati (D)} = 9446.988 \text{ kg}$$

### Beban Hidup (L)

$$\begin{aligned} 1 \text{ Berat Orang} &= 192 \times 3.9 \\ &= 741.12 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{maka } W_u = 1.2 D + 1.0 L$$

$$= 1.2 \times 9446.988 + 1.0 \times 741.12$$

$$= 12077.51 \text{ kg}$$

## Balok Anak 1

$$W_u = 1.2 D + 1.0 L$$

Beban Mati (D)

$$\text{Luas area plat} = 18.139 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} 1 \text{ Berat Plat} &= 18.139 \times 0.12 \times 2400 \\ &= 5224.147 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2 \text{ Berat Plafon} &= 18.139 \times 18 \\ &= 326.51 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3 \text{ Berat Keramik} &= 18.139 \times 80 \\ &= 1447.5 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4 \text{ Berat WF} &= 8.40 \times 66 \\ &= 554.4 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 5 \text{ Berat Dinding bata} &= 8.40 \times 4.8 \times 250 \\ &= 10080 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Total Beban Mati (D)} = 17632.58 \text{ kg}$$

Beban Hidup (L)

$$\begin{aligned} 1 \text{ Berat Orang} &= 192 \times 18 \\ &= 3482.8 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{maka } W_u = 1.2 D + 1.0 L$$

$$= 1.2 \times 17632.58 + 1.0 \times 3482.8$$

$$= 24641.86 \text{ kg}$$

## Balok Anak 1

$$W_u = 1.2 D + 1.0 L$$

Beban Mati (D)

$$\text{Luas area plat} = 16.338 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} 1 \text{ Berat Plat} &= 16.338 \times 0.12 \times 2400 \\ &= 4705.344 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2 \text{ Berat Plafon} &= 16.338 \times 18 \\ &= 294.08 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3 \text{ Berat Keramik} &= 16.338 \times 80 \\ &= 1303.8 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4 \text{ Berat WF} &= 8.40 \times 50 \\ &= 416.64 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 5 \text{ Berat Dinding bata} &= 8.40 \times 4.2 \times 250 \\ &= 8820 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Total Beban Mati (D)} = 15539.84 \text{ kg}$$

Beban Hidup (L)

$$\begin{aligned} 1 \text{ Berat Orang} &= 192 \times 16 \\ &= 3136.9 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{maka } W_u = 1.2 D + 1.0 L$$

$$= 1.2 \times 15539.84 + 1.0 \times 3136.9$$

$$= 21784.7 \text{ kg}$$







### 4.3.1 Beban Mati ( Dead load PPIUG 1983 )

Besarnya beban yang bekerja pada struktur didasarkan pada Peraturan Pembebanan Indonesia

Untuk Rumah dan Gedung (PPIUG 1983). Adapun beban - beban yang bekerja pada struktur yakni sebagai berikut :

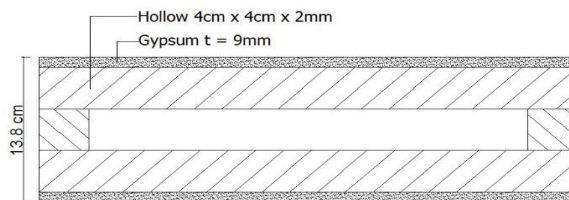
- Berat penutup lantai : 24.0 Kg/m<sup>2</sup>  
tebal keramik, 0.7cm : 24.0 Kg/m<sup>2</sup> x 0.7 cm = 16.8 Kg/m<sup>2</sup>
- Berat spesi (adukan) : 21.0 Kg/m<sup>2</sup>  
tebal spesi 3cm, maka : 21.0 Kg/m<sup>2</sup> x 3.0 cm = 63 Kg/m<sup>2</sup>
- Berat plafon : 11.0 Kg/m<sup>2</sup>
- Berat penggantung : 7.0 Kg/m<sup>2</sup>
- Berat ME ; 35.0 Kg/m<sup>2</sup>
- Berat beton bertulang : 2400.0 Kg/m<sup>3</sup>
- Berat volum bata merah : 1700.0 Kg/m<sup>3</sup>
- Tebal dinding : 0.15 cm
- Beban hidup atap : 100.0 Kg/m<sup>2</sup>
- Beban hidup lantai : 250.0 Kg/m<sup>2</sup>

Berikut perincian perhitungan berat perlantai, yakni :

#### - **Beban Dinding**

Beban dinding partisi tinggi = **4.8 m** ( gypsum 9mm = 6.1 kg/m<sup>2</sup> dan kerangka hollow (4 cm x 4 cm x 2 mm) = 14 kg/m<sup>2</sup> )

$$q = 4.80 \times ( 2 \times (6.1) + 3 \times (14) ) = 260 \text{ kg/m ( member load )}$$



Gambar 4.2 Potongan dinding partisi

$$\text{Beban dinding partisi tinggi} = \text{Tinggi dinding} - \text{tinggi balok} = 4.8 - 0.60 = 4.20 \text{ m}$$

$$\text{Beban dinding partisi tinggi} = \text{Tinggi dinding} - \text{tinggi balok} = 4.8 - 0.40 = 4.4 \text{ m}$$

$$q = 4.40 \times (2 \times (6.1) + 3 \times (14)) = 238 \text{ kg/m ( member load )}$$

$$\text{Beban dinding partisi tinggi} = \text{Tinggi dinding} - \text{tinggi balok} = 4.8 - 0.35 = 4.5 \text{ m}$$

$$q = 4.45 \times (2 \times (6.1) + 3 \times (14)) = 241 \text{ kg/m ( member load )}$$

$$\text{Beban dinding kaca (curtain wall)} = \text{Tinggi dinding} - \text{tinggi balok} = 4.8 - 0.60 = 4.2 \text{ m}$$

( kaca t. 12 mm dan panel = 68 kg/m<sup>2</sup> )

$$q = 4.20 \times 68 = 286 \text{ kg/m ( member load )}$$



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

**Gambar 4.3** Curtain walling system

$$\text{Beban dinding kaca (curtain wall) tinggi} = 4.2 - 0.60 = 3.60 \text{ m}$$

$$q = 3.60 \times 68 = 245 \text{ kg/m ( member load )}$$

$$\text{Beban dinding setengah batu tembok penuh, tinggi} = \boxed{4.8 - 0.6 = 4.2 \text{ m}}$$

(berat dinding = 250 kg/m<sup>2</sup>)

$$q = 4.20 \times 250 = 1050 \text{ kg/m ( member load )}$$

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

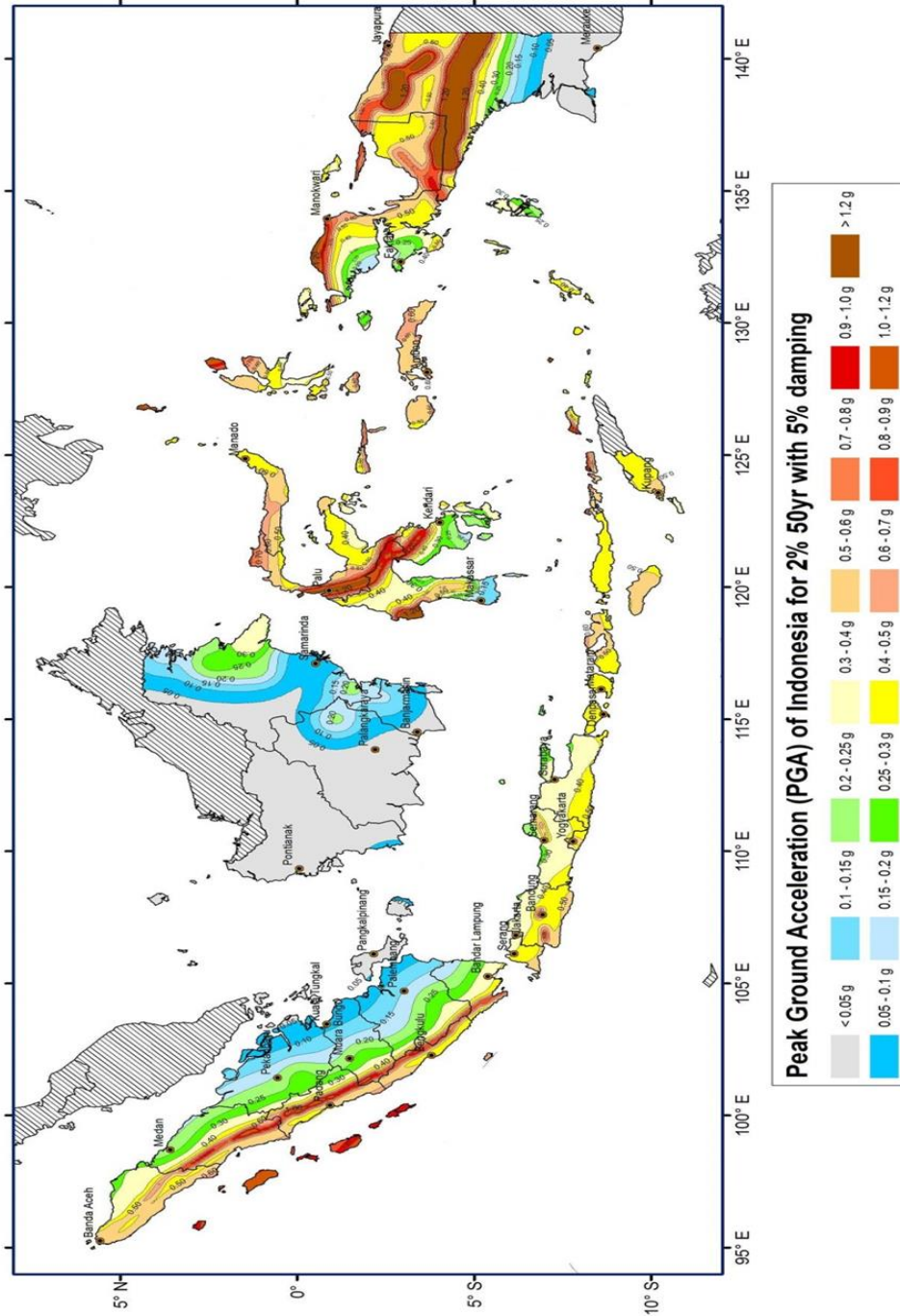
$$\text{tinggi} = 4.8 - 0.60 = 4.2 \text{ m diambil 80\% dari dinding penuh :}$$

$$q = 4.20 \times 250 \times 0.80 = 840 \text{ kg/m ( member load )}$$

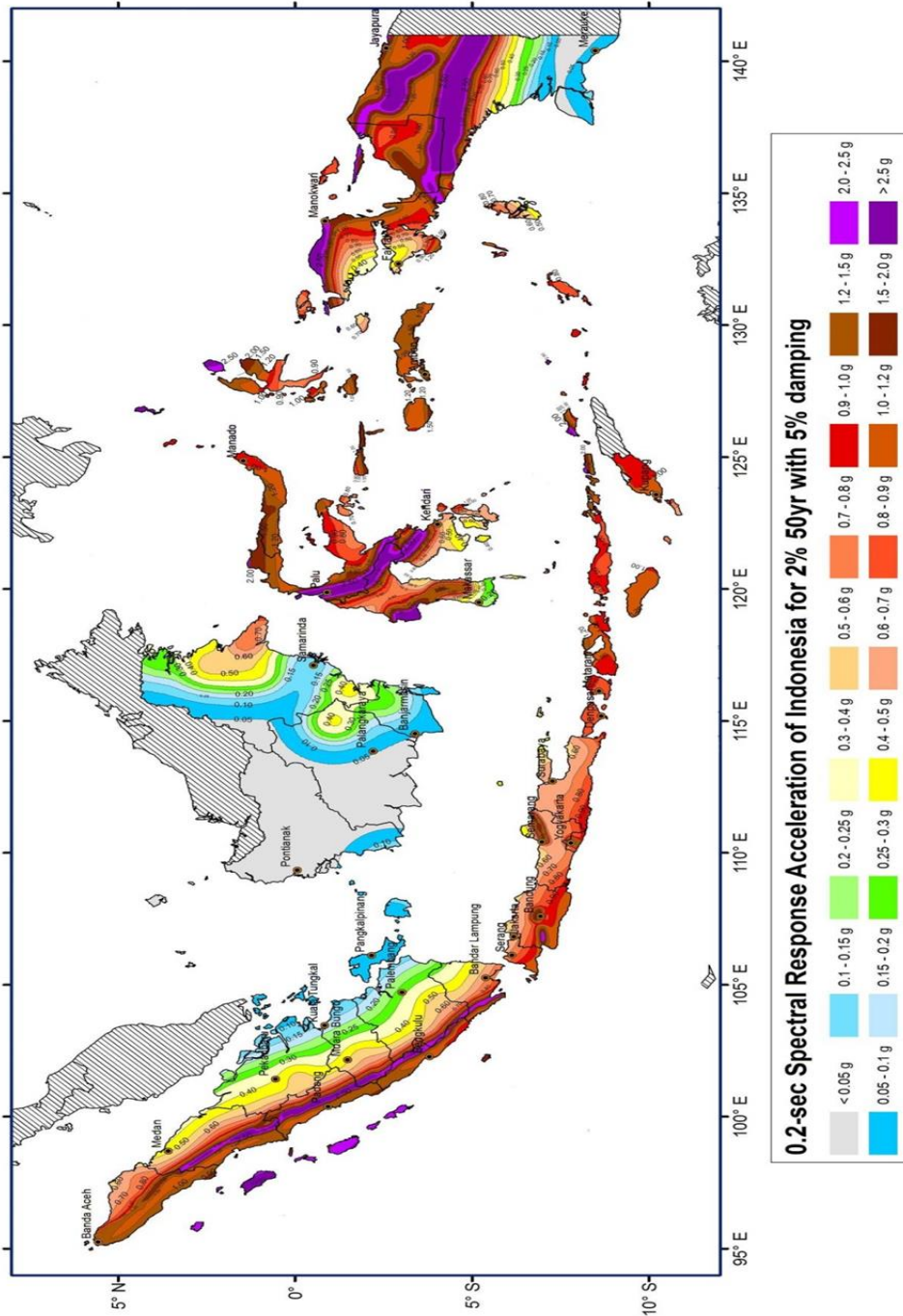
Beban dinding setengah batu tidak penuh (sebagian kaca jendela + pintu )

#### 4.4 Beban Gempa ( Earthquake load SNI 1726-2012)

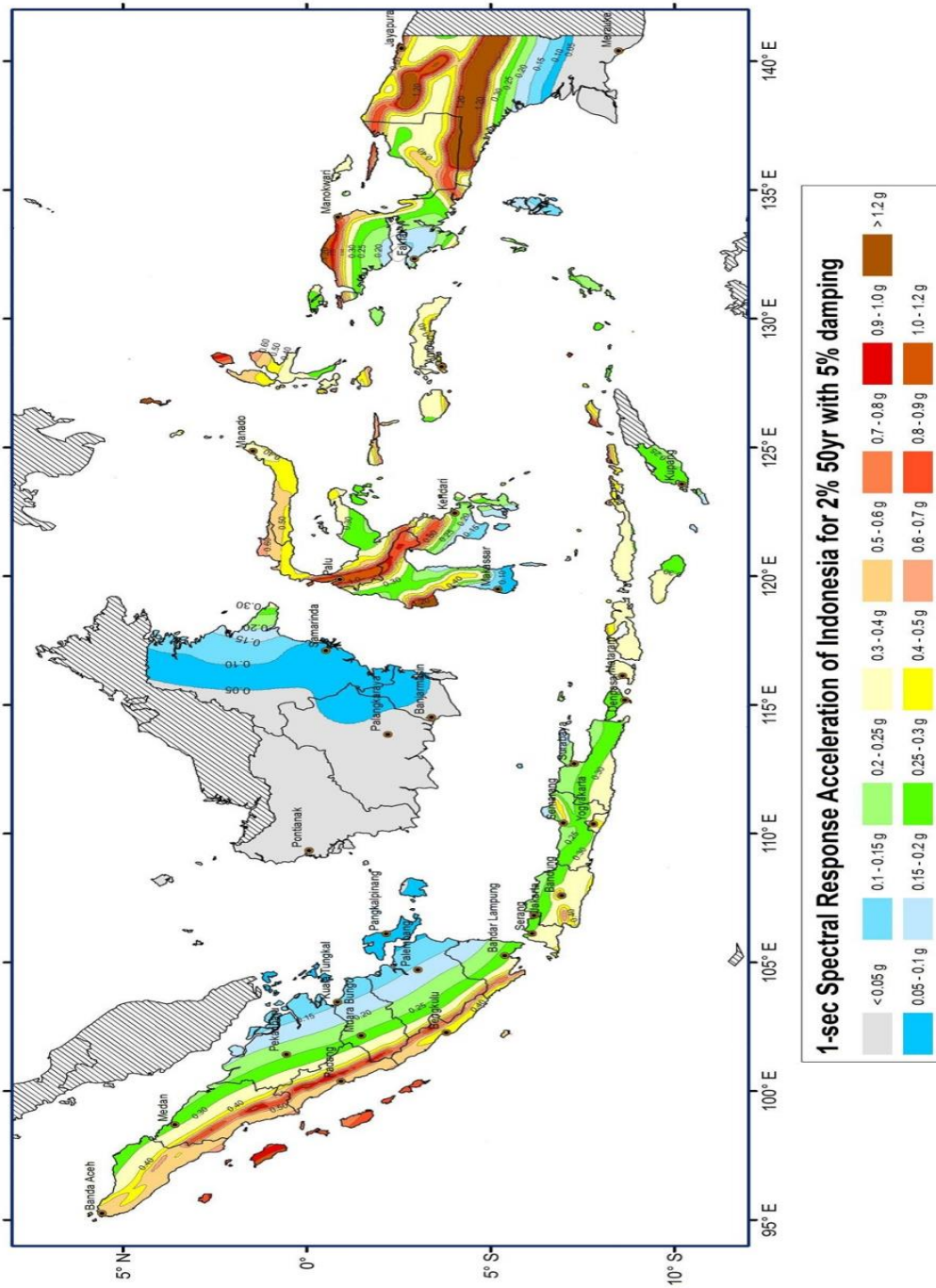
##### 4.4.1 Peta Zonasi Gempa Indonesia



Gambar 4.4.1 Peta zonasi gempa Indonesia



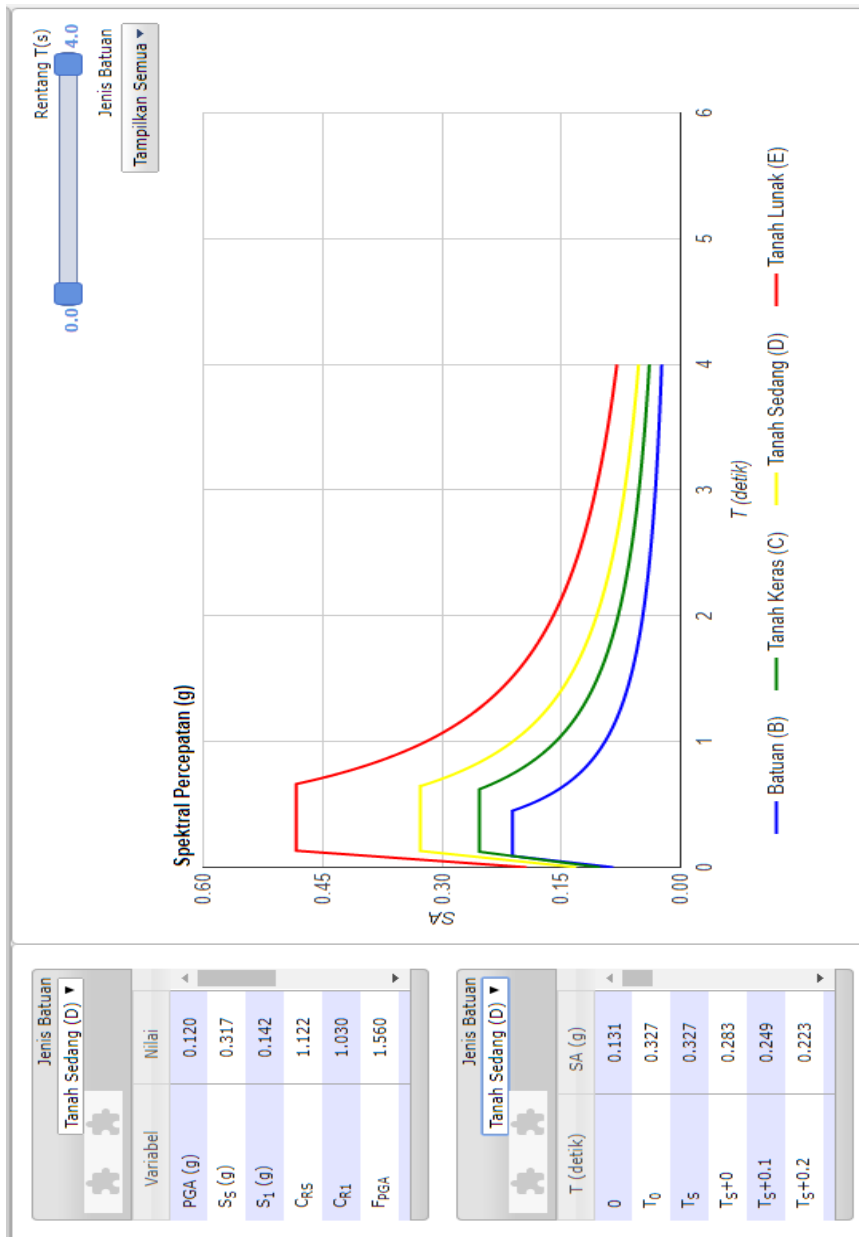
Gambar 4.4.2 0.2-sec spectral response acceleration  
 Dari peta diatas daerah Makassar memiliki nilai  $S_s = 0.25 - 0.3\text{ g}$



**Gambar 4.4.3** 0.1-sec spectral response acceleration  
 Nilai  $S_1 = 0.10 - 0.15\text{ g}$

#### 4.4.2 Menentukan Nilai $S_s$ dan $S_1$

- ~ Lokasi Gedung = Kota Makassar
- ~ Data didapat dari = Puskim.Pu.Co.Id



Gambar 4.4.4 Nilai Spectrum Kota Makassar

Maka didapat :

$$\begin{aligned} \sim S_s &= 0.317 \text{ g} \\ \sim S_1 &= 0.142 \text{ g} \end{aligned}$$



#### 4.4.3 Menentukan Kategori Resiko Bangunan dan Faktor Keutamaan Ie

Tabel 4.4.1 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"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan 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"> <li>- Bioskop</li> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan 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"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul> <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"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- 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</li> </ul> <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 4.4.2 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 4.4.3 Klasifikasi situs

Kelas Situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Indeks plastisitas, <math>PI &gt; 20</math>,</li> <li>2. Kadar air, <math>w \geq 40 \%</math>, dan</li> <li>3. Kuat geser niralir <math>\bar{s}_u &lt; 25kPa</math></li> </ol>			

<p><b>SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)</b></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"> <li>- Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah terementasi lemah,</li> <li>- Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan <math>H &gt; 3</math> m),</li> <li>- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan <math>H &gt; 7,5</math> m dengan Indeks Plastisitas, <math>PI &gt; 75</math>),</li> <li>- Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan <math>H &gt; 35</math> m dengan <math>s_u &lt; 50</math> kPa.</li> </ul>
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

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

**Tabel 4.4.4** 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 <sup>b</sup>				

**CATATAN:**

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

**Tabel 4.4.5** 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 <sup>b</sup>				

**CATATAN :**

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

Dari tabel diatas maka diperoleh nilai :

$$F_a = 1.6$$

$$F_v = 2.4$$

Menentukan nilai SDS dan SD1

$$\begin{aligned}
 S_{DS} &= 2/3 \times F_a \times S_s \\
 &= 0.6667 \times 1.600 \times 0.317 \\
 &= 0.34 \text{ g}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{D1} &= 2/3 \times F_v \times S1 \\
 &= 0.6667 \times 2.400 \times 0.100 \text{ ( dipakai S1 minimum )} \\
 &= 0.16 \text{ g}
 \end{aligned}$$

**Tabel 4.4.6** 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)*

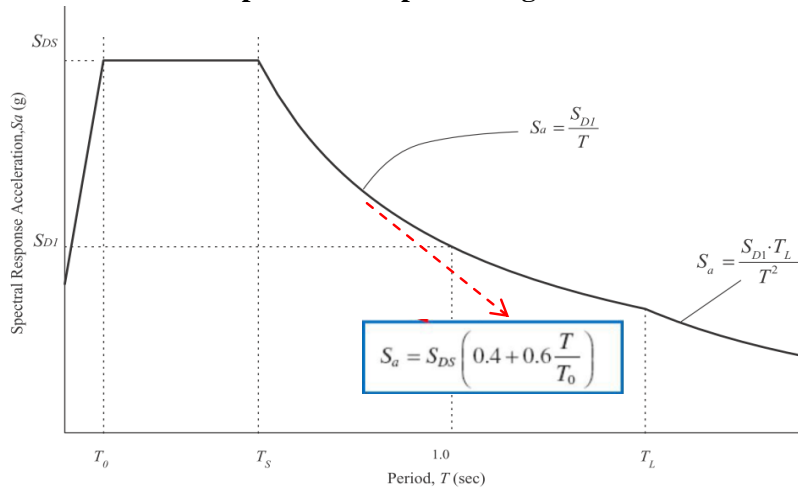
**Tabel 4.4.7** Kategori design seismik berdasarkan parameter respon percepatan pada periode 1 detik

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 Kota Makassar dengan jenis tanah Sedang berada pada kategori resiko IV D.

#### 4.4.4 Membuat Spectrum Respons Design



**Gambar 4.4.5** Spectrum respons design

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0.2 \times (SD1 / SDS) & T_s &= (SD1 / SDS) \\
 &= 0.2 \times (0.160 / 0.338) & &= 0.160 / 0.338 \\
 &= 0.095 \text{ Detik} & &= 0.473 \text{ Detik}
 \end{aligned}$$

#### 4.4.5 Menentukan Perkiraan Periode 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.

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

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 periode maksimum :

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

**Tabel 4.4.8** 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  $SD1 = 0.160$  g berada diantara nilai :

$SD1 = 0.200$      $C_u = 1.700$     Maka untuk mendapatkan nilai  $C_u$  dari  $SD1$

$SD1 = 0.150$      $C_u = 1.600$     harus di interpolasi sebagai berikut :

$SD1 = 0.160$      $C_u = \dots\dots ?$

$$C_u = 1.700 + \left[ \frac{0.160 - 0.200}{0.150 - 0.200} \right] \times 1.600 - 1.700 = 1.62$$

**Tabel 4.4.9** Nilai parameter perioda pendekatan  $C_x$  dan  $x$

Tipe struktur	$C_t$	$x$
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 <sup>a</sup>	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 <sup>a</sup>	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 <sup>a</sup>	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 :

$$T_a = 0.1 N$$

Arah X - (sistem rangka baja)

$$N = 9$$

Maka :

$$T_a = 0.1 \times 9 = 0.900 \text{ detik}$$

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

$$T_{\max} \text{ arah x} = 1.62 \times 0.900 = 1.458 \text{ detik}$$

Arah Z - (sistem rangka baja)

$$N = 9$$

Maka :

$$T_a = 0.1 \times 9^{0.75} = 0.520 \text{ detik}$$

$$T_{\max} \text{ arah z} = 1.62 \times 0.520 = 0.842 \text{ detik}$$

#### 4.4.6 Batasan Penggunaan Prosedur Analisis Gaya Lateral Ekuivalen (ELF)

Kontrol :

$$T_s = SD1 / SDS$$

$$= 0.473$$

$$S_{DS} = 0.338 \text{ g}$$

$$S_{DI} = 0.160 \text{ g}$$

$$3.5 T_s = 3.5 \times 0.473 = 1.66$$

$T < 3.5 T_s$ , baik T dari arah X ataupun arah Z lebih kecil dari pada  $3.5 T_s$  sehingga digunakan prosedur analisa **Gempa Statik Ekuivalen**

#### 4.4.7 Menentukan Faktor R, $\Omega_0$ , dan Cd

**Tabel 4.4.10** Faktor R, Cd dan  $\Omega_0$  untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat-lebih sistem, $\Omega_0^g$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggistruktur, $h_n$ (m) <sup>c</sup>				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
<b>A. Sistem dinding penumpu</b>	<b>7.1.1</b>	<b>7.1.2</b>	<b>7.1.3</b>	<b>7.1.4</b>	<b>7.1.5</b>	<b>7.1.6</b>	<b>7.1.7</b>	<b>7.1.8</b>
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	TI	TI	TI
3. Dinding geser beton polos didetail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
4. Dinding geser beton polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
5. Dinding geser pracetak menengah	4	2½	4	TB	TB	12 <sup>k</sup>	12 <sup>k</sup>	12 <sup>k</sup>
6. Dinding geser pracetak biasa	3	2½	3	TB	TI	TI	TI	TI
7. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5	2½	3½	TB	TB	48	48	30
8. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3½	2½	2¼	TB	TB	TI	TI	TI
9. Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2½	1¾	TB	48	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2½	1¾	TB	TI	TI	TI	TI
11. Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1¾	TB	TI	TI	TI	TI
12. Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1¾	TB	TI	TI	TI	TI
13. Dinding geser batu bata ringan (AAC) bertulang biasa	2	2½	2	TB	10	TI	TI	TI
14. Dinding geser batu bata ringan (AAC) polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
15. Dinding rangka ringan (kayu) dilapisi dengan panel struktur kayu yang ditujukan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	6½	3	4	TB	TB	20	20	20
16. Dinding rangka ringan (baja canal dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang ditujukan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	6½	3	4	TB	TB	20	20	20
17. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2	2½	2	TB	TB	10	TI	TI
18. Sistem dinding rangka ringan (baja canal dingin) menggunakan bresing strip datar	4	2	3½	TB	TB	20	20	20
<b>B. Sistem rangka bangunan</b>								
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	3¼	2	3¼	TB	TB	10 <sup>j</sup>	10 <sup>j</sup>	TI <sup>j</sup>
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	TI	TI	TI
6. Dinding geser beton polos detail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
7. Dinding geser beton polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Dinding geser pracetak menengah	5	2½	4½	TB	TB	12 <sup>k</sup>	12 <sup>k</sup>	12 <sup>k</sup>
9. Dinding geser pracetak biasa	4	2½	4	TB	TI	TI	TI	TI
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	TI	TI	TI
13. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	6½	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	TI	TI	TI
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	TI	TI	TI
18.Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2½	2	TB	48	TI	TI	TI
19.Dinding geser batu bata polos didetail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
20.Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
21.Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
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 canai 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 dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25.Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26.Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
<b>C.Sistem rangka pemikul momen</b>								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 <sup>h,j</sup>	TI <sup>h</sup>	TI <sup>i</sup>
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI <sup>h</sup>	TI <sup>h</sup>	TI <sup>i</sup>
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	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10.Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11.Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3½	3 <sup>o</sup>	3½	10	10	10	10	10
<b>D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan</b>								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7½	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
10.Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11.Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3½	TB	TB	TI	TI	TI
12.Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
13.Dinding geser pelat baja khusus	8	2½	6½	TB	TB	TB	TB	TB
<b>E.Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempayang ditetapkan</b>								
1. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus <sup>i</sup>	6	2½	5	TB	TB	10	TI	TI <sup>h,k</sup>
2. Dinding geser beton bertulang khusus	6½	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	3½	2½	3	TB	TB	TI	TI	TI
7. Dinding geser baja dan betonkomposit 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
<b>G. Sistem kolom kantilever didetail untuk memenuhi persyaratan untuk :</b>								
1. Sistem kolom baja dengan kantilever khusus	2½	1¼	2½	10	10	10	10	10
2. Sistem kolom baja dengan kantilever biasa	1¼	1¼	1¼	10	10	TI	TI <sup>h,i</sup>	TI <sup>h,i</sup>
3. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	2½	1¼	2½	10	10	10	10	10
4. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	1½	1¼	1½	10	10	TI	TI	TI
5. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	1	1¼	1	10	TI	TI	TI	TI
6. Rangka kayu	1½	1½	1½	10	10	10	TI	TI
<b>H. Sistem baja tidak didetail secara khusus untuk ketahanan seismik, tidak termasuk sistem kolom kantilever</b>	3	3	3	TB	TB	TI	TI	TI

Dari tabel diatas maka di dapat nilai faktor R, Cd dan  $\Omega_0$  untuk sistem gaya dengan menggunakan rangka baja dan beton komposit pemikul momen

Menengah :  $R = 5$

$\Omega_0 = 3$

$C_d = 4.5$

Menghitung nilai geser dasar seismik

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

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 :

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

$$S_1 = 0.142 \text{ g}$$

$$V = C_s \times W$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I_e)} = \frac{0.338}{5 / 1.5} = 0.101$$

$$C_{s,max} = \frac{S_{D1}}{T \times (R/I_e)} = \frac{0.160}{1.458 \times 3.33} = 0.033$$

$$C_{s,min} = \frac{0.5 \times S_1}{(R/I_e)} = \frac{0.5 \times 0.142}{3.33} = 0.021$$

$$C_{s,X} = \frac{S_{D1}}{T \times (R/I_e)} = \frac{0.160}{1.458 \times 3.33} = 0.033$$

$$C_s.Y = \frac{S_{D1}}{T_x (R/I_e)} = \frac{0.160}{1.458 \times 3.33} = 0.033$$

Kontrol :

$$\begin{aligned} C_{s.min} &= 0.044 \times S_{DS} \times 1.50 \\ &= 0.044 \times 0.338 \times 1.50 \\ &= 0.02 \geq 0.01 \text{ -----> Ok} \end{aligned}$$

Kesimpulan : Nilai Cs yang dipakai adalah = 0.021

Maka nilai Vx dan Vy adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_x &= C_s \times W \\ &= 0.021 \times 8,215,594.93 \\ &= 174992.172 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_z &= C_s \times W \\ &= 0.021 \times 8,215,594.93 \\ &= 174992.172 \text{ Kg} \end{aligned}$$

#### 4.4.8 Menghitung Gaya Gempa Lateral Fx

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

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

- 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  $x$
  - $K$  = Eksponen yang terkait  $i$  atau  $x$ , dinyatakan dalam meter ( m )
    - untuk struktur yang mempunyai perioda antara 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 antara 0.5 dan 2.5 detik,  $k$  harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

$$T_x = 1.458 \text{ Detik}$$

~ Untuk nilai  $T_x = 1.458$  berada diantara nilai :

$$\begin{aligned} T_x = 0.500 & \quad K_x = 1.000 & \text{Maka untuk mendapatkan nilai } K \text{ dari} \\ T_x = 2.500 & \quad K_x = 2.000 & T_x \text{ harus di interpolasi sebagai berikut:} \\ T_x = 1.458 & \quad K_x = \text{.....?} \end{aligned}$$

$$K_x = 1.000 + \left( \frac{1.458 - 0.500}{2.500 - 0.500} \right) \times (2.000 - 1.000) = 1.479$$

$$T_z = 0.842 \text{ Detik}$$

~ Untuk nilai  $T_z = 0.842$  berada diantara nilai :

$T_z = 0.500$        $K_z = 1.000$       Maka untuk mendapatkan nilai K dari  
 $T_z = 2.500$        $K_z = 2.000$        $T_z$  harus di interpolasi sebagai berikut:  
 $T_z = 0.842$        $K_z = \dots ?$   
 $K_z = 1.000 + \left( \frac{0.842 - 0.500}{2.500 - 0.500} \right) \times 2.000 - 1.000 = 1.171$

- 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	622979.72	3.4	3806547.3	2610816.7	985.4	1786.3
2	988642.23	8.2	22211088.6	11614837.8	5749.5	7946.8
3	1057862.18	12.4	43812674.3	20169902.5	11341.2	13800.1
4	1057863.18	16.6	67448044.6	28381793.9	17459.4	19418.6
5	1057864.18	20.8	94155476.2	36960250.9	24372.8	25287.9
6	1057865.18	25	123590074.8	45841834.3	31992.2	31364.6
7	1057866.18	29.8	160249464.7	56308424.5	41481.7	38525.8
8	608469.10	33.4	109108743.1	37014808.7	28243.6	25325.2
Atap	239797.34	37.8	51636254.6	16862079.2	13366.4	11536.9
$\Sigma$	7749209.29	-	676018368	255764749	174992.172	174992.172

Nilai beban gempa statik ekuivalen 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	985	296	1,786	536
2	5,749	1,725	7,947	2,384
3	11,341	3,402	13,800	4,140
4	17,459	5,238	19,419	5,826
5	24,373	7,312	25,288	7,586
6	31,992	9,598	31,365	9,409
7	41,482	12,445	38,526	11,558
8	28,244	8,473	25,325	7,598
Atap	13,366	4,010	11,537	3,461

#### 4.4.9 Eksentrisitas Rencana ( $e_d$ )

SNI gempa 1726-2002 pasa 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	22.159	-9.709	21.850	-9.797	1.17	1.17	23.329	-10.879
2	22.219	-9.743	21.761	-9.864	1.17	1.17	23.389	-10.913
3	22.212	-9.743	21.700	-10.078	1.17	1.17	23.382	-10.913
4	22.199	-9.74	21.717	-10.243	1.17	1.17	23.369	-10.91
5	22.210	-9.744	21.842	-10.372	1.17	1.17	23.380	-10.914
6	22.207	-9.745	22.031	-10.413	1.17	1.17	23.377	-10.915
7	22.197	-9.743	22.213	-10.448	1.17	1.17	23.367	-10.913
8	22.228	-9.751	22.411	-10.511	1.17	1.17	23.398	-10.921
Atap	32.887	-13.287	32.781	-10.64	1.329	1.17	34.216	-14.457

#### 4.4.10 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  $S_{DS} = 0.34$  g. Berdasarkan tabel 3.4, karena nilai  $S_{DS} > 0,20$ , maka gedung tersebut termasuk dalam kategori desain seismik C dengan faktor redundansi ( $\rho$ ) 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.  $1.27 D + 1 Q_{ex} + 0.3 Q_{ez} + 1 L$

- 4 1.27 D + 1 Qex - 0.3 Qez + 1 L
- 5 1.27 D - 1 Qex + 0.3 Qez + 1 L
- 6 1.27 D - 1 Qex - 0.3 Qez + 1 L

$$\bullet \left[ \begin{array}{ccc} 1.2 & + & 0.2 \text{ Sds} \end{array} \right] D \pm 0.3 \rho \text{ Qex} \pm \rho \text{ Qez} + L$$

- 7 1.27 D + 0.3 Qex + 1 Qez + 1 L
- 8 1.27 D + 0.3 Qex - 1 Qez + 1 L
- 9 1.27 D - 0.3 Qex + 1 Qez + 1 L
- 10 1.27 D - 0.3 Qex - 1 Qez + 1 L

$$\bullet \left[ \begin{array}{ccc} 0.9 & - & 0.2 \text{ Sds} \end{array} \right] D \pm \rho \text{ Qex} \pm 0.3 \text{ Qez}$$

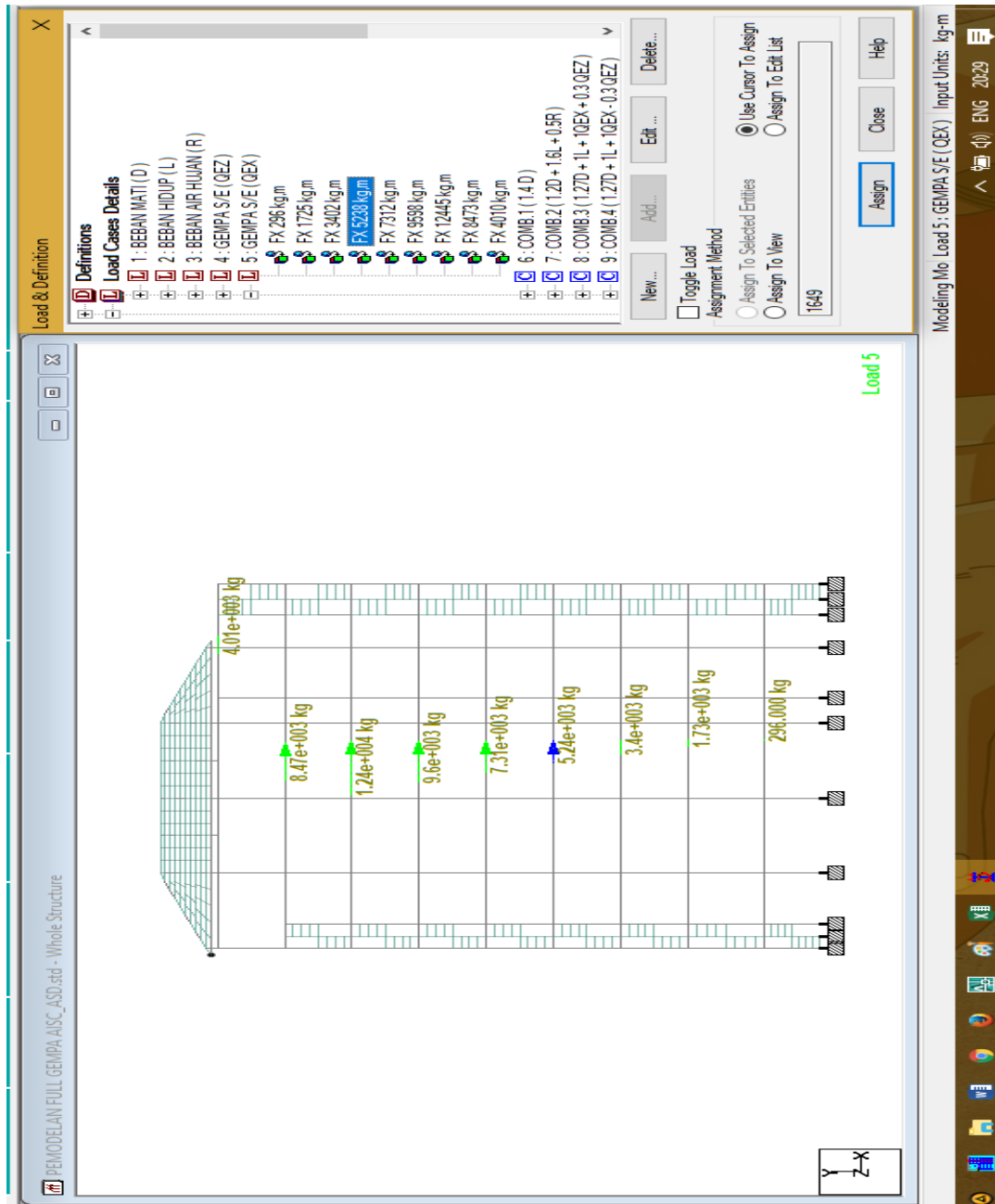
- 11 0.83 D + 1 Qex + 0.3 Qez
- 12 0.83 D + 1 Qex - 0.3 Qez
- 13 0.83 D - 1 Qex + 0.3 Qez
- 14 0.83 D - 1 Qex - 0.3 Qez

$$\bullet \left[ \begin{array}{ccc} 0.83 & - & 0.2 \text{ Sds} \end{array} \right] D \pm 0.3 \text{ Qex} \pm \rho \text{ Qez}$$

- 15 0.83 D + 0.3 Qex + 1 Qez
- 16 0.83 D + 0.3 Qex - 1 Qez
- 17 0.83 D - 0.3 Qex + 1 Qez
- 18 0.83 D - 0.3 Qex - 1 Qez

## Gambar Lampiran Staad

- Arah X



### 4.4.6 Pembebanan gempa arah X

- Arah Y

PEMODELAN FULL GEMPA AISC\_std - Whole Structure

Load & Definition

**Definitions**

**Load Cases Details**

- 1: BEBAN MATI (D)
- 2: BEBAN HIDUP (L)
- 3: BEBAN AIR HUJAN (R)
- 4: GEMPA S/E (QEZ)
  - FZ 1786 kg/m
  - FZ 7947 kg/m
  - FZ 13800 kg/m
  - FZ 19419 kg/m
  - FZ 25288 kg/m
  - FZ 31365 kg/m
  - FZ 38526 kg/m
  - FZ 45325 kg/m
  - FZ 51537 kg/m
- 5: GEMPA S/E (QEZ)
- 6: COMB 1 (1.4 D)
- 7: COMB 2 (1.2D + 1.6L + 0.5R)
- 8: COMB 3 (1.27D + 1L + 10EX + 0.3QEZ)
- 9: COMB 4 (1.27D + 1L + 10EX - 0.3QEZ)

New... Add... Edit... Delete...

Toggle Load

**Assignment Method**

Assign To Selected Entities

Assign To View

Use Cursor To Assign

Assign To Edit List

1654

Assign Close Help

Modeling Mo. load 4: GEMPA S/E (QEZ) | Input Units: kg-m

20:40 ENG

#### 4.4.7 Pembebanan gempa arah Y













































### 4.3 Kontrol Simpangan Antar Lantai / Drift ( $\Delta$ )

#### 4.5.1 Batasan Simpangan Antar Lantai Tingkat

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

**Tabel 4.5.1** Simpangan antar lantai ijin, ( $\Delta_a$ )

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

<sup>a</sup>  $h_{sx}$  adalah tinggi tingkat di bawah tingkat<sub>x</sub>.

<sup>b</sup> 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.

#### 4.5.2 Simpangan Antar Lantai Tingkat Desain ( $\Delta$ )

- 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

$$\begin{aligned} \text{Lantai 1} &= \delta_{e1} = 0.84 \text{ mm} \\ \text{Lantai 2} &= \delta_{e2} = 6.83 \text{ mm} \end{aligned} \quad (\text{Drift total dari output Staad Pro})$$

Simpangan atau perpindahan antar lantai tingkat yaitu dengan persamaan :  $\delta_{e2} - \delta_{e1} = 6.83 - 0.84 = 5.99 \text{ mm}$

$$\Delta_2 = \frac{C_d \times (\delta_{e2} - \delta_{e1})}{l_e} = \frac{4.5 \times 5.99}{1.50} = 17.97 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \Delta_a &= 0.01 \times h \\ &= 0.01 \times 3400 \\ &= 34 \geq \Delta_2 = 17.97 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Aman} \end{aligned}$$

**Defleksi arah Y ( Tingkat 2 )**

$$\begin{aligned} \text{Lantai 1} &= \delta_{e1} = 3.15 \text{ mm} \\ \text{Lantai 2} &= \delta_{e2} = 13.56 \text{ mm} \end{aligned} \quad (\text{Drift total dari output Staad Pro})$$

Simpangan atau perpindahan antar lantai tingkat yaitu dengan persamaan :  $\delta_{e2} - \delta_{e1} = 13.56 - 3.15 = 10.41 \text{ mm}$

$$\Delta_2 = \frac{C_d \times (\delta_{e2} - \delta_{e1})}{l_e} = \frac{4.5 \times 10.41}{1.50} = 31.23 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \Delta_a &= 0.01 \times h \\ &= 0.01 \times 3400 \\ &= 34 \geq \Delta_2 = 31.23 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Aman} \end{aligned}$$

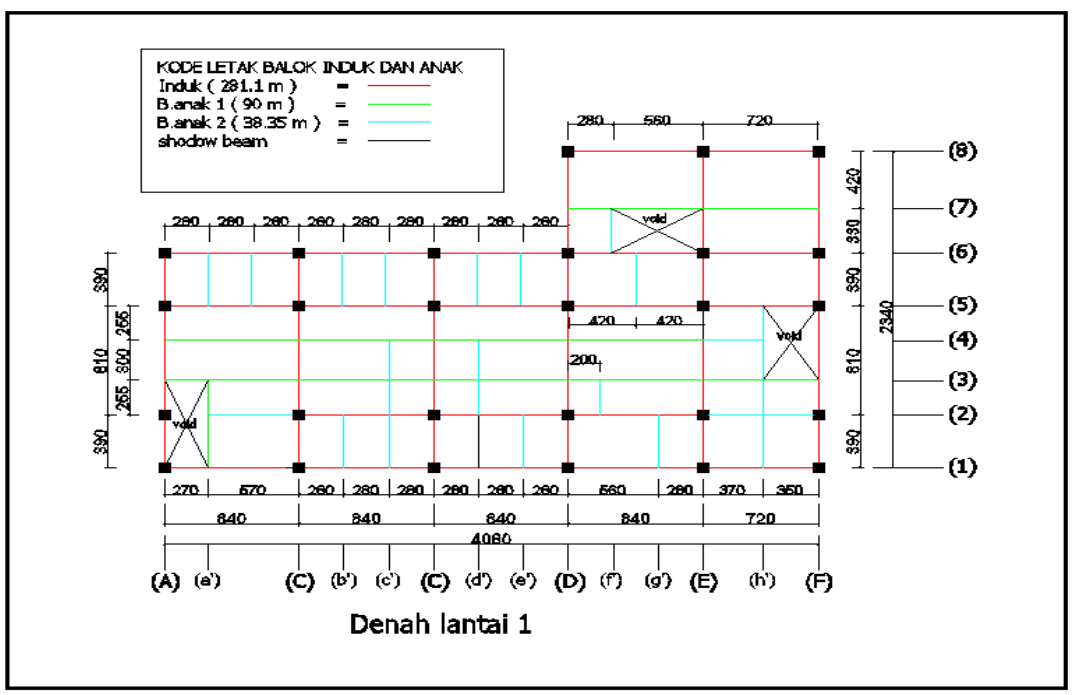
Intuk perhitungan selanjutnya, dapat dilihat pada tabel

Lantai	Drift Total		Simpangan antar lantai ( $\Delta$ )		Tinggi lantai	Simpangan antar lantai yang di izinkan		
	$\bar{\delta}_{ex}$	$\bar{\delta}_{ez}$	$\Delta x$	$\Delta z$		$(\Delta a)$	$\Delta \leq \Delta a$	
	mm	mm	mm	mm	mm	$\Delta x \leq \Delta a$	$\Delta y \leq \Delta a$	
1	0.84	3.15	2.52	9.45	3400	34	Aman	Aman
2	6.83	13.56	17.97	31.23	4800	48	Aman	Aman
3	6.84	23.25	0.027	29.07	4200	42	Aman	Aman
4	9.618	32.43	8.337	27.54	4200	42	Aman	Aman
5	11.2	40.83	4.746	25.2	4200	42	Aman	Aman
6	13.9	47.9	8.1	21.21	4200	42	Aman	Aman
7	16.12	53.36	6.66	16.38	4200	42	Aman	Aman
8	17.52	57.37	4.2	12.03	4200	42	Aman	Aman
Atap	17.73	62.45	0.63	15.24	4200	42	Aman	Aman

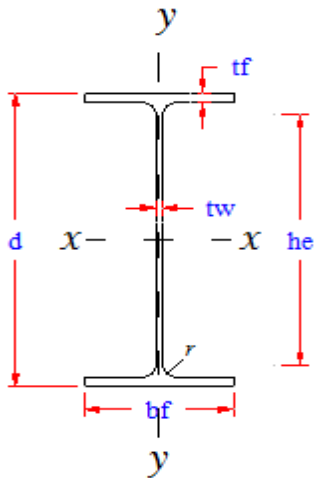
4.6 Perencanaan Balok Induk

L = 8.1 m

Terdapat pada lantai 1 :



Digunakan profil baja Wf 600.200.11.17



Dari tabel baja diperoleh

d : 600 mm

bf : 200 mm

tw : 11 mm

tf : 17 mm

Ag : 134.4 cm<sup>2</sup>

Ix : 77600 cm<sup>4</sup>

Iy : 2280 cm<sup>4</sup>

r : 22 mm

iy : 4.12 cm

Es : 200000 Mpa

fc : 30 Mpa

ix : 24 cm

fy : 250 Mpa

ts : 120 mm

#### 4.6.1 Kontrol terhadap lentur

##### Desain Momen Positif

##### 1) Kontrol Kekompakan Penampang

Menurut pasal 13-2a SNI 1729 : 2015, Kekuatan lentur desain penampang didesain dengan keadaan momen plastis apabila :

- Sayap (*flange*) - Kompak

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 t_f} = \frac{200}{2 \times 17} = 5.8824$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.75$$

Karena  $\lambda_f < \lambda_{pf}$  sayap profil kompak

- Badan (*Web*) - Kompak

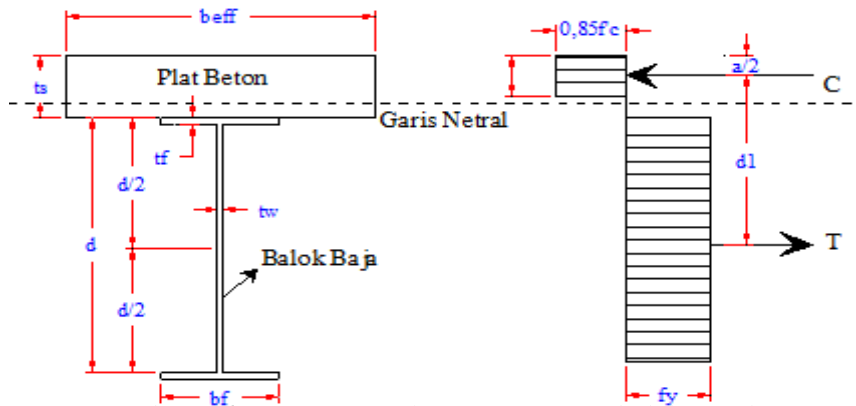
$$\lambda_w = \frac{h_e}{t_w} = \frac{600 - 2(17 + 22)}{11} = 47.455$$

$$\lambda_{pw} = 3.67 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.67 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 104$$

Karena  $\lambda_w < \lambda_{pw}$  sayap profil kompak

Maka penampang didesain dengan keadaan momen plastis

##### 2) Misalkan garis netral jatuh di pelat beton, maka :



Gambar 4.6.1. Garis netral penampang jatuh dalam pelat

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot f_c \cdot B_{eff}} < t_s$$

$$= \frac{13440 \times 250}{0.85 \times 30 \times 1012.5} < 120$$

$$= 130.13798 < 120$$

sehingga garis netral jatuh di pelat beton

$$a = \beta_1 \times PNA$$

$$130.14 = 0.85 \times \text{PNA}$$

$$\text{PNA} = \frac{130.14}{0.85} = 153.1 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya tekan (c)} &= 0.85 \cdot f_c \cdot \text{beff} \cdot a \\ &= 0.85 \times 30 \times 1012.5 \times 130.14 \\ &= 3360000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang lengan (dl)} &= \frac{d}{2} + t_s - \frac{a}{2} \\ &= \frac{600}{2} + 120 - \frac{130.14}{2} \\ &= 354.93101 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dengan demikian diperoleh momen nominal ( Mn), yakni :

$$\begin{aligned} \text{Mn} &= C \times dl \\ &= 3360000 \times 354.93101 \\ &= 1192568192 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} \phi_b \text{ Mn} &\geq \text{Mpr} \\ 0.9 \times 1192568192 &\geq 367310000 \text{ Nmm} \\ 1073311373 \text{ Nmm} &\geq 367310000 \text{ Nmm} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

### ***Desain Momen Negatif***

Digunakan tulangan pelat dengan diameter 8.5 -150 dan jumlah luas tulangan pelat dalam beff yakni : 7 buah tulangan, maka didapat luas tulangan (Asr) yakni :

$$\begin{aligned} \text{Asr} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times N \\ &= \frac{1}{4} \times 3.14 \times 8^2 \times 7 \\ &= 351.68 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan yang menambah kekuatan tarik nominal (Tsr) :

$$\begin{aligned} \text{Tsr} &= \text{Asr} \times f_yr \\ &= 351.68 \times 240 \\ &= 84403.2 \text{ N} \end{aligned}$$

Apabila daerah tekan terjadi pada seluruh penampang profil baja maka gaya tekan yang terjadi ( Cmax ) sebesar :

$$\begin{aligned} \text{Cmax} &= \text{As} \times f_y \\ &= 13440 \times 250 \end{aligned}$$

$$= 3360000 \quad \text{N}$$

Dikarenakan  $C_s$  lebih kecil dari  $C_{max}$ , maka :

$$C_s = C_{max} - T_s \quad \text{di mana } C_s = T$$

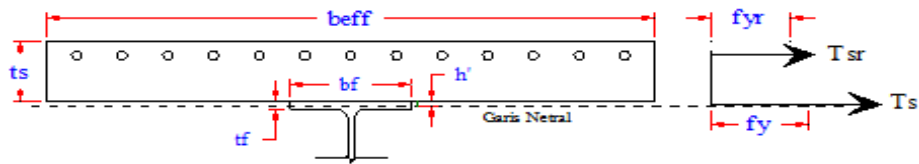
$$T_s = C_{max} - T_s$$

$$T_s + T_{sr} = C_{max} - T_{sr}$$

$$T_s = \frac{C_{max} - T_s}{2} = \frac{3360000 - 84403.2}{2}$$

$$= 1637798.4 \quad \text{N}$$

Berdasarkan hukum netral jatuh pada sayap profil, maka  $h' < t_f$



$$T_{sr} + T_s = A_{sr} \times f_{yr} + A \times f_y$$

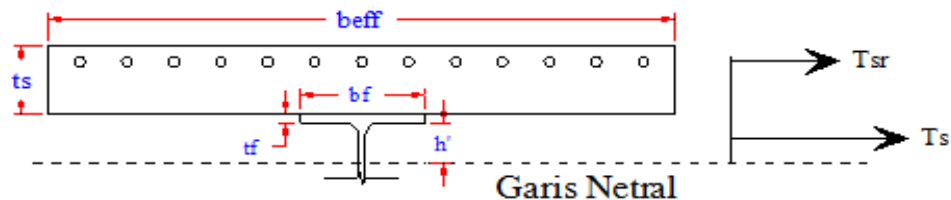
$$T_{sr} + T_s = A_{sr} \times f_{yr} + (b_f \times h') \times F_y$$

$$84403 + 1637798.4 = 351.68 \times 240 + (200 \times h') \times 250$$

$$1722201.6 = 84403.2 + 50000 \times h'$$

$$h = \frac{1637798.4}{50000} = 32.756 \text{ mm} > 17 \text{ mm}$$

Maka garis netral plastis berada pada badan profil baja :



Dimisalkan garis netral jatuh pada sayap profil, maka  $h' < h_e$

$$T_{sr} + T_s = A_{sr} \times f_{yr} + A \times f_y$$

$$T_{sr} + T_s = A_{sr} \times f_{yr} + [(b_f \times t_f) + (h' \times t_w)] \times F_y$$

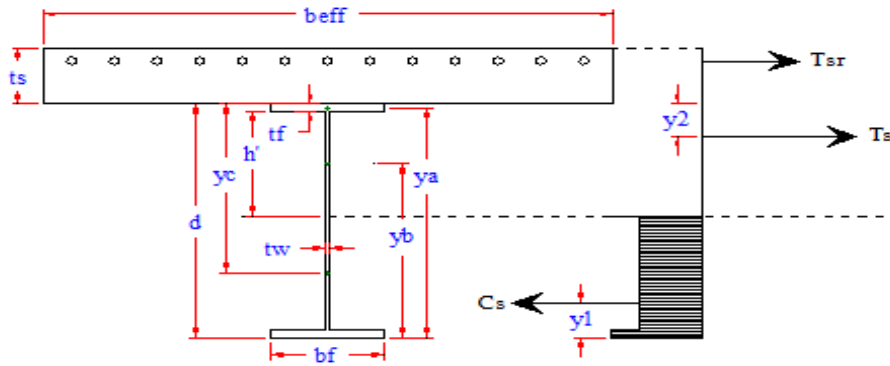
$$84403 + 1637798.4 = 351.68 \times 240 + [(200 \times 17) + (h' + 11)] \times 250$$

$$1722201.6 = 84403.2 + 850000 + 2750 \times h'$$

$$h' = \frac{787798.4}{2750}$$

$$= 286.47215 \text{ mm} < 522 \text{ mm}$$





Gambar 4.6.2. Garis netral penampang jatuh pada badan profil

Y1 adalah titik berat dari penampang profil yang mengalami tekan dimana terletak gaya Cs yang diukur dari serat bawah penampang :

Tabel 4.6.1 . Titik Berat Penampang Komposit Daerah Tekan

Elemen	Luas (A)	Lengan (Y)		A.Y
	mm <sup>2</sup>	mm		mm <sup>3</sup>
Profil Wf	13440	d/2 =	300	4032000
Flens = -(tf x bf )	-3400	ya =	591.5	-2011100
Badan = - ( h' x tw)	-3151.1936	yb =	439.8	-1385781.273
TOTAL	6888.8064			635118.7269

$$YI = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{635118.7269}{6888.8064} = 92.19575787 \text{ mm}$$

Y2 adalah titik berat dari penampang profil yang mengalami tarik dimana terletak gaya Ts yang diukur dari serat atas profil baja :

Tabel 4.6.2 . Titik Berat Penampang Komposit Daerah Tarik

Elemen	Luas (A)	Lengan (Y)		A.Y
	mm <sup>2</sup>	mm		mm <sup>3</sup>
Profil Wf	13440	d/2 =	300	4032000
Flens = -(tf x bf )	-3400	ya =	591.5	-2011100
Badan = - ( h' x tw)	-3074.8064	yb =	443.2	-1362865.113
TOTAL	6965.1936			658034.8869

$$Y2 = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{658034.8869}{6965.1936} = 94.47474466 \text{ mm}$$

Momen internal terhadap titik Cs :

$$Mn 1 = T_{sr} \times [ d - y1 + ts - (p + 1/2 \text{ Ø tulangan plat}) ]$$

$$= 84403.2 \times ( 600 - 92.20 + 120 = ( 20 + 1/2 \cdot 8.5 ) )$$

$$\begin{aligned}
&= 50941909.41 \text{ Nmm} \\
M_n 2 &= T_s \times [ d - (Y_1 + Y_2) ] \\
&= 1637798.4 \times ( 600 - ( 92.196 + 94.475 ) ) \\
&= 676950389.6 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

Maka momen nominal yakni :

$$\begin{aligned}
M_n &= M_n 1 + M_n 2 \\
&= 50941909.41 + 676950389.6 \\
&= 727892299 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}
\phi_b M_n &\geq M_{pr} \\
0.9 \times 727892299 &\geq 367310000 \text{ Nmm} \\
655103069.1 \text{ Nmm} &\geq 367310000 \text{ Nmm} \dots\dots\dots \text{OK}
\end{aligned}$$

#### 4.6.2 Kontrol terhadap geser

Menghitung  $M_{pr}$  (*Moment Probable Capacities*)

Geser rencana akibat gempa pada balok dihitung dengan mengansumsikan sendi plastis terbentuk di ujung-ujung balok dengan tegangan tulangan lentur balok yang diperkuat mencapai **1,25  $f_y$** , dan faktor reduksi kuat lentur  $\phi=1$ .

a). Kapasitas momen ujung balok apabila struktur bergoyang ke kanan

**Kondisi 1 (searah jarum jam)**

$$M_{pr+} = 1.25 \times M_n$$

$$M_{pr+} = 1.25 \times 727892299$$

$$= 909865.374 \text{ N-mm}$$

**Kondisi 2 (berlawanan arah jarum jam)**

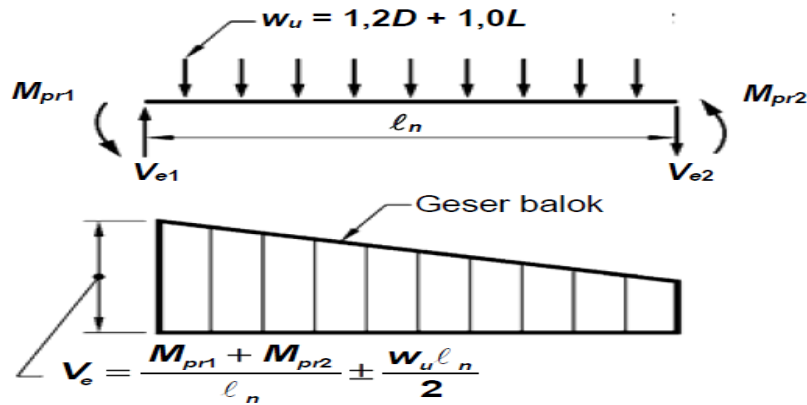
$$M_{pr-} = 1.25 \times M_n$$

$$M_{pr-} = 1.25 \times 727892299.04$$

$$= 909865.374 \text{ N-mm}$$

Kekuatan Geser desain balok berdasarkan SNI 2847 : 2013

HAL 190



Kuat geser nominal dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V_e &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} + \frac{W_u \cdot L_n}{2} \\
 &= \frac{909865.37 + 909865.37}{8.1} + \frac{120775 \times 8.1}{2} \\
 &= 713797.272 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{h_e}{t_w} &= \frac{600 - 2 ( 17 + 22 )}{11} \\
 &= 47.454545 < 260 \text{ Maka digunakan } K_n = 5 \\
 1.1 \sqrt{\frac{K_n \cdot E}{f_y}} &= 1.1 \sqrt{\frac{5 \cdot 200000}{250}} \\
 &= 69.57
 \end{aligned}$$

Karena ,  $\frac{h_e}{t_w} = 47.455 < 1.1 \sqrt{\frac{K_n \cdot E}{f_y}} = 69.57$  Maka,

Digunakan  $C_v = 1$

Kuat geser nominal dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0.6 \times f_y \times A_w \times C_v \\
 &= 0.6 \times f_y \times (t_w \times h_e) \times C_v \\
 &= 0.6 \times 250 \times ( 11 \times 522 ) \times 1 \\
 &= 861300 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}
 \phi_b \quad V_n &\geq V_e \\
 0.9 \times 861300 &\geq 713797.272 \text{ N} \\
 775170 \text{ N} &\geq 713797.3 \text{ N} \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

#### 4.6.3 Perhitungan *shear connector*

Digunakan shear connector stud baja berkepala dengan diameter

Diameter maksimum stud yang diijikan :

$$\begin{aligned} 2.5 \text{ } t_f &= 2.5 \times 17 \\ &= 42.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan stud dengan diameter :  $5/8 \text{ in} = 15.88 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Luas stud (Asa)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3.14 \times 15.88^2 \\ &= 197.9569 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kuat nominal satu buah stud ( $Q_n$ ) :

$$\begin{aligned} Q_n &= 0.5 \times A_{sa} \times \sqrt{f_c \times E_c} \leq \frac{A_{sa} \times f_u}{1.25} \\ &= 0.5 \times 197.96 \times \sqrt{30 \times 25743} \leq 197.96 \times 410 \\ &= 86982.29515 \text{ N} > 81162.33064 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\sum Q_n = 86982.29515 \text{ N}$$

Gaya geser maksimum pada daerah momen positif adalah yang terkecil dari :

- Kehancuran beton

$$\begin{aligned} V_h &= 0.85 \times f_c \times b_{eff} \times t_s \\ &= 0.85 \times 30 \times 1012.5 \times 120 \\ &= 3098250 \text{ N} \end{aligned}$$

- Leleh tarik dari penampang baja

$$\begin{aligned} V_h &= f_y \times A_s \\ &= 250 \times 13440 \\ &= 3360000 \text{ N} \end{aligned}$$

Maka digunakan  $V_h = 3360000 \text{ N}$

Gaya geser maksimum pada daerah momen negatif adalah :

$$\begin{aligned} V_h &= f_{yr} \times A_{sr} \\ &= 240 \times 351.68 \\ &= 84403 \text{ N} \end{aligned}$$

Jumlah penghubung geser yang dibutuhkan yakni :

- Momen positif

$$N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{3360000}{86982.29515} = 38.629 \approx 39 \text{ buah}$$

- Momen negatif

$$N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{84403.2}{86982.29515} = 0.9703 \approx 1 \text{ buah}$$

Maka , digunakan stud dengan jumlah : 39 buah pada 1/2 bentang dan dan sejumlah 78 jang bentang balok.

Pendetailan jarak stud menurut SNI 1729 : 2015 pasal 18 (3e) yakni :

$$\begin{aligned} S_{\min} &= 4 d \\ &= 4 \times 15.88 \\ &= 63.52 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 32 d \\ &= 32 \times 15.88 \\ &= 508.16 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jika  $bf = 200 \text{ mm}$  , maka

$$n = \frac{bf}{S_{\min}} = \frac{200}{63.52} = 3.1486 \approx 2 \text{ buah}$$

dengan n adalah jumlah stud pada penampang melintang balok.

Dengan demikian digunakan 2 stud dalam 1 baris melintang balok dan terdapat 39 baris stud sepanjang bentang balok.

$$\text{Panjang Bentang (L)} = 8400 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar stud (S)} = \frac{8400}{39} = 215.38 \text{ mm}$$

$$\text{Maka digunakan S} = 215 \text{ mm}$$

syarat :

$$S_{\min} = 63.52 \text{ mm} < S = 215.38 \text{ mm} < S_{\max} = 508.16 \text{ mm}$$

Jarak stud dlm 1 baris melintang ( $S_a$ ) yakni :

$$S_a = \frac{bf}{n} = \frac{200}{2} = 100 \text{ mm}$$

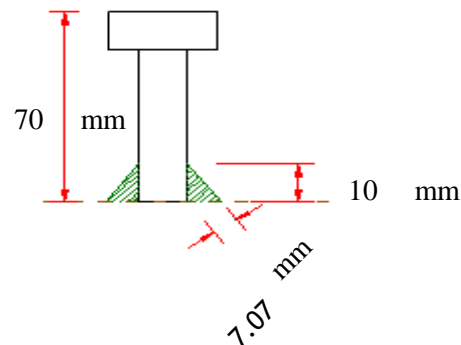
syarat :

$$S_{\min} = 63.52 \text{ mm} < S = 100 \text{ mm} < S_{\max} = 508.16 \text{ mm}$$

*Perhitungan las fillet pada penghubung geser :*

*Dicoba las fillet 1/2 in. electrode = 80 Ksi, tebal efektif las :*

$$\begin{aligned} a &= 10 \text{ mm} \\ t_e &= 0.707 a \\ &= 0.707 \times 10 \\ &= 7.07 \text{ mm} \end{aligned}$$



$$F_{EXX} = 80 \times 6.895 = 551.6 \text{ Mpa}$$

Kekuatan desain persatuan panjang las fillet :

$$\begin{aligned} \phi R_{nw} &= 0.75 \times t_e \times (0.6 \times F_{EXX}) \\ &= 0.75 \times 7.07 \times (0.6 \times 551.6) \\ &= 1754.9154 \text{ N/mm panjang las} \end{aligned}$$

Panjang keliling konektor (K) :

$$\begin{aligned} K &= \pi \times d \\ &= 3.14 \times 15.88 \\ &= 49.8632 \text{ mm} \end{aligned}$$

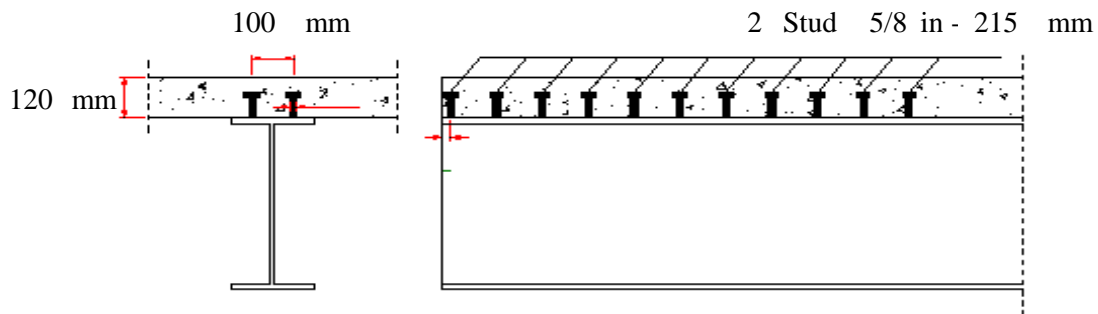
Las sekeliling konektor

$$\phi R_{nw \text{ perlu}} = \frac{Q_n}{K} = \frac{86982.29515}{49.8632} = 1744.4186 \text{ N}$$

Syarat :

$$\phi R_{nw \text{ perlu}} < \phi R_{nw}$$

$$1744.4186 \text{ N} < 1754.9154 \text{ N} \dots\dots\dots \text{OK}$$



Gambar 4.6.3. Letak stud pada penampang profil

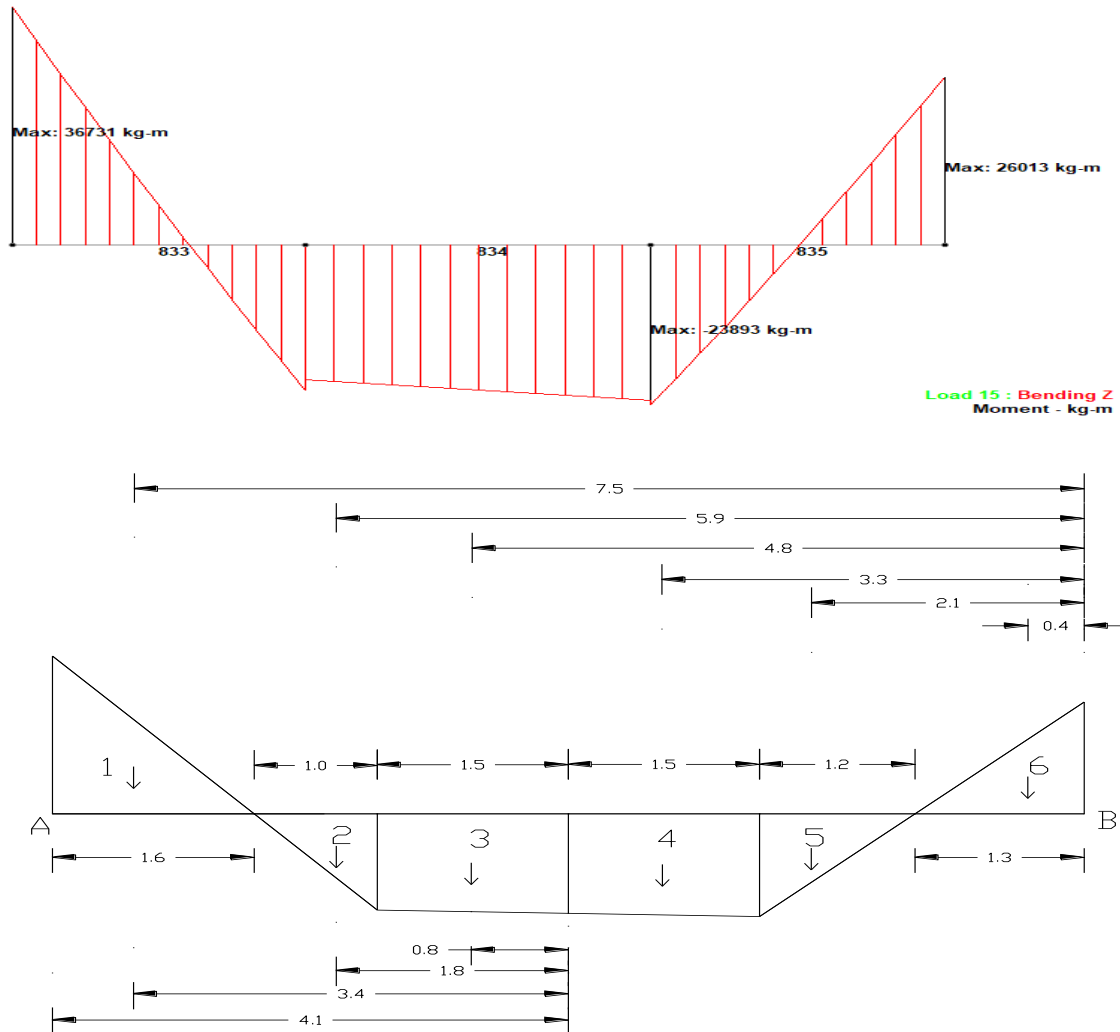
#### 4.6.4 Kontrol Lendutan

Lendutan yang diijinkan

$$\Delta = \frac{1}{360} L = \frac{1}{360} \times 8100 = 2.25 \text{ cm}$$

- Besar lendutan yang terjadi ( Metode momen area )

- Dari staadpro v8.i diperoleh nilai momen sebagai berikut :



Luas momen :

$$\begin{aligned}
 P1 &= 1/3 \times 36731 \times 1.38 = 16896.260 \text{ kg.m}^2 \\
 P2 &= 1/3 \times 23893 \times 1.17 = 9318.270 \text{ kg.m}^2 \\
 P3 &= 1/2 \times 23893 \times 1.50 = 17919.750 \text{ kg.m}^2 \\
 P4 &= 1/2 \times 23893 \times 1.50 = 17919.750 \text{ kg.m}^2 \\
 P5 &= 1/3 \times 23893 \times 1.27 = 10114.703 \text{ kg.m}^2 \\
 P6 &= 1/3 \times 26013 \times 1.28 = 11098.880 \text{ kg.m}^2
 \end{aligned}$$

$$\sum MB = 0$$

$$\begin{aligned} & ( RA \times 8.1 ) + ( P1 \times 7.5 ) - ( P2 \times 5.9 ) - \\ & ( P3 \times 4.80 ) - ( P4 \times 3.30 ) - ( P5 \times 2.10 ) + \\ & ( P6 \times 0.40 ) = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (- RA \times 8.1 ) &= ( 16896.260 \times 7.5 ) - ( 9318.270 \times 5.9 ) \\ &- ( 17919.750 \times 4.80 ) - ( 17919.750 \times 3.30 ) \\ &- ( 10114.703 \times 2.10 ) + ( 11098.880 \times 0.40 ) \end{aligned}$$

$$RA = \frac{-90207.143}{-8.1} = 11136.68432 \text{ kg.m}^2$$

$$\begin{aligned} M.\text{max} &= ( RA \times 4.1 ) + ( P1 \times 3.4 ) - ( P2 \times 1.8 ) - \\ & ( P3 \times 0.8 ) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= ( 11136.68432 \times 4.1 ) + ( 16896.26 \times 3.4 ) - \\ & ( 9318.270 \times 1.8 ) - ( 17919.75 \times 0.8 ) \end{aligned}$$

$$= 71999.00372 \text{ kg.m}^3$$

$$= 71999.00372 \times 10^6 \text{ kg.cm}^3$$

Ek = Modulus elastisitas balok komposit

$$= ( Ec \times ( \frac{As}{As + Ac} ) + Es \times ( \frac{Ac}{As + Ac} ) ) / 2$$

$$= ( 257430 \times ( \frac{134.40}{134.40 + 1215} ) + 200000 \times$$

$$( \frac{1215.00}{134.40 + 1215} ) ) / 2$$

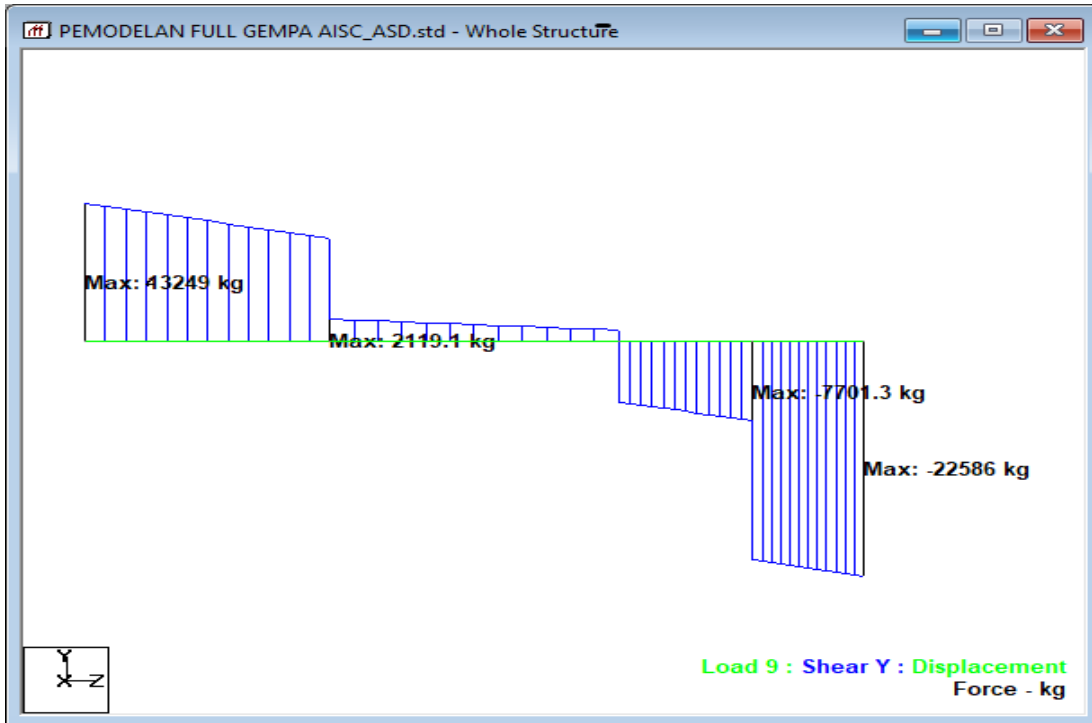
$$= 102860 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta x = \frac{M.\text{max}}{Ek \times I_{nett}} = \frac{71999 \times 10^6}{102860 \times 467584.9} = 1.497 \text{ cm}$$

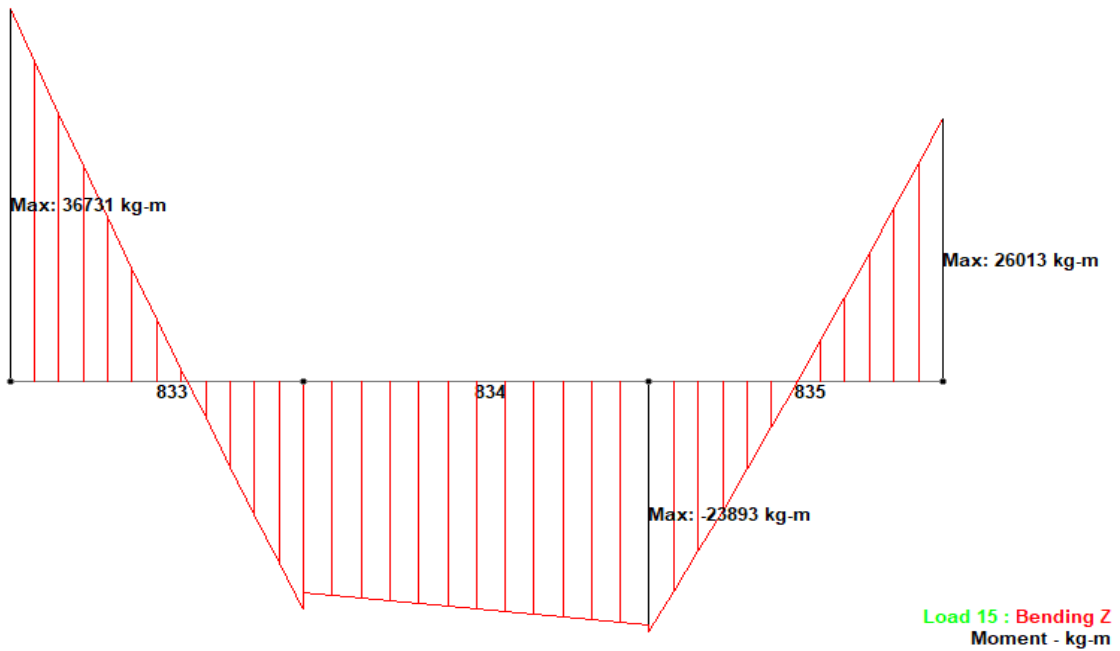
Maka :  $\Delta x = 1.50 \text{ cm} < \Delta i = 2.25 \text{ cm} \dots \dots \dots$  **Aman**



### Gaya geser Batang 833 - 835



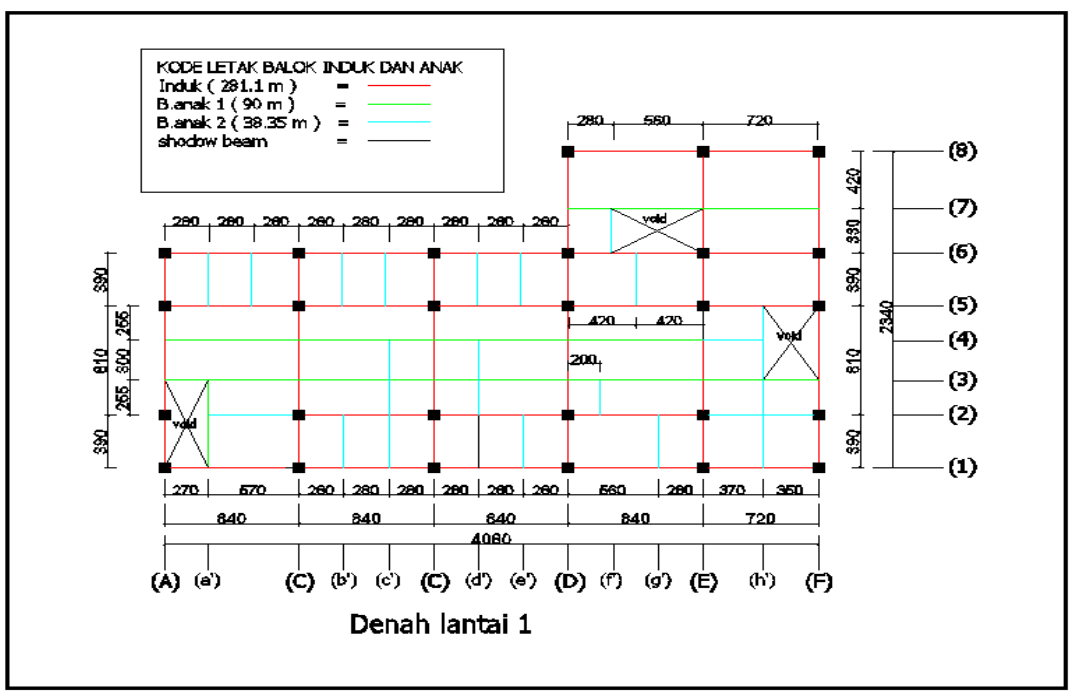
### Momen Batang 833 - 835



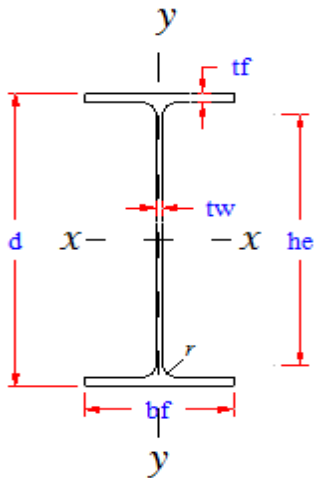
4.7 Perencanaan Balok Anak

L = 8.4 m

Terdapat pada lantai 1 :



Digunakan profil baja Wf 400.200.8.13



Dari tabel baja diperoleh

- d : 400 mm
- bf : 200 mm
- tw : 8 mm
- tf : 13 mm
- Ag : 84.1 cm<sup>2</sup>
- Ix : 23700 cm<sup>4</sup>
- Iy : 1740 cm<sup>4</sup>
- r : 16 mm
- iy : 4.54 cm
- Es : 200000 Mpa
- fc : 30 Mpa
- ix : 16.8 cm
- fy : 250 Mpa
- ts : 120 mm



$$PNA = \frac{78.525}{0.85} = 92.382 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya tekan (c)} &= 0.85 \cdot f_c \cdot b_{eff} \cdot a \\ &= 0.85 \times 30 \times 1050 \times 78.525 \\ &= 2102500 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang lengan (dl)} &= \frac{d}{2} + t_s - \frac{a}{2} \\ &= \frac{400}{2} + 120 - \frac{78.525}{2} \\ &= 280.737628 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dengan demikian diperoleh momen nominal (Mn), yakni :

$$\begin{aligned} M_n &= C \times dl \\ &= 2102500 \times 280.737628 \\ &= 590250863.7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} \phi_b \quad M_n &\geq M_{pr} \\ 0.9 \times 590250863.7 &\geq 97636000 \text{ Nmm} \\ 531225777.3 \text{ Nmm} &\geq 97636000 \text{ Nmm} \dots \dots \dots \text{OK} \end{aligned}$$

***Desain Momen Negatif***

Digunakan tulangan pelat dengan diameter 8.5 -150 dan jumlah luas tulangan pelat dalam beff yakni : 7 buah tulangan, maka didapat luas tulangan (Asr) yakni :

$$\begin{aligned} A_{sr} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times N \\ &= \frac{1}{4} \times 3.14 \times 9^2 \times 7 \\ &= 397.01375 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan yang menambah kekuatan tarik nominal (Tsr) :

$$\begin{aligned} T_{sr} &= A_{sr} \times f_{yr} \\ &= 397.01 \times 240 \\ &= 95283.3 \text{ N} \end{aligned}$$

Apabila daerah tekan terjadi pada seluruh penampang profil baja maka gaya tekan yang terjadi (Cmax) sebesar :

$$\begin{aligned} C_{max} &= A_s \times f_y \\ &= 8410 \times 250 \\ &= 2102500 \text{ N} \end{aligned}$$

Dikarenakan Cs lebih kecil dari Cmax, maka :

$$C_s = C_{max} - T_s \quad \text{di mana } C_s = T$$

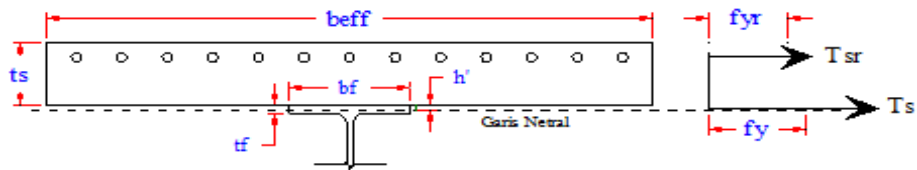
$$T_s = C_{max} - T_s$$

$$T_s + T_{sr} = C_{max} - T_{sr}$$

$$T_s = \frac{C_{max} - T_s}{2} = \frac{2102500 - 95283.3}{2}$$

$$= 1003608.35 \text{ N}$$

Berdasarkan hukum netral jatuh pada sayap profil, maka  $h' < t_f$



$$T_{sr} + T_s = A_{sr} \times f_{yr} + A \times f_y$$

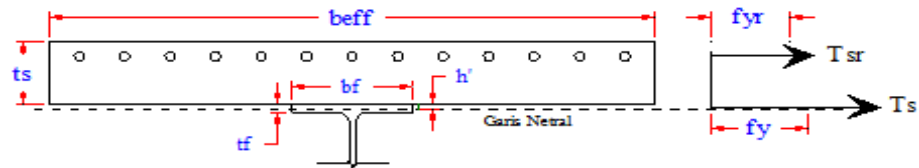
$$T_{sr} + T_s = A_{sr} \times f_{yr} + (b_f \times h') \times F_y$$

$$95283 + 1003608.4 = 397.01 \times 240 + (200 \times h') \times 250$$

$$1098891.65 = 95283.3 + 50000 h'$$

$$h = \frac{1003608.35}{50000} = 20.0722 \text{ mm} > 13 \text{ mm}$$

Maka garis netral plastis berada pada badan profil baja :



Dimisalkan garis netral jatuh pada sayap profil, maka  $h' < h_e$

$$T_{sr} + T_s = A_{sr} \times f_{yr} + A \times f_y$$

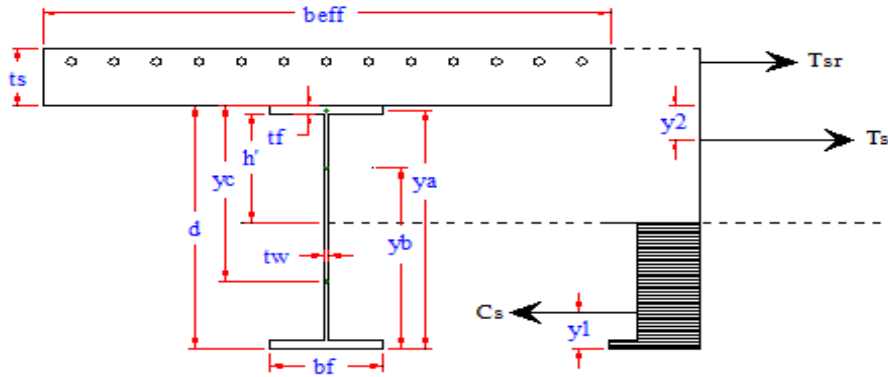
$$T_{sr} + T_s = A_{sr} \times f_{yr} + [(b_f \times t_f) + (h' \times t_w)] \times F_y$$

$$95283 + 1003608.4 = 397.01 \times 240 + [(200 \times 13) + (h' + 8)] \times 250$$

$$1098891.7 = 95283.3 + 650000 + 2000 h'$$

$$h' = \frac{353608.35}{2000}$$

$$= 176.80418 \text{ mm} < 342 \text{ mm}$$



Gambar 4.7.2. Garis netral penampang jatuh pada badan profil

Y1 adalah titik berat dari penampang profil yang mengalami tekan dimana terletak gaya Cs yang diukur dari serat bawah penampang :

Tabel 4.7.1 . Titik Berat Penampang Komposit Daerah Tekan

Elemen	Luas (A)	Lengan (Y)		A.Y
	mm <sup>2</sup>	mm		mm <sup>3</sup>
Profil Wf	8410	d/2 =	200	1682000
Flens = -(tf x bf )	-2600	ya =	393.5	-1023100
Badan = - ( h' x tw)	-1414.4334	yb =	298.6	-422346.8606
TOTAL	4395.5666			236553.1394

$$YI = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{236553.1394}{4395.5666} = 53.81630195 \text{ mm}$$

Y2 adalah titik berat dari penampang profil yang mengalami tarik dimana terletak gaya Ts yang diukur dari serat atas profil baja :

Tabel 4.7.2 . Titik Berat Penampang Komposit Daerah Tarik

Elemen	Luas (A)	Lengan (Y)		A.Y
	mm <sup>2</sup>	mm		mm <sup>3</sup>
Profil Wf	8410	d/2 =	200	1682000
Flens = -(tf x bf )	-2600	ya =	393.5	-1023100
Badan = - ( h' x tw)	-1577.5666	yb =	288.4	-454973.5006
TOTAL	4232.4334			203926.4994

$$Y2 = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{203926.4994}{4232.4334} = 48.18185666 \text{ mm}$$

Momen internal terhadap titik Cs :

$$Mn 1 = T_{sr} \times [ d - y1 + ts - (p + 1/2 \text{ Ø tulangan plat}) ]$$

$$= 95283.3 \times ( 400 - 53.82 + 120 = ( 20 + 1/2 \cdot 8.5 ) )$$

$$\begin{aligned}
&= 42108901.13 \text{ Nmm} \\
Mn 2 &= Ts \times [ d - (Y1 + Y2) ] \\
&= 1003608.4 \times ( 400 - ( 53.816 + 48.182 ) ) \\
&= 299077136.3 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

Maka momen nominal yakni :

$$\begin{aligned}
Mn &= Mn 1 + Mn 2 \\
&= 42108901.13 + 299077136.3 \\
&= 341186037.5 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}
\phi_b Mn &\geq Mpr \\
0.9 \times 341186037.5 &\geq 97636000 \text{ Nmm} \\
307067433.7 \text{ Nmm} &\geq 97636000 \text{ Nmm} \dots\dots\dots \mathbf{OK}
\end{aligned}$$

#### 4.6.2 Kontrol terhadap geser

Menghitung Mpr (*Moment Probable Capacities*)

Geser rencana akibat gempa pada balok dihitung dengan mengansumsikan sendi plastis terbentuk di ujung-ujung balok dengan tegangan tulangan lentur balok yang diperkuat mencapai **1,25 fy**, dan faktor reduksi kuat lentur  $\phi=1$ .

a). Kapasitas momen ujung balok apabila struktur bergoyang ke kanan

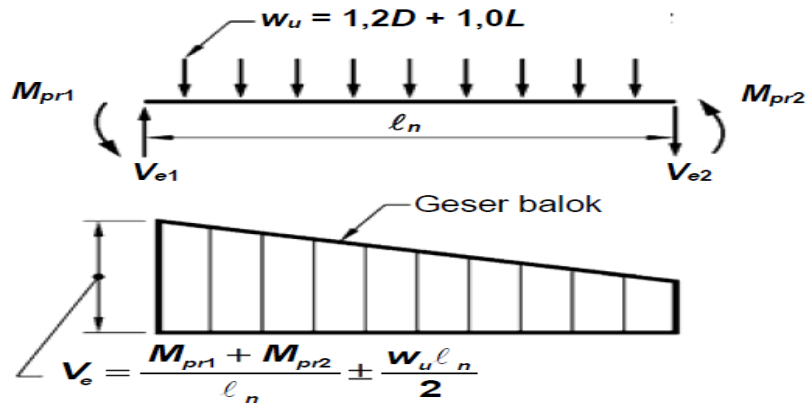
**Kondisi 1 (searah jarum jam)**

$$\begin{aligned}
Mpr+ &= 1.25 \times Mn \\
Mpr+ &= 1.25 \times 341186037.5 \\
&= 426482.547 \text{ N-mm}
\end{aligned}$$

**Kondisi 2 (berlawanan arah jarum jam)**

$$\begin{aligned}
Mpr- &= 1.25 \times Mn \\
Mpr- &= 1.25 \times 341186037.47 \\
&= 426482.547 \text{ N-mm}
\end{aligned}$$

Kekuatan Geser desain balok berdasarkan SNI 2847 : 2013



Kuat geser nominal dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V_e &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} + \frac{W_u \cdot L_n}{2} \\
 &= \frac{426482.55 + 426482.55}{8.4} + \frac{24262 \times 8.4}{2} \\
 &= 203443.2755 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\frac{h_e}{t_w} = \frac{600 - 2(17 + 16)}{11}$$

$$= 48.545455 < 260 \text{ Maka digunakan } K_n = 5$$

$$\begin{aligned}
 1.1 \sqrt{\frac{K_n \cdot E}{f_y}} &= 1.1 \sqrt{\frac{5 \cdot 200000}{250}} \\
 &= 69.57
 \end{aligned}$$

$$\text{Karena, } \frac{h_e}{t_w} = 48.545 < 1.1 \sqrt{\frac{K_n \cdot E}{f_y}} = 69.57 \text{ Maka,}$$

Digunakan  $C_v = 1$

Kuat geser nominal dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0.6 \times f_y \times A_w \times C_v \\
 &= 0.6 \times f_y \times (t_w \times h_e) \times C_v \\
 &= 0.6 \times 250 \times (8 \times 342) \times 1 \\
 &= 410400 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\phi_b V_n \geq V_e$$

$$0.9 \times 410400 \geq 203443.2755 \text{ N}$$

$$369360 \text{ N} \geq 203443.3 \text{ N} \dots\dots\dots \text{OK}$$



#### 4.7.3 Perhitungan *shear connector*

Digunakan shear connector stud baja berkepala dengan diameter

Diameter maksimum stud yang diijikan :

$$\begin{aligned} 2.5 \text{ } t_f &= 2.5 \times 13 \\ &= 32.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan stud dengan diameter :  $0.625 \text{ in} = 15.88 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Luas stud (Asa)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3.14 \times 15.88^2 \\ &= 197.9569 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kuat nominal satu buah stud ( $Q_n$ ) :

$$\begin{aligned} Q_n &= 0.5 \times \text{Asa} \times \sqrt{f_c \times E_c} \leq \frac{\text{Asa} \times f_u}{30} \\ &= 0.5 \times 197.96 \times \sqrt{30 \times 25743} \leq 197.96 \times 410 \\ &= 86982.29515 \text{ N} > 81162.33064 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\sum Q_n = 86982.29515 \text{ N}$$

Gaya geser maksimum pada daerah momen positif adalah yang terkecil dari :

- Kehancuran beton

$$\begin{aligned} V_h &= 0.85 \times f_c \times b_{eff} \times t_s \\ &= 0.85 \times 30 \times 1050 \times 120 \\ &= 3213000 \text{ N} \end{aligned}$$

- Leleh tarik dari penampang baja

$$\begin{aligned} V_h &= f_y \times A_s \\ &= 250 \times 8410 \\ &= 2102500 \text{ N} \end{aligned}$$

Maka digunakan  $V_h = 2102500 \text{ N}$

Gaya geser maksimum pada daerah momen negatif adalah :

$$\begin{aligned} V_h &= f_{yr} \times A_{sr} \\ &= 240 \times 397.01 \\ &= 95283 \text{ N} \end{aligned}$$

Jumlah penghubung geser yang dibutuhkan yakni :

- Momen positif

$$N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{2102500}{86982.29515} = 24.1716 \approx 25 \text{ buah}$$

- Momen negatif

$$N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{95283.3}{86982.29515} = 1.09543 \approx 2 \text{ buah}$$

Maka , digunakan stud dengan jumlah :  $25 \text{ buah}$  pada 1/2 bentang dan

dan sejumlah 50 buah stud sepanjang bentang balok.

Pendetailan jarak stud menurut SNI 1729 : 2015 pasal 18 (3e) yakni :

$$\begin{aligned} S_{\min} &= 4 d \\ &= 4 \times 15.88 \\ &= 63.52 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 32 d \\ &= 32 \times 15.88 \\ &= 508.16 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jika  $b_f = 200 \text{ mm}$ , maka

$$n = \frac{b_f}{S_{\min}} = \frac{200}{63.52} = 3.14861 \approx 2 \text{ buah}$$

dengan  $n$  adalah jumlah stud pada penampang melintang balok.

Dengan demikian digunakan 2 stud dalam 1 baris melintang balok dan terdapat 25 baris stud sepanjang bentang balok.

$$\text{Panjang Bentang (L)} = 8400 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar stud (S)} = \frac{8400}{25} = 336 \text{ mm}$$

$$\text{Maka digunakan S} = 336 \text{ mm}$$

syarat :

$$S_{\min} = 63.52 \text{ mm} < S = 336 \text{ mm} < S_{\max} = 508.16 \text{ mm}$$

Jarak stud dlm 1 baris melintang ( $S_a$ ) yakni :

$$S_a = \frac{b_f}{n} = \frac{200}{2} = 100 \text{ mm}$$

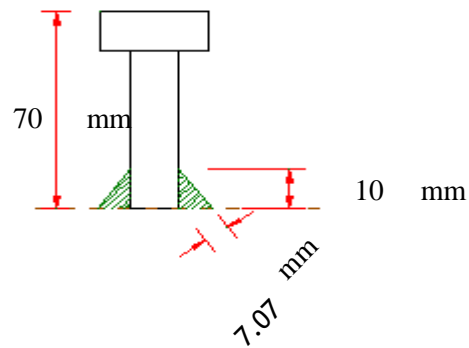
syarat :

$$S_{\min} = 63.52 \text{ mm} < S = 100 \text{ mm} < S_{\max} = 508.16 \text{ mm}$$

*Perhitungan las fillet pada penghubung geser :*

*Dicoba las fillet 1/2 in. electrode = 80 Ksi, tebal efektif las :*

$$\begin{aligned} a &= 10 \text{ mm} \\ t_e &= 0.707 a \\ &= 0.707 \times 10 \\ &= 7.07 \text{ mm} \end{aligned}$$



$$F_{EXX} = 80 \times 6.895 = 551.6 \text{ Mpa}$$

Kekuatan desain persatuan panjang las fillet :

$$\begin{aligned} \phi R_{nw} &= 0.75 \times t_e \times (0.6 \times F_{EXX}) \\ &= 0.75 \times 7.07 \times (0.6 \times 551.6) \\ &= 1754.9154 \text{ N/mm panjang las} \end{aligned}$$

Panjang keliling konektor (K) :

$$\begin{aligned} K &= \pi \times d \\ &= 3.14 \times 15.88 \\ &= 49.8632 \text{ mm} \end{aligned}$$

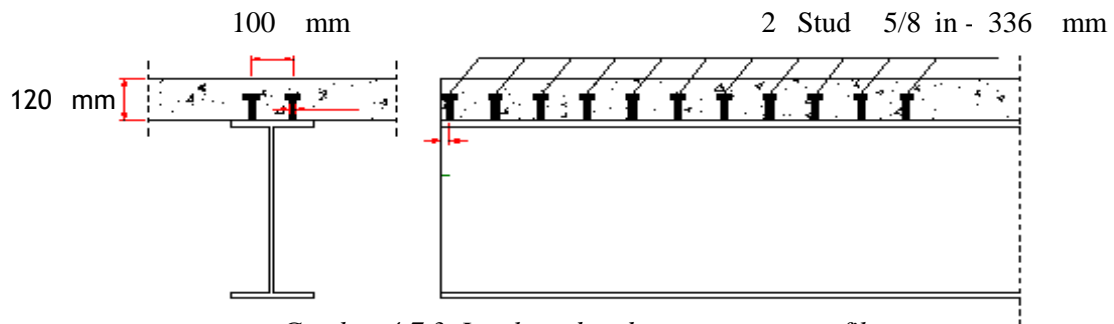
Las sekeliling konektor

$$\phi R_{nw \text{ perlu}} = \frac{Q_n}{K} = \frac{86982.29515}{49.8632} = 1744.4186 \text{ N}$$

Syarat :

$$\phi R_{nw \text{ perlu}} < \phi R_{nw}$$

$$1744.4186 \text{ N} < 1754.9154 \text{ N} \dots\dots\dots \text{OK}$$



Gambar 4.7.3. Letak stud pada penampang profil

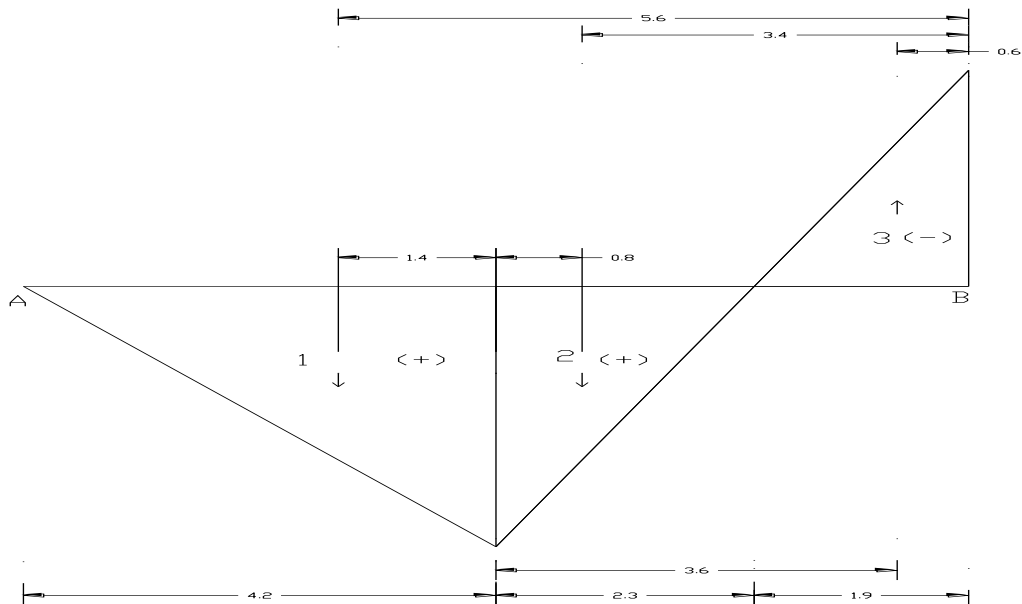
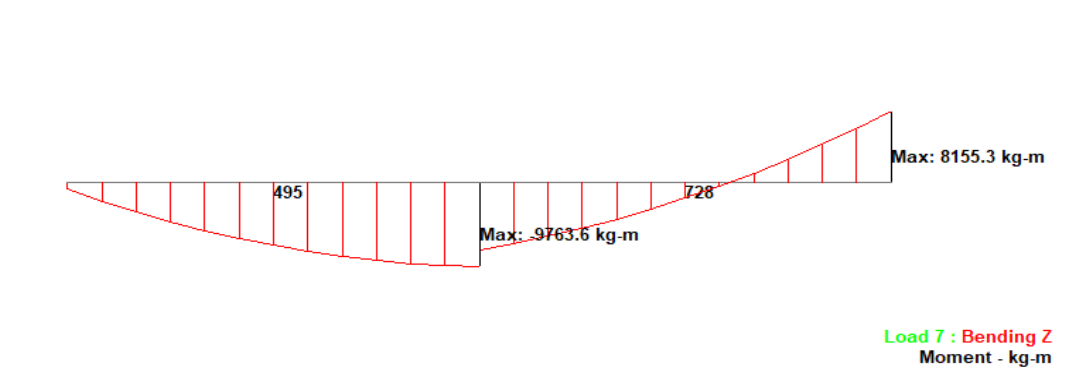
#### 4.7.4 Kontrol Lendutan

Lendutan yang diijinkan

$$\Delta = \frac{1}{360} L = \frac{1}{360} \times 8400 = 2.33 \text{ cm}$$

- Besar lendutan yang terjadi ( Metode momen area )

- Dari staadpro v8.i diperoleh nilai momen sebagai berikut :



Luas momen :

$$P1 = \frac{2}{3} \times 9763.6 \times 4.2 = 13669.040 \text{ kg.m}^2$$

$$P2 = \frac{1}{3} \times 9763.6 \times 2.3 = 54918.240 \text{ kg.m}^2$$

$$P3 = \frac{1}{3} \times 8155.3 \times 1.90 = 7747.535 \text{ kg.m}^2$$

$\sum MB = 0$

$$\begin{aligned} & ( RA \times 8.4 ) - ( P1 \times 5.6 ) - ( P2 \times 3.4 ) + \\ & ( P3 \times 0.60 ) = 0 \end{aligned}$$

$$(RA \times 8.4) = (13669.040 \times 5.6) + (54918.240 \times 3.4) - (7747.54 \times 0.60)$$

$$RA = \frac{258620.119}{8.4} = 30788.1094 \text{ kg.m}^2$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= (RA \times 4.2) - (P1 \times 1.4) \\ &= (30788.1094 \times 4.2) + (13669.04 \times 1.4) \\ &= 110173.4035 \text{ kg.m}^3 \\ &= 110173.4035 \times 10^6 \text{ kg.cm}^3 \end{aligned}$$

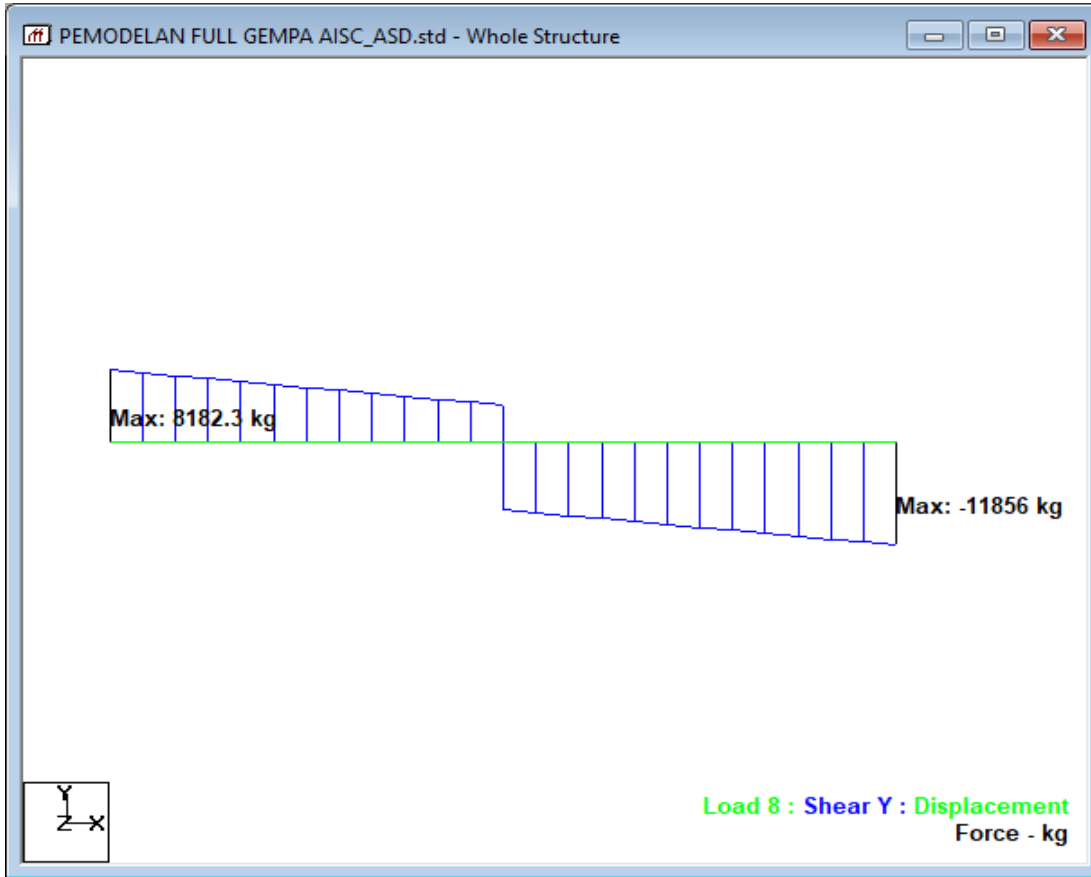
Ek = Modulus elastisitas balok komposit

$$\begin{aligned} &= \left( E_c \times \left( \frac{A_s}{A_s + A_c} \right) + E_s \times \left( \frac{A_c}{A_s + A_c} \right) \right) / 2 \\ &= \left( 257430 \times \left( \frac{84.10}{84.10 + 1260} \right) + 200000 \times \left( \frac{1260.00}{84.10 + 1260} \right) \right) / 2 \\ &= 101797 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

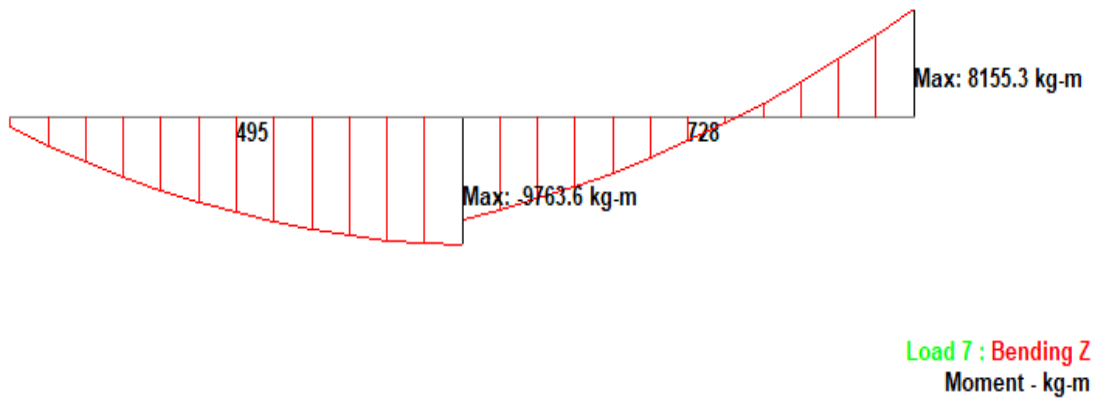
$$\Delta x = \frac{M_{\max}}{E_k \times I_{\text{nett}}} = \frac{110173 \times 10^6}{101797 \times 1909799.97} = 0.567 \text{ cm}$$

Maka :  $\Delta x = 0.57 \text{ cm} < \Delta i = 2.33 \text{ cm} \dots \dots \dots$  **Aman**

Gaya geser Batang 495, Batang 728



Momen Batang 495, Batang 728























BEBAN MATI

BEBAN HIDUP

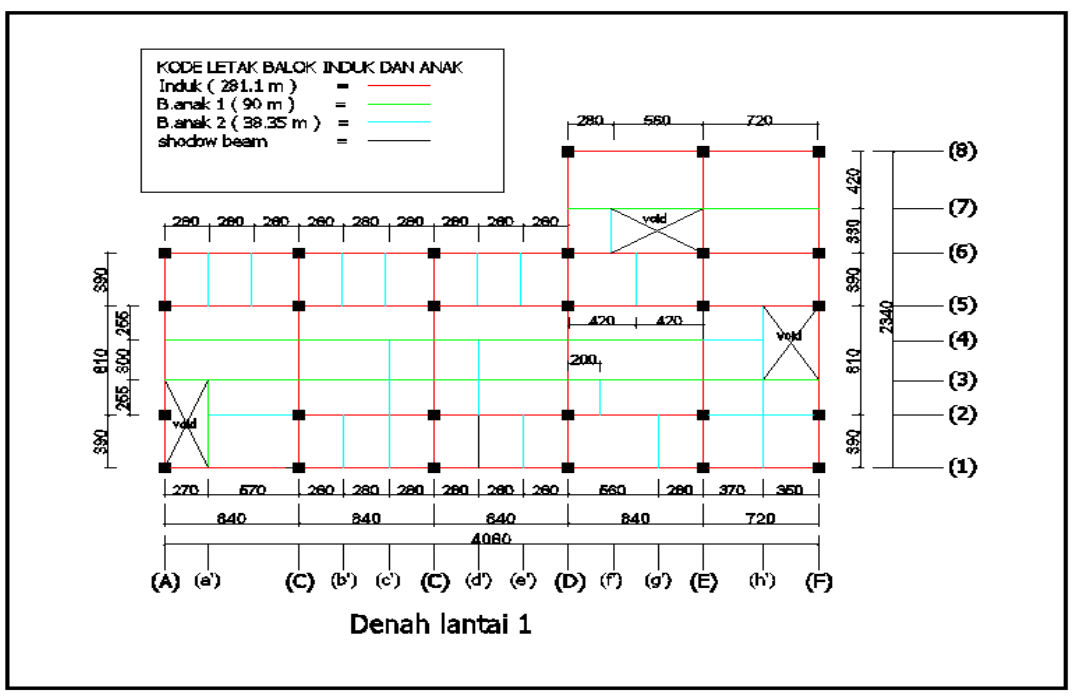




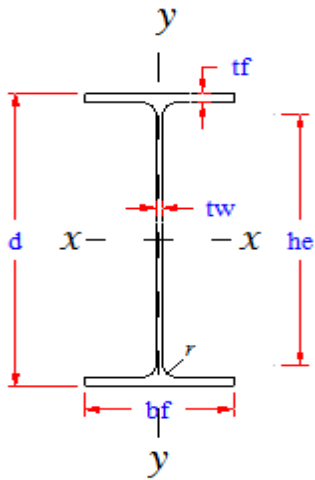
4.8 Perencanaan Balok Anak

L = 6.45 m

Terdapat pada lantai 1 :



Digunakan profil baja Wf 350.175.7.11



Dari tabel baja diperoleh

- d : 350 mm
- bf : 175 mm
- tw : 7 mm
- tf : 11 mm
- Ag : 63.14 cm<sup>2</sup>
- Ix : 13600 cm<sup>4</sup>
- Iy : 984 cm<sup>4</sup>
- r : 14 mm
- iy : 3.95 cm
- Es : 200000 Mpa
- fc : 30 Mpa
- ix : 14.7 cm
- fy : 250 Mpa
- ts : 120 mm

#### 4.8.1 Kontrol terhadap lentur

##### Desain Momen Positif

##### 1) Kontrol Kekompakan Penampang

Menurut pasal 13-2a SNI 1729 : 2015, Kekuatan lentur desain penampang didesain dengan keadaan momen plastis apabila :

- Sayap (*flange*) - Kompak

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 t_f} = \frac{175}{2 \times 11} = 7.9545$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.75$$

Karena  $\lambda_f < \lambda_{pf}$  sayap profil kompak

- Badan (*Web*) - Kompak

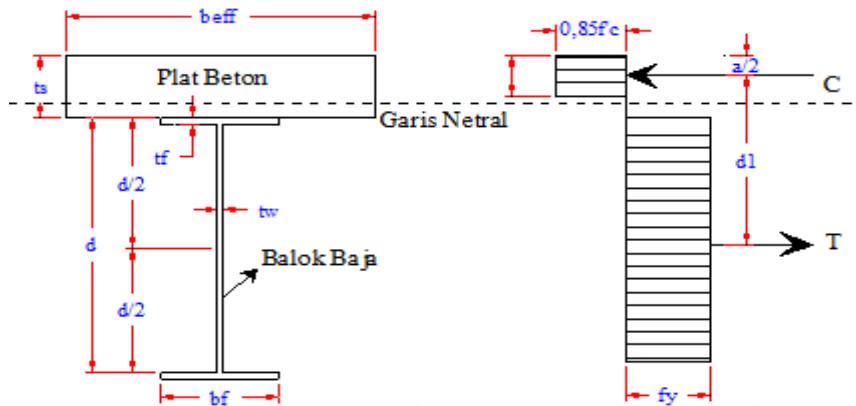
$$\lambda_w = \frac{h_e}{t_w} = \frac{350 - 2(11 + 14)}{7} = 42.857$$

$$\lambda_{pw} = 3.67 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.67 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 104$$

Karena  $\lambda_w < \lambda_{pw}$  sayap profil kompak

Maka penampang didesain dengan keadaan momen plastis

##### 2) Misalkan garis netral jatuh di pelat beton, maka :



Gambar 4.8.1. Garis netral penampang jatuh dalam pelat

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot B_{eff}} < t_s$$

$$= \frac{6314 \times 250}{0.85 \times 30 \times 1612.5} < 120$$

$$= 38.388813 < 120$$

sehingga garis netral jatuh di pelat beton

$$a = \beta_1 \times PNA$$

$$38.389 = 0.85 \times \text{PNA}$$

$$\text{PNA} = \frac{38.389}{0.85} = 45.163 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya tekan (c)} &= 0.85 \cdot f_c \cdot \text{beff} \cdot a \\ &= 0.85 \times 30 \times 1612.5 \times 38.389 \\ &= 1578500 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang lengan (dl)} &= \frac{d}{2} + t_s - \frac{a}{2} \\ &= \frac{350}{2} + 120 - \frac{38.389}{2} \\ &= 275.80559 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dengan demikian diperoleh momen nominal ( Mn), yakni :

$$\begin{aligned} \text{Mn} &= C \times dl \\ &= 1578500 \times 275.80559 \\ &= 435359129.4 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} \phi_b \text{ Mn} &\geq \text{Mpr} \\ 0.9 \times 435359129.4 &\geq 47119000 \text{ Nmm} \\ 391823216.5 \text{ Nmm} &\geq 47119000 \text{ Nmm} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

### ***Desain Momen Negatif***

Digunakan tulangan pelat dengan diameter 8.5 -150 dan jumlah luas tulangan pelat dalam beff yakni : 11 buah tulangan, maka didapat luas tulangan (Asr) yakni :

$$\begin{aligned} \text{Asr} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times N \\ &= \frac{1}{4} \times 3.14 \times 9^2 \times 10.8 \\ &= 609.69969 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan yang menambah kekuatan tarik nominal (Tsr) :

$$\begin{aligned} \text{Tsr} &= \text{Asr} \times f_yr \\ &= 609.7 \times 240 \\ &= 146327.925 \text{ N} \end{aligned}$$

Apabila daerah tekan terjadi pada seluruh penampang profil baja maka gaya tekan yang terjadi ( Cmax ) sebesar :

$$\begin{aligned} \text{Cmax} &= \text{As} \times f_y \\ &= 6314 \times 250 \end{aligned}$$

$$= 1578500 \quad \text{N}$$

Dikarenakan  $C_s$  lebih kecil dari  $C_{max}$ , maka :

$$C_s = C_{max} - T_s \quad \text{di mana } C_s = T$$

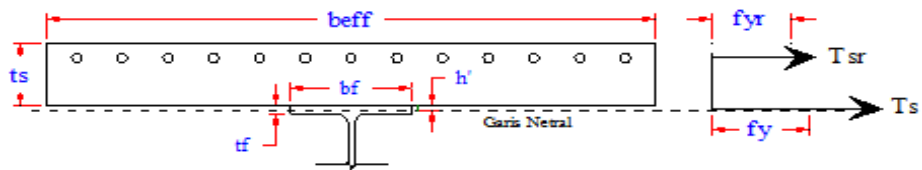
$$T_s = C_{max} - T_s$$

$$T_s + T_{sr} = C_{max} - T_{sr}$$

$$T_s = \frac{C_{max} - T_s}{2} = \frac{1578500 - 146327.925}{2}$$

$$= 716086.0375 \quad \text{N}$$

Berdasarkan hukum netral jatuh pada sayap profil, maka  $h' < t_f$



$$T_{sr} + T_s = A_{sr} \times f_{yr} + A \times f_y$$

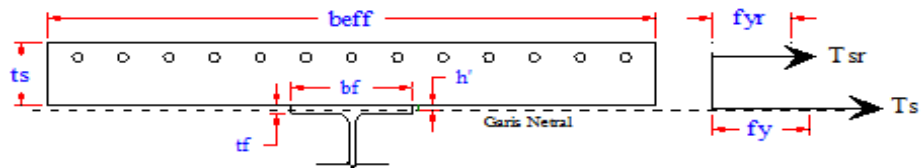
$$T_{sr} + T_s = A_{sr} \times f_{yr} + (b_f \times h') \times F_y$$

$$146328 + 716086.04 = 609.7 \times 240 + (175 \times h') \times 250$$

$$862413.9625 = 146327.93 + 43750 \quad h'$$

$$h = \frac{716086.0375}{43750} = 16.3677 \quad \text{mm} > 11 \quad \text{mm}$$

Maka garis netral plastis beraada pada badan profil baja :



Dimisalkan garis netral jatuh pada sayap profil, maka  $h' < h_e$

$$T_{sr} + T_s = A_{sr} \times f_{yr} + A \times f_y$$

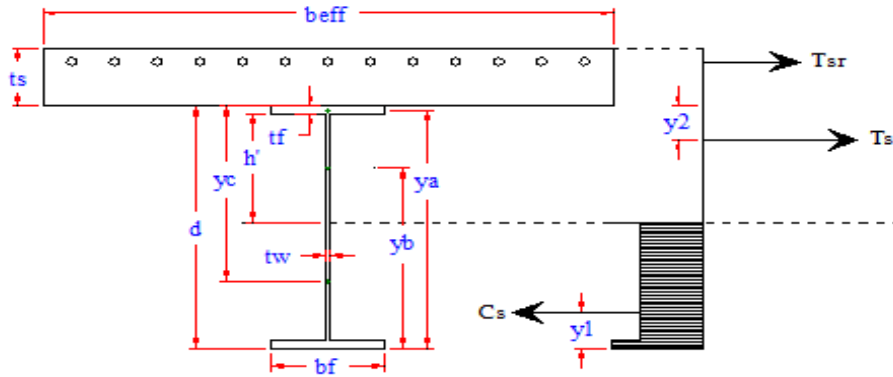
$$T_{sr} + T_s = A_{sr} \times f_{yr} + [(b_f \times t_f) + (h' \times t_w)] \times F_y$$

$$146328 + 716086.04 = 609.7 \times 240 + [(175 \times 11) + (h' + 7)] \times 250$$

$$862413.96 = 146327.93 + 481250 + 1750 \quad h'$$

$$h' = \frac{234836.04}{1750}$$

$$= 134.19202 \quad \text{mm} < 300 \quad \text{mm}$$



Gambar 4.8.2. Garis netral penampang jatuh pada badan profil

Y1 adalah titik berat dari penampang profil yang mengalami tekan dimana terletak gaya Cs yang diukur dari serat bawah penampang :

Tabel 4.8.1 . Titik Berat Penampang Komposit Daerah Tekan

Elemen	Luas (A)	Lengan (Y)		A.Y
	mm <sup>2</sup>	mm		mm <sup>3</sup>
Profil Wf	6314	d/2 =	175	1104950
Flens = -(tf x bf)	-1925	ya =	344.5	-663162.5
Badan = -( h' x tw)	-939.3441	yb =	271.9	-255411.4217
TOTAL	3449.6559			186376.0783

$$YI = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{186376.0783}{3449.65585} = 54.02744111 \text{ mm}$$

Y2 adalah titik berat dari penampang profil yang mengalami tarik dimana terletak gaya Ts yang diukur dari serat atas profil baja :

Tabel 4.8.2 . Titik Berat Penampang Komposit Daerah Tarik

Elemen	Luas (A)	Lengan (Y)		A.Y
	mm <sup>2</sup>	mm		mm <sup>3</sup>
Profil Wf	6314	d/2 =	175	1104950
Flens = -(tf x bf)	-1925	ya =	344.5	-663162.5
Badan = -( h' x tw)	-1356.656	yb =	242.1	-328440.9692
TOTAL	3032.3442			113346.5308

$$Y2 = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{113346.5308}{3032.34415} = 37.37917769 \text{ mm}$$

Momen internal terhadap titik Cs :

$$\begin{aligned} M_{n1} &= T_{sr} \times [ d - y1 + ts - (p + 1/2 \text{ Ø tulangan plat}) ] \\ &= 146327.93 \times ( 350 - 54.03 + 120 - ( 20 + 1/2 \cdot 8.5 ) ) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 57319949.22 \text{ Nmm} \\
Mn 2 &= Ts \times [ d - (Y1 + Y2) ] \\
&= 716086.04 \times ( 350 - ( 54.027 + 37.379 ) ) \\
&= 185175109.7 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

Maka momen nominal yakni :

$$\begin{aligned}
Mn &= Mn 1 + Mn 2 \\
&= 57319949.22 + 185175109.7 \\
&= 242495058.9 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}
\phi_b \quad Mn &\geq Mpr \\
0.9 \times 242495058.9 &\geq 47119000 \text{ Nmm} \\
218245553 \text{ Nmm} &\geq 47119000 \text{ Nmm} \dots\dots\dots \text{OK}
\end{aligned}$$

#### 4.6.2 Kontrol terhadap geser

Menghitung Mpr (*Moment Probable Capacities*)

Geser rencana akibat gempa pada balok dihitung dengan mengansumsikan sendi plastis terbentuk di ujung-ujung balok dengan tegangan tulangan lentur balok yang diperkuat mencapai **1,25 fy**, dan faktor reduksi kuat lentur  $\phi=1$ .

a). Kapasitas momen ujung balok apabila struktur bergoyang ke kanan

**Kondisi 1 (searah jarum jam)**

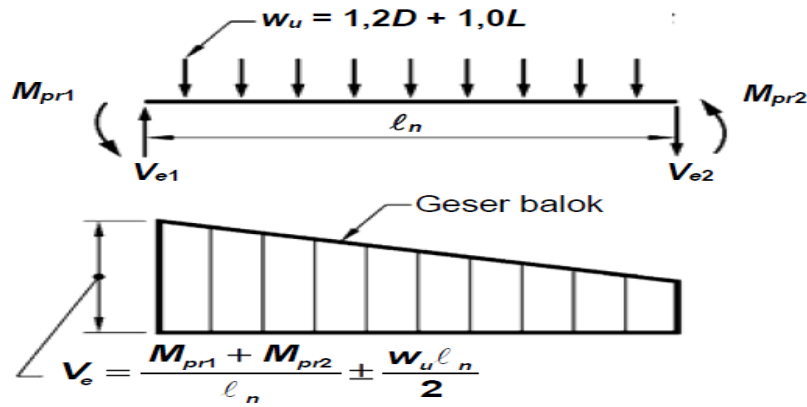
$$\begin{aligned}
Mpr+ &= 1.25 \times Mn \\
Mpr+ &= 1.25 \times 242495058.9 \\
&= 303118.824 \text{ N-mm}
\end{aligned}$$

**Kondisi 2 (berlawanan arah jarum jam)**

$$\begin{aligned}
Mpr- &= 1.25 \times Mn \\
Mpr- &= 1.25 \times 242495058.88 \\
&= 303118.824 \text{ N-mm}
\end{aligned}$$

Kekuatan Geser desain balok berdasarkan SNI 2847 : 2013

HAL 190



Kuat geser nominal dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V_e &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} + \frac{W_u \cdot L_n}{2} \\
 &= \frac{303118.82 + 303118.82}{6.45} + \frac{21785 \times 6.45}{2} \\
 &= 164245.9904 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{h_e}{t_w} &= \frac{600 - 2(17 + 14)}{11} \\
 &= 48.909091 < 260 \text{ Maka digunakan } K_n = 5 \\
 1.1 \sqrt{\frac{K_n \cdot E}{f_y}} &= 1.1 \sqrt{\frac{5 \cdot 200000}{250}} \\
 &= 69.57
 \end{aligned}$$

Karena ,  $\frac{h_e}{t_w} = 48.909 < 1.1 \sqrt{\frac{K_n \cdot E}{f_y}} = 69.57$  Maka,

Digunakan  $C_v = 1$

Kuat geser nominal dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0.6 \times f_y \times A_w \times C_v \\
 &= 0.6 \times f_y \times (t_w \times h_e) \times C_v \\
 &= 0.6 \times 250 \times (7 \times 300) \times 1 \\
 &= 315000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}
 \phi_b V_n &\geq V_e \\
 0.9 \times 315000 &\geq 164245.9904 \text{ N} \\
 283500 \text{ N} &\geq 164246.0 \text{ N} \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$



#### 4.8.3 Perhitungan *shear connector*

Digunakan shear connector stud baja berkepala dengan diameter

Diameter maksimum stud yang diijikan :

$$\begin{aligned} 2.5 \text{ } t_f &= 2.5 \times 11 \\ &= 27.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan stud dengan diameter :  $0.625 \text{ in} = 15.88 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Luas stud (Asa)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3.14 \times 15.88^2 \\ &= 197.9569 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kuat nominal satu buah stud ( $Q_n$ ) :

$$\begin{aligned} Q_n &= 0.5 \times A_{sa} \times \sqrt{f_c \times E_c} \leq \frac{A_{sa} \times f_u}{\sqrt{3}} \\ &= 0.5 \times 197.96 \times \sqrt{30 \times 25743} \leq 197.96 \times 410 \\ &= 86982.29515 \text{ N} > 81162.33064 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\sum Q_n = 86982.29515 \text{ N}$$

Gaya geser maksimum pada daerah momen positif adalah yang terkecil dari :

- Kehancuran beton

$$\begin{aligned} V_h &= 0.85 \times f_c \times b_{eff} \times t_s \\ &= 0.85 \times 30 \times 1612.5 \times 120 \\ &= 4934250 \text{ N} \end{aligned}$$

- Leleh tarik dari penampang baja

$$\begin{aligned} V_h &= f_y \times A_s \\ &= 250 \times 6314 \\ &= 1578500 \text{ N} \end{aligned}$$

Maka digunakan  $V_h = 1578500 \text{ N}$

Gaya geser maksimum pada daerah momen negatif adalah :

$$\begin{aligned} V_h &= f_{yr} \times A_{sr} \\ &= 240 \times 609.7 \\ &= 146328 \text{ N} \end{aligned}$$

Jumlah penghubung geser yang dibutuhkan yakni :

- Momen positif

$$N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{1578500}{86982.29515} = 18.1474 \approx 19 \text{ buah}$$

- Momen negatif

$$N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{146327.925}{86982.29515} = 1.68227 \approx 1 \text{ buah}$$

Maka , digunakan stud dengan jumlah : 19 buah pada 1/2 bentang dan dan sejumlah 38 buah stud sepanjang bentang balok.

Pendetailan jarak stud menurut SNI 1729 : 2015 pasal 18 (3e) yakni :

$$\begin{aligned} S_{\min} &= 4 d \\ &= 4 \times 15.88 \\ &= 63.52 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 32 d \\ &= 32 \times 15.88 \\ &= 508.16 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jika  $b_f = 200 \text{ mm}$  , maka

$$n = \frac{b_f}{S_{\min}} = \frac{175}{63.52} = 2.75504 \approx 2 \text{ buah}$$

dengan n adalah jumlah stud pada penampang melintang balok.

Dengan demikian digunakan 2 stud dalam 1 baris melintang balok dan terdapat 19 baris stud sepanjang bentang balok.

$$\text{Panjang Bentang (L)} = 3900 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar stud (S)} = \frac{3900}{19} = 205.26 \text{ mm}$$

$$\text{Maka digunakan S} = 205 \text{ mm}$$

syarat :

$$S_{\min} = 63.52 \text{ mm} < S = 205.263 \text{ mm} < S_{\max} = 508.16 \text{ mm}$$

Jarak stud dlm 1 baris melintang ( $S_a$ ) yakni :

$$S_a = \frac{b_f}{n} = \frac{175}{2} = 87.5 \text{ mm}$$

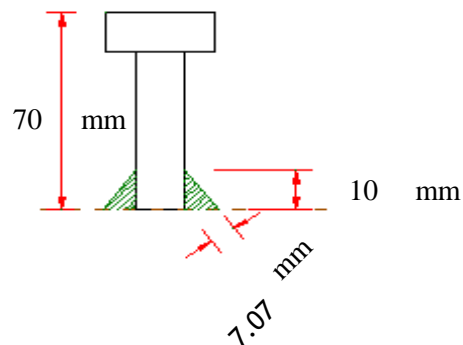
syarat :

$$S_{\min} = 63.52 \text{ mm} < S = 87.5 \text{ mm} < S_{\max} = 508.16 \text{ mm}$$

*Perhitungan las fillet pada penghubung geser :*

*Dicoba las fillet 1/2 in. electrode = 80 Ksi, tebal efektif las :*

$$\begin{aligned} a &= 10 \text{ mm} \\ t_e &= 0.707 a \\ &= 0.707 \times 10 \\ &= 7.07 \text{ mm} \end{aligned}$$



$$F_{EXX} = 80 \times 6.895 = 551.6 \text{ Mpa}$$

Kekuatan desain persatuan panjang las fillet :

$$\begin{aligned} \phi R_{nw} &= 0.75 \times t_e \times (0.6 \times F_{EXX}) \\ &= 0.75 \times 7.07 \times (0.6 \times 551.6) \\ &= 1754.9154 \text{ N/mm panjang las} \end{aligned}$$

Panjang keliling konektor (K) :

$$\begin{aligned} K &= \pi \times d \\ &= 3.14 \times 15.88 \\ &= 49.8632 \text{ mm} \end{aligned}$$

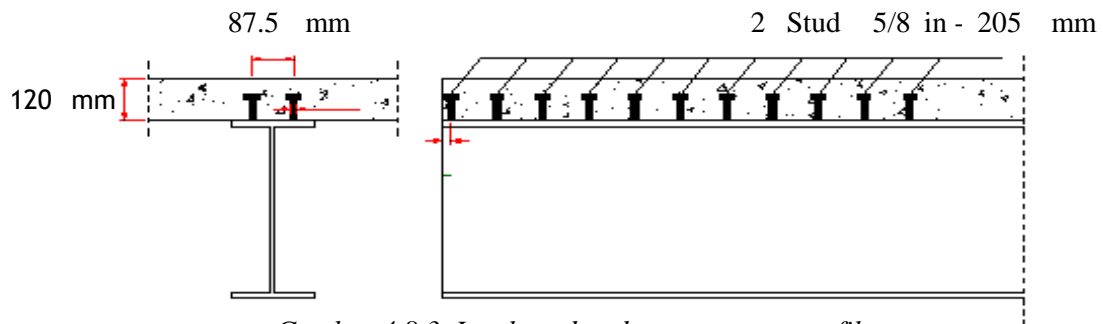
Las sekeliling konektor

$$\phi R_{nw \text{ perlu}} = \frac{Q_n}{K} = \frac{86982.29515}{49.8632} = 1744.4186 \text{ N}$$

Syarat :

$$\phi R_{nw \text{ perlu}} < \phi R_{nw}$$

$$1744.4186 \text{ N} < 1754.9154 \text{ N} \dots\dots\dots \mathbf{OK}$$



Gambar 4.8.3. Letak stud pada penampang profil

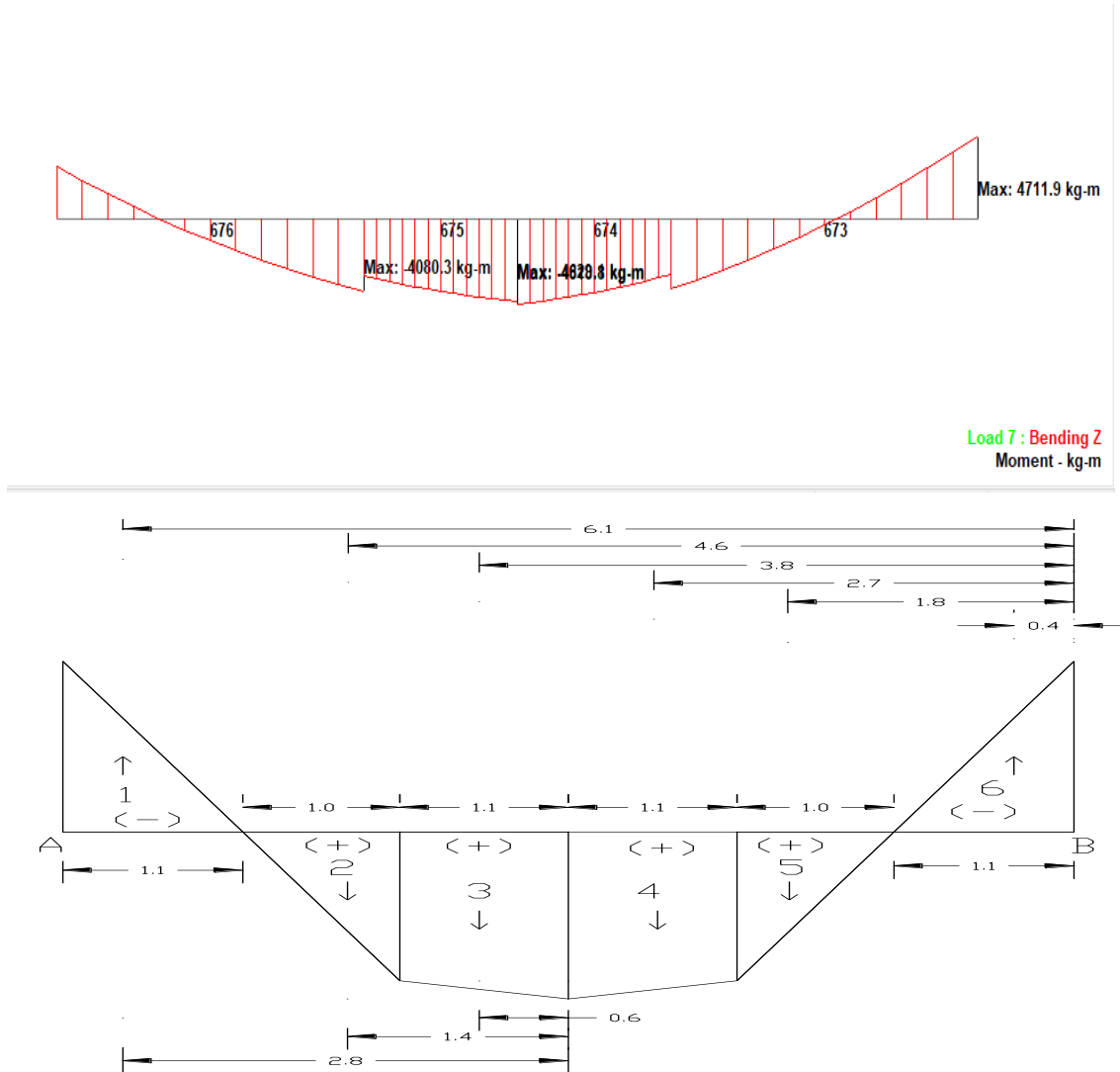
#### 4.8.4 Kontrol Lendutan

Lendutan yang diijinkan

$$\Delta = \frac{1}{360} L = \frac{1}{360} \times 6450 = 1.79 \text{ cm}$$

- Besar lendutan yang terjadi ( Metode momen area )

- Dari staadpro v8.i diperoleh nilai momen sebagai berikut :



Luas momen :

P1	=	1/3	x	4711.9	x	1.1	=	1727.697	kg.m <sup>2</sup>
P2	=	1.3	x	4080.3	x	1	=	1360.100	kg.m <sup>2</sup>
P3	=	1/2	x	4628.8	x	1.10	=	2545.840	kg.m <sup>2</sup>
P4	=	1/2	x	4628.8	x	1.10	=	2545.840	kg.m <sup>2</sup>
P5	=	1/3	x	4080.3	x	1.00	=	2040.150	kg.m <sup>2</sup>
P6	=	1/3	x	4711.9	x	1.10	=	2591.545	kg.m <sup>2</sup>

$$\sum MB = 0$$

$$\begin{aligned} & ( RA \times 6.45 ) + ( P1 \times 6.1 ) - ( P2 \times 4.6 ) - \\ & ( P3 \times 3.80 ) - ( P4 \times 2.70 ) - ( P5 \times 1.80 ) \\ & + ( P6 \times 0.4 ) = 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ( RA \times 6.45 ) &= ( 1727.70 \times 6.1 ) - ( 1360.100 \times 4.6 ) - \\ & ( 2545.84 \times 3.80 ) - ( 2545.840 \times 2.70 ) \\ & ( 2040.15 \times 1.80 ) + ( 2591.545 \times 0.40 ) \end{aligned}$$

$$RA = \frac{-35979.02167}{-6.45} = 5578.142894 \text{ kg.m2}$$

$$\begin{aligned} M.\text{max} &= ( RA \times 3.2 ) + ( P1 \times 2.8 ) - ( P2 \times 1.4 ) \\ & - ( P3 \times 0.4 ) \\ &= ( 5578.142894 \times 3.2 ) + ( 1727.70 \times 2.8 ) - \\ & ( 1360.100 \times 1.4 ) - ( 2545.840 \times 0.4 ) \\ &= 19765.13193 \text{ kg.m3} \\ &= 19765.13193 \times 10^6 \text{ kg.cm3} \end{aligned}$$

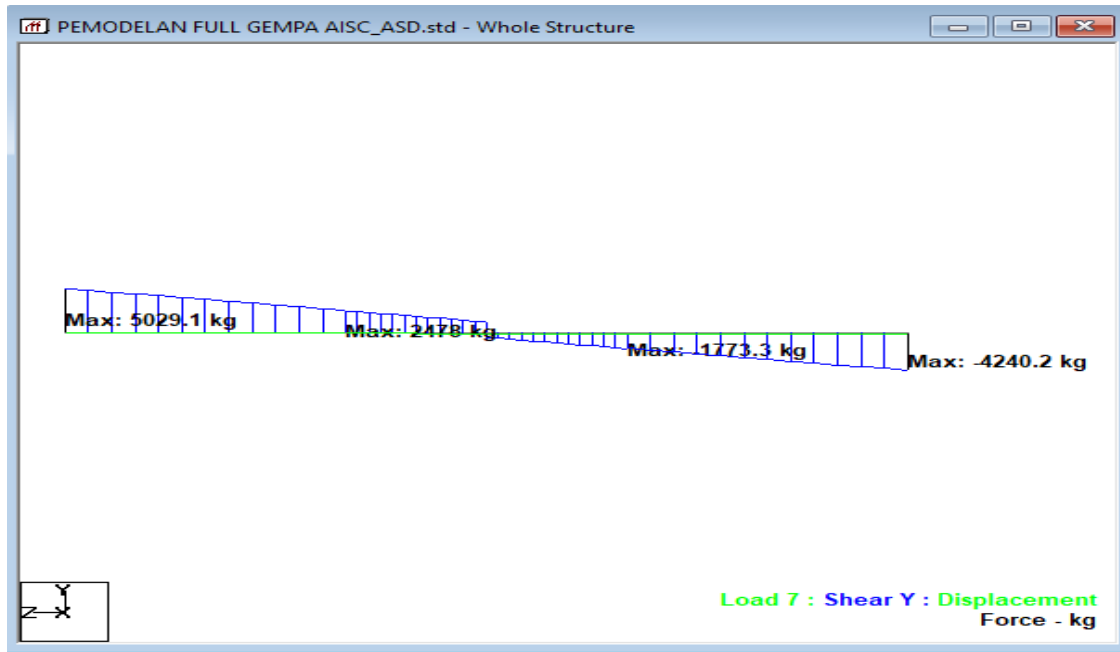
Ek = Modulus elastisitas balok komposit

$$\begin{aligned} &= ( Ec \times ( \frac{As}{As + Ac} ) + Es \times ( \frac{Ac}{As + Ac} ) ) / 2 \\ &= ( 257430 \times ( \frac{63.14}{63.14 + 1935} ) + 200000 \times \\ & ( \frac{1935.00}{63.14 + 1935} ) ) / 2 \\ &= 100907 \text{ kg/cm2} \end{aligned}$$

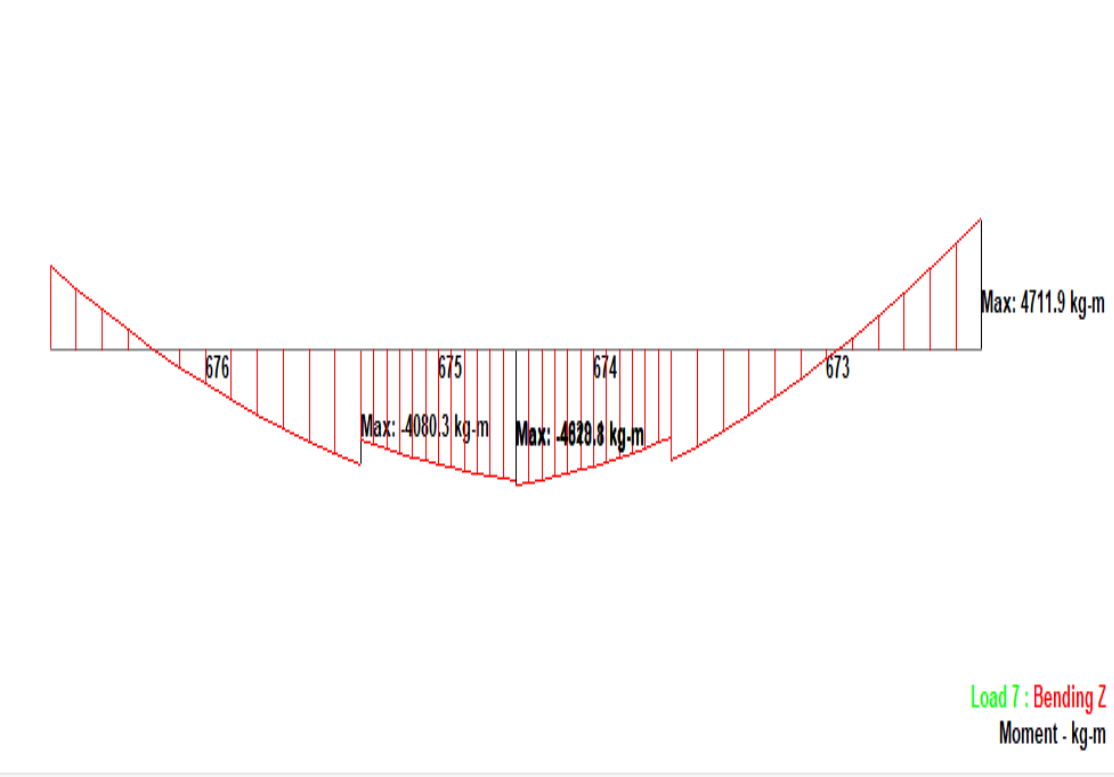
$$\Delta x = \frac{M.\text{max}}{Ek \times I_{nett}} = \frac{19765 \times 10^6}{100907 \times 139386.007} = 1.405 \text{ cm}$$

Maka :  $\Delta x = 1.41 \text{ cm} < \Delta i = 1.79 \text{ cm} \dots \dots \dots$  **Aman**

### Gaya geser Batang 673 - 676



### Momen Batang 673 - 676
























### BEBAN MATI




Section Forces

Dist. mm	Fy N	Mz kg-m
0	44280.197	6742.923
233.3333492	42358.094	5712.214
466.6666984	40435.990	4727.239
700.0000476	38513.887	3787.997
933.3333969	36591.783	2894.488
1166.666746	34669.679	2046.712
1400.000095	32747.576	1244.670

Dist. mm  
0.000

Select Load  
 B  
 S

### BEBAN HIDUP



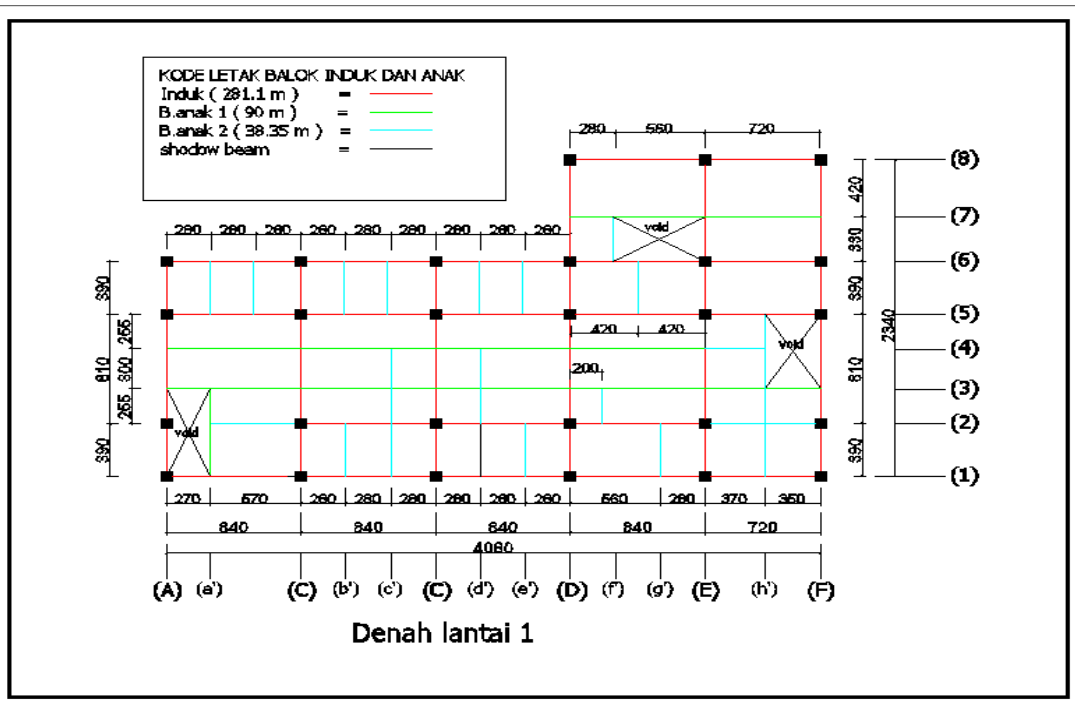
Section Forces

Dist. mm	Fy N	Mz kg-m
0	8808.843	1658.877
233.3333492	8808.843	1449.284
466.6666984	8808.843	1239.692
700.0000476	8808.843	1030.100
933.3333969	8808.843	820.508
1166.666746	8808.843	610.916
1400.000095	8808.843	401.324

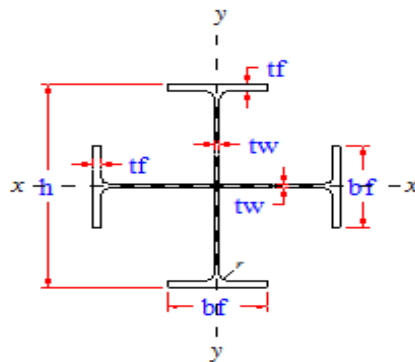


#### 4.9 Perencanaan Kolom dengan tinggi

3.4 m



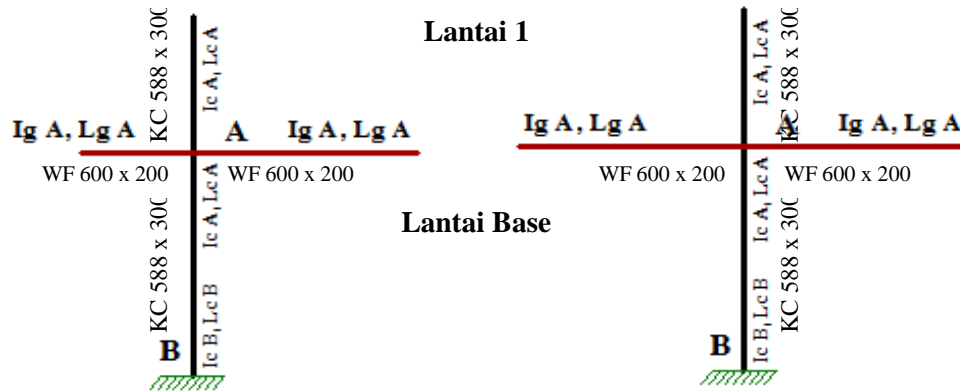
Terdapat pada lantai 1 dengan label



Digunakan profil baja KC untuk kolom 588 x 300 x 12 x 20

Dari tabel baja diperoleh :

$h = 588$	mm	$r = 28$	mm	$I_y = 132585$	cm <sup>4</sup>
$b_f = 300$	mm	$E_s = 200000$	Mpa	$r_x = 18.16$	cm
$t_w = 12$	mm	$h_e = 492$	mm	$r_y = 18.16$	cm
$t_f = 20$	mm	$w = 302$	kg/m	$H_1 = 48$	mm
$A_g = 385$	cm <sup>2</sup>	$I_x = 127020$	cm <sup>4</sup>	$H_2 = 492$	mm
$S_x = 4320.4$	cm <sup>3</sup>	$f_u = 410$	Mpa	$Z_x = 7356.34$	cm <sup>3</sup>
$S_y = 4419.5$	cm <sup>3</sup>	$f_y = 250$	Mpa	$Z_y = 7505$	cm <sup>3</sup>



Gambar 4.9.2 Letak kolom dan balok yang ditinjau

#### 4.9.1 Kontrol terhadap geser

Menghitung  $M_{pr}$  (*Moment Probable Capacities*)

Geser rencana akibat gempa pada balok dihitung dengan mengansumsikan sendi plastis terbentuk di ujung-ujung balok dengan tegangan tulangan lentur balok yang diperkuat mencapai  $1,25 f_y$ , dan faktor reduksi kuat lentur  $\phi=1$ .

a). Kapasitas momen ujung balok apabila struktur bergoyang ke kanan

**Kondisi 1 (searah jarum jam)**

$$M_{pr+} = 1.25 \times M_n$$

$$M_{pr+} = 1.25 \times 341186037.5$$

$$= 426482.547 \text{ N-mm}$$

**Kondisi 2 (berlawanan arah jarum jam)**

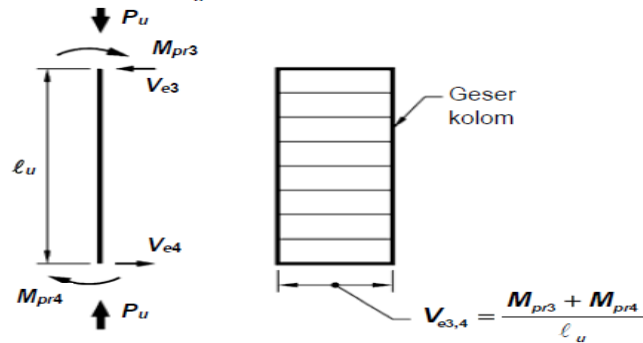
$$M_{pr-} = 1.25 \times M_n$$

$$M_{pr-} = 1.25 \times 341186037.50$$

$$= 426482.547 \text{ N-mm}$$

Kekuatan Geser desain balok berdasarkan SNI 2847 : 2013

HAL 190



Kuat geser nominal dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V_e &= \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{L_u} \\
 &= \frac{852965.09 + 852965.09}{3.4} \\
 &= 501744.17 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{h_e}{t_w} &= \frac{588 - 2(12 + 28)}{12} \\
 &= 42.333333 < 260 \text{ Maka digunakan } K_n = 5 \\
 1.1 \sqrt{\frac{K_n \cdot E}{f_y}} &= 1.1 \sqrt{\frac{5 \cdot 200000}{250}} \\
 &= 69.57
 \end{aligned}$$

Karena ,  $\frac{h_e}{t_w} = 42.333 < 1.1 \sqrt{\frac{K_n \cdot E}{f_y}} = 69.57$  Maka,

Digunakan  $C_v = 1$

Kuat geser nominal dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0.6 \times f_y \times A_w \times C_v \\
 &= 0.6 \times f_y \times (t_w \times h_e) \times C_v \\
 &= 0.6 \times 250 \times (12 \times 508) \times 1 \\
 &= 914400 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\phi_b V_n \geq V_e$$

$$0.9 \times 914400 \geq 501744.1728 \text{ Nmm}$$

$$822960 \text{ Nmm} \geq 501744.17 \text{ Nmm} \dots \dots \dots \text{ OK}$$

#### 4.9.2 Kontrol Terhadap tekan

Pengecekan kelangsingan untuk elemen yang menahan tekan aksial (menurut SNI 1729:2015 tabel B4 . 1a), yakni :

- Sayap (*flange*)

$$\frac{bf}{2 \quad tf} = \frac{300}{2 \quad x \quad 24} = 6.25$$

$$0.56 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0.56 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15.8392$$

Karena,  $bf / 2tf < 0.56 \sqrt{ ( E/fy )}$  maka, elemen : non langsing

- Badan (*Web*)

$$\frac{he}{tw} = \frac{588 - 2 ( 20 + 28 + 12 )}{12} = 39.00$$

$$1.49 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1.49 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 42.1436$$

Karena,  $he / tw < 1.49 \sqrt{ ( E/fy )}$  maka, elemen : non langsing

Menentukan panjang efektif kolom (KL) sebagai berikut :

- 1) Nilai K (faktor panjang efektif) kolom arah  $x$  :

Kolom dianggap merupakan rangka bergoyang karena terjadi displacement akibat beban gempa.

$$G_A = \frac{\sum (EI / L)_{kolom}}{\sum (E_k I_k / L)_{balok}}$$

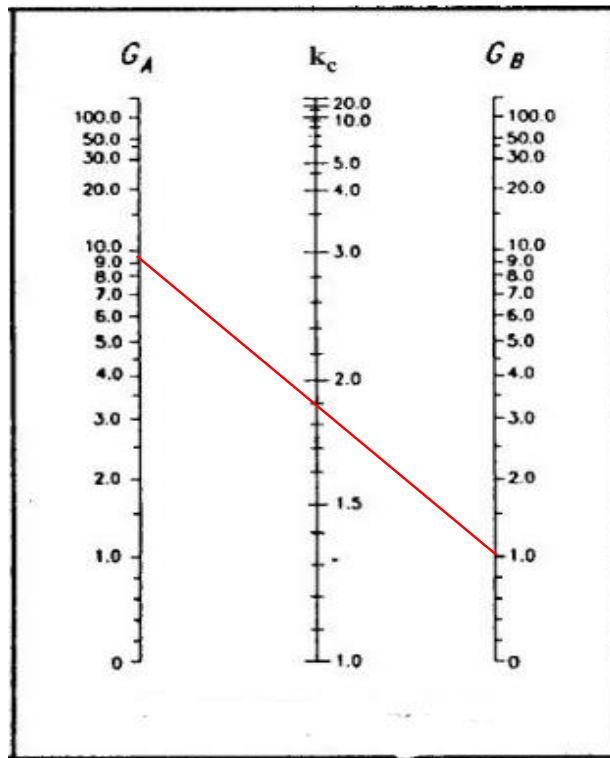
$$= \left[ \frac{200000 \quad x \quad 1270200000}{3400} + \frac{200000 \quad x \quad 1270200000}{4800} \right]$$

$$= \left[ \frac{102405 \quad x \quad 524083383.1}{8400} \quad \frac{102405 \quad x \quad 524083383}{8400} \right]$$

$$= 9.989$$

$G_B$  = Untuk kolom yang terhubung kaku pada pondasi (tumpuan jepit)  
nilai G diambil sebesar : 1

Kemudian nilai K diperoleh dengan menggunakan *Alignment Chart* untuk struktur bergoyang sebagai berikut :



Gambar . Alignment Chart untuk menghitung K arah x  
 Sumber : SNI 1729 : 2002

Dari grafik tersebut, nilai K diperoleh sebesar : 1.9

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal E2 Rasio kelangsingan efektif  
 disyaratkan sebagai berikut :

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1.9 \times 3400}{181.6} = 35.573 < 200$$

2) Nilai K (faktor panjang efektif) kolom arah y

$$G_A = \frac{\sum (EI / L)_{\text{kolom}}}{\sum (E_k I_k / L)_{\text{balok}}}$$

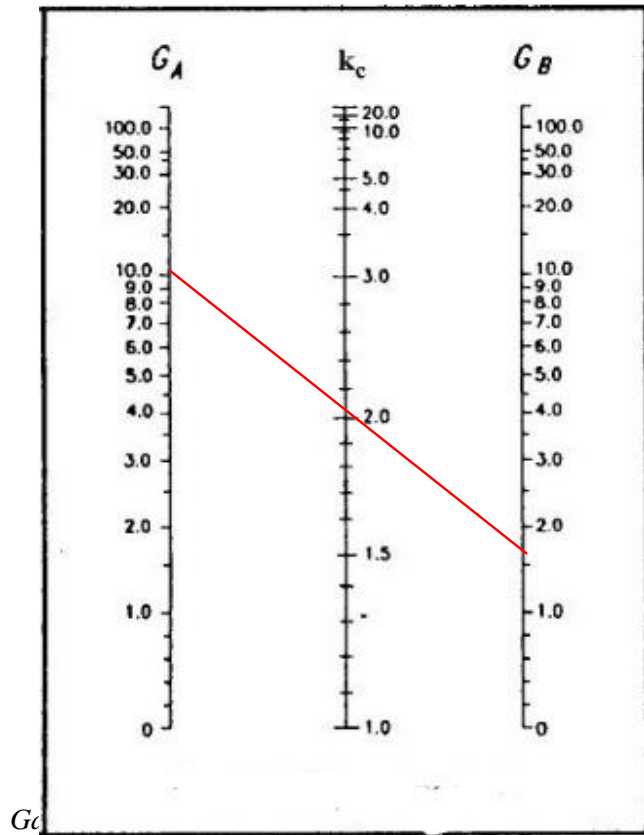
$$= \left[ \frac{200000 \times 1270200000}{3400} + \frac{200000 \times 1270200000}{4800} \right]$$

$$= \left[ \frac{104724 \times 467584800}{3900} + \frac{102487 \times 52146534}{8100} \right]$$

$$= 9.659$$

$G_B$  = Untuk kolom yang terhubung kaku pada pondasi (tumpuan jepit)  
 nilai G diambil sebesar : 1

Kemudian nilai K diperoleh dengan menggunakan *Alignment Chart* untuk struktur bergoyang sebagai berikut :



Sumber : SNI 1729 : 2002

Dari grafik tersebut, nilai K diperoleh sebesar : 1.88

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal E2 Rasio kelangsingan efektif disyaratkan sebagai berikut :

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1.9 \times 3400}{181.6} = 35.198 < 200$$

Rasio kelangsingan efektif  $x = 35.573 > y = 35.198$  maka arah  $x$  menentukan tekuk, sehingga dalam perhitungan selanjutnya ditinjau pada arah  $x$

Perhitungan tegangan kritis tekuk dan lentur menurut SNI 1729 : 2015 pasal E7 untuk komponen dengan elemen langsing :

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q f_y}}$$

Dimana :

Q = Faktor reduksi neto, untuk komponen dgn elemen langsing

sebesar : 1

Dengan demikian,

$$\frac{KL}{r} = 35.573$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{Q f_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{200000}{1 \times 250}} = 133.21892$$

Karena,  $KL / r < 4.71 \sqrt{(E / Q f_y)}$  Maka  $F_{cr}$  dirumuskan :

$$F_{cr} = Q \left( 0.658 \frac{Q f_y F_e}{Q f_y} \right) f_y$$

Dimana :

$F_e$  = tegangan tekuk kritis elastis (Mpa). Untuk tekuk kritis lentur,

$F_e$  dihitung dengan menggunakan persamaan E3-4 SNI 1729 :

$$= \frac{\pi^2 E}{(KL / r_x)^2} = \frac{3.14 \times 200000}{35.57268722} = 17654 \text{ Mpa}$$

Maka, tegangan kritis dihitung sebagai berikut :

$$F_{cr} = 1 \left( \frac{1 \times 250}{0.658 \frac{17653.99381}{1 \times 250}} \right) \times 250$$

$$= 248.5226 \text{ Mpa}$$

Sedangkan untuk tegangan kritis tekuk dan puntir dihitung dgn nilai  $F_e$  ditentukan menurut persamaan E4-4 SNI 1729 : 2015, sebagai berikut :

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 ECW}{(KZL)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

dimana :

$G$  = Modulus elastisitas geser baja (menurut SNI 1729 : 2015 hal xviii) sebesar : 77200 MPa

$J$  = Konstanta torsi

$$= \frac{1}{3} \times h_e \times t_w^3 + 2 \left( \frac{1}{3} \times b_f \times t_f^3 \right)$$

$$= \frac{1}{3} \times 492 \times 12^3 + 2 \left( \frac{1}{3} \times 300.00 \times 20^3 \right)$$

$$= 1883392 \text{ mm}^4$$

$C_v$  = Konstanta pilin

$$= \frac{1}{4} h_e^2 I_y$$

$$= \frac{1}{4} \times 492^2 \times 1325850000$$

$$= 80235138600000 \text{ mm}^6$$

Karena, kolom bertumpuan jepit-jepit dapat dianggap  $K_z L = KL$

Maka nilai  $F_e$  adalah :

$$F_e = \frac{3.14^2 \times 200000 \times 8.02351E+13}{6460^2} + 77200 \times \frac{1}{1270200000 + 1325850000.00}$$

$$= 1516.4207$$

Dengan memperoleh nilai  $F_e$ , tegangan kritis dihitung sebagai berikut :

$$F_{cr} = 1 \left( \frac{1 \times 250}{0.658 \times 1516.4207} \right) \times 250$$

$$= 233.33097 \text{ Mpa}$$

Menghitung kuat tekan nominal.

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal E7, kuat tekan nominal ( $P_n$ ) harus dihitung dari nilai terendah berdasarkan keadaan batas dari tekuk lentur dan tekuk torsi. Karena  $F_{cr}$  tekuk lentur  $>$   $F_{cr}$  tekuk puntir, maka tekuk yang terjadi adalah

$$P_n = F_c \times A_g$$

$$= 233.33097 \times 38500$$

$$= 8983242.31 \text{ N}$$

Syarat :

$$\phi_c P_n \geq P_u$$

$$0.9 \times 8983242.31 \geq 3020280 \text{ N}$$

$$8084918.079 \text{ N} \geq 3020280 \text{ N} \quad \dots \dots \dots \text{ OK}$$

#### 4.9.2 Kontrol Lentur Penampang

Menurut pasal 13-2a SNI 1729 : 2015, Kekuatan lentur desain penampang didesain dengan keadaan momen plastis apabila :

- Sayap (*flange*) - Kompak

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 t_f} = \frac{300}{2 \times 20} = 7.5$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.75$$

Karen  $\lambda_f < \lambda_p$  sayap profil kompak

- Badan (*Web*) - Kompak



$$\lambda_w = \frac{he}{tw} = \frac{588 - 2(20 + 28)}{12} = 41$$

$$\lambda_{pw} = 3.67 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3.67 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 104$$

Karena  $\lambda_w < \lambda_{pw}$  sayap profil kompak

Maka penampang didesain dengan keadaan momen plastis

$$\begin{aligned} M_n &= M_p = f_y \times Z_x \\ &= 250 \times 7356340 \\ &= 1839085000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\phi_c M_n \geq M_{pr}$$

$$0.9 \times 1839085000 \geq 76869000 \text{ Nmm}$$

$$1655176500 \text{ Nmm} \geq 76869000 \text{ Nmm} \quad \text{..... OK}$$

#### 4.9.3 Kontrol Pengaruh Tekuk Lateral

Diketahui :

$$L = 3400 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1.76 \times 182 \sqrt{\frac{200000}{250}} \\ &= 9040.105639 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \left( \frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left( \frac{0.7F_y}{E} \right)^2}$$

dimana :

$$r_{ts} = \frac{I_y h_o}{2 S_x} = \frac{1325850000 \times 568}{2 \times 4320400}$$

$$= 87154.29127 \text{ maka :}$$

J = Konstanta torsi

$$= \frac{1}{3} \times he \times tw^3 + 2 \left( \frac{1}{3} \times bf \times tf^3 \right)$$

$$= \frac{1}{3} \times 492 \times 12^3 + 2 \left( \frac{1}{3} \times 300.00 \times 20^3 \right)$$

$$= 1883392 \text{ mm}^4$$

G = Modulus elastisitas geser baja (menurut SNI 1729 : 2015 hal xviii)

sebesar :

$$= 77200 \text{ Mpa}$$

$$c = \text{Untuk profil simetris ganda} = 1$$

$$L_r = 10932988.5 \text{ mm}$$

Karena :

$L < L_p$  termasuk Bentang pendek

$L_p < L < L_r$  termasuk Bentang menengah

$L > L_r$  termasuk Bentang panjang

$$\text{Karena } L_b = 3400 < L_p = 9040.1056 \text{ mm} < L_r = 10932989 \text{ mm}$$

Maka penampang bentang pendek sehingga tidak terjadi tekuk torsi lateral pada kolom.

Maka momen nominal akibat pengaruh tekuk lateral yakni :

$$M_n = C_b M_p - M_p - 0.7 f_y S_x \frac{L - L_p}{L_r - L_p} \leq M_p$$

Dimana :

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{12.5 M_x}{2.5 M_x + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c} \\ &= \frac{12.5 \times 43131.61}{2.5 \times 43131.61 + 3 \times 40331.53 + 4 \times 37531.45 + 3 \times 34731.37} \\ &= 1.115910898, \text{ maka} \end{aligned}$$

$$M_n = 2052878976 \text{ Nmm}$$

$$\text{Karena } M_n > M_{pr} \text{ maka digunakan } M_n = 2052878976 \text{ Nmm}$$

Sehingga terjadi tekuk lateral pada kolom

Syarat :

$$\phi_b M_n \geq M_{pr}$$

$$0.9 \times 2052878976 \geq 76869000 \text{ Nmm}$$

$$1847591078 \text{ Nmm} \geq 76869000 \text{ Nmm}$$

#### 4.9.4 Interaksi Gaya Aksial dan Momen Lentur

Interaksi gaya aksial dan momen lentur menurut SNI 1729 : 2015 pasal

H1-1, dihitung sebagai berikut :

$$P_u = 3020280$$

$$P_n = 8983242.3$$

$$\text{Jika, } \frac{P_u}{P_n} = \frac{3020280}{8983242.3} = 0.15 < 0.2 \text{ Maka,}$$

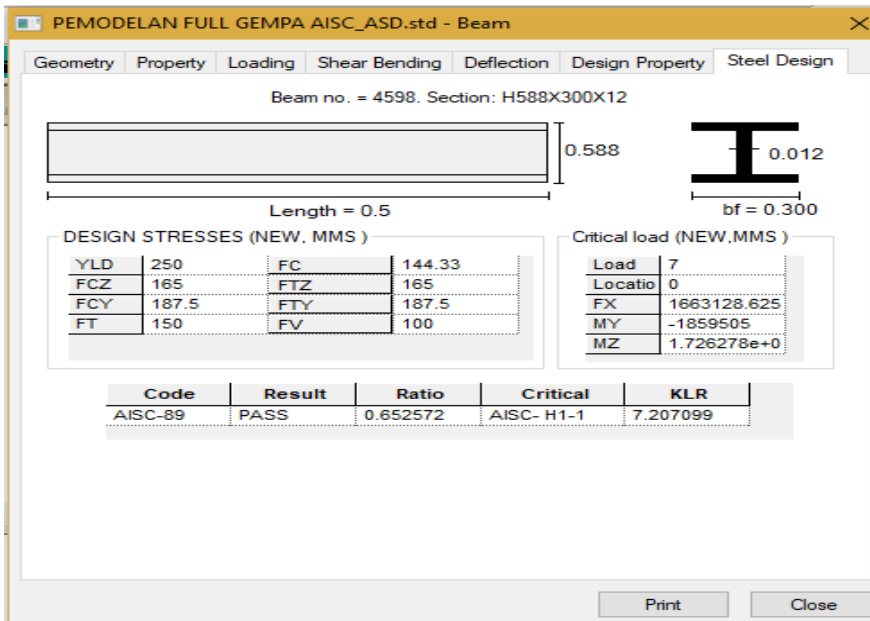
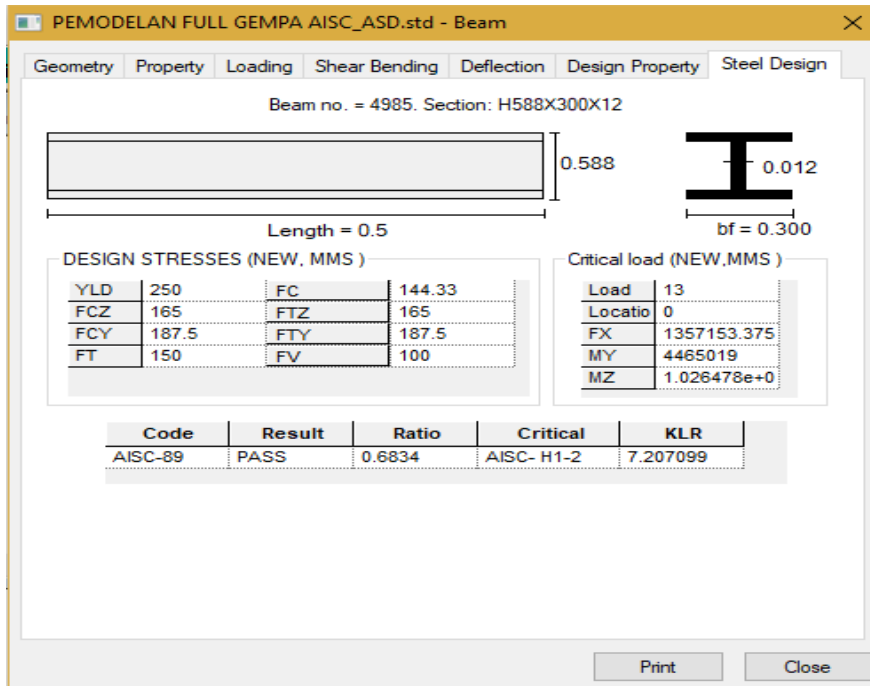
$$\frac{P_u}{P_n} + \left( \frac{M_{ux} + M_{uy}}{M_{nx} + M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$0.15 + \left( \frac{76869000}{1847591078} \right) \leq 1$$

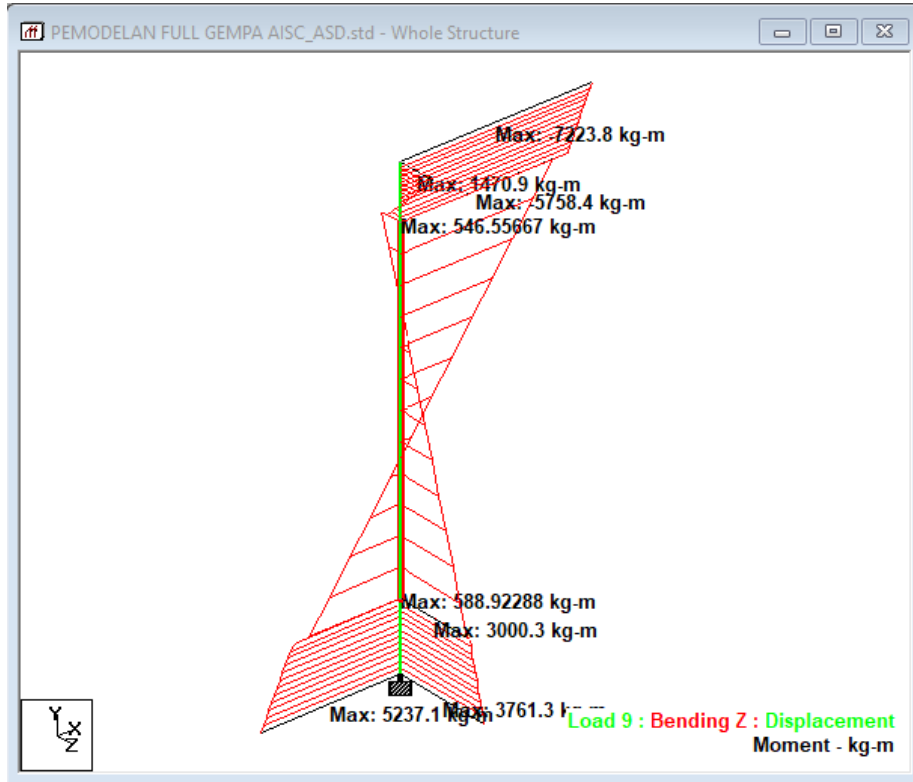
$$0.1916 \leq 1 \quad (\text{Aman})$$

Maka kolom Kingroos 588.300.12.20 kuat memikul beban tekan dan momen lentur

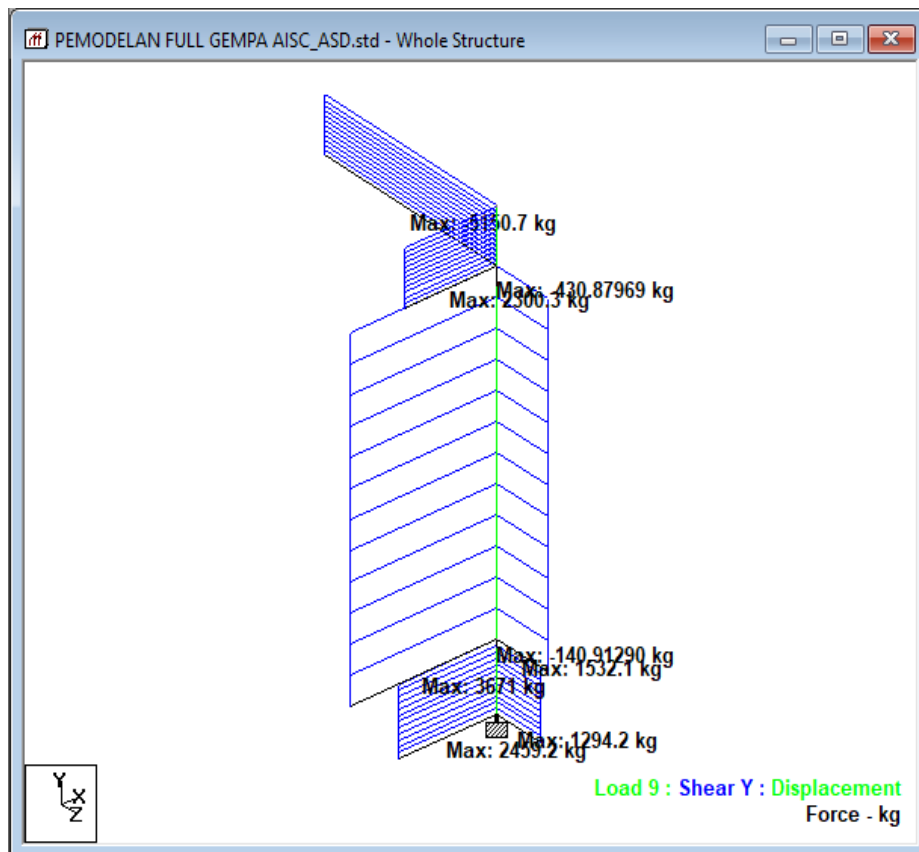
Kontrol Gaya Normal ( Beam 4985 dan 4598 )



Momen ( Beam 4985 dan 4598 )



Geser ( Beam 4985 dan 4598 )





















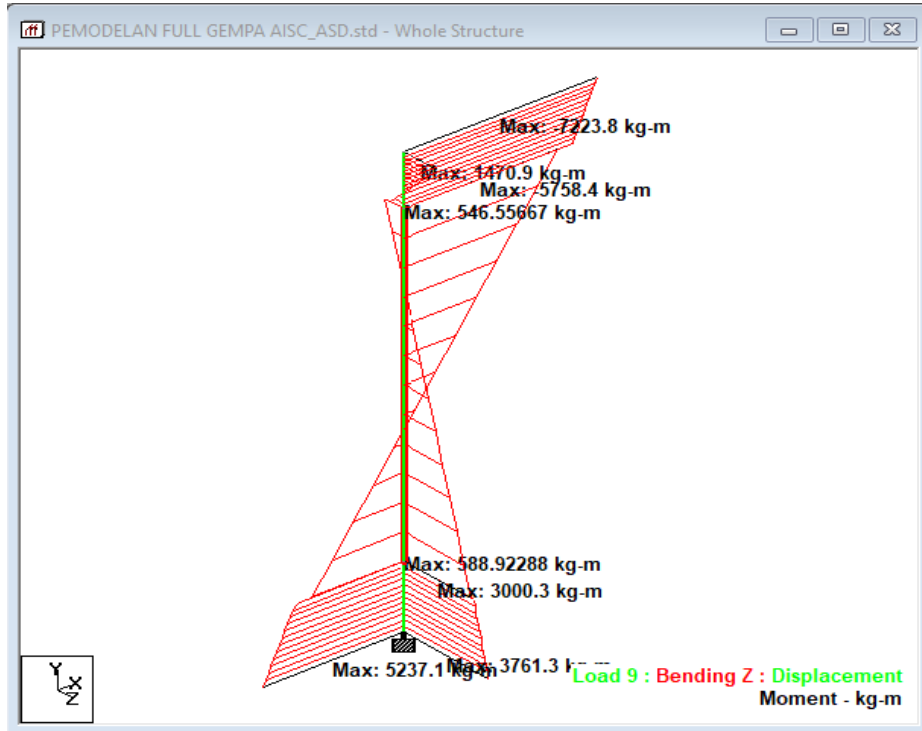
Hitungan Lr disini :

$$\begin{aligned}
 & \text{####} \text{####} \times \frac{0}{\# \text{####}} \times \frac{2\text{E}+06 \times 0}{4\text{E}+06 \text{####}} + \frac{2\text{E}+06 \times 0^2}{4\text{E}+06 \text{####}} + 6.76 \frac{\# \times \text{####}^2}{0} \\
 & = 10932989 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

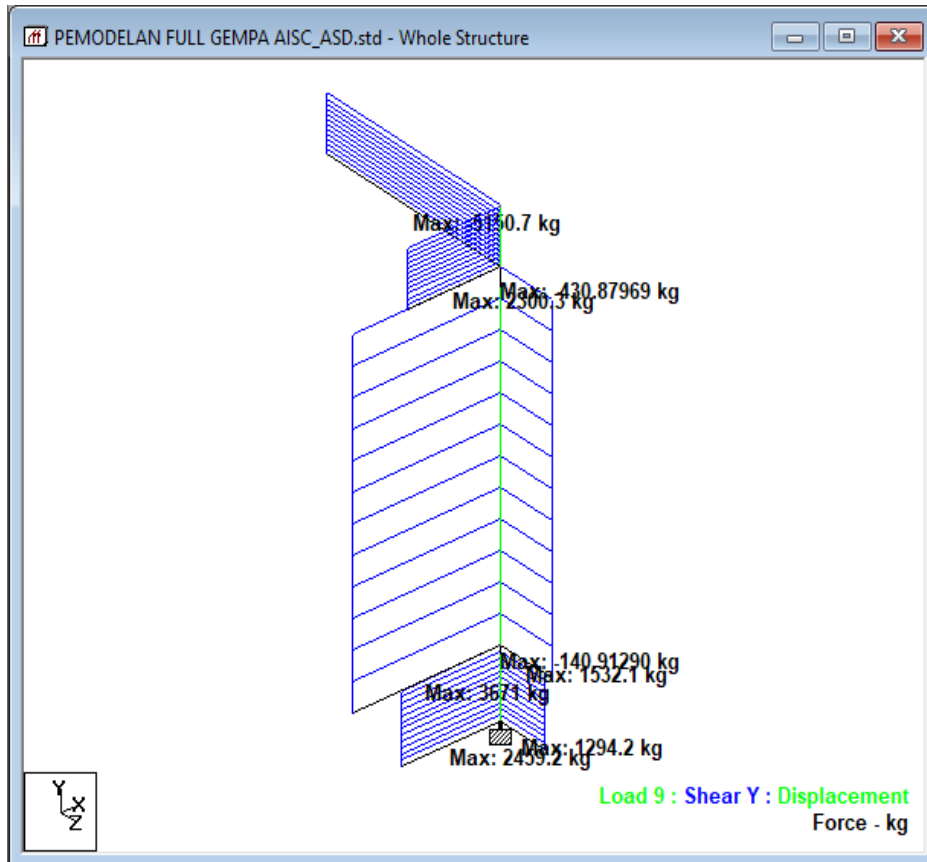
$$M_n = 1.12 \times 1.839\text{E}+09 - 1.839\text{E}+09 - 0.7 \times 250 \times 4320400 \times$$

$$\frac{3400 - 9040.105639}{10932989 - 9040.105639} \leq M_p$$

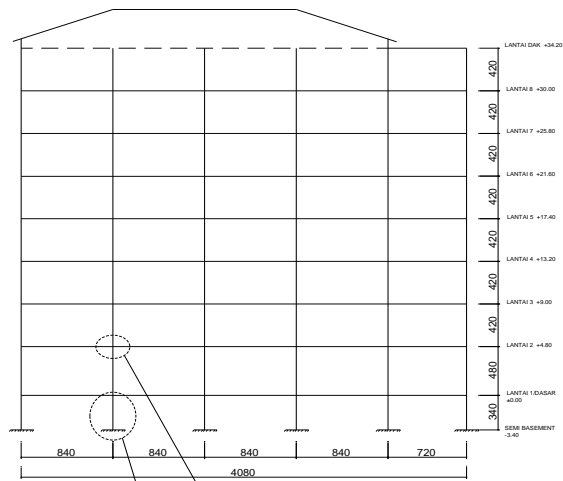
Momen ( Beam 4985 dan 4598 )



Geser ( Beam 4985 dan 4598 )

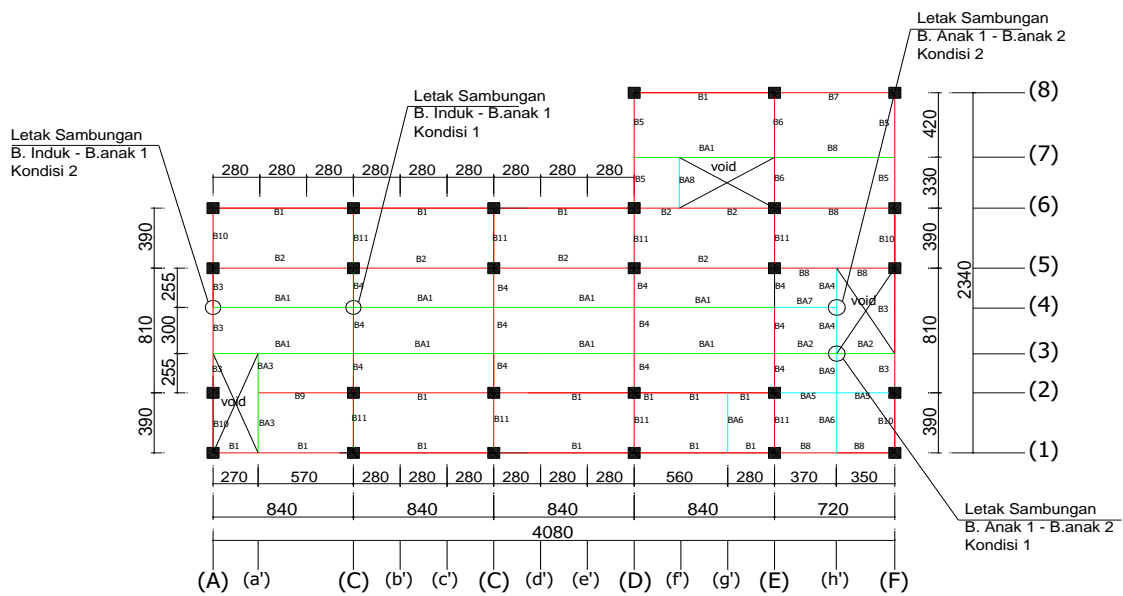


#### 4.10 Letak sambungan yang ditinjau :



Letak sambungan Balok - Kolom

Letak desain penampang kolom dan perletakan



Letak Sambungan  
B. Induk - B.anak 1  
Kondisi 2

Letak Sambungan  
B. Induk - B.anak 1  
Kondisi 1

Letak Sambungan  
B. Anak 1 - B.anak 2  
Kondisi 2

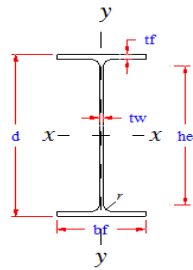
- (8)
- (7)
- (6)
- (5)
- (4)
- (3)
- (2)
- (1)

Letak Sambungan  
B. Anak 1 - B.anak 2  
Kondisi 1



#### 4.11 Perencanaan Sambungan Balok Induk - Balok Anak 1

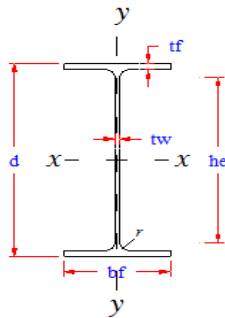
Digunakan profil WF balok induk 600 x 200 x 11 x 17



Dari tabel baja diperoleh :

d	=	600	mm	r	=	22	mm	Iy	=	2280	cm <sup>4</sup>
bf	=	200	mm	H1	=	39	mm	rx	=	24	cm
tw	=	11	mm	H2	=	522	mm	ry	=	4.12	cm
tf	=	17	mm	w	=	106	kg/m	Sx	=	2590	cm <sup>3</sup>
Ag	=	134.4	cm <sup>2</sup>	Ix	=	77600	cm <sup>4</sup>	Sy	=	228	cm <sup>3</sup>
fu	=	410	Mpa	Es	=	200000	Mpa				
fy	=	250	Mpa	he	=	522	mm				

Digunakan profil WF balok Anak 1 400 x 200 x 8 x 13



Dari tabel baja diperoleh :

d	=	400	mm	r	=	16	mm	Iy	=	1740	cm <sup>4</sup>
bf	=	200	mm	H1	=	29	mm	rx	=	16.8	cm
tw	=	8	mm	H2	=	342	mm	ry	=	4.54	cm
tf	=	13	mm	w	=	66	kg/m	Sx	=	1190	cm <sup>3</sup>
Ag	=	84.1	mm <sup>2</sup>	Ix	=	23700	cm <sup>4</sup>	Sy	=	174	cm <sup>3</sup>
fu	=	410	Mpa	Es	=	200000	Mpa				
fy	=	250	Mpa	he	=	342	mm				

## Kondisi 1

Baut yang digunakan yakni :

$$\text{Diameter baut } (d_b) = 0.875 \text{ in} = 22.225$$

$$\text{Luas Baut } (A_b) = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \varnothing^2 = 387.75$$

$$\text{Luas lubang } (L_b) = d_b + 2 = 24.225$$

Mutu baut yang digunakan (menurut SNI 1729 : 2015, Tabel J3.2, hal 125), yakni :

$$\text{Mutu baut} = A325$$

$$\text{Kuat tarik minimum } (f_{ub}) = 620 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan geser baut } (f_{nv}) = 372 \text{ Mpa}$$

Direncanakan menggunakan plat siku penyambung 80 x 80 x 8

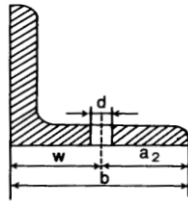
Dimensi penampang :  $b = 80 \text{ mm}$  (Tabel Profil Konstruksi

$t = 80 \text{ mm}$  baja, Ir. Morisco, hal 38)

$$w = 45 \text{ mm}$$

$$dbmaks = 23 \text{ mm}$$

$$tp = 8 \text{ mm}$$



Mutu siku penyambung yang digunakan yakni : BJ 37

$$f_{yp} = 240 \text{ Mpa}$$

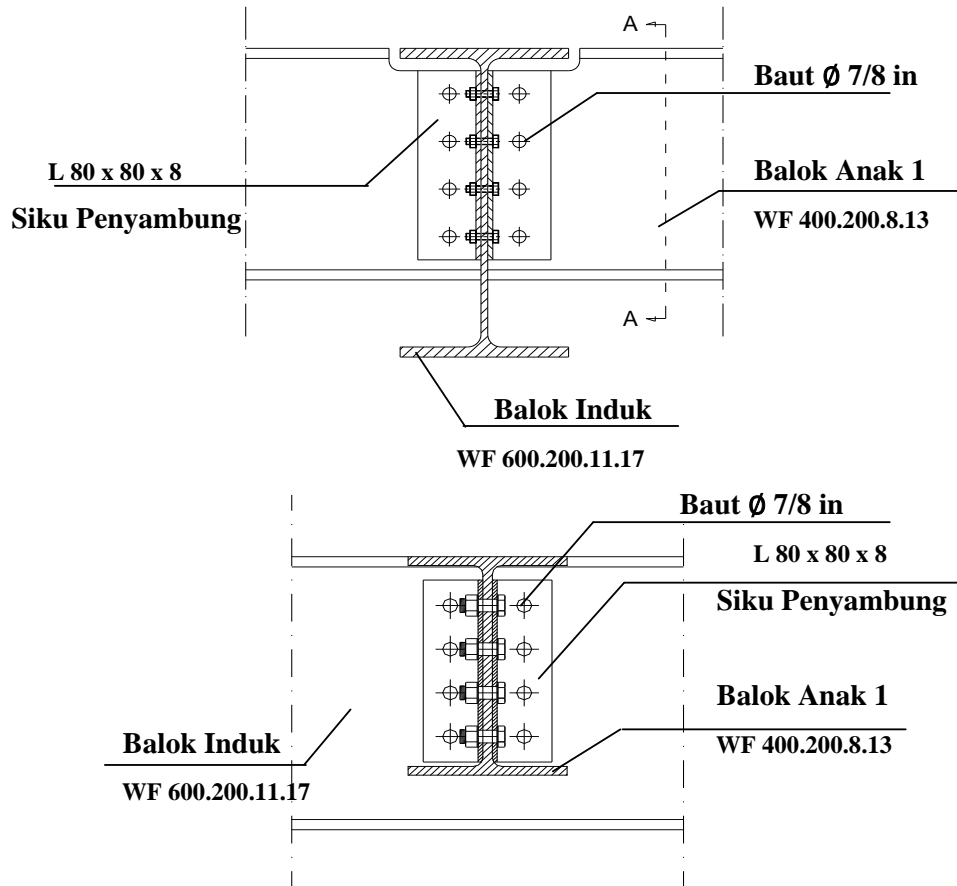
$$f_{up} = 370 \text{ Mpa}$$

Hasil output dari program Staadpro untuk balok anak ( beam 497, 728 )

$$M_u = 97636000 \text{ Nmm}$$

$$V_u = 81823 \text{ N}$$

Sambungan direncanakan sebagai berikut :



Gambar 4.11.1 Perencanaan Sambungan Balok Induk - Balok anak 1

#### 4.11.1 Kuat Tahanan Nominal

##### 1) Kontrol Nominal tumpu

- Pada lubang baut bagian plat siku

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 2.4 \times 22.2 \times 8 \times 370 \\ &= 157886.4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n \text{ siku} &= 0.75 \times 157886.4 \\ &= 118414.8 \text{ N} \end{aligned}$$

- Pada lubang baut bagian web dari balok anak

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 2.4 \times 22.2 \times 8 \times 410 \\ &= 174955.2 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n \text{ web} &= 0.75 \times 174955.2 \\ &= 131216.4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Diambil kuat nominal tumpu terkecil yakni} = 118414.8 \text{ N}$$

2) *Kuat Nominal Geser Baut ( 2 Bidang geser )*

$$\begin{aligned} R_{nv} &= f_{nv} \times A_b \times m \\ &= 372 \times 387.75 \times 2 \\ &= 288486.92 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{n \text{ web}} &= 0.75 \times 288486.92 \\ &= 216365.19 \text{ N} \end{aligned}$$

3) *Kuat Nominal Tarik Baut*

$$\begin{aligned} R_{nv} &= f_{ub} \times A_b \\ &= 620 \times 387.75124 \\ &= 240405.7692 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{nt} &= 0.75 \times 240405.77 \\ &= 180304.33 \text{ N} \end{aligned}$$

Diambil yang terkecil yakni : 118414.8 N

#### 4.11.2 Jumlah baut dan jarak antar baut

1) *Perhitungan jarak baut*

$$n = \frac{V_u}{\phi R_{nv}} = \frac{81823}{118414.8} = 0.6909863 \approx 4 \text{ baut}$$

2) *Menghitung jarak baut*

- Jarak Tepi Baut

Jarak tepi minimum ( $S_1$ ) menurut tabel J3.4M SNI 1729 : 2015 untuk baut dengan diameter : 7/8 in

Jarak tepi Maksimum ( $S_{max}$ ) menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5 adalah nilai terendah dari

$$\begin{aligned} S_{maks} &= 12 \text{ tp} \\ &= 12 \times 8 \\ &= 96 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{maks} = 150 \text{ mm, maka } S_{maks} = 96 \text{ mm}$$

Digunakan jarak  $S_1 = 30 \text{ mm}$

- Jarak antar baut S

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5(a), jarak maksimum baut adalah yang terendah dari :

$$\begin{aligned} S_{maks} &= 24 \text{ tp} \\ &= 24 \times 8 \\ &= 192 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{maks} = 305 \text{ mm, maka } S_{maks} = 192 \text{ mm}$$

Digunakan jarak  $s = 80$  mm

- Jarak baut ke web balok induk ( $w$ )

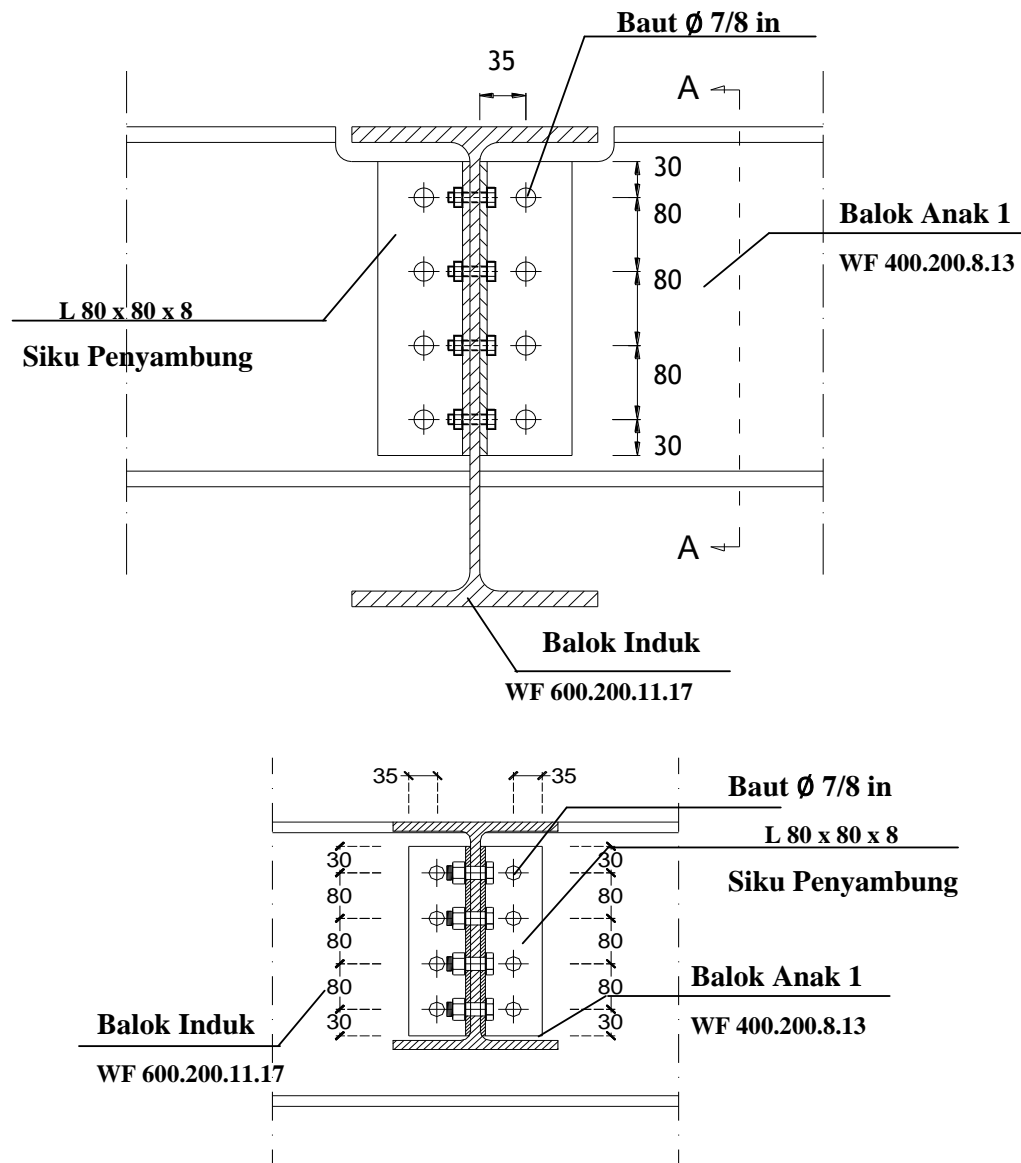
$$w = 45$$

$$x = b - w$$

$$= 80 - 45$$

$$= 35 \text{ mm}$$

Gambar perencanaan lerak baut sebagai berikut :



Gambar 4.11.2 Letak dan jarak antar baut

#### 4.11.3 Kontrol kekuatan baut terhadap geser

$$\begin{aligned} V_{ub} &= \frac{V_u}{n} \leq \phi R_{nv} \\ &= \frac{81823}{4} \\ &= 20455.75 \text{ N} < 216365.1923 \text{ N} \end{aligned}$$

#### 4.11.4 Kontrol kekuatan baut terhadap Tumpu

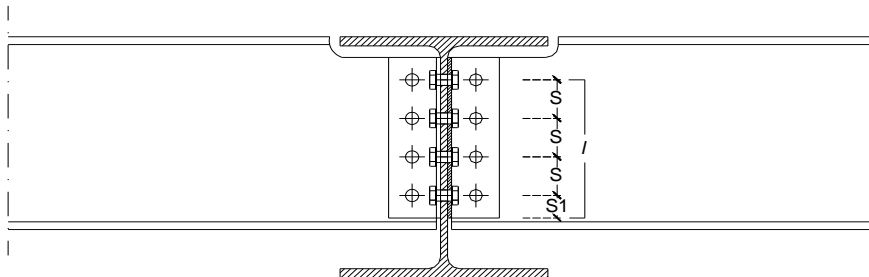
$$\begin{aligned} \frac{V_u}{D_t} &\leq \phi R_n \\ \frac{81823}{22.2 \times 8} &\leq 118414.8 \\ 460.19685 \text{ N} &\leq 118414.8 \text{ N} \end{aligned}$$

#### 4.11.5 Kontrol Kekuatan Geser Blok Baut

Kontrol kekuatan geser blok pada balok anak sebagai berikut :

$$\begin{aligned} l &= S + S + S + S_1 \\ &= 80 + 80 + 80 + 30 \\ &= 270 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_b &= \text{Koefisien reduksi, bila tegangan tarik merata maka } U_{bs} \text{ senilai} \\ &= 1 \end{aligned}$$



##### 1) Luasan Geser pada Pelat Siku

Menghitung Luas bruto ( $A_{gv}$ ) :

$$\begin{aligned} A_{gv} &= tp \times l \times 2 \\ &= 8 \times 270 \\ &= 4320 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menghitung Luas netto ( $A_{nv}$ ) :

- $l_b \text{ total} = l_b \times \text{jumlah lubang}$   
 $= 24.225 \times 3.5$   
 $= 84.788 \text{ mm}$
- $A_{nv} = 2 \times tp \times (1 - l_b \text{ total})$   
 $= 16 \times (270 - 84.8)$   
 $= 2963.4 \text{ mm}^2$

Syarat :

$$A_{nt} < 85\% \times A_{gt}$$

$$2963.4 \text{ mm}^2 < 85\% \times 4320$$

$$2963.4 \text{ mm}^2 < 3672 \text{ mm}^2$$

## 2) Luasan Tarik pada Pelat Siku

Menghitung Luas bruto ( $A_{gv}$ ) :

$$A_{gt} = 2 \times tp \times x$$

$$= 16 \times 35$$

$$= 560 \text{ mm}^2$$

Menghitung Luas netto ( $A_{nv}$ ) :

- $l_b \text{ total} = l_b \times h \text{ lubang}$   
 $= 24.225 \times 0.5$   
 $= 12.113 \text{ mm}$
- $A_{nt} = 2 \times tp \times (1 - l_b \text{ total})$   
 $= 16 \times (35 - 12.1)$   
 $= 366.2 \text{ mm}^2$

Syarat :

$$A_{nt} < 85\% \times A_{gt}$$

$$366.2 \text{ mm}^2 < 85\% \times 560$$

$$366.2 \text{ mm}^2 < 476 \text{ mm}^2$$

## 3) Kuat nominal dihitung sebagai berikut :

Menurut AISC - LRFD pasal J4.1, kuat putus geser dihitung :

$$0.6 f_u A_{nv} = 0.6 \times 370 \times 2963.4$$

$$= 657874.8 \text{ N}$$

Menurut AISC - LRFD pasal J4.2, kuat putus tarik dihitung :

$$f_u A_{nt} = 370 \times 366.2$$

$$= 135494 \text{ N}$$

Menurut, AISC - LRFD pasal J4.3, kuat geser blok dihitung :

Apabila  $f_u A_{nt} > 0.6 f_u A_{nv}$ , maka :

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \leq \phi [0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}]$$

$$= 0.75 \times (0.6 \times 370 \times 2963.4 + 1 \times 370 \times 366)$$

$$\leq 0.75 \times ( 0.6 \times 240 \times 4320 + 1 \times 370 \times 366 )$$

$$= 595026.6 \text{ N} > 568180.5 \text{ N}$$

Konfigurasi blok geser yang menentukan adalah yang menghasilkan tahanan geser terkecil, maka kuat leleh pelat menentukan :

$$\phi R_n = 568180.5 \text{ N}$$

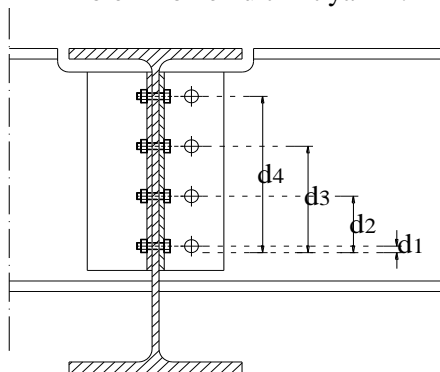
Syarat :

$$\phi R_n > V_u$$

$$568180.5 > 81823$$

#### 4.11.6 Kontrol Kekuatan Baut Terhadap Tarik

Kontrol kekuatan baut pada balok induk terhadap tarik yang disebabkan oleh momen ultimit yakni :



$$d_4 = 251.11 \text{ mm}$$

$$d_3 = 171.11 \text{ mm}$$

$$d_2 = 91.113 \text{ mm}$$

$$d_1 = 11.113 \text{ mm}$$

$$dt = 524.45 \text{ mm}$$

Kontrol terhadap tarik baut

Gaya Tarik Perlu

$$T_{u4} = \frac{M_u \times d_4}{dt^2} = \frac{97636000 \times 251.11}{275047.8025} = 89139.487 \text{ N}$$

$$T_{u3} = \frac{M_u \times d_3}{dt^2} = \frac{97636000 \times 171.11}{275047.8025} = 60741.224 \text{ N}$$

$$T_{u2} = \frac{M_u \times d_2}{dt^2} = \frac{97636000 \times 91.113}{275047.8025} = 32342.96 \text{ N}$$

$$T_{u1} = \frac{M_u \times d_1}{dt^2} = \frac{97636000 \times 11.113}{275047.8025} = 3944.6963 \text{ N}$$

Gaya Tarik pada 1 baut

$$T_b = A_b \times f_{ub}$$

$$= 387.75 \times 620$$

$$= 240405.77 \text{ N}$$

$$T_d = \phi T_b$$

$$= 0.75 \times 240405.77$$

$$= 180304.33 \text{ N}$$

Karena dalam 1 baris terdiri dari 2 baut, maka



$$\begin{aligned} T_{d2} &= 2 \times T_d \\ &= 2 \times 180304.33 \\ &= 360608.65 \text{ N} \end{aligned}$$

Syarat :  $T_u < T_d$

$$T_{u4} = 89139.487 < 360608.65$$

$$T_{u3} = 60741.224 < 360608.65$$

$$T_{u2} = 32342.96 < 360608.65$$

$$T_{u1} = 3944.6963 < 360608.65$$

#### 4.11.7 Kontrol Kekuatan Baut Terhadap Momen

Kuat nominal 1 baut terhadap tarik ( $T_d$ ) = 360608.65 N

Garis netral diasumsikan  $< S_1 = 30 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \sum T &= T_{u4} + T_{u3} + T_{u2} + T_{u1} \\ &= 89139.487 + 60741.224 + 32342.96 + 3944.6963 \\ &= 186168.37 \text{ N} \end{aligned}$$

$$T_{d2} \times d_4 = 360608.65 \times 251.11 = 90553340.57 \text{ Nmm}$$

$$T_{d2} \times d_3 = 360608.65 \times 171.11 = 61704648.27 \text{ Nmm}$$

$$T_{d2} \times d_2 = 360608.65 \times 91.113 = 32855955.97 \text{ Nmm}$$

$$T_{d2} \times d_1 = 360608.65 \times 11.113 = 4007263.665 \text{ Nmm}$$

$$\sum_{i=1}^n Td \cdot di = 189121208.5 \text{ Nmm}$$

Garis netral pada pelat siku (a) :

$$\begin{aligned} a &= \frac{\sum T}{f_{yp} \times b} = \frac{186168.3669}{240 \times 171} \\ &= 4.536266249 \text{ mm} < S_1 = 30 \text{ mm, Maka asumsi benar} \end{aligned}$$

Momen rencana :

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \frac{0.9 \times f_{yp} \times a^2 \times b}{2} + \sum_{i=1}^n Td \cdot di \\ &= \frac{0.9 \times 240 \times 20.577711 \times 171}{2} + 189121208.5 \\ &= 189501237.7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

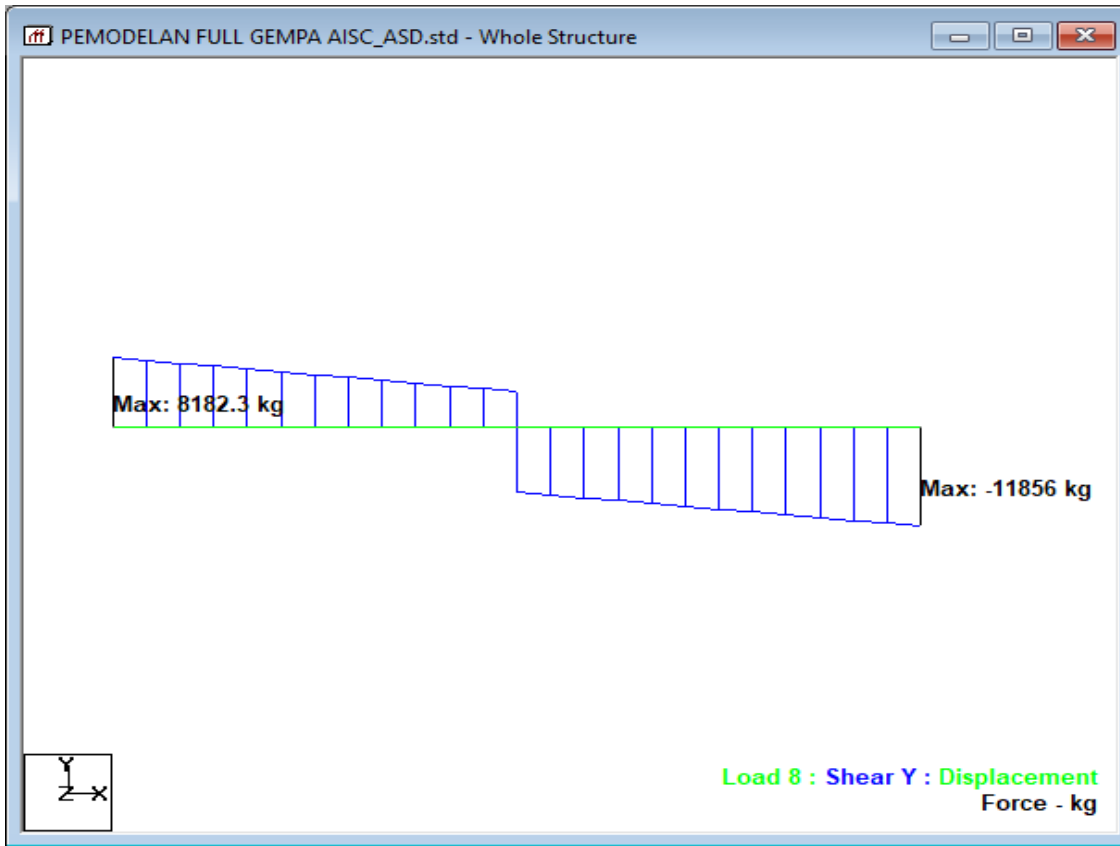
Syarat

$$M_u < \phi M_n$$

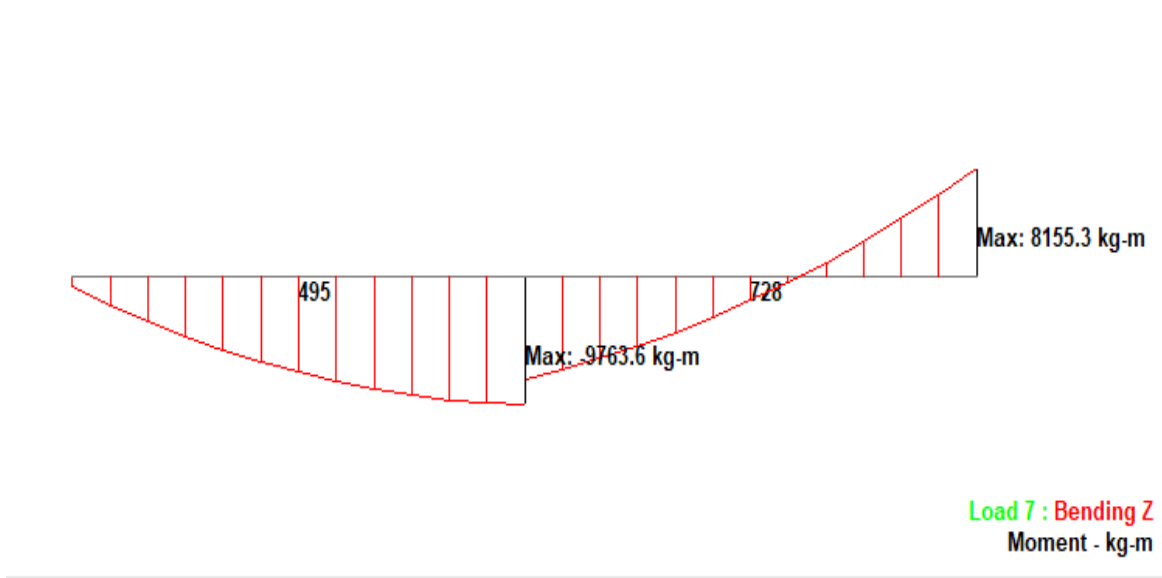
$$97636000 \text{ Nmm} < 189501237.7 \text{ Nmm} \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$\text{Raio momen} = M_u / \phi M_n = 0.52 < 1$$

Gaya geser Batang 495, Batang 728



Momen Batang 495, Batang 728



## Kondisi 2

Baut yang digunakan yakni :

$$\text{Diameter baut } (d_b) = 0.875 \text{ in} = 22.225$$

$$\text{Luas Baut } (A_b) = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \varnothing^2 = 387.75$$

$$\text{Luas lubang } (l_b) = d_b + 2 = 24.225$$

Mutu baut yang digunakan (menurut SNI 1729 : 2015, Tabel J3.2, hal 125), yakni :

$$\text{Mutu baut} = A325$$

$$\text{Kuat tarik minimum } (f_{ub}) = 620 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan geser baut } (f_{nv}) = 372 \text{ Mpa}$$

Direncanakan menggunakan plat siku penyambung 80 x 80 x 8

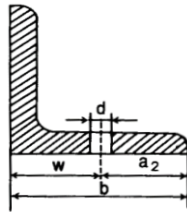
Dimensi penampang :  $b = 80 \text{ mm}$  (Tabel Profil Konstruksi

$t = 80 \text{ mm}$  baja, Ir. Morisco, hal 38)

$$w = 45 \text{ mm}$$

$$dbmaks = 23 \text{ mm}$$

$$tp = 8 \text{ mm}$$



Mutu siku penyambung yang digunakan yakni : BJ 37

$$f_{yp} = 240 \text{ Mpa}$$

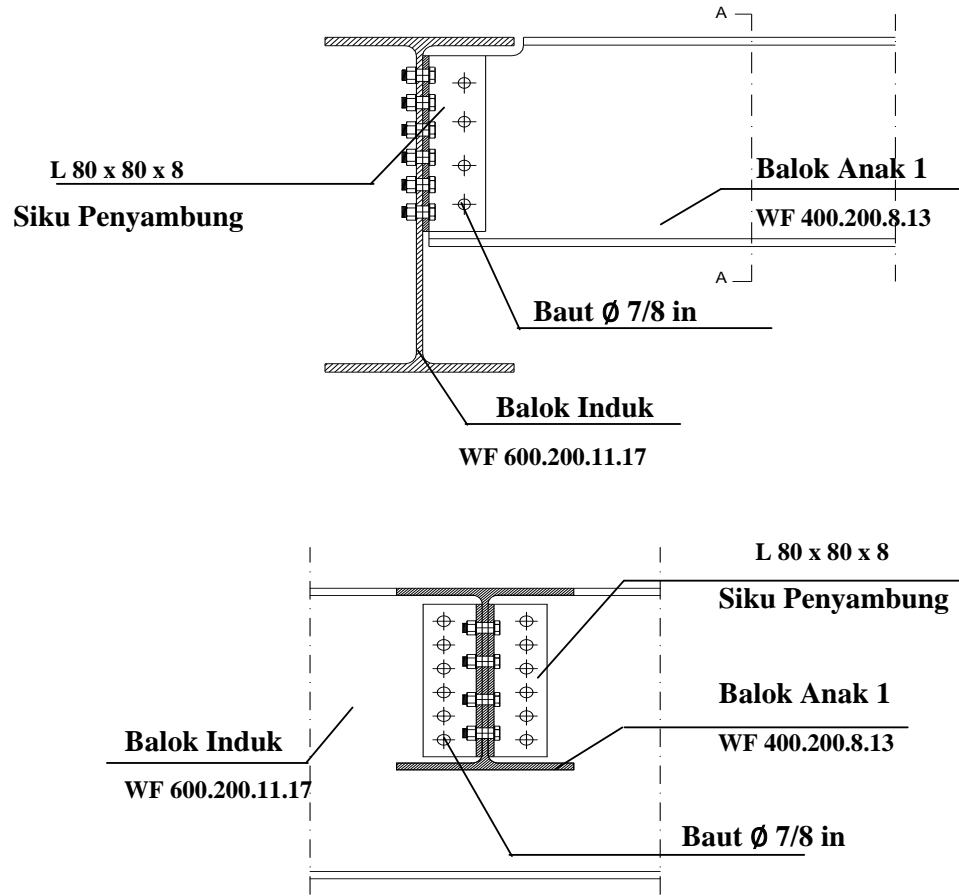
$$f_{up} = 370 \text{ Mpa}$$

Hasil output dari program Staadpro untuk balok anak ( beam 272, 275)

$$M_u = 350550000 \text{ Nmm}$$

$$V_u = 265000 \text{ N}$$

Sambungan direncanakan sebagai berikut :



Gambar 4.11.1 Perencanaan Sambungan Balok Induk - Balok anak 1

#### 4.11.1 Kuat Tahanan Nominal

##### 1) Kontrol Nominal tumpu

- Pada lubang baut bagian plat siku

$$\begin{aligned}
 R_n &= 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\
 &= 2.4 \times 22.2 \times 8 \times 370 \\
 &= 157886.4 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_n \text{ siku} &= 0.75 \times 157886.4 \\
 &= 118414.8 \text{ N}
 \end{aligned}$$

- Pada lubang baut bagian web dari balok anak

$$\begin{aligned}
 R_n &= 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\
 &= 2.4 \times 22.2 \times 8 \times 410 \\
 &= 174955.2 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_n \text{ web} &= 0.75 \times 174955.2 \\
 &= 131216.4 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\text{Diambil kuat nominal tumpu terkecil yakni} = 118414.8 \text{ N}$$

2) *Kuat Nominal Geser Baut ( 1 Bidang geser )*

$$\begin{aligned} R_{nv} &= f_{nv} \times A_b \times m \\ &= 372 \times 387.75 \times 1 \\ &= 144243.46 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{n \text{ web}} &= 0.75 \times 144243.46 \\ &= 108182.6 \text{ N} \end{aligned}$$

3) *Kuat Nominal Tarik Baut*

$$\begin{aligned} R_{nv} &= f_{ub} \times A_b \\ &= 620 \times 387.75124 \\ &= 240405.7692 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{nt} &= 0.75 \times 240405.77 \\ &= 180304.33 \text{ N} \end{aligned}$$

Diambil yang terkecil yakni : 108182.6 N

#### 4.11.2 Jumlah baut dan jarak antar baut

1) *Perhitungan jarak baut*

$$n = \frac{V_u}{\phi R_{nv}} = \frac{265000}{108182.6} = 2.4495622 \approx 6 \text{ baut}$$

2) *Menghitung jarak baut*

- **Jarak Tepi Baut**

Jarak tepi minimum ( $S_1$ ) menurut tabel J3.4M SNI 1729 : 2015 untuk baut dengan diameter : 7/8 in

Jarak tepi Maksimum ( $S_{max}$ ) menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5 adalah nilai terendah dari

$$\begin{aligned} S_{maks} &= 12 \text{ tp} \\ &= 12 \times 8 \\ &= 96 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{maks} = 150 \text{ mm, maka } S_{maks} = 96 \text{ mm}$$

Digunakan jarak  $S_1 = 25 \text{ mm}$

- **Jarak antar baut S**

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5(a), jarak maksimum baut adalah yang terendah dari :

$$\begin{aligned} S_{maks} &= 24 \text{ tp} \\ &= 24 \times 8 \\ &= 192 \text{ mm} \end{aligned}$$

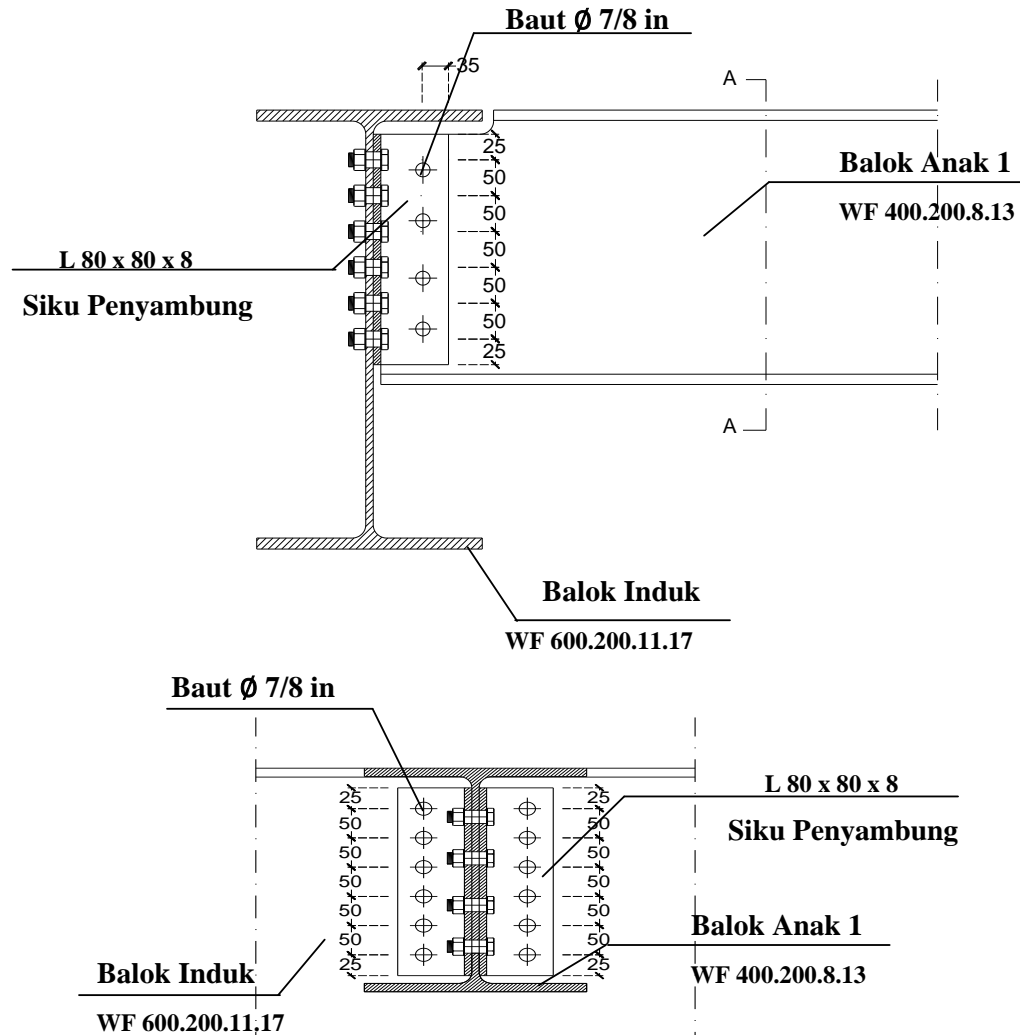
$$S_{maks} = 305 \text{ mm, maka } S_{maks} = 192 \text{ mm}$$

Digunakan jarak  $s = 50$  mm

- Jarak baut ke web balok induk (w)

$$\begin{aligned} w &= 45 \\ x &= b - w \\ &= 80 - 45 \\ &= 35 \text{ mm} \end{aligned}$$

Gambar perencanaan lerak baut sebagai berikut :



Gambar 4.11.2 Letak dan jarak antar baut

#### 4.11.3 Kontrol kekuatan baut terhadap geser

$$\begin{aligned} V_{ub} &= \frac{V_u}{n} \leq \phi R_{nv} \\ &= \frac{265000}{6} \\ &= 44166.66667 \text{ N} < 108182.5961 \text{ N} \end{aligned}$$

#### 4.11.4 Kontrol kekuatan baut terhadap Tumpu

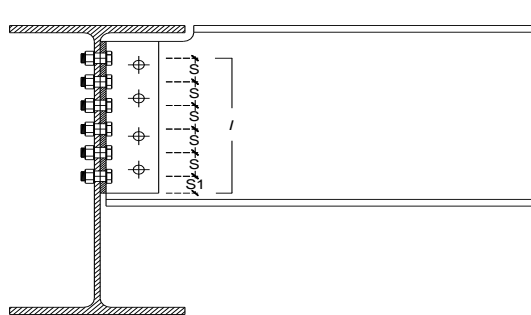
$$\begin{aligned} \frac{V_u}{D_t} &\leq \phi R_n \\ \frac{265000}{22.2 \times 8} &\leq 118414.8 \\ 1490.4387 \text{ N} &\leq 118414.8 \text{ N} \end{aligned}$$

#### 4.11.5 Kontrol Kekuatan Geser Blok Baut

Kontrol kekuatan geser blok pada balok anak sebagai berikut :

$$\begin{aligned} l &= S + S + S + S_1 \\ &= 50 + 50 + 50 + 25 \\ &= 175 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_b &= \text{Koefisien reduksi, bila tegangan tarik merata maka } U_{bs} \text{ senilai} \\ &= 1 \end{aligned}$$



##### 1) Luasan Geser pada Pelat Siku

Menghitung Luas bruto ( $A_{gv}$ ) :

$$\begin{aligned} A_{gv} &= tp \times l \\ &= 8 \times 175 \\ &= 1400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menghitung Luas netto ( $A_{nv}$ ) :

- $l_b \text{ total} = l_b \times \text{jumlah lubang}$   
 $= 24.225 \times 5.5$   
 $= 133.24 \text{ mm}$
- $A_{nv} = tp \times (l - l_b \text{ total})$   
 $= 8 \times (175 - 133)$   
 $= 334.1 \text{ mm}^2$

Syarat :

$$A_{nt} < 85\% \times A_{gv}$$

$$334.1 \text{ mm}^2 < 85\% \times 1400$$

$$334.1 \text{ mm}^2 < 1190 \text{ mm}^2$$

## 2) Luasan Tarik pada Pelat Siku

Menghitung Luas bruto ( $A_{gt}$ ) :

$$A_{gt} = tp \times x$$

$$= 8 \times 35$$

$$= 280 \text{ mm}^2$$

Menghitung Luas netto ( $A_{nv}$ ) :

- $l_b \text{ total} = l_b \times h \text{ lubang}$   
 $= 24.225 \times 0.5$   
 $= 12.113 \text{ mm}$
- $A_{nt} = tp \times (l - l_b \text{ total})$   
 $= 8 \times (35 - 12.1)$   
 $= 183.1 \text{ mm}^2$

Syarat :

$$A_{nt} < 85\% \times A_{gt}$$

$$183.1 \text{ mm}^2 < 85\% \times 280$$

$$183.1 \text{ mm}^2 < 238 \text{ mm}^2$$

## 3) Kuat nominal dihitung sebagai berikut :

Menurut AISC - LRFD pasal J4.1, kuat putus geser dihitung :

$$0.6 f_u A_{nv} = 0.6 \times 370 \times 334.1$$

$$= 74170.2 \text{ N}$$

Menurut AISC - LRFD pasal J4.2, kuat putus tarik dihitung :

$$f_u A_{nt} = 370 \times 183.1$$

$$= 67747 \text{ N}$$

Menurut, AISC - LRFD pasal J4.3, kuat geser blok dihitung :

Apabila  $f_u A_{nt} > 0.6 f_u A_{nv}$ , maka :

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \leq \phi [0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}]$$

$$= 0.75 \times (0.6 \times 370 \times 334.1 + 1 \times 370 \times 183)$$



$$\leq 0.75 \times ( 0.6 \times 240 \times 1400 + 1 \times 370 \times 183 )$$

$$= 425751.6 \text{ N} > 404020.5 \text{ N}$$

Konfigurasi blok geser yang menentukan adalah yang menghasilkan tahanan geser terkecil, maka kuat leleh pelat menentukan :

$$\phi R_n = 404020.5 \text{ N}$$

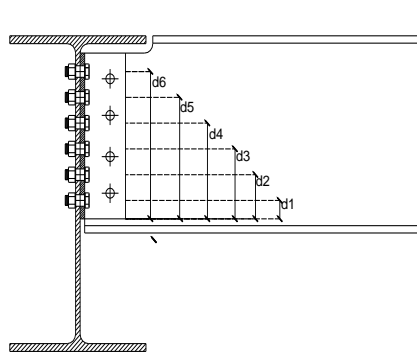
Syarat :

$$\phi R_n > V_u$$

$$404020.5 > 265000$$

#### 4.11.6 Kontrol Kekuatan Baut Terhadap Tarik

Kontrol kekuatan baut pada balok induk terhadap tarik yang disebabkan oleh momen ultimit yakni :



$$d6 = 261.113 \text{ mm}$$

$$d5 = 211.113 \text{ mm}$$

$$d4 = 161.11 \text{ mm}$$

$$d3 = 111.11 \text{ mm}$$

$$d2 = 61.113 \text{ mm}$$

$$d1 = 11.113 \text{ mm}$$

$$dt = 816.68 \text{ mm}$$

Kontrol terhadap tarik baut

Gaya Tarik Perlu

$$T_{u1} = \frac{Mu \times d1}{dt^2} = \frac{350550000 \times 11.113}{666958.0556} = 5840.6774 \text{ N}$$

$$T_{u2} = \frac{Mu \times d2}{dt^2} = \frac{350550000 \times 61.113}{666958.0556} = 32120.441 \text{ N}$$

$$T_{u3} = \frac{Mu \times d3}{dt^2} = \frac{350550000 \times 111.11}{666958.0556} = 58400.205 \text{ N}$$

$$T_{u4} = \frac{Mu \times d4}{dt^2} = \frac{350550000 \times 161.11}{666958.0556} = 84679.968 \text{ N}$$

$$T_{u5} = \frac{Mu \times d5}{dt^2} = \frac{350550000 \times 211.11}{666958.0556} = 110959.73 \text{ N}$$

$$T_{u6} = \frac{Mu \times d6}{dt^2} = \frac{350550000 \times 261.11}{666958.0556} = 137239.5 \text{ N}$$

Gaya Tarik pada 1 baut

$$T_b = A_b \times f_{ub}$$

$$= 387.75 \times 620$$

$$= 240405.77 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
T_d &= \phi T_b \\
&= 0.75 \times 240405.77 \\
&= 180304.33 \text{ N}
\end{aligned}$$

Karena dalam 1 baris terdiri dari 2 baut, maka

$$\begin{aligned}
T_{d2} &= 2 \times T_d \\
&= 2 \times 180304.33 \\
&= 360608.65 \text{ N}
\end{aligned}$$

Syarat :  $T_u < T_d$

$$T_{u1} = 5840.6774 < 360608.65$$

$$T_{u2} = 32120.441 < 360608.65$$

$$T_{u3} = 58400.205 < 360608.65$$

$$T_{u4} = 84679.968 < 360608.65$$

$$T_{u5} = 110959.73 < 360608.65$$

$$T_{u6} = 137239.5 < 360608.65$$

#### 4.11.7 Kontrol Kekuatan Baut Terhadap Momen

$$\text{Kuat nominal 1 baut terhadap tarik (T}_d) = 360608.65 \text{ N}$$

$$\text{Garis netral diasumsikan } < S_1 = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
\sum T &= T_{u1} + T_{u2} + T_{u3} + T_{u4} + T_{u5} + T_{u6} \\
&= 5840.6774 + 32120.441 + 58400.205 + 84679.968 + 110959.73 \\
&\quad + 137239.5 = 429240.52 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$T_{d2} \times d_1 = 360608.65 \times 11.113 = 4007263.665 \text{ Nmm}$$

$$T_{d2} \times d_2 = 360608.65 \times 61.113 = 22037696.35 \text{ Nmm}$$

$$T_{d2} \times d_3 = 360608.65 \times 111.11 = 40068129.04 \text{ Nmm}$$

$$T_{d2} \times d_4 = 360608.65 \times 161.11 = 58098561.73 \text{ Nmm}$$

$$T_{d2} \times d_5 = 360608.65 \times 211.11 = 76128994.42 \text{ Nmm}$$

$$T_{d2} \times d_6 = 360608.65 \times 261.11 = 94159427.11 \text{ Nmm}$$

$$\sum_{i=1}^n T_d \cdot d_i = 294500072.3 \text{ Nmm}$$

Garis netral pada pelat siku (a) :

$$\begin{aligned}
a &= \frac{\sum T}{f_{yp} \times b} = \frac{137239.4952}{240 \times 160} \\
&= 3.573945188 \text{ mm} < S_1 = 25 \text{ mm, Maka asumsi benar}
\end{aligned}$$

Momen rencana :

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \frac{0.9 \times f_{yp} \times a^2 \times b}{2} + \sum_{i=1}^n T d \cdot d_i \\ &= \frac{0.9 \times 240 \times 12.773084 \times 160}{2} + 294500072.3 \\ &= 589220863.5 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

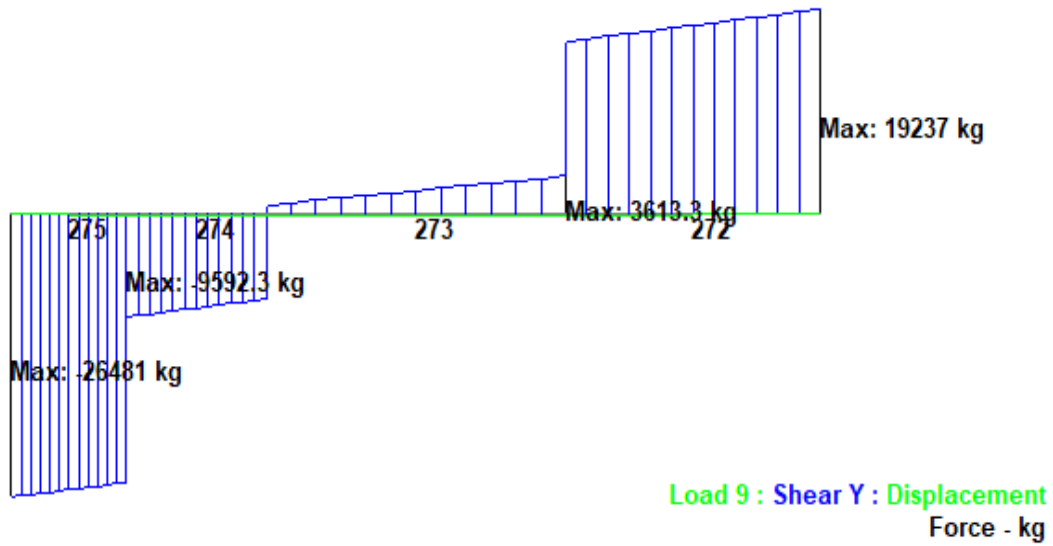
Syarat

$$M_u < \phi M_n$$

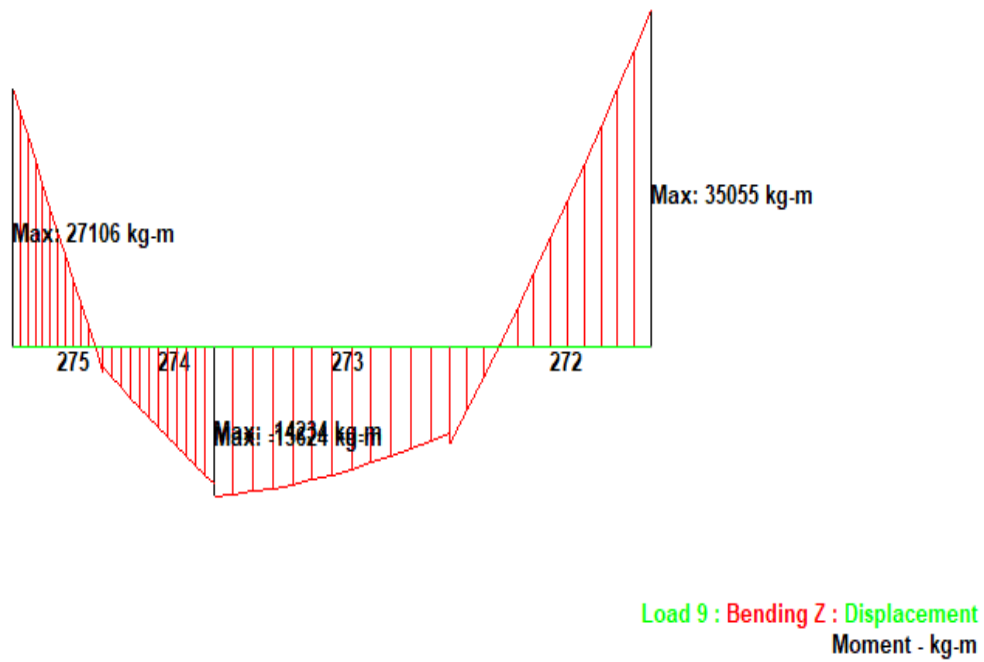
$$350550000 \text{ Nmm} < 589220863.5 \text{ Nmm} \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$\text{Raio momen} = M_u / \phi M_n = 0.59 < 1$$

Gaya geser Batang 272 - 275



Momen Batang 272 - 275



Dari tabel baja diperoleh

d : 600 mm

bf : 200 mm

tw : 11 mm

tf : 17 mm

Ag : 134.4 cm<sup>2</sup>

Ix : 77600 cm<sup>4</sup>

Iy : 2280 cm<sup>4</sup>

r : 22 mm

iy : 4.12 cm

Es : 200000 Mpa

fc : 30 Mpa

ix : 24 cm

fy : 250 Mpa

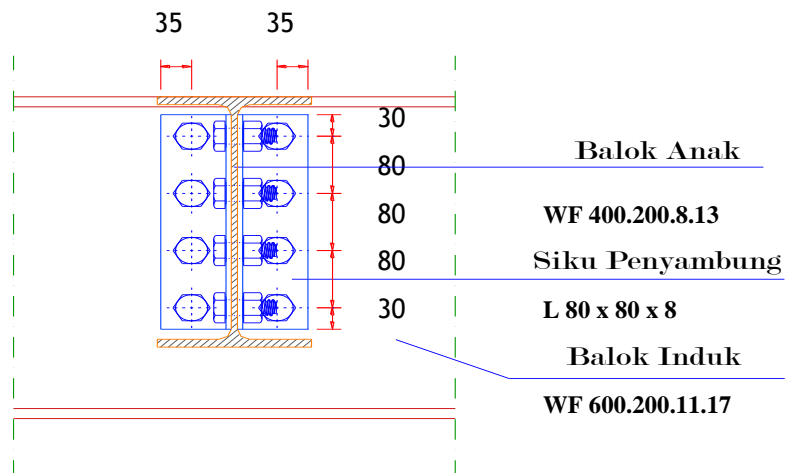
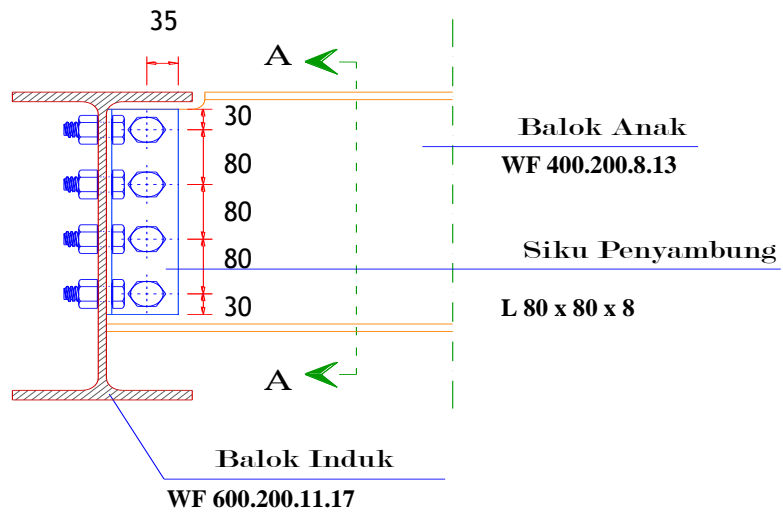
ts : 140 mm

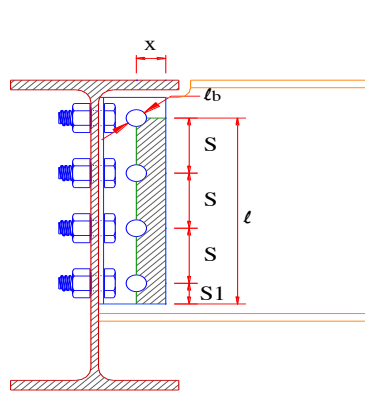












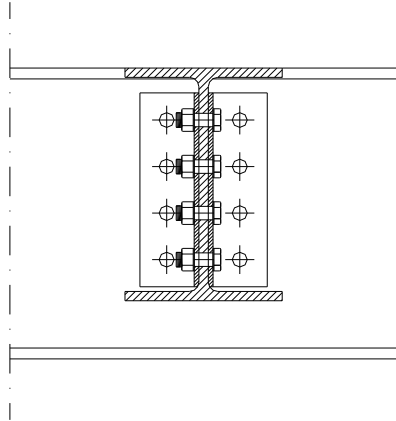
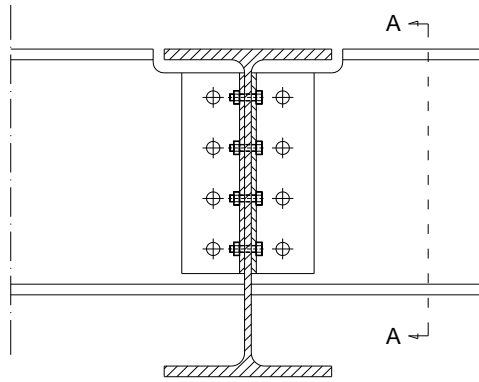










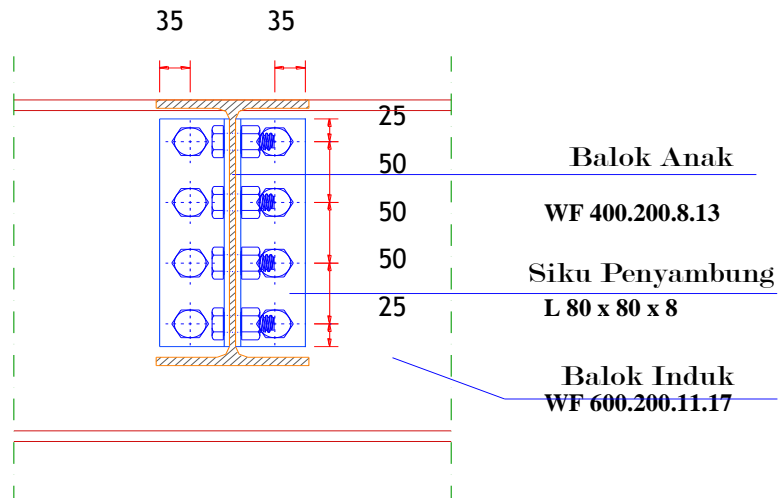
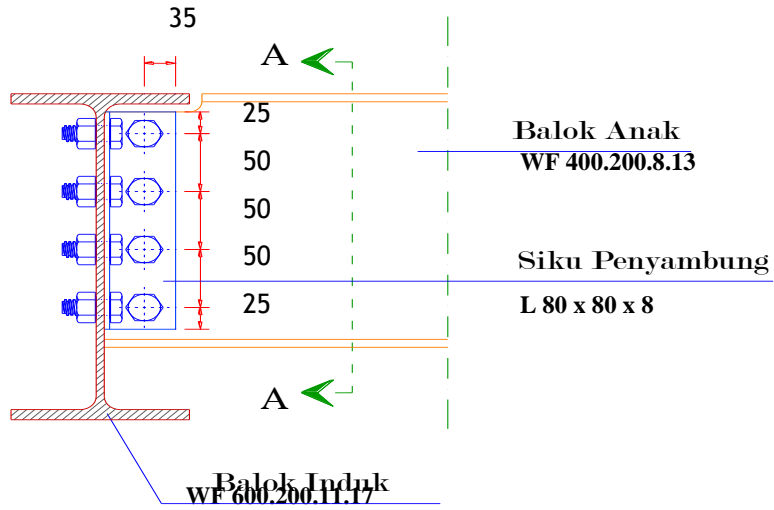


**Baut  $\varnothing$  7/8 in**





Baut  $\varnothing$  7/8 in







$$d1 = 0 \text{ mm}$$

$$d2 = 0 \text{ mm}$$

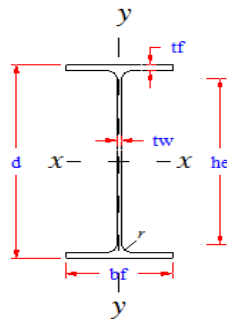
$$d3 = 0 \text{ mm}$$

$$\underline{d4 = 0 \text{ mm}}$$

$$dt = 0 \text{ mm}$$

#### 4.12 Perencanaan Sambungan Balok Anak 1 - Balok Anak 2

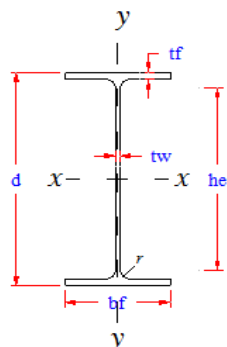
Digunakan profil WF balok Anak 1 400 x 200 x 8 x 13



Dari tabel baja diperoleh :

d	=	400	mm	r	=	16	mm	I <sub>y</sub>	=	1740	cm <sup>4</sup>
bf	=	200	mm	H1	=	29	mm	r <sub>x</sub>	=	16.8	cm
tw	=	8	mm	H2	=	342	mm	r <sub>y</sub>	=	4.54	cm
tf	=	13	mm	w	=	66	kg/m	S <sub>x</sub>	=	1190	cm <sup>3</sup>
Ag	=	84.1	cm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub>	=	23700	cm <sup>4</sup>	S <sub>y</sub>	=	174	cm <sup>3</sup>
f <sub>u</sub>	=	410	Mpa	E <sub>s</sub>	=	200000	Mpa				
f <sub>y</sub>	=	250	Mpa	he	=	342	mm				

Digunakan profil WF balok Anak 2 350 x 175 x 7 x 11



Dari tabel baja diperoleh :

d	=	350	mm	r	=	14	mm	I <sub>y</sub>	=	984	cm <sup>4</sup>
bf	=	175	mm	H1	=	25	mm	r <sub>x</sub>	=	14.7	cm
tw	=	7	mm	H2	=	300	mm	r <sub>y</sub>	=	3.95	cm
tf	=	11	mm	w	=	49.6	kg/m	S <sub>x</sub>	=	775	cm <sup>3</sup>
Ag	=	63.14	mm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub>	=	13600	cm <sup>4</sup>	S <sub>y</sub>	=	112	cm <sup>3</sup>
f <sub>u</sub>	=	410	Mpa	E <sub>s</sub>	=	200000	Mpa				
f <sub>y</sub>	=	250	Mpa	he	=	300	mm				

Baut yang digunakan yakni :

$$\text{Diameter baut } (d_b) = 0.875 \text{ in} = 22.225$$

$$\text{Luas Baut } (A_b) = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \varnothing^2 = 387.75$$

$$\text{Luas lubang } (l_b) = d_b + 2 = 24.225$$

Mutu baut yang digunakan (menurut SNI 1729 : 2015, Tabel J3.2, hal 125), yakni :

$$\text{Mutu baut} = A325$$

$$\text{Kuat tarik minimum } (f_{ub}) = 620 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan geser baut } (f_{nv}) = 372 \text{ Mpa}$$

Direncanakan menggunakan plat siku penyambung 80 x 80 x 8

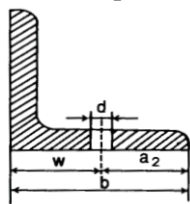
Dimensi penampang : b = 80 mm (Tabel Profil Konstruksi

t = 80 mm baja, Ir. Morisco, hal 38)

w = 45 mm

dbmaks = 23 mm

tp = 8 mm



Mutu siku penyambung yang digunakan yakni : BJ 37

$$f_{yp} = 240 \text{ Mpa}$$

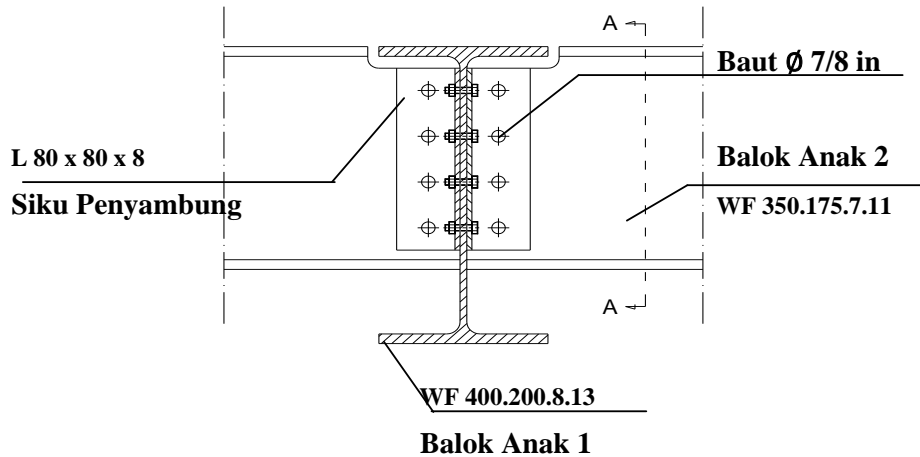
$$f_{up} = 370 \text{ Mpa}$$

Hasil output dari program Staadpro untuk balok anak ( beam 673, 676 )

$$M_u = 47119000 \text{ Nmm}$$

$$V_u = 50291 \text{ N}$$

Sambungan direncanakan sebagai berikut :



Gambar 4.12.1 Perencanaan Sambungan Balok Anak 1 - Balok anak 2

#### 4.12.1 Kuat Tahanan Nominal

##### 1) Kontrol Nominal tumpu

- Pada lubang baut bagian plat siku

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 2.4 \times 22.2 \times 8 \times 370 \\ &= 157886.4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n \text{ siku} &= 0.75 \times 157886.4 \\ &= 118414.8 \text{ N} \end{aligned}$$

- Pada lubang baut bagian web dari balok anak

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 2.4 \times 22.2 \times 7 \times 63.14 \\ &= 23575.2132 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n \text{ web} &= 0.75 \times 23575.213 \\ &= 17681.41 \text{ N} \end{aligned}$$

Diambil kuat nominal tumpu terkecil yakni = 118414.8 N

##### 2) Kuat Nominal Geser Baut ( 2 Bidang geser )

$$\begin{aligned} R_{nv} &= f_{nv} \times A_b \times m \\ &= 372 \times 387.75 \times 2 \\ &= 288486.92 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n \text{ web} &= 0.75 \times 288486.92 \\ &= 216365.19 \text{ N} \end{aligned}$$

##### 3) Kuat Nominal Tarik Baut

$$\begin{aligned} R_{nv} &= f_{ub} \times A_b \\ &= 620 \times 387.75124 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 &= 240405.7692 \text{ N} \\
 \phi R_{nt} &= 0.75 \times 240405.77 \\
 &= 180304.33 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Diambil yang terkecil yakni : 118414.8 N

#### 4.12.2 Jumlah baut dan jarak antar baut

##### 1) Perhitungan jarak baut

$$n = \frac{V_u}{\phi R_{nv}} = \frac{50291}{118414.8} = 0.424702 \approx 4 \text{ baut}$$

##### 2) Menghitung jarak baut

- Jarak Tepi Baut

Jarak tepi minimum ( $S_1$ ) menurut tabel J3.4M SNI 1729 : 2015 untuk baut dengan diameter : 7/8 in

Jarak tepi Maksimum ( $S_{maks}$ ) menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5 adalah nilai terendah dari

$$\begin{aligned}
 S_{maks} &= 12 \text{ tp} \\
 &= 12 \times 8 \\
 &= 96 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{maks} = 150 \text{ mm, maka } S_{maks} = 96 \text{ mm}$$

Digunakan jarak  $S_1 = 30 \text{ mm}$

- Jarak antar baut S

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5(a), jarak maksimum baut adalah yang terendah dari :

$$\begin{aligned}
 S_{maks} &= 24 \text{ tp} \\
 &= 24 \times 8 \\
 &= 192 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

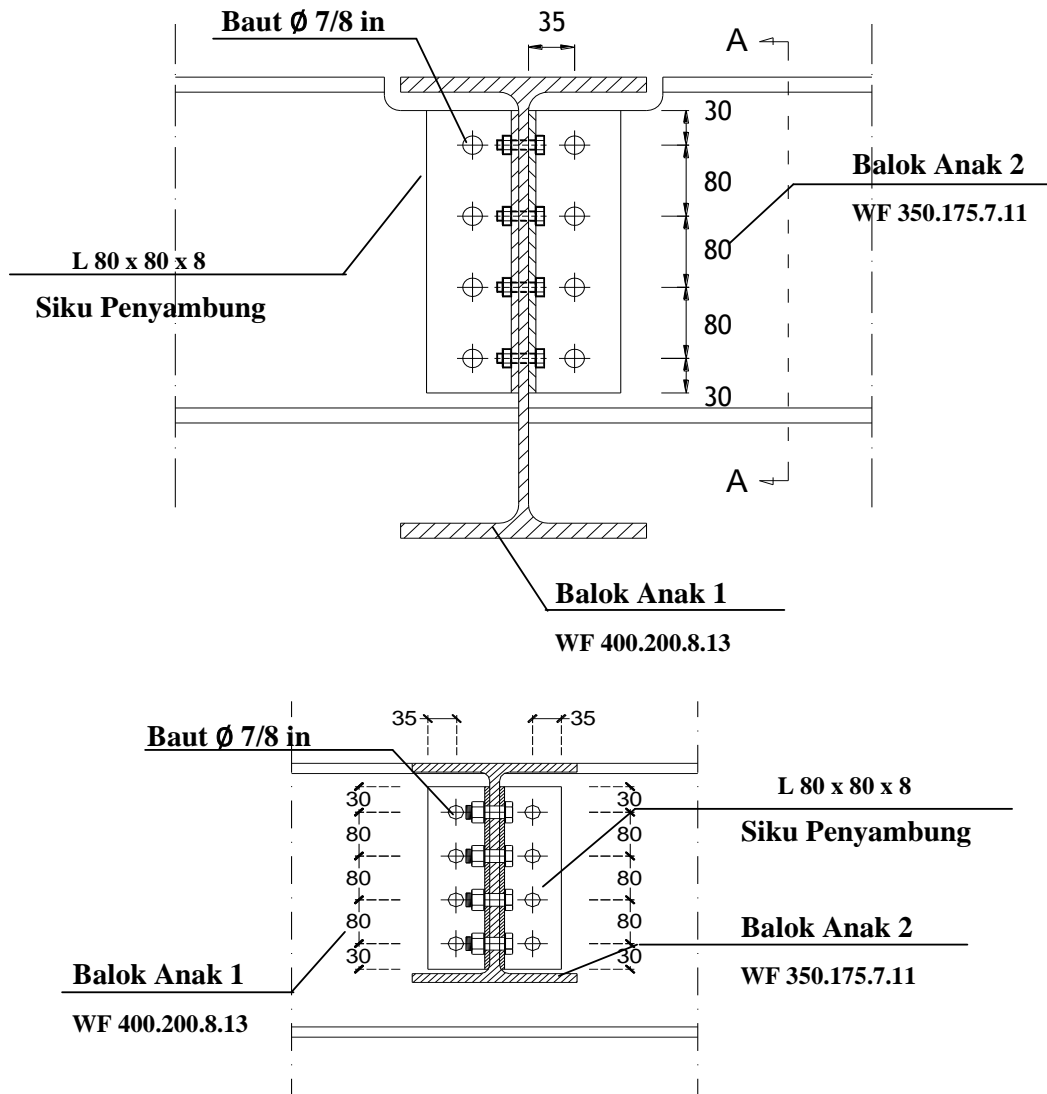
$$S_{maks} = 305 \text{ mm, maka } S_{maks} = 192 \text{ mm}$$

Digunakan jarak  $s = 80 \text{ mm}$

- Jarak baut ke web balok induk (w)

$$\begin{aligned}
 w &= 45 \\
 x &= b - w \\
 &= 80 - 45 \\
 &= 35 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Gambar perencanaan lerak baut sebagai berikut :



Gambar 4.12.2 Letak dan jarak antar baut

#### 4.12.3 Kontrol kekuatan baut terhadap geser

$$\begin{aligned} V_{ub} &= \frac{V_u}{n} \leq \phi R_{nv} \\ &= \frac{50291}{4} \\ &= 12572.75 \text{ N} < 216365.1923 \text{ N} \end{aligned}$$

#### 4.12.4 Kontrol kekuatan baut terhadap Tumpu

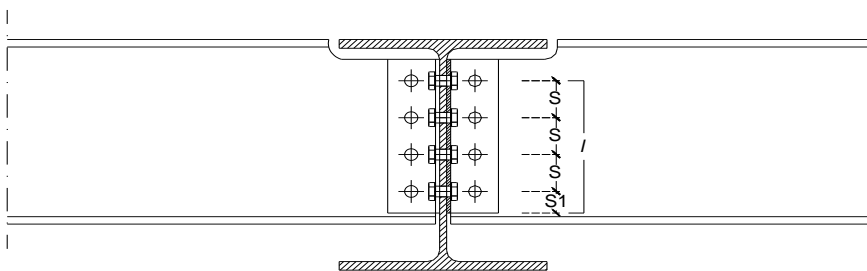
$$\begin{aligned} \frac{V_u}{D_t} &\leq \phi R_n \\ \frac{50291}{22.2 \times 8} &\leq 118414.8 \\ 282.85152 \text{ N} &\leq 118414.8 \text{ N} \end{aligned}$$

#### 4.12.5 Kontrol Kekuatan Geser Blok Baut

Kontrol kekuatan geser blok pada balok anak sebagai berikut :

$$\begin{aligned} l &= S + S + S + S_1 \\ &= 80 + 80 + 80 + 30 \\ &= 270 \text{ mm} \end{aligned}$$

$U_b$  = Koefisien reduksi, bila tegangan tarik merata maka  $U_{bs}$  senilai  
= 1



##### 1) Luasan Geser pada Pelat Siku

Menghitung Luas bruto ( $A_{gv}$ ) :

$$\begin{aligned} A_{gv} &= tp \times l \times 2 \\ &= 8 \times 270 \\ &= 4320 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menghitung Luas netto ( $A_{nv}$ ) :

- $l_b \text{ total} = l_b \times \text{jumlah lubang}$   
 $= 24.225 \times 3.5$   
 $= 84.788 \text{ mm}$
- $A_{nv} = tp \times (1 - l_b \text{ total}) \times 2$   
 $= 8 \times (270 - 84.8)$   
 $= 2963.4 \text{ mm}^2$

Syarat :

$$A_{nt} < 85\% \times A_{gt}$$

$$2963.4 \text{ mm}^2 < 85\% \times 4320$$

$$2963.4 \text{ mm}^2 < 3672 \text{ mm}^2$$

## 2) Luasan Tarik pada Pelat Siku

Menghitung Luas bruto ( $A_{gv}$ ) :

$$A_{gt} = 2 \text{ tp} \times x$$

$$= 16 \times 35$$

$$= 560 \text{ mm}^2$$

Menghitung Luas netto ( $A_{nv}$ ) :

- $l_b \text{ total} = l_b \times h \text{ lubang}$   
 $= 24.225 \times 0.5$   
 $= 12.113 \text{ mm}$
- $A_{nt} = tp \times (1 - l_b \text{ total})$   
 $= 16 \times (35 - 12.1)$   
 $= 366.2 \text{ mm}^2$

Syarat :

$$A_{nt} < 85\% \times A_{gt}$$

$$366.2 \text{ mm}^2 < 85\% \times 560$$

$$366.2 \text{ mm}^2 < 476 \text{ mm}^2$$

## 3) Kuat nominal dihitung sebagai berikut :

Menurut AISC - LRFD pasal J4.1, kuat putus geser dihitung :

$$0.6 f_u A_{nv} = 0.6 \times 370 \times 2963.4$$

$$= 657874.8 \text{ N}$$

Menurut AISC - LRFD pasal J4.2, kuat putus tarik dihitung :

$$f_u A_{nt} = 370 \times 366.2$$

$$= 135494 \text{ N}$$

Menurut, AISC - LRFD pasal J4.3, kuat geser blok dihitung :

Apabila  $f_u A_{nt} > 0.6 f_u A_{nv}$ , maka :

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \leq \phi [0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}]$$

$$= 0.75 \times (0.6 \times 370 \times 2963.4 + 1 \times 370 \times 366)$$

$$\leq 0.75 \times ( 0.6 \times 240 \times 4320 + 1 \times 370 \times 366 )$$

$$= 595026.6 \text{ N} > 568180.5 \text{ N}$$

Konfigurasi blok geser yang menentukan adalah yang menghasilkan tahanan geser terkecil, maka kuat leleh pelat menentukan :

$$\phi R_n = 568180.5 \text{ N}$$

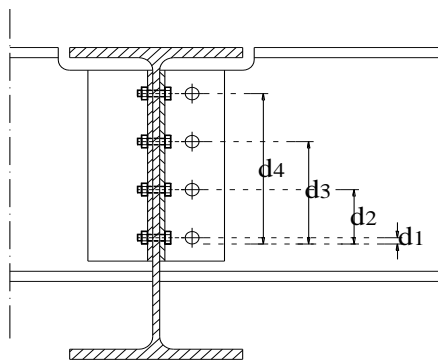
Syarat :

$$\phi R_n > V_u$$

$$568180.5 > 50291$$

#### 4.12.6 Kontrol Kekuatan Baut Terhadap Tarik

Kontrol kekuatan baut pada balok induk terhadap tarik yang disebabkan oleh momen ultimit yakni :



$$d1 = 251.11 \text{ mm}$$

$$d2 = 171.11 \text{ mm}$$

$$d3 = 91.113 \text{ mm}$$

$$d4 = 11.113 \text{ mm}$$

$$dt = 524.45 \text{ mm}$$

Kontrol terhadap tarik baut

Gaya Tarik Perlu (pada 2 baut dalam 1 baris)

$$T_{u1} = \frac{M_u \times d_4}{dt^2} = \frac{47119000 \times 11.113}{275047.8025} = 1903.705 \text{ N}$$

$$T_{u2} = \frac{M_u \times d_3}{dt^2} = \frac{47119000 \times 91.113}{275047.8025} = 15608.668 \text{ N}$$

$$T_{u3} = \frac{M_u \times d_2}{dt^2} = \frac{47119000 \times 171.11}{275047.8025} = 29313.631 \text{ N}$$

$$T_{u4} = \frac{M_u \times d_1}{dt^2} = \frac{47119000 \times 251.11}{275047.8025} = 43018.595 \text{ N}$$

Gaya Tarik pada baut

$$T_b = A_b \times f_{ub}$$

$$= 387.75 \times 620$$

$$= 240405.77 \text{ N}$$

$$T_d = \phi T_b$$

$$= 0.75 \times 240405.77$$

$$= 180304.33 \text{ N}$$

Karena dalam 1 baris terdiri dari 2 baut, maka

$$\begin{aligned} T_{d2} &= 2 \times T_d \\ &= 2 \times 180304.33 \\ &= 360608.65 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat : } T_u < T_d$$

$$T_{u1} = 1903.705 < 360608.65$$

$$T_{u2} = 15608.668 < 360608.65$$

$$T_{u3} = 29313.631 < 360608.65$$

$$T_{u4} = 43018.595 < 360608.65$$

#### 4.12.7 Kontrol Kekuatan Baut Terhadap Momen

$$\text{Kuat nominal 1 baut terhadap tarik (Td)} = 360608.65 \text{ N}$$

$$\text{Garis netral diasumsikan } < S_1 = 30 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sum T &= T_{u1} + T_{u2} + T_{u3} + T_{u4} \\ &= 1903.705 + 15608.668 + 29313.631 + 43018.595 \\ &= 89844.599 \text{ N} \end{aligned}$$

$$T_{d2} \times d_2 = 360608.65 \times 251.11 = 90553340.57 \text{ Nmm}$$

$$T_{d2} \times d_3 = 360608.65 \times 171.11 = 61704648.27 \text{ Nmm}$$

$$T_{d2} \times d_4 = 360608.65 \times 91.113 = 32855955.97 \text{ Nmm}$$

$$T_{d2} \times d_5 = 360608.65 \times 11.113 = 4007263.665 \text{ Nmm}$$

$$\sum_{i=1}^n Td \cdot di = 189121208.5 \text{ Nmm}$$

Garis netral pada pelat siku (a) :

$$\begin{aligned} a &= \frac{\sum T}{f_{yp} \times b} = \frac{89844.5991}{240 \times 360} \\ &= 1.039868045 \text{ mm} < S_1 = 30 \text{ mm, Maka asumsi benar} \end{aligned}$$

Momen rencana :

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \frac{0.9 \times f_{yp} \times a^2 \times b}{2} + \sum_{i=1}^n Td \cdot di \\ &= \frac{0.9 \times 240 \times 1.0813256 \times 360}{2} + 189121208.5 \\ &= 189163250.4 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

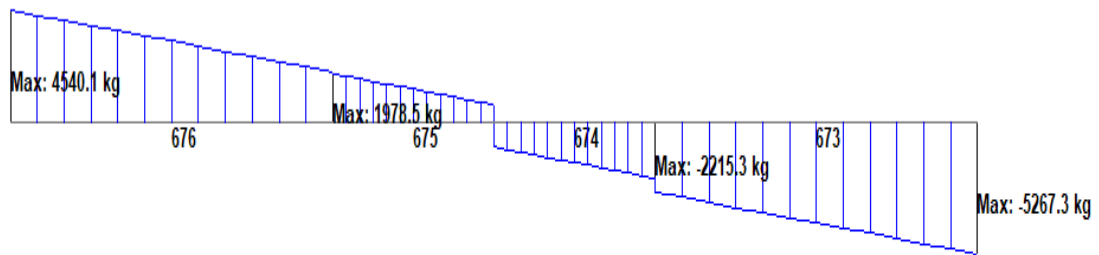
Syarat

$$M_u < \phi M_n$$

$$47119000 \text{ Nmm} < 189163250.4 \text{ Nmm}$$

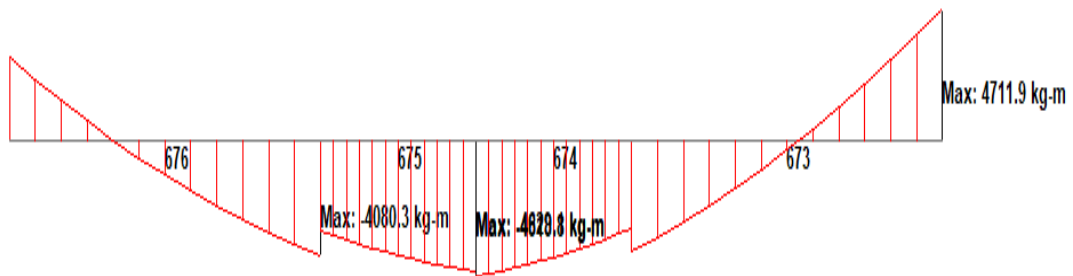
$$\text{Raio momen} = M_u / \phi M_n = 0.25 < 1$$

### Gaya geser Batang 673 - 676



Load 7 : Shear Y  
Force - kg

### Momen Batang 673 - 676



Load 7 : Bending Z  
Moment - kg-m

## Kondisi 2

Baut yang digunakan yakni :

$$\text{Diameter baut } (d_b) = 0.875 \text{ in} = 22.225$$

$$\text{Luas Baut } (A_b) = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \varnothing^2 = 387.75$$

$$\text{Luas lubang } (A_b) = d_b + 2 = 24.225$$

Mutu baut yang digunakan (menurut SNI 1729 : 2015, Tabel J3.2, hal 125), yakni :

$$\text{Mutu baut} = A325$$

$$\text{Kuat tarik minimum } (f_{ub}) = 620 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan geser baut } (f_{nv}) = 372 \text{ Mpa}$$

Direncanakan menggunakan plat siku penyambung 80 x 80 x 8

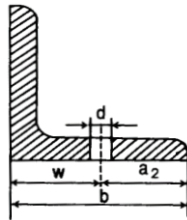
Dimensi penampang :  $b = 80 \text{ mm}$  (Tabel Profil Konstruksi

$t = 80 \text{ mm}$  baja, Ir. Morisco, hal 38)

$$w = 45 \text{ mm}$$

$$dbmaks = 23 \text{ mm}$$

$$tp = 8 \text{ mm}$$



Mutu siku penyambung yang digunakan yakni : BJ 37

$$f_{yp} = 240 \text{ Mpa}$$

$$f_{up} = 370 \text{ Mpa}$$

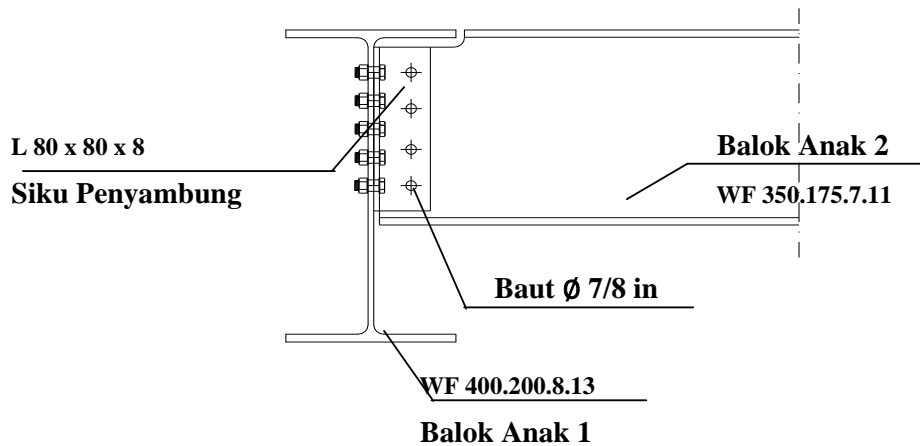
Hasil output dari program Staadpro untuk balok anak ( beam 4195, 4483 )

$$M_u = 211700000 \text{ Nmm}$$

$$V_u = 117580 \text{ N}$$



Sambungan direncanakan sebagai berikut :



Gambar 4.12.1 Perencanaan Sambungan Balok Anak 1 - Balok anak 2

#### 4.12.1 Kuat Tahanan Nominal

##### 1) Kontrol Nominal tumpu

- Pada lubang baut bagian plat siku

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times db \times tp \times fu \\ &= 2.4 \times 22.2 \times 8 \times 370 \\ &= 157886.4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n \text{ siku} &= 0.75 \times 157886.4 \\ &= 118414.8 \text{ N} \end{aligned}$$

- Pada lubang baut bagian web dari balok anak

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times db \times tp \times fu \\ &= 2.4 \times 22.2 \times 7 \times 410 \\ &= 153085.8 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n \text{ web} &= 0.75 \times 153085.8 \\ &= 114814.35 \text{ N} \end{aligned}$$

Diambil kuat nominal tumpu terkecil yakni = 118414.8 N

##### 2) Kuat Nominal Geser Baut ( 1 Bidang geser )

$$\begin{aligned} R_{nv} &= f_{nv} \times A_b \times m \\ &= 372 \times 387.75 \times 1 \\ &= 144243.46 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n \text{ web} &= 0.75 \times 144243.46 \\ &= 108182.6 \text{ N} \end{aligned}$$

3) *Kuat Nominal Tarik Baut*

$$\begin{aligned}R_{nv} &= f_{ub} \times A_b \\ &= 620 \times 387.75124 \\ &= 240405.7692 \text{ N} \\ \phi R_{nt} &= 0.75 \times 240405.77 \\ &= 180304.33 \text{ N}\end{aligned}$$

Diambil yang terkecil yakni : 108182.6 N

#### 4.12.2 Jumlah baut dan jarak antar baut

1) *Perhitungan jarak baut*

$$n = \frac{V_u}{\phi R_{nv}} = \frac{117580}{108182.6} = 1.0868661 \approx 5 \text{ baut}$$

2) *Menghitung jarak baut*

- **Jarak Tepi Baut**

Jarak tepi minimum ( $S_1$ ) menurut tabel J3.4M SNI 1729 : 2015

untuk baut dengan diameter : 7/8 in

Jarak tepi Maksimum ( $S_{maks}$ ) menurut SNI 1729 : 2015 pasal

J3.5 adalah nilai terendah dari

$$\begin{aligned}S_{maks} &= 12 \text{ tp} \\ &= 12 \times 8 \\ &= 96 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$S_{maks} = 150 \text{ mm, maka } S_{maks} = 96 \text{ mm}$$

Digunakan jarak  $S_1 = 30 \text{ mm}$

- **Jarak antar baut S**

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5(a), jarak maksimum baut

adalah yang terendah dari :

$$\begin{aligned}S_{maks} &= 24 \text{ tp} \\ &= 24 \times 8 \\ &= 192 \text{ mm}\end{aligned}$$

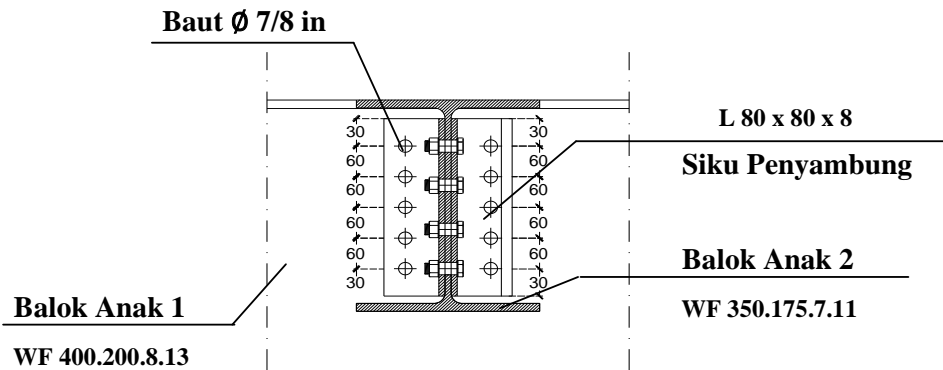
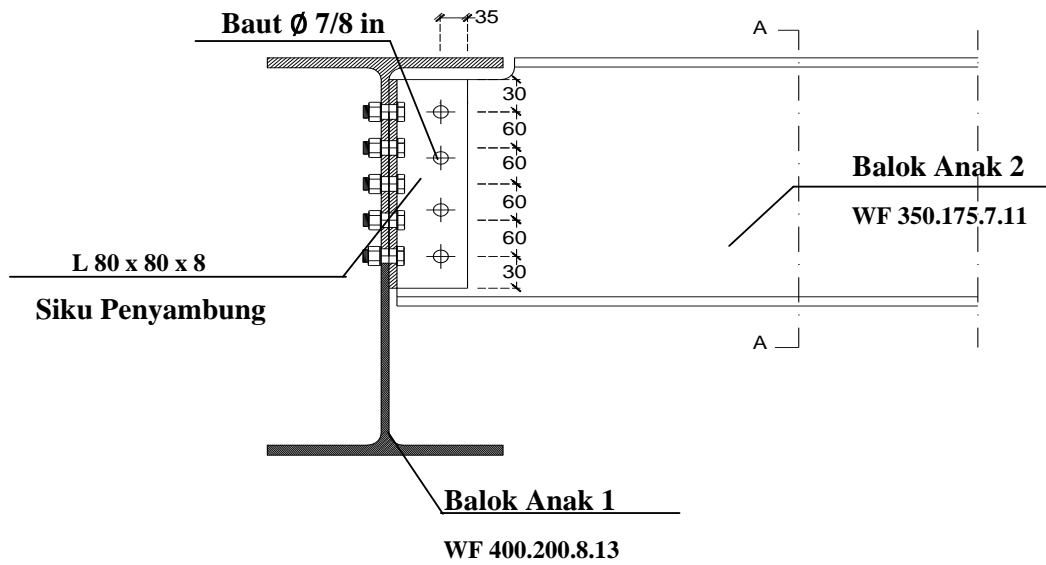
$$S_{maks} = 305 \text{ mm, maka } S_{maks} = 192 \text{ mm}$$

Digunakan jarak  $s = 60 \text{ mm}$

- **Jarak baut ke web balok induk (w)**

$$\begin{aligned}w &= 45 \\ x &= b - w \\ &= 80 - 45 \\ &= 35 \text{ mm}\end{aligned}$$

Gambar perencanaan lerak baut sebagai berikut :



Gambar 4.12.2 Letak dan jarak antar baut

#### 4.12.3 Kontrol kekuatan baut terhadap geser

$$\begin{aligned} V_{ub} &= \frac{V_u}{n} \leq \phi R_{nv} \\ &= \frac{117580}{5} \\ &= 23516 \text{ N} < 108182.5961 \text{ N} \end{aligned}$$

#### 4.12.4 Kontrol kekuatan baut terhadap Tumpu

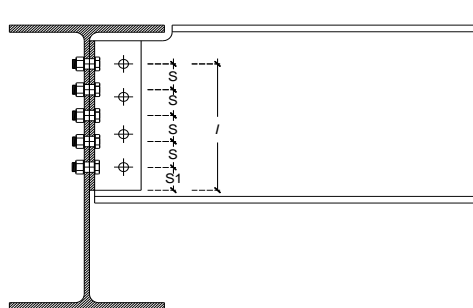
$$\begin{aligned} \frac{V_u}{D_t} &\leq \phi R_n \\ \frac{117580}{22.2 \times 8} &\leq 118414.8 \\ 661.30484 \text{ N} &\leq 118414.8 \text{ N} \end{aligned}$$

#### 4.12.5 Kontrol Kekuatan Geser Blok Baut

Kontrol kekuatan geser blok pada balok anak sebagai berikut :

$$\begin{aligned} l &= S + S + S + S_1 \\ &= 60 + 60 + 60 + 30 \\ &= 210 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_b &= \text{Koefisien reduksi, bila tegangan tarik merata maka } U_{bs} \text{ senilai} \\ &= 1 \end{aligned}$$



##### 1) Luasan Geser pada Pelat Siku

Menghitung Luas bruto ( $A_{gv}$ ) :

$$\begin{aligned} A_{gv} &= tp \times l \\ &= 8 \times 210 \\ &= 1680 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menghitung Luas netto ( $A_{nv}$ ) :

- $l_b \text{ total} = l_b \times \text{jumlah lubang}$   
 $= 24.225 \times 4.5$   
 $= 109.01 \text{ mm}$
- $A_{nv} = tp \times (1 - l_b \text{ total})$   
 $= 8 \times (210 - 109)$   
 $= 807.9 \text{ mm}^2$

Syarat :

$$A_{nt} < 85\% \times A_{gt}$$

$$807.9 \text{ mm}^2 < 85\% \times 1680$$

$$807.9 \text{ mm}^2 < 1428 \text{ mm}^2$$

## 2) Luasan Tarik pada Pelat Siku

Menghitung Luas bruto ( $A_{gv}$ ) :

$$A_{gt} = tp \times x$$

$$= 8 \times 35$$

$$= 280 \text{ mm}^2$$

Menghitung Luas netto ( $A_{nv}$ ) :

- $l_b \text{ total} = l_b \times h \text{ lubang}$   
 $= 24.225 \times 0.5$   
 $= 12.113 \text{ mm}$
- $A_{nt} = tp \times (1 - l_b \text{ total})$   
 $= 8 \times (35 - 12.1)$   
 $= 183.1 \text{ mm}^2$

Syarat :

$$A_{nt} < 85\% \times A_{gt}$$

$$183.1 \text{ mm}^2 < 85\% \times 280$$

$$183.1 \text{ mm}^2 < 238 \text{ mm}^2$$

## 3) Kuat nominal dihitung sebagai berikut :

Menurut AISC - LRFD pasal J4.1, kuat putus geser dihitung :

$$0.6 f_u A_{nv} = 0.6 \times 370 \times 807.9$$

$$= 179353.8 \text{ N}$$

Menurut AISC - LRFD pasal J4.2, kuat putus tarik dihitung :

$$f_u A_{nt} = 370 \times 183.1$$

$$= 67747 \text{ N}$$

Menurut, AISC - LRFD pasal J4.3, kuat geser blok dihitung :

Apabila  $f_u A_{nt} > 0.6 f_u A_{nv}$ , maka :

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \leq \phi [0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}]$$

$$= 0.75 \times (0.6 \times 370 \times 807.9 + 1 \times 370 \times 183)$$

$$\leq 0.75 \times ( 0.6 \times 240 \times 1680 + 1 \times 370 \times 183 )$$

$$= 185325.6 \text{ N} < 232250.25 \text{ N}$$

Konfigurasi blok geser yang menentukan adalah yang menghasilkan tahanan geser terkecil, maka kuat leleh pelat menentukan :

$$\phi R_n = 185325.6 \text{ N}$$

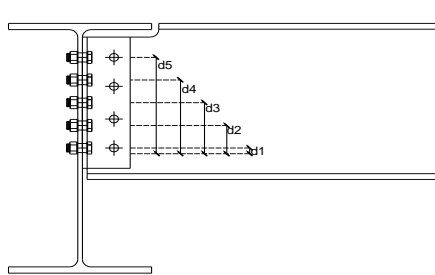
Syarat :

$$\phi R_n > V_u$$

$$185325.6 > 117580$$

#### 4.12.6 Kontrol Kekuatan Baut Terhadap Tarik

Kontrol kekuatan baut pada balok induk terhadap tarik yang disebabkan oleh momen ultimit yakni :



$$d5 = 251.113 \text{ mm}$$

$$d4 = 191.11 \text{ mm}$$

$$d3 = 131.11 \text{ mm}$$

$$d2 = 71.113 \text{ mm}$$

$$d1 = 11.113 \text{ mm}$$

$$dt = 655.56 \text{ mm}$$

Kontrol terhadap tarik baut

Gaya Tarik Perlu (pada 2 baut dalam 1 baris)

$$T_{u1} = \frac{M_u \times d_4}{dt^2} = \frac{211700000 \times 11.113}{429762.1914} = 5473.9954 \text{ N}$$

$$T_{u2} = \frac{M_u \times d_3}{dt^2} = \frac{211700000 \times 71.113}{429762.1914} = 35029.876 \text{ N}$$

$$T_{u3} = \frac{M_u \times d_2}{dt^2} = \frac{211700000 \times 131.11}{429762.1914} = 64585.757 \text{ N}$$

$$T_{u4} = \frac{M_u \times d_1}{dt^2} = \frac{211700000 \times 191.11}{429762.1914} = 94141.637 \text{ N}$$

$$T_{u5} = \frac{M_u \times d_1}{dt^2} = \frac{211700000 \times 251.11}{429762.1914} = 123697.52 \text{ N}$$

Gaya Tarik pada baut

$$T_b = A_b \times f_{ub}$$

$$= 387.75 \times 620$$

$$= 240405.77 \text{ N}$$

$$T_d = \phi T_b$$

$$= 0.75 \times 240405.77$$

$$= 180304.33 \text{ N}$$

Karena dalam 1 baris terdiri dari 2 baut, maka

$$T_{d2} = 2 \times T_d$$

$$= 2 \times 180304.33$$

$$= 360608.65 \text{ N}$$

Syarat :  $T_u < T_d$

$$T_{u1} = 5473.9954 < 360608.65$$

$$T_{u2} = 35029.876 < 360608.65$$

$$T_{u3} = 64585.757 < 360608.65$$

$$T_{u4} = 94141.637 < 360608.65$$

$$T_{u4} = 123697.52 < 360608.65$$

#### 4.12.7 Kontrol Kekuatan Baut Terhadap Momen

$$\text{Kuat nominal 1 baut terhadap tarik (T}_d) = 360608.65 \text{ N}$$

$$\text{Garis netral diasumsikan } < S_1 = 30 \text{ mm}$$

$$\sum T = T_{u1} + T_{u2} + T_{u3} + T_{u4}$$

$$= 5473.9954 + 35029.876 + 64585.757 + 94141.637 + 123697.52$$

$$= 322928.78 \text{ N}$$

$$T_{d2} \times d_1 = 360608.65 \times 11.113 = 4007263.665 \text{ Nmm}$$

$$T_{d2} \times d_2 = 360608.65 \times 71.113 = 25643782.89 \text{ Nmm}$$

$$T_{d2} \times d_3 = 360608.65 \times 131.11 = 47280302.12 \text{ Nmm}$$

$$T_{d2} \times d_4 = 360608.65 \times 191.11 = 68916821.35 \text{ Nmm}$$

$$T_{d2} \times d_5 = 360608.65 \times 251.11 = 90553340.57 \text{ Nmm}$$

$$\sum_{i=1}^n T_d \cdot d_i = 236401510.6 \text{ Nmm}$$

Garis netral pada pelat siku (a) :

$$a = \frac{\sum T}{f_{yp} \times b} = \frac{322928.7825}{240 \times 160}$$

$$= 8.409603712 \text{ mm} < S_1 = 30 \text{ mm, Maka asumsi benar}$$

Momen rencana :

$$\phi Mn = \frac{0.9 \times f_{yp} \times a^2 \times b}{2} + \sum_{i=1}^n T_d \cdot d_i$$

$$= \frac{0.9 \times 240 \times 70.721435 \times 160}{2} + 236401510.6$$

$$= 237623577 \text{ Nmm}$$

Syarat

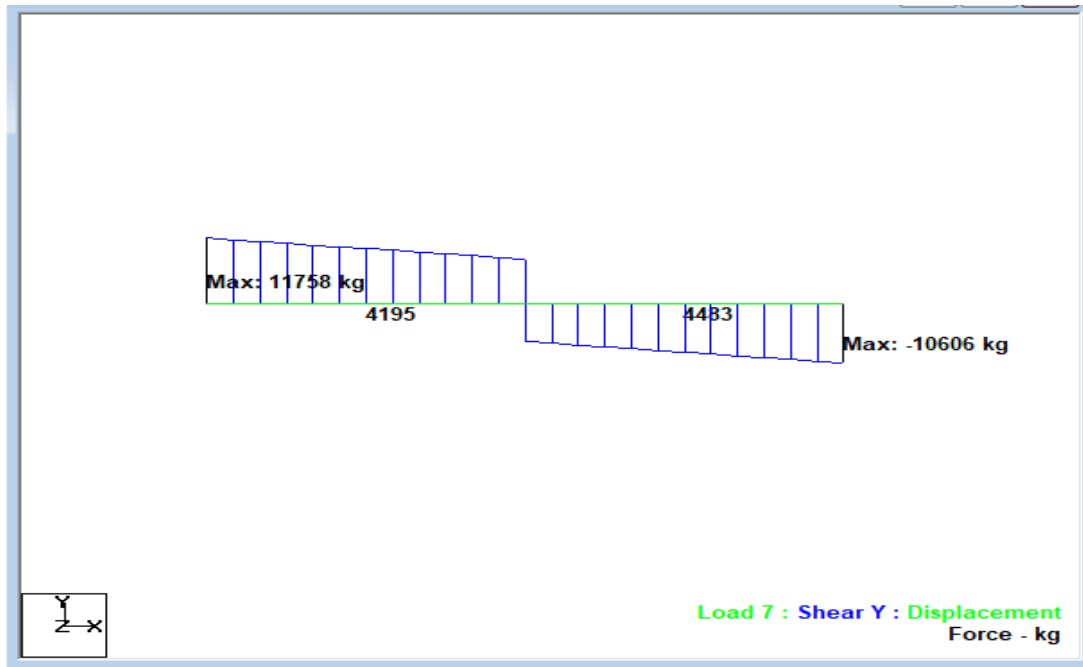
$$M_u < \phi M_n$$

$$211700000 \text{ Nmm} < 237623577 \text{ Nmm}$$

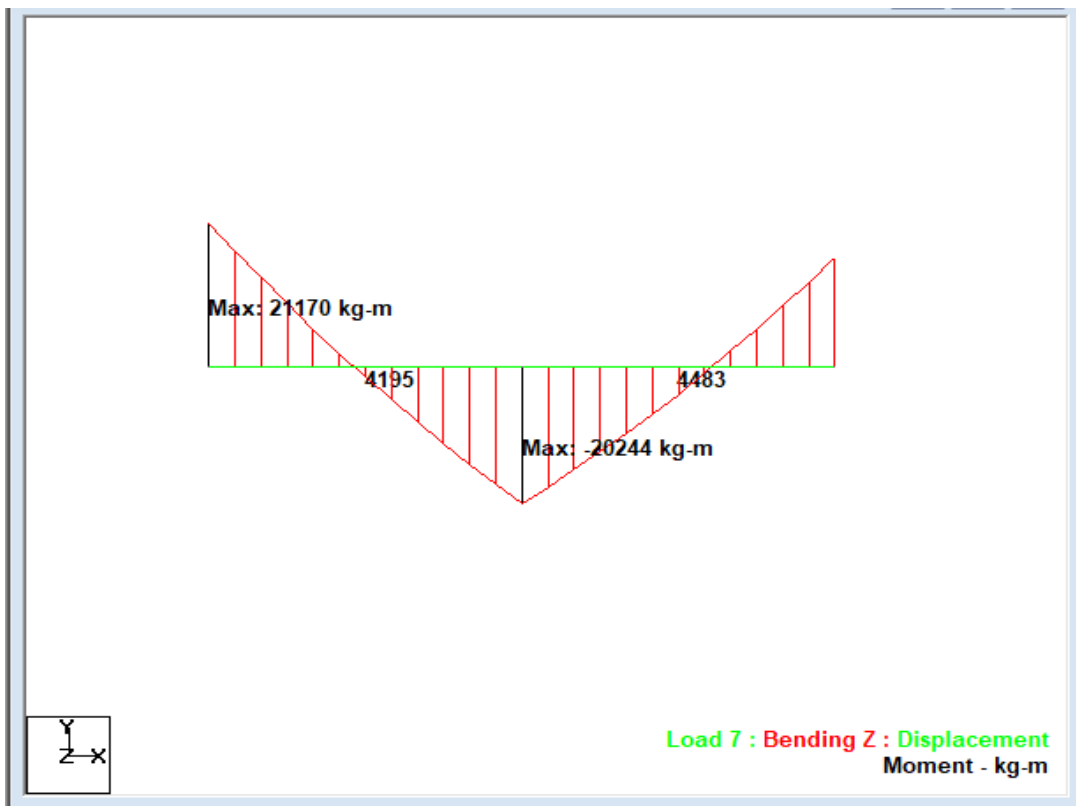
$$\text{Raio momen} = M_u / \phi M_n = 0.89 < 1$$



Gaya geser Batang 4195, 4483



Momen Batang 272 - 275







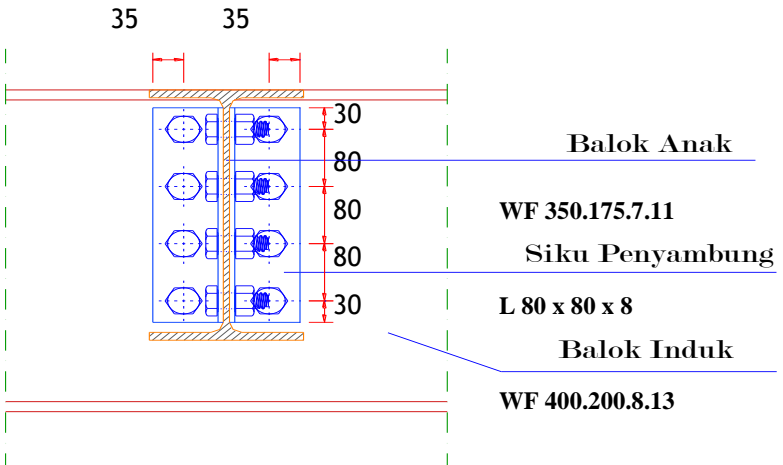
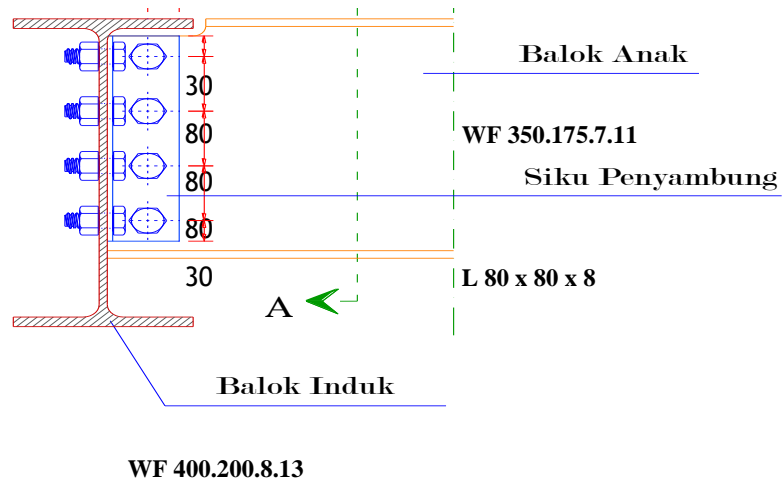


35



A





Gambar 4.12.2 Letak dan jarak antar baut









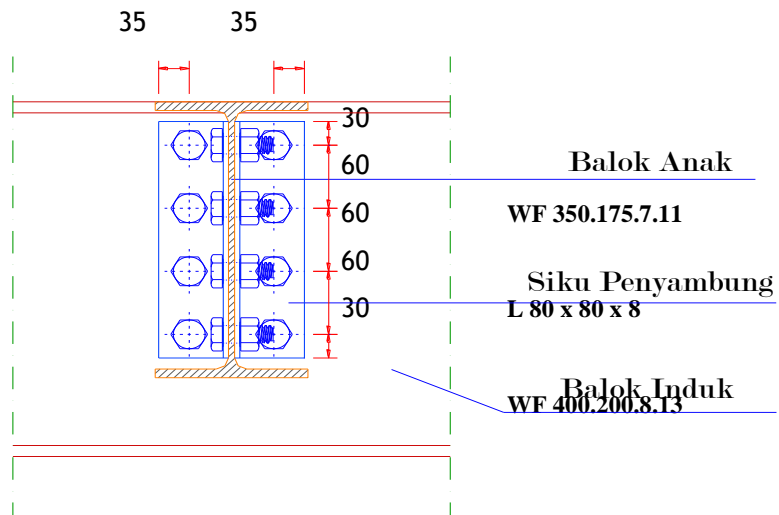
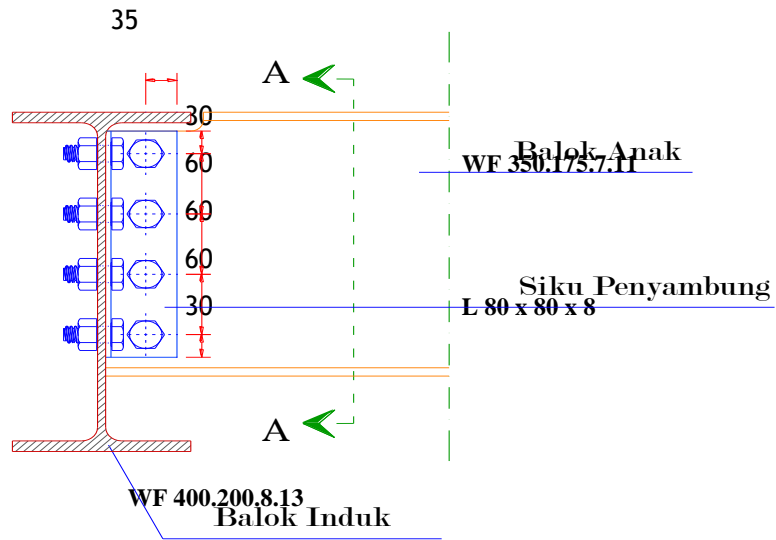








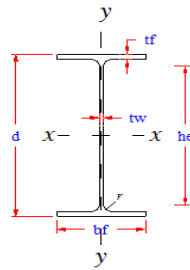




Gambar 4.12.2 Letak dan jarak antar baut

#### 4.13 Perencanaan Sambungan Kolom - Balok Induk

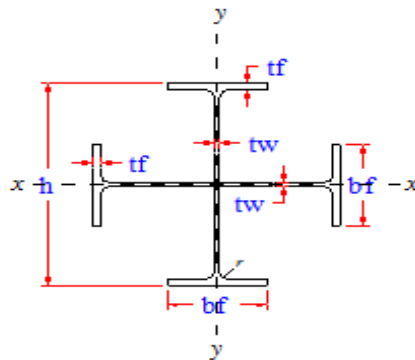
Digunakan profil WF balok induk 600 x 200 x 11 x 17



Dari tabel baja diperoleh :

d	=	600	mm	r	=	22	mm	Iy	=	2280	cm <sup>4</sup>
bf	=	200	mm	H1	=	39	mm	rx	=	24	cm
tw	=	11	mm	H2	=	522	mm	ry	=	4.12	cm
tf	=	17	mm	w	=	106	kg/m	Sx	=	2590	cm <sup>3</sup>
Ag	=	134.4	cm <sup>2</sup>	Ix	=	77600	cm <sup>4</sup>	Sy	=	228	cm <sup>3</sup>
fu	=	410	Mpa	Es	=	200000	Mpa				
fy	=	250	Mpa	he	=	522	mm				

Digunakan profil Kolom KC 588 x 300 x 12 x 20



Dari tabel baja diperoleh :

d	=	588	mm	r	=	28	mm	Iy	=	132585	cm <sup>4</sup>
bf	=	300	mm	H1	=	48	mm	rx	=	18.16	cm
tw	=	12	mm	H2	=	492	mm	ry	=	18.16	cm
tf	=	20	mm	w	=	302	kg/m	Sx	=	4320.4	cm <sup>3</sup>
Ag	=	385	cm <sup>2</sup>	Ix	=	127020	cm <sup>4</sup>	Sy	=	4419.5	cm <sup>3</sup>
fu	=	410	Mpa	Es	=	200000	Mpa				
fy	=	250	Mpa	he	=	492	mm				



Baut yang digunakan yakni :

$$\text{Diameter baut } (d_b) = 7/8 \text{ in} = 22.225$$

$$\text{Luas Baut } (A_b) = 1/4 \cdot \pi \cdot \varnothing^2 = 387.75$$

$$\text{Luas lubang } (l_b) = d_b + 2 = 24.225$$

Mutu baut yang digunakan (menurut SNI 1729 : 2015, Tabel J3.2, hal 125), yakni :

$$\text{Mutu baut} = A325$$

$$\text{Kuat tarik minimum } (f_{ub}) = 620 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan geser baut } (f_{nv}) = 372 \text{ Mpa}$$

Plat yang digunakan :

$$f_{yp} = 240 \text{ Mpa}$$

$$f_{up} = 370 \text{ MPa}$$

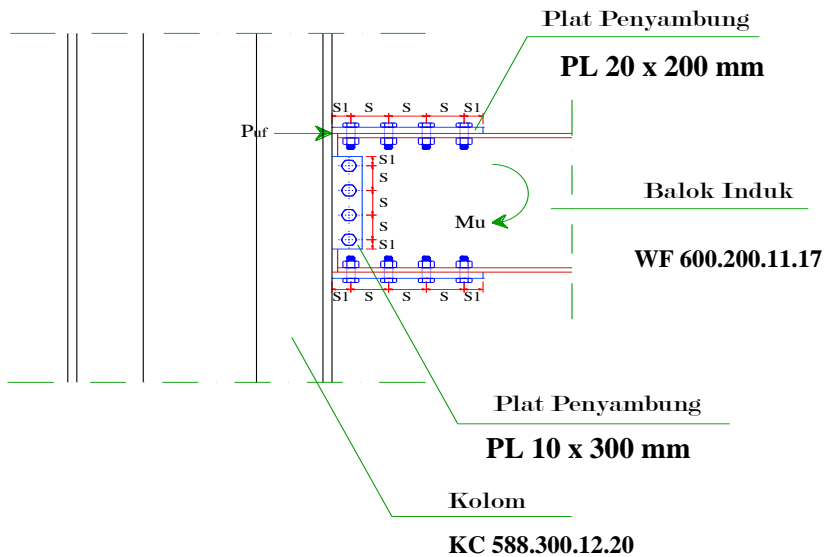
Hasil analisa balok induk yang diperoleh dari program Staadpro :

$$M_{pr} = 3.64E+08 \text{ Nmm}$$

$$V_u = 432490 \text{ N}$$

$$M_n = 6.57E+08 \text{ Nmm}$$

Sambungan direncanakan sebagai berikut :



Gambar 4.13.1 Sambungan Balok induk - Kolom

Pemeriksaan desain kekuatan lentur balok :

$$Z_{req} = \frac{Mu}{0.9 \times f_y} = \frac{656622326.7}{0.9 \times 250} = 2918321.452 \text{ mm}^3$$

Diasumsikan terdapat : 2 baris baut pada sambungan flens balok & flens kolom.

$$\begin{aligned} A_{fg} &= bf \times tf \\ &= 200 \times 17 \\ &= 3400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{fn} &= A_{fg} - (2 \times lb \times tf) \\ &= 3400 - (2 \times 24.225 \times 17) \\ &= 2576.35 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menurut *Manual AISC LRFD* pasal B.10 (hal 759) pelubangan salah satu sayap disyaratkan apabila :

$$\begin{aligned} 0.75 \times f_u A_{fn} &\geq 0.9 \times f_y A_{fg} \\ 0.75 \times 410 \times 2576.4 &\geq 0.9 \times 250 \times 3400 \\ 792227.625 &> 765000 \end{aligned}$$

Maka luas tegangan efektif flens balok adalah :

$$\begin{aligned} A_{fe} &= \frac{5 \times f_u}{6 \times f_y} A_{fn} = \frac{5 \times 410}{6 \times 250} \times 2576.4 \\ &= 3521.0117 \text{ mm} \end{aligned}$$

Persentasi reduksi Luas total terhadap luas efektif yakni :

$$\frac{A_{fe}}{A_{fg}} \times 100\% = \frac{3521.011667}{3400} \times 100\% = 103.6\%$$

Maka persentase reduksi yakni :

$$103.6\% - 100\% = 3.6\%$$

Karena terdapat reduksi luas bruto menjadi luas efektif maka modulus plastis efektif penampang ( $Z_e$ ) dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Z_x &= \{(bf - tw) \cdot tf \cdot (d - tf)\} + \left(\frac{tw \cdot d^2}{4}\right) \\ &= \{(200 - 11) \times 17 \times (600 - 17)\} + \frac{9 \times 600^2}{4} \\ &= 2683179 \text{ mm}^3 \\ Z_e &\approx Z_x - 2 \left[ 3.6\% A_{fg} \frac{d}{2} \right] \\ &\approx 2683179 - 2 \left[ 0.04 \times 3400 \times \frac{600}{2} \right] \\ &\approx 2610572 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Apabila :

$$Z_{\text{req}} = 2918321.452 \text{ mm}^3 > Z_e = 2610572 \text{ mm}^3$$

#### 4.13.1 Merencanakan Sambungan badan balok pada flens kolom

Digunakan plat = 10 mm x 300 mm

**Kontrol baut terhadap geser, tumpu dan tarik**

1) *Kontrol Nominal tumpu :*

- Pada lubang baut bagian plat penyambung

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 2.4 \times 22.225 \times 10 \times 370 \\ &= 197358 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n \text{ plat} &= 0.75 \times 197358 \\ &= 148018.5 \text{ N} \end{aligned}$$

- Pada lubang baut bagian web dari balok induk

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times d_b \times t_w \times f_u \\ &= 2.4 \times 22.225 \times 11 \times 410 \\ &= 240563.4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n \text{ web} &= 0.75 \times 240563.4 \\ &= 180422.55 \text{ N} \end{aligned}$$

Diambil kuat nominal tumpu terkecil yakni = 148018.5 N

2) *Kuat Nominal Geser Baut ( 1 bidang geser )*

$$\begin{aligned} R_{nv} &= f_{nv} \times A_b \times m \\ &= 372 \times 387.75 \times 1 \\ &= 144243.46 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{nv} &= 0.75 \times 144243.46 \\ &= 108182.6 \text{ N} \end{aligned}$$

Diambil yang terkecil yakni : 108182.6 N

#### 4.13.2 Perhitungan jumlah dan jarak antar baut

1) *Perhitungan Jumlah Baut*

$$n = \frac{V_u}{\phi R_{nv}} = \frac{432490}{108182.5961} = 3.9978 \approx 4 \text{ Baut}$$

2) *Kontrol kekuatan baut terhadap*

$$\begin{aligned} V_{ut} &= \frac{V_u}{n} \leq \phi R_n \\ &= \frac{432490}{4} \end{aligned}$$

$$= 108122.5 \text{ N} < 108182.6 \text{ N}$$

Sehingga jumlah baut memenuhi kuat geser perlu

### 3) Menghitung jarak baut

- Jarak Tepi Baut

Jarak tepi minimum ( $S_1$ ) menurut tabel J3.4M SNI 1729 : 2015

untuk baut dengan diameter :  $7/8 \text{ in}$

Jarak tepi Maksimum ( $S_{max}$ ) menurut SNI 1729 : 2015 pasal

J3.5 adalah nilai terendah dari

$$\begin{aligned} S_{mak} &= 12 \text{ tp} \\ &= 12 \times 10 \\ &= 120 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{mak} = 150 \text{ mm, maka } S_{maks} = 120 \text{ mm}$$

Digunakan jarak  $S_1 = 30 \text{ mm}$

- Jarak antar baut S

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.3, jarak minimum baut :

$$\begin{aligned} S_{min} &= 3 d \\ &= 3 \times 22.225 \\ &= 66.675 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5(a), jarak maksimum baut adalah yang terendah dari :

$$\begin{aligned} S_{maks} &= 24 \text{ tp} \\ &= 24 \times 10 \\ &= 240 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{maks} = 305 \text{ mm, maka } S_{maks} = 240 \text{ mm}$$

Digunakan jarak  $s = 80 \text{ mm}$

- Jarak baut ke tepi plat (w)

$$w = 30 \text{ mm}$$

#### 4.13.3 Kontrol kekuatan geser blok plat :

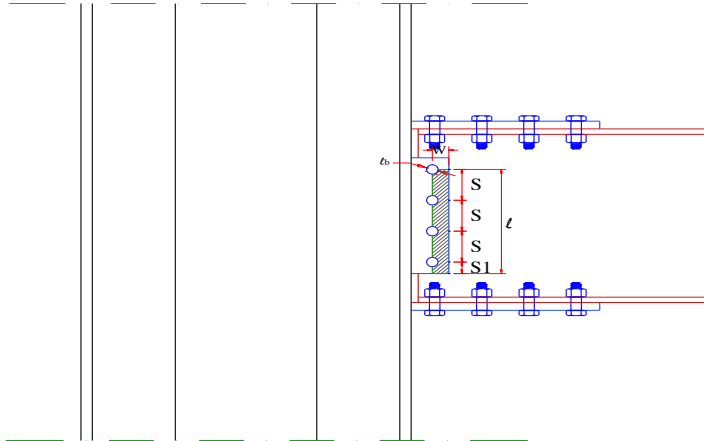
Kontrol kekuatan geser blok pada balok anak sebagai berikut :

Dimana :

$$\begin{aligned} l &= S + S + S + S_1 \\ &= 80 + 80 + 80 + 30 \\ &= 270 \text{ mm} \end{aligned}$$

$U_{bs}$  = Koefisien reduksi, bila tegangan tarik merata maka  $U_{bs}$  senilai

$$= 1$$



1) *Luasan Geser pada Pelat penyambung*

Menghitung Luas bruto ( $A_{gv}$ ) :

$$\begin{aligned} A_{gv} &= 2 \times tp \times l \\ &= 2 \times 10 \times 270 \\ &= 5400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menghitung Luas netto ( $A_{nv}$ ) :

- $l_b \text{ total} = l_b \times \text{jumlah baut}$ 

$$\begin{aligned} &= 24.225 \times 3.5 \\ &= 84.788 \text{ mm} \end{aligned}$$
- $A_{nv} = tp \times 2 \times (l - l_b \text{ total})$ 

$$\begin{aligned} &= 10 \times 2 \times (270 - 84.8) \\ &= 3704.25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} A_{nt} &< 85\% \times A_{gv} \\ 3704.3 \text{ mm}^2 &< 85\% \times 5400 \\ 3704.3 \text{ mm}^2 &< 4590 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2) *Luasan Tarik pada Pelat penyambung*

Menghitung Luas bruto ( $A_{gt}$ ) :

$$\begin{aligned} A_{gt} &= 2 \times tp \times w \\ &= 2 \times 10 \times 30 \\ &= 600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menghitung Luas netto ( $A_{nv}$ ) :

- $l_b \text{ total} = l_b \times \text{jumlah baut}$ 

$$\begin{aligned} &= 24.225 \times 0.5 \\ &= 12.113 \text{ mm} \end{aligned}$$

- $$\begin{aligned}
 A_{nv} &= tp \times 2 \times (w - \ell_b \text{ total}) \\
 &= 10 \times 2 \times (30 - 12.1) \\
 &= 357.75 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}
 A_{nt} &< 85\% \times A_{gv} \\
 357.75 \text{ mm}^2 &< 85\% \times 600 \\
 357.75 \text{ mm}^2 &< 510 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

3) *Kuat nominal dihitung sebagai berikut :*

Menurut AISC - LRFD pasal J4.1, kuat putus geser dihitung :

$$\begin{aligned}
 0.6 f_u A_{nv} &= 0.6 \times 370 \times 3704.3 \\
 &= 822343.5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Menurut AISC - LRFD pasal J4.2, kuat putus tarik dihitung :

$$\begin{aligned}
 f_u A_{nt} &= 370 \times 357.75 \\
 &= 132368 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Menurut, AISC - LRFD pasal J4.3, kuat geser blok dihitung :

Apabila  $f_u A_{nt} > 0.6 f_u A_{nv}$  , maka :

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi [0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \leq \phi [0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \\
 &= 0.75 \times (0.6 \times 370 \times 3704.3 + 1 \times 370 \times 358) \\
 &\leq 0.75 \times (0.6 \times 240 \times 5400 + 1 \times 370 \times 358) \\
 &= 716033.25 \text{ N} > 682475.625 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Konfigurasi blok geser yang menentukan adalah yang menghasilkan

tahanan geser terkecil, maka kuat leleh pelat menentukan :

$$\phi R_n = 682475.625 \text{ N}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &> V_u \\
 682475.625 &> 432490
 \end{aligned}$$

#### 4.13.4 Sambungan plat ke flens kolom (las fillet)

Sambungan las yang digunakan yakni = E7014

$$F_{EXX} = 482 \text{ Mpa}$$

Tebal las rencana (a), disyaratkan sebagai berikut :

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J2b tabel J2.4, tebal las minimum ( $a_{\min}$ )

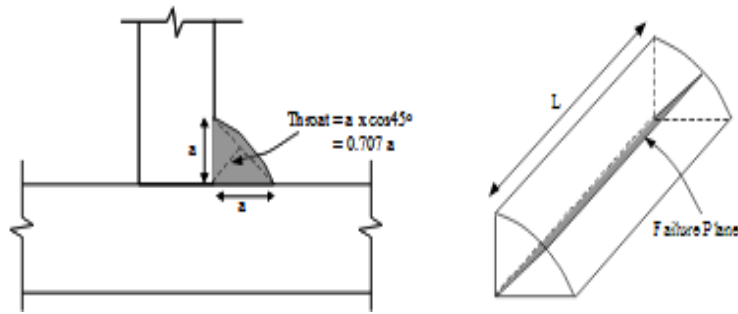
pada bagian yang disambung dengan ketebalan paling tipis ( $t$ ) = 10 mm

yang mana  $6 \text{ mm} < t = 10 < 13 \text{ mm}$  , yakni : 5 mm

Tebal las maksimum yang disyaratkan dalam SNI 1729 : 2015 pasal

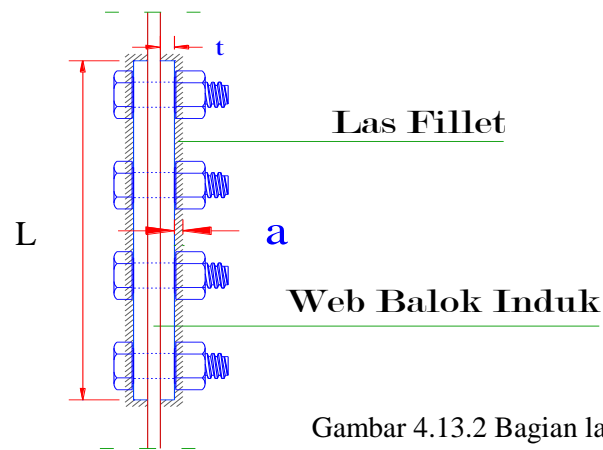
J2.2b(b) untuk material dengan tebal paling tipis ( $t$ ) = 10 mm, yakni :

$$a_{\max} = t - 2 = 8 \text{ mm} \quad \text{Maka tebal las rencana (a) : } 6 \text{ mm,}$$



$$\begin{aligned} \text{tebal efektif (t}_e\text{)} &= a \times \cos 45^\circ \\ \textit{Throat} &= 6 \times \cos 45 \\ &= 4.2426407 \text{ mm} \end{aligned}$$

Panjang bagian yang dilas (L)



Gambar 4.13.2 Bagian las

$$\begin{aligned} L_w &= [ 2 \times t + L ] \times 2 \\ &= [ 2 \times 10 + 300 ] \times 2 \\ &= 640 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J2.2b Panjang las ( $L_w$ ) minimum yakni

$$\begin{aligned} L_{w \min} &= 4 a \\ &= 4 \times 6 \\ &= 24 < L_w = 640 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sedangkan panjang efektif disyaratkan sebagai berikut :

Untuk  $L_w > 100 a (= 600 \text{ mm})$ , maka  $L_w \max$  yakni :

$$\begin{aligned} L_{w \text{ eff}} &= L_w \\ &= 640 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J2.2a luas efektif adalah panjang efektif ( $L_{w\text{ eff}}$ ) dikalikan dengan throat efektif las, yang dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} A_{we} &= L_{w\text{ eff}} \times t_e \\ &= 640 \times 4.2426 \\ &= 2715.29 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tegangan nominal las per mm<sup>2</sup> (SNI 1729 : 2015 tabel J2-5 Lanjutan) :

$$\begin{aligned} f_{nw} &= 0.60 \times f_{EXX} \\ &= 0.60 \times 482 \\ &= 289.2 \end{aligned}$$

Kekuatan desain Las ( $\phi P_n$ , menurut SNI 1729 : 2015 pasal J2.4(a) yakni :

Kuat nominal las, yakni :

$$\begin{aligned} P_{nw} &= f_{nw} \times A_{we} \\ &= 289.2 \times 2715.29 \\ &= 785261.88 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_{nw} &= 0.75 \times 785261.88 \\ &= 588946.41 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol terhadap gaya yang bekerja

$$\begin{aligned} \phi P_n &> V_u \\ 588946.4096 &> 432490 \end{aligned}$$



#### 4.13.5 Merencanakan Sambungan flens balok dengan kolom

Desain plat pengambung pada flens balok Menghitung gaya pada sayap balok :

$$P_{uf} = \frac{M_u}{d} = \frac{3.64E+08}{600} = 606183.33 \text{ N}$$

Digunakan plat 20 mm x 200 mm

**Kontrol baut terhadap geser, tumpu dan tarik**

1) *Kontrol Nominal tumpu :*

- Pada lubang baut bagian plat penyambung

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 2.4 \times 22.225 \times 20 \times 370 \\ &= 394716 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{n \text{ plat}} &= 0.75 \times 394716 \\ &= 296037 \text{ N} \end{aligned}$$

- Pada lubang baut bagian web dari balok induk

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times d_b \times t_f \times f_u \\ &= 2.4 \times 22.225 \times 17 \times 410 \\ &= 371779.8 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{n \text{ web}} &= 0.75 \times 371779.8 \\ &= 278834.85 \text{ N} \end{aligned}$$

Diambil kuat nominal tumpu terkecil yakni = 278834.85 N

2) *Kuat Nominal Geser Baut ( 1 bidang geser )*

$$\begin{aligned} R_{nv} &= f_{nv} \times A_b \times m \\ &= 372 \times 387.75 \times 1 \\ &= 144243.46 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{nv} &= 0.75 \times 144243.46 \\ &= 108182.6 \text{ N} \end{aligned}$$

Diambil yang terkecil yakni : 108182.6 N

#### 4.13.5 Perhitungan jumlah dan jarak antar baut

1) *Perhitungan Jumlah Baut*

$$n = \frac{P_{uf}}{\phi R_n} = \frac{606183.33}{278834.85} = 2.174 \approx 4 \text{ Baut}$$

Perhitungan Jumlah Baut berdasarkan kuat tumpu

$$n = \frac{V_u}{\phi R_{nv}} = \frac{432490}{108182.5961} = 3.9978$$

Maka digunakan jumlah baut terbesar yakni : 3.9978  $\approx$  8

2) Kontrol kekuatan baut terhadap

$$\begin{aligned} V_{ut} &= \frac{V_u}{n} \leq \phi R_n \\ &= \frac{432490}{8} \\ &= 54061.25 \text{ N} < 278834.85 \text{ N} \end{aligned}$$

Sehingga jumlah baut memenuhi kuat geser perlu

3) Menghitung jarak baut

- Jarak Tepi Baut

Jarak tepi minimum ( $S_1$ ) menurut tabel J3.4M SNI 1729 : 2015

untuk baut dengan diameter :  $7/8$  in

Jarak tepi Maksimum ( $S_{max}$ ) menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5 adalah nilai terendah dari

$$\begin{aligned} S_{mak} &= 12 \text{ tp} \\ &= 12 \times 20 \\ &= 240 \text{ mm} \end{aligned}$$

$S_{mak} = 150$  mm, maka  $S_{maks} = 150$  mm

Digunakan jarak  $S_1 = 50$  mm

- Jarak antar baut S

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.3, jarak minimum baut :

$$\begin{aligned} S_{min} &= 3 d \\ &= 3 \times 22.225 \\ &= 66.675 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5(a), jarak maksimum baut adalah yang terendah dari :

$$\begin{aligned} S_{maks} &= 24 \text{ tp} \\ &= 24 \times 20 \\ &= 480 \text{ mm} \end{aligned}$$

$S_{maks} = 305$  mm, maka  $S_{maks} = 305$  mm

Digunakan jarak  $s = 100$  mm

- Jarak baut ke tepi plat (w)

$$w = 50 \text{ mm}$$

#### 4.13.6 Pemeriksaan terhadap kuat tarik dari plat penyambung pada sayap balok induk

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0.9 \times f_y \times A_g \\ &= 0.9 \times 240 \times [20 \times 200] \end{aligned}$$

$$= 864000 \text{ N} > P_{uf} = 606183.33 \text{ N}$$

#### 4.13.7 Pemeriksaan terhadap tarik fraktur dari plat penyambung

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0.9 \times f_u \times A_n \\ &= 0.9 \times 370 \times \left[ (200 - 2 \times 24.225) \times 20 \right] \\ &= 1009323 \text{ N} > P_{uf} = 606183.33 \text{ N} \end{aligned}$$

#### 4.13.8 Kontrol kekuatan geser blok plat :

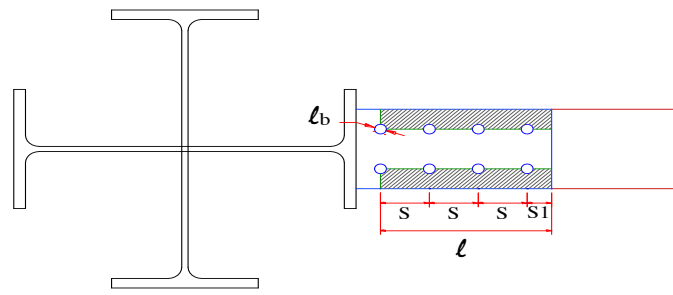
Kontrol kekuatan geser blok pada balok anak sebagai berikut :

Dimana :

$$\begin{aligned} l &= S + S + S + S_1 \\ &= 100 + 100 + 100 + 50 \\ &= 350 \text{ mm} \end{aligned}$$

$U_{bs}$  = Koefisien reduksi, bila tegangan tarik merata maka  $U_{bs}$  senilai

$$= 1$$



#### 1) Luasan Geser pada Pelat penyambung

Menghitung Luas bruto ( $A_{gv}$ ) :

$$\begin{aligned} A_{gv} &= 2 \times t_p \times l \\ &= 2 \times 20 \times 350 \\ &= 14000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menghitung Luas netto ( $A_{nv}$ ) :

- $l_b \text{ total} = l_b \times \text{jumlah baut}$ 

$$\begin{aligned} &= 24.225 \times 3.5 \\ &= 84.788 \text{ mm} \end{aligned}$$
- $A_{nv} = t_p \times 2 \times (l - l_b \text{ total})$ 

$$\begin{aligned} &= 20 \times 2 \times (350 - 84.8) \\ &= 10608.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} A_{nt} &< 85\% \times A_{gv} \\ 10609 \text{ mm}^2 &< 85\% \times 14000 \end{aligned}$$

$$10609 \text{ mm}^2 < 11900 \text{ mm}^2$$

2) *Luasan Tarik pada Pelat penyambung*

Menghitung Luas bruto ( $A_{gv}$ ) :

$$\begin{aligned} A_{gt} &= 2 \times tp \times w \\ &= 2 \times 20 \times 50 \\ &= 2000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menghitung Luas netto ( $A_{nv}$ ) :

- $\ell_b \text{ total} = \ell_b \times \text{jumlah baut}$ 

$$\begin{aligned} &= 24.225 \times 0.5 \\ &= 12.113 \text{ mm} \end{aligned}$$
- $A_{nv} = tp \times 2 \times (w - \ell_b \text{ total})$ 

$$\begin{aligned} &= 20 \times 2 \times (50 - 12.1) \\ &= 1515.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} A_{nt} &< 85\% \times A_{gv} \\ 1515.5 \text{ mm}^2 &< 85\% \times 2000 \\ 1515.5 \text{ mm}^2 &< 1700 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

3) *Kuat nominal dihitung sebagai berikut :*

Menurut AISC - LRFD pasal J4.1, kuat putus geser dihitung :

$$\begin{aligned} 0.6 f_u A_{nv} &= 0.6 \times 370 \times 10609 \\ &= 2355087 \text{ N} \end{aligned}$$

Menurut AISC - LRFD pasal J4.2, kuat putus tarik dihitung :

$$\begin{aligned} f_u A_{nt} &= 370 \times 1515.5 \\ &= 560735 \text{ N} \end{aligned}$$

Menurut, AISC - LRFD pasal J4.3, kuat geser blok dihitung :

Apabila  $f_u A_{nt} > 0.6 f_u A_{nv}$ , maka :

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi [0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \leq \phi [0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \\ &= 0.75 \times (0.6 \times 370 \times 10609 + 1 \times 370 \times 1516) \\ &\leq 0.75 \times (0.6 \times 240 \times 14000 + 1 \times 370 \times 1515.5) \\ &= 2186866.5 \text{ N} > 1932551.25 \text{ N} \end{aligned}$$

Konfigurasi blok geser yang menentukan adalah yang menghasilkan tahanan geser terkecil, maka kuat leleh pelat menentukan :

$$\phi R_n = 1932551.25 \text{ N}$$

Syarat :

$$\phi R_n > P_{uf}$$

$$1932551.25 \text{ N} > 606183.33 \text{ N}$$

#### 4.13.9 Sambungan plat ke flens kolom (las fillet)

Sambungan las yang digunakan yakni = E7014

$$F_{EXX} = 482 \text{ Mpa}$$

Tebal las rencana (a), disyaratkan sebagai berikut :

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J2b tabel J2.4, tebal las minimum ( $a_{\min}$ )

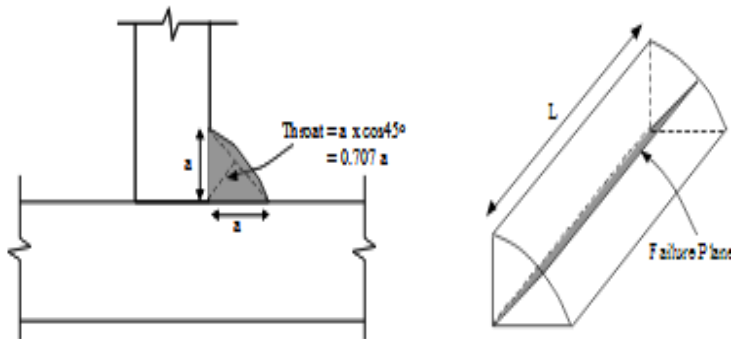
pada bagian yang disambung dengan ketebalan paling tipis ( $t$ ) = 20 mm

yang mana  $19 \text{ mm} < t = 20$  yakni : 8 mm

Tebal las maksimum yang disyaratkan dalam SNI 1729 : 2015 pasal

J2.2b(b) untuk material dengan tebal paling tipis ( $t$ ) = 20 mm, yakni :

$$a_{\max} = t - 2 = 18 \text{ mm} \text{ Maka tebal las rencana (a) : } 10 \text{ mm,}$$



$$\text{tebal efektif (} t_e \text{)} = a \times \cos 45^\circ$$

$$\begin{aligned} \text{Throat} &= 10 \times \cos 45 \\ &= 7.0710678 \text{ mm} \end{aligned}$$

Panjang bagian yang dilas (L)

$$\begin{aligned} L_w &= [ 2 \times t + 2 \times L ] \times 2 \\ &= [ 2 \times 20 + 2 \times 200 ] \times 2 \\ &= 880 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J2.2b Panjang las ( $L_w$ ) minimum yakni

$$\begin{aligned} L_w \text{ min} &= 4 \times a \\ &= 4 \times 10 \\ &= 40 \text{ mm} < L_w = 880 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sedangkan panjang efektif disyaratkan sebagai berikut :

Untuk  $L_w < 100 a$  (= 1000 mm) , maka  $L_w$  max yakni :

$$\begin{aligned} L_{w \text{ eff}} &= L_w \\ &= 880 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J2.2a luas efektif adalah panjang efektif ( $L_{w\text{ eff}}$ ) dikalikan dengan throat efektif las, yang dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} A_{we} &= L_{w\text{ eff}} \times t_e \\ &= 880 \times 7.0711 \\ &= 6222.5397 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tegangan nominal las per mm<sup>2</sup> (SNI 1729 : 2015 tabel J2-5 Lanjutan) :

$$\begin{aligned} f_{nw} &= 0.60 \times f_{EXX} \\ &= 0.60 \times 482 \\ &= 289.2 \end{aligned}$$

Kekuatan desain Las ( $\phi P_n$ , menurut SNI 1729 : 2015 pasal J2.4(a) yakni :

Kuat nominal las, yakni :

$$\begin{aligned} P_{nw} &= f_{nw} \times A_{we} \\ &= 289.2 \times 6222.5397 \\ &= 1799558.5 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_{nw} &= 0.75 \times 1799558.5 \\ &= 1349668.9 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol terhadap gaya yang bekerja

$$\begin{aligned} \phi P_n &> P_{uf} \\ 1349668.855 \text{ N} &> 606183.33 \text{ N} \end{aligned}$$

#### 4.13.10 Pemeriksaan kuat tekan plat penyambung

Diasumsikan  $K_c = 0.65$

$\ell =$  Jarak tepi baut + setback

setback diambil sebesar 15 mm

$$= 65 \text{ mm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{200 \times 20^3 / 12}{200 \times 20}} = 5.7735027$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.65 \times 65}{5.773502692} = 7.3179$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 135.97$$

Karena,  $\frac{KL}{r} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q f_y}}$  Maka  $F_{cr}$  dirumuskan :

$$F_{cr} = 0.658 \frac{Q f_y F_e}{f_y}$$

Dimana :

$F_e =$  tegangan tekuk kritis elastis (Mpa). Untuk tekuk kritis lentur,  $F_e$  dihitung dengan menggunakan persamaan E3-4 SNI 1729 : 2015 sebagai berikut :

$$= \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{3.14^2 \times 200000}{53.551875} = 36822.61359 \text{ Mpa}$$

Maka, tegangan kritis dihitung sebagai berikut :

$$\frac{240}{36822.6136}$$

$$F_{cr} = 0.658 \quad \times \quad 240$$

$$= 239.3461723 \text{ Mpa}$$

Desain kuat tekan pelat sayap yakni :

$$P_n = F_{cr} \times A$$

$$= 239.35 \times 200 \times 20$$

$$= 957384.69 \text{ N}$$

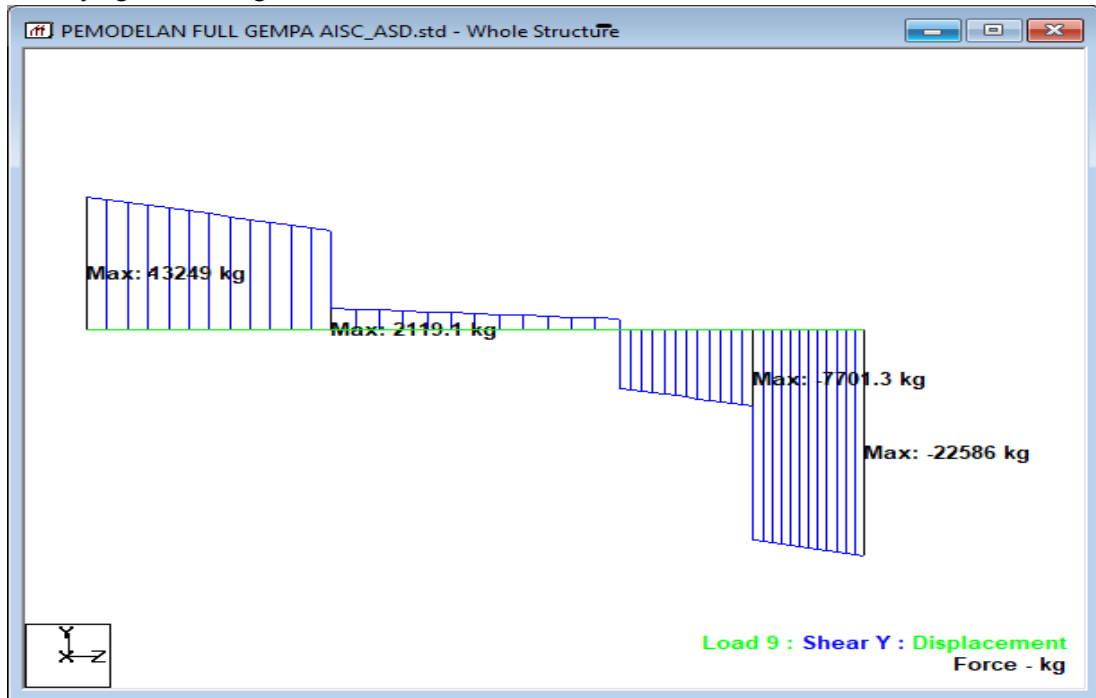
Syarat :

$$\phi P_n > P_{uf}$$

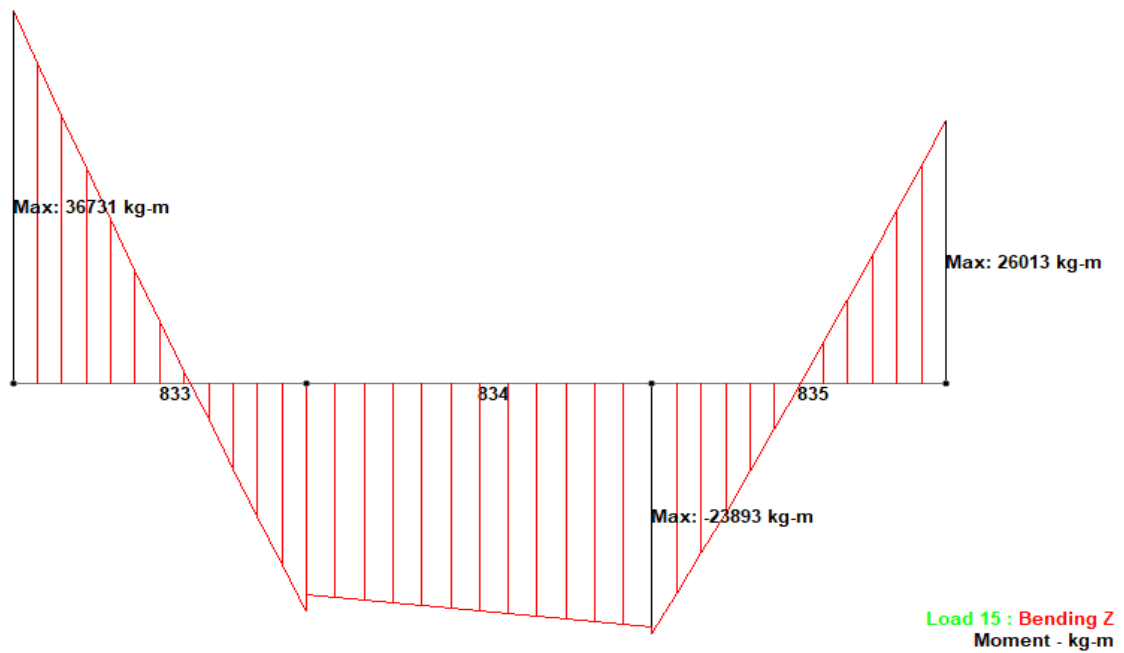
$$0.9 \times 957384.6891 > 606183.33$$

$$861646.2202 \text{ N} > 606183.33 \text{ N}$$

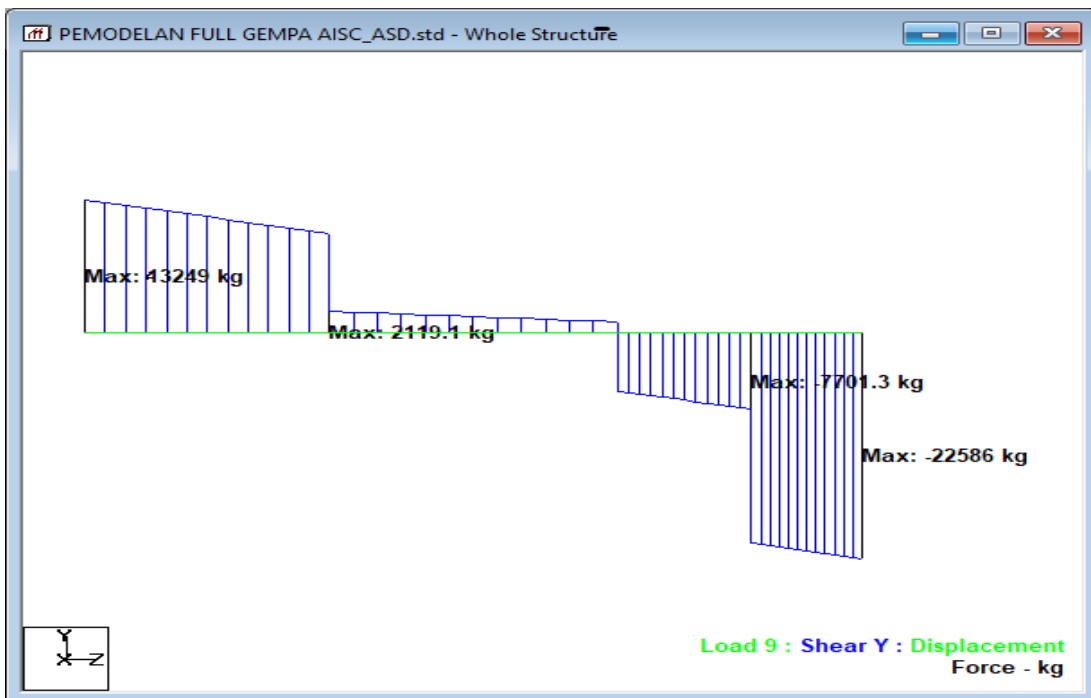
### Gaya geser Batang 833 - 835



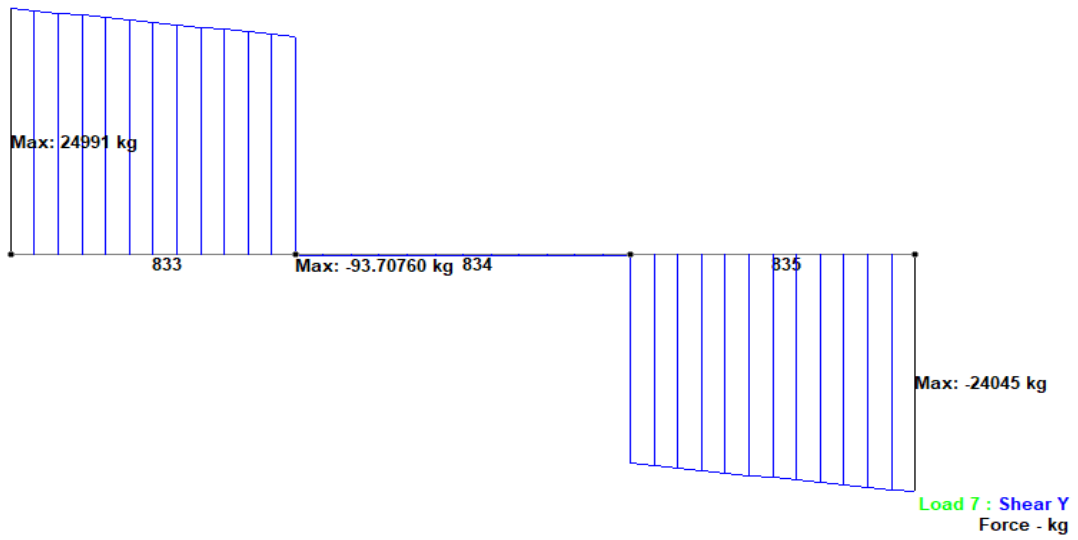
### Momen Batang 833 - 835



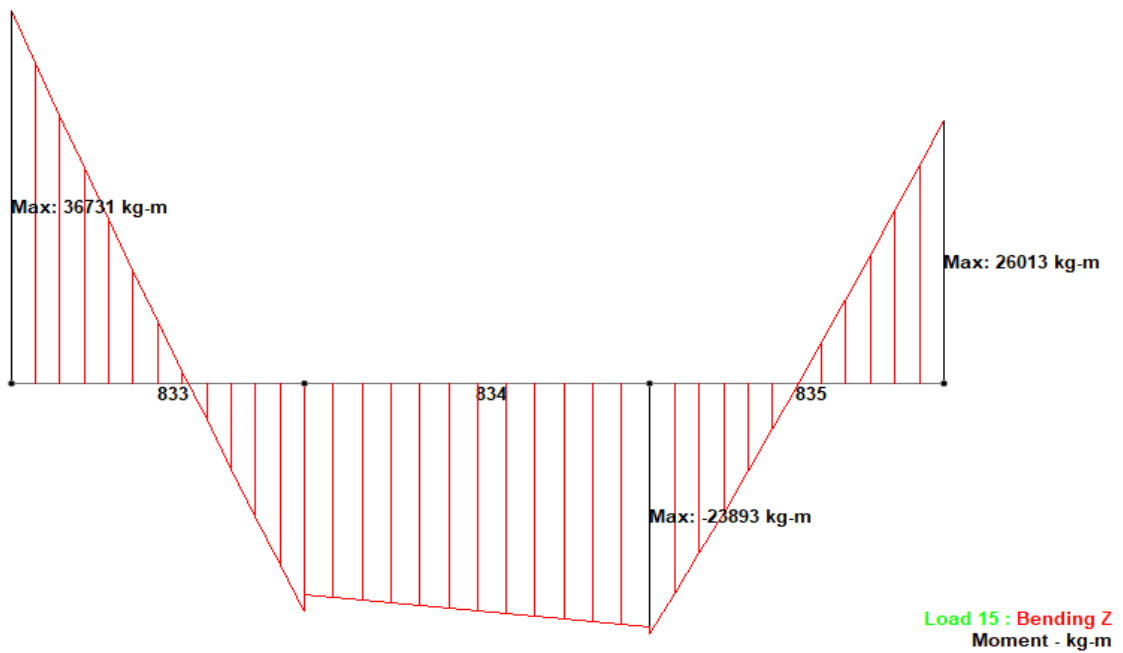




### Gaya geser Batang 833 - 835

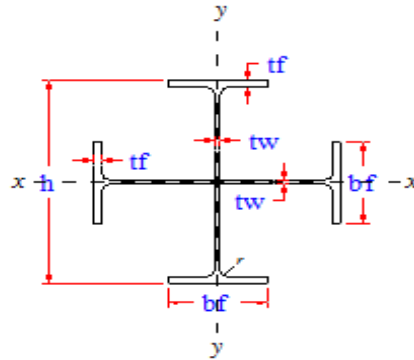


### Momen Batang 833 - 835



#### 4.14 Perencanaan Sambungan Kolom - Kolom

Digunakan profil Kolom KC 588 x 300 x 12 x 20



Dari tabel baja diperoleh :

d	=	588	mm	r	=	28	mm	I <sub>y</sub>	=	132585	cm <sup>4</sup>
bf	=	300	mm	H1	=	48	mm	r <sub>x</sub>	=	18.16	cm
tw	=	12	mm	H2	=	492	mm	r <sub>y</sub>	=	18.16	cm
tf	=	20	mm	w	=	302	kg/m	S <sub>x</sub>	=	4320.4	cm <sup>3</sup>
Ag	=	385	cm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub>	=	127020	cm <sup>4</sup>	S <sub>y</sub>	=	4419.5	cm <sup>3</sup>
f <sub>u</sub>	=	410	Mpa	E <sub>s</sub>	=	200000	Mpa				
f <sub>y</sub>	=	250	Mpa	h <sub>e</sub>	=	492	mm				

Baut yang digunakan yakni :

$$\text{Diameter baut (d}_b\text{)} = 7/8 \text{ in} = 22.225$$

$$\text{Luas Baut (A}_b\text{)} = 1/4 \cdot \pi \cdot \text{Ø}^2 = 387.75$$

$$\text{Luas lubang (l}_b\text{)} = d_b + 2 = 24.225$$

Mutu baut yang digunakan (menurut SNI 1729 : 2015, Tabel J3.2, hal 125), yakni :

$$\text{Mutu baut} = \text{A325}$$

$$\text{Kuat tarik minimum (f}_{ub}\text{)} = 620 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan geser baut (f}_{nv}\text{)} = 372 \text{ Mpa}$$

Plat yang digunakan :

$$f_{yp} = 240 \text{ Mpa}$$

$$f_{up} = 370 \text{ MPa}$$

Hasil analisa Kolom yang diperoleh dari program Etabs ( Beam 246 ) :

$$P_u = 3020280 \text{ N}$$

$$V_a = 51507 \text{ N}$$

$$M_a = 72238 \text{ Nmm}$$

$$V_b = 36710 \text{ N}$$

$$M_b = 52371 \text{ Nmm}$$

#### 4.14.1 Merencanakan Sambungan Flens Kolom

Digunakan plat 14 mm x 300 mm

$$P_{uf} = P_u \times \frac{bf \cdot tf}{A_g} = 3020280 \times \frac{300 \times 20}{38500}$$
$$= 470692.987 \text{ N}$$

**Kontrol baut terhadap geser, tumpu dan tarik**

1) *Kontrol Nominal tumpu :*

- Pada lubang baut bagian plat penyambung

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u$$
$$= 2.4 \times 22.225 \times 14 \times 370$$
$$= 276301.2 \text{ N}$$

$$\phi R_{n \text{ plat}} = 0.75 \times 276301.2$$
$$= 207225.9 \text{ N}$$

- Pada lubang baut bagian web dari balok induk

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_f \times f_u$$
$$= 2.4 \times 22.225 \times 20 \times 410$$
$$= 437388 \text{ N}$$

$$\phi R_{n \text{ web}} = 0.75 \times 437388$$
$$= 328041 \text{ N}$$

Diambil kuat nominal tumpu terkecil yakni = 207225.9 N

2) *Kuat Nominal Geser Baut ( 2 bidang geser )*

$$R_{nv} = f_{nv} \times A_b \times m$$
$$= 372 \times 387.75 \times 2$$
$$= 288486.92 \text{ N}$$

$$\phi R_{nv} = 0.75 \times 288486.92$$
$$= 216365.19 \text{ N}$$

Diambil yang terkecil yakni : 207225.9 N

#### 4.14.2 Perhitungan jumlah dan jarak antar baut

1) *Perhitungan Jumlah Baut*

$$n = \frac{P_{uf}}{\phi R_{nv}} = \frac{470692.987}{207225.9} = 2.2714 \approx 8 \text{ Baut}$$

2) *Kontrol kekuatan baut terhadap*

$$V_{ut} = \frac{V_u}{n} \leq \phi R_n$$
$$= \frac{51507}{8}$$

$$= 6438.375 \text{ N} < 207225.9 \text{ N}$$

Sehingga jumlah baut memenuhi kuat geser perlu

### 3) Menghitung jarak baut

- Jarak Tepi Baut

Jarak tepi minimum ( $S_1$ ) menurut tabel J3.4M SNI 1729 : 2015

untuk baut dengan diameter :  $7/8 \text{ in}$

Jarak tepi Maksimum ( $S_{max}$ ) menurut SNI 1729 : 2015 pasal

J3.5 adalah nilai terendah dari

$$\begin{aligned} S_{mak} &= 12 \text{ tp} \\ &= 12 \times 14 \\ &= 168 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{mak} = 150 \text{ mm, maka } S_{maks} = 150 \text{ mm}$$

Digunakan jarak  $S_1 = 60 \text{ mm}$

- Jarak antar baut S

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.3, jarak minimum baut :

$$\begin{aligned} S_{min} &= 3 d \\ &= 3 \times 22.225 \\ &= 66.675 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5(a), jarak maksimum baut adalah yang terendah dari :

$$\begin{aligned} S_{maks} &= 24 \text{ tp} \\ &= 24 \times 14 \\ &= 336 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{maks} = 305 \text{ mm, maka } S_{maks} = 305 \text{ mm}$$

Digunakan jarak  $s = 180 \text{ mm}$

- Jarak baut ke tepi plat (w)

$$w = 60 \text{ mm}$$

#### 4.14.3 Merencanakan Sambungan Web Kolom

Digunakan plat =  $13 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} P_{uw} &= \frac{[P_u - 4 \times P_{uf}]}{4} \\ &= \frac{3020280 - 4 \times 470692.987}{4} \\ &= 284377.013 \text{ N} \end{aligned}$$

### **Kontrol baut terhadap geser, tumpu dan tarik**

#### 1) Kontrol Nominal tumpu :

- Pada lubang baut bagian plat penyambung

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 2.4 \times 22.225 \times 13 \times 370 \\ &= 256565.4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{n \text{ plat}} &= 0.75 \times 256565.4 \\ &= 192424.05 \text{ N} \end{aligned}$$

- Pada lubang baut bagian web dari balok induk

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 2.4 \times 22.225 \times 13 \times 370 \\ &= 256565.4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{n \text{ web}} &= 0.75 \times 256565.4 \\ &= 192424.05 \text{ N} \end{aligned}$$

Diambil kuat nominal tumpu terkecil yakni = 192424.05 N

#### 2) Kuat Nominal Geser Baut ( 2 bidang geser )

$$\begin{aligned} R_{nv} &= f_{nv} \times A_b \times m \\ &= 372 \times 387.75 \times 2 \\ &= 288486.92 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{nv} &= 0.75 \times 288486.92 \\ &= 216365.19 \text{ N} \end{aligned}$$

Diambil yang terkecil yakni : 192424.05 N

### **Perhitungan jumlah dan jarak antar baut**

#### 1) Perhitungan Jumlah Baut

$$n = \frac{P_{uf}}{\phi R_{nv}} = \frac{470692.987}{192424.05} = 2.4461 \approx 8 \text{ Baut}$$

#### 2) Kontrol kekuatan baut terhadap

$$\begin{aligned} V_{ut} &= \frac{V_u}{n} \leq \phi R_n \\ &= \frac{51507}{8} \end{aligned}$$

$$= 6438.375 \text{ N} < 192424.05 \text{ N}$$

Sehingga jumlah baut memenuhi kuat geser perlu

#### 3) Menghitung jarak baut

- Jarak Tepi Baut

Jarak tepi minimum ( $S_1$ ) menurut tabel J3.4M SNI 1729 : 2015

untuk baut dengan diameter :  $7/8$  in

Jarak tepi Maksimum ( $S_{max}$ ) menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5 adalah nilai terendah dari

$$\begin{aligned} S_{mak} &= 12 \text{ tp} \\ &= 12 \times 13 \\ &= 156 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{mak} = 150 \text{ mm, maka } S_{maks} = 150 \text{ mm}$$

Digunakan jarak  $S_1 = 50 \text{ mm}$

- Jarak antar baut  $S$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.3, jarak minimum baut :

$$\begin{aligned} S_{min} &= 3 d \\ &= 3 \times 50 \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5(a), jarak maksimum baut adalah yang terendah dari :

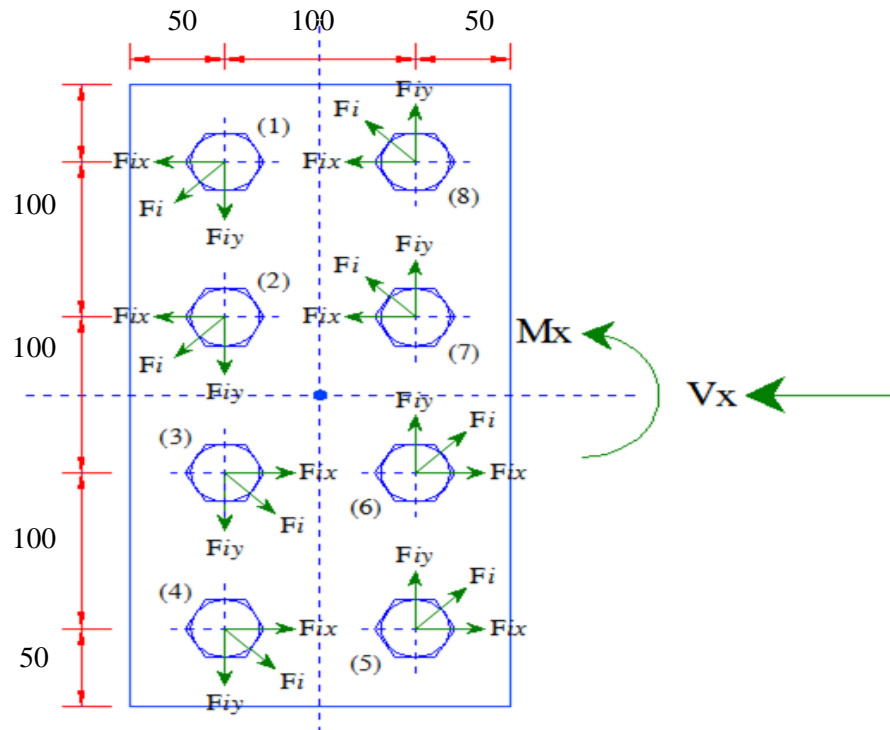
$$\begin{aligned} S_{maks} &= 24 \text{ tp} \\ &= 24 \times 13 \\ &= 312 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{maks} = 305 \text{ mm, maka } S_{maks} = 305 \text{ mm}$$

Digunakan jarak  $s = 100 \text{ mm}$

- Jarak baut ke tepi plat ( $w$ )

$$w = 50 \text{ mm}$$



Gambar 4.14.1 Jarak AntarBaut dan Gaya Baut

**Kontrol Pada arah sumbu global ( X - X )**

Beban yang dipikul baut akibat gaya Geser :

$$V_{ia} = \frac{V_a}{n} = \frac{-51507}{8} = -6438.375 \text{ N}$$

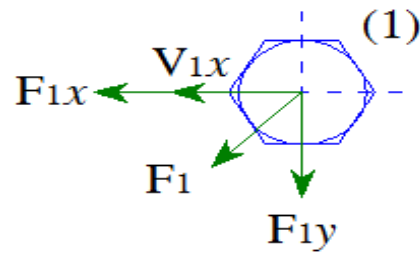
Beban yang bekerja pada masing masing baut dapat diperhatikan pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.14.1 Tabel Jarak pada baut

i	$x_i$ (mm)	$y_i$ (mm)	$x_i^2$ (mm <sup>2</sup> )	$y_i^2$ (mm <sup>2</sup> )
1	-50	150	2500	22500
2	-50	50	2500	2500
3	-50	-50	2500	2500
4	-50	-150	2500	22500
5	-50	-150	2500	22500
6	-50	-50	2500	2500
7	-50	50	2500	2500
8	-50	150	2500	22500
			$\Sigma x_i^2 = 20000$	$\Sigma y_i^2 = 100000$
			$\Sigma x_i^2 + \Sigma y_i^2 =$	120000



Misalkan gaya yang bekerja pada baut no. 1



$$F_{1x} = \frac{Ma \cdot y_1}{\sum xi^2 + \sum yi^2} = \frac{72238 \times 150}{120000} = -90.2975 \text{ N}$$

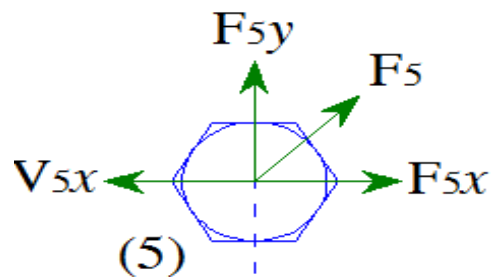
$$F_{1y} = \frac{Ma \cdot x_1}{\sum xi^2 + \sum yi^2} = \frac{52371 \times 50}{120000} = -21.82125 \text{ N}$$

$$F_1 = \sqrt{(v_{1a} + F_{1x})^2 + F_{1y}^2}$$

$$= \sqrt{-6438.375 + (-90.2975)^2 + (-21.82125)^2}$$

$$= 6528.708967 \text{ N}$$

Misalkan gaya yang bekerja pada baut no. 5



$$F_{1x} = \frac{Ma \cdot y^5}{\sum xi^2 + \sum yi^2} = \frac{72238 \times 150}{120000} = -90.2975 \text{ N}$$

$$F_{1y} = \frac{Ma \cdot x^5}{\sum xi^2 + \sum yi^2} = \frac{72238 \times 50}{120000} = -30.09916667 \text{ N}$$

$$F_1 = \sqrt{(v_{1a} + F_{1x})^2 + F_{1y}^2}$$

$$= \sqrt{-6438.375 + (-90.2975)^2 + (-30.09917)^2}$$

$$= 6528.741883 \text{ N}$$

Untuk gaya gaya selanjutnya ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 4.14.2 Tabel Gaya dan Jarak Pada Baut (sumbu x - x )

i	Ma . Xi (Nmm <sup>2</sup> )	Ma . yi (Nmm <sup>2</sup> )	Fix (N)	Fiy (N)	Via (N)	Fi (N)
1	3611900	10835700	-90.2975	-30.09917	-6438.375	6528.7419
2	3611900	3611900	-30.09917	-30.09917	-6438.375	6468.5442
3	3611900	3611900	-30.09917	-30.09917	-6438.375	6468.5442
4	3611900	10835700	-90.2975	-30.09917	-6438.375	6528.7419
5	3611900	10835700	-90.2975	-30.09917	-6438.375	6528.7419
6	3611900	3611900	-30.09917	-30.09917	-6438.375	6468.5442
7	3611900	3611900	-30.09917	-30.09917	-6438.375	6468.5442
8	3611900	10835700	-90.2975	-30.09917	-6438.375	6528.7419
					Fmax	51989.144

Syarat :

$$F_{\max} < \phi R_{nv}$$

$$51989.14431 \text{ N} < 216365.1923 \text{ N}$$

**Kontrol Pada arah sumbu global ( Y - Y )**

Beban yang dipikul baut akibat gaya Geser :

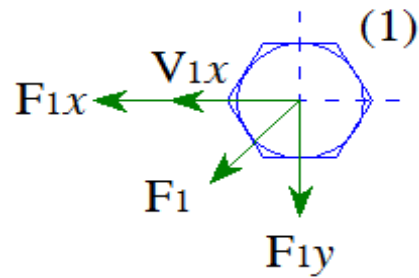
$$V_{ia} = \frac{V_a}{n} = \frac{-51507}{8} = -6438.375 \text{ N}$$

Beban yang bekerja pada masing masing baut dapat diperhatikan pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.14.3 Tabel Jarak pada baut

i	xi (mm)	yi (mm)	xi <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	yi <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )
1	-50	150	2500	22500
2	-50	50	2500	2500
3	-50	-50	2500	2500
4	-50	-150	2500	22500
5	-50	-150	2500	22500
6	-50	-50	2500	2500
7	-50	50	2500	2500
8	-50	150	2500	22500
			Σxi <sup>2</sup> = 20000	Σyi <sup>2</sup> = 100000
			Σxi <sup>2</sup> + Σyi <sup>2</sup> = 120000	

Misalkan gaya yang bekerja pada baut no. 1



$$F_{1x} = \frac{Ma \cdot y_1}{\sum xi^2 + \sum yi^2} = \frac{52371 \cdot x \cdot 150}{120000} = -65.46375 \text{ N}$$

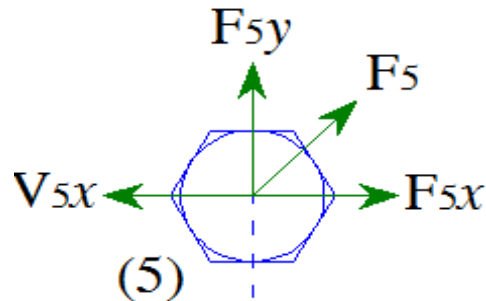
$$F_{1y} = \frac{Ma \cdot x_1}{\sum xi^2 + \sum yi^2} = \frac{52371 \cdot x \cdot 50}{120000} = -21.82125 \text{ N}$$

$$F_1 = \sqrt{(v_{1a} + F_{1x})^2 + F_{1y}^2}$$

$$= \sqrt{-6438.375 + -65.46375^2 + -21.82125^2}$$

$$= 6503.875357 \text{ N}$$

Misalkan gaya yang bekerja pada baut no. 5



$$F_{1x} = \frac{Ma \cdot y^5}{\sum xi^2 + \sum yi^2} = \frac{52371 \cdot x \cdot 150}{120000} = -65.46375 \text{ N}$$

$$F_{1y} = \frac{Ma \cdot x^5}{\sum xi^2 + \sum yi^2} = \frac{52371 \cdot x \cdot 50}{120000} = -21.82125 \text{ N}$$

$$F_1 = \sqrt{(v_{1a} + F_{1x})^2 + F_{1y}^2}$$

$$= \sqrt{-6438.375 + -65.46375^2 + -21.82125^2}$$

$$= 6503.875357 \text{ N}$$

Untuk gaya gaya selanjutnya ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 4.14.4 Tabel Gaya dan Jarak Pada Baut (sumbu y - y )

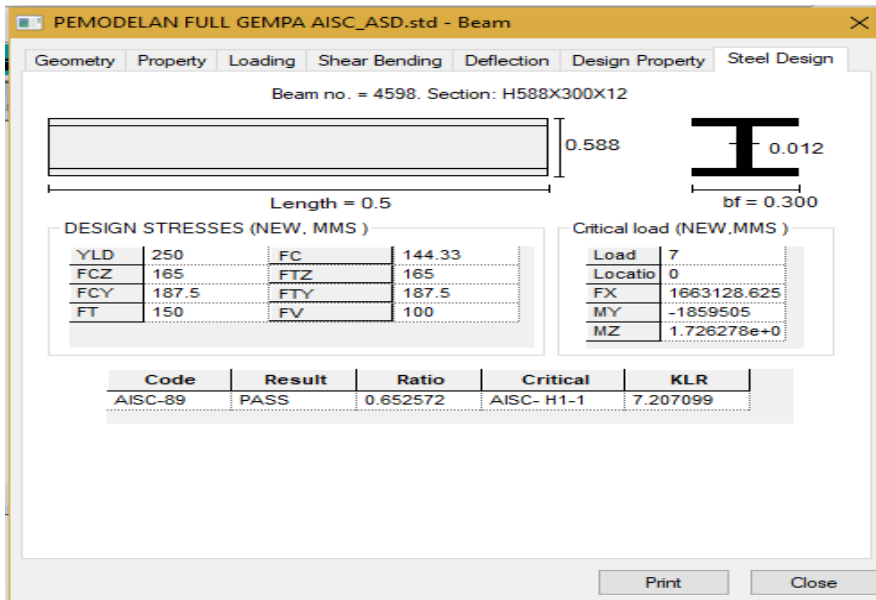
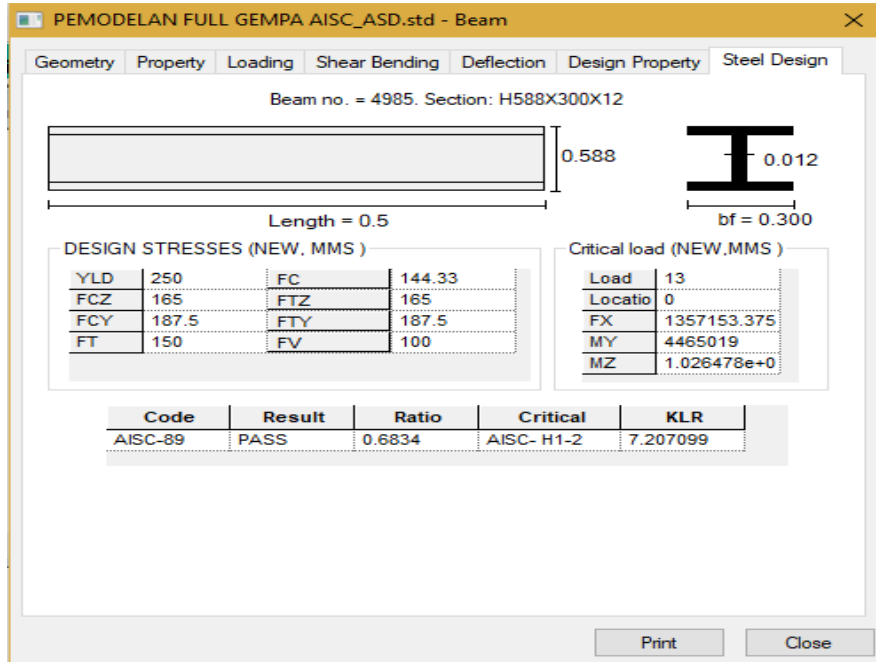
i	Ma . Xi (Nmm <sup>2</sup> )	Ma . yi (Nmm <sup>2</sup> )	Fix (N)	Fiy (N)	Via (N)	Fi (N)
1	2618550	7855650	-65.46375	-21.82125	-6438.375	6503.8754
2	2618550	2618550	-21.82125	-21.82125	-6438.375	6460.2331
3	2618550	2618550	-21.82125	-21.82125	-6438.375	6460.2331
4	2618550	7855650	-65.46375	-21.82125	-6438.375	6503.8754
5	2618550	7855650	-65.46375	-21.82125	-6438.375	6503.8754
6	2618550	2618550	-21.82125	-21.82125	-6438.375	6460.2331
7	2618550	2618550	-21.82125	-21.82125	-6438.375	6460.2331
8	2618550	7855650	-65.46375	-21.82125	-6438.375	6503.8754
					Fmax	51856.434

Syarat :

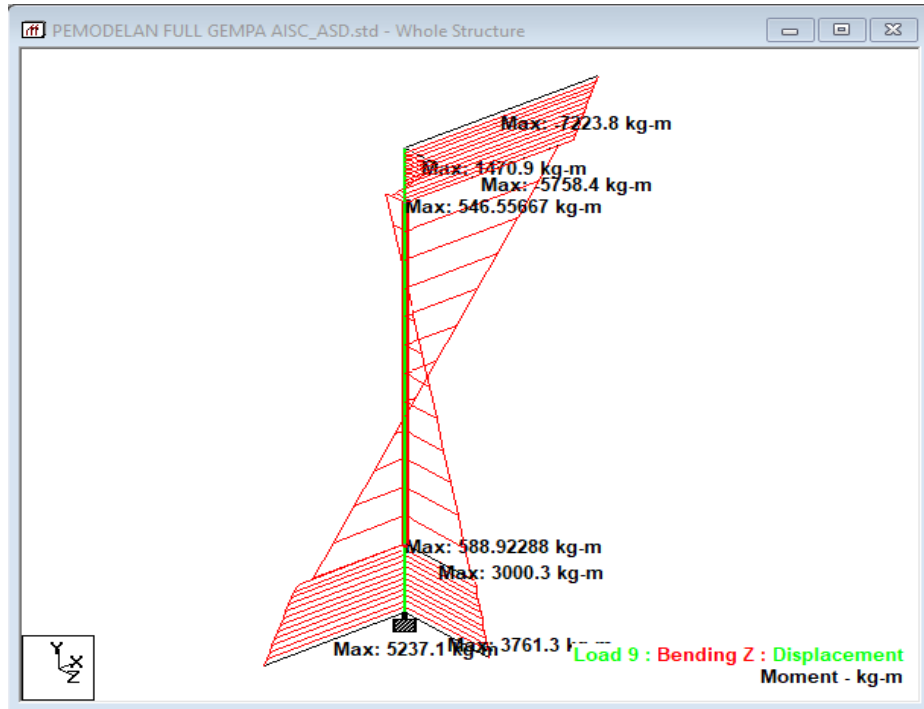
$$F_{\max} < \phi R_{nv}$$

$$51856.43384 \text{ N} < 216365.1923 \text{ N}$$

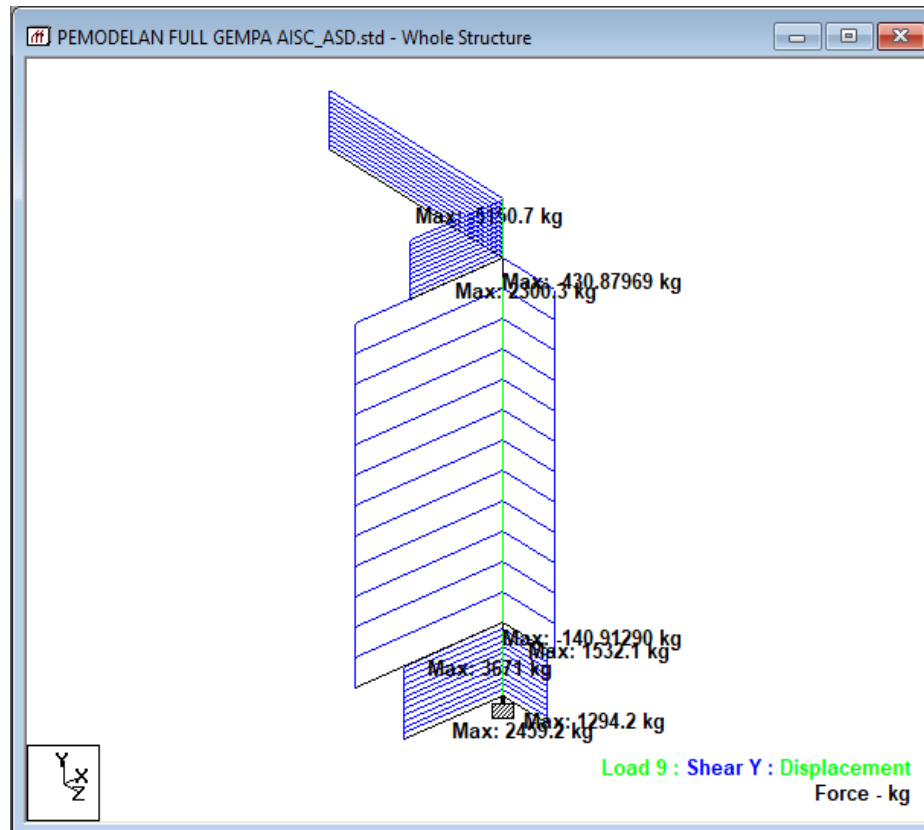
Kontrol Gaya Normal ( Beam 4985 dan 4598 )



Momen ( Beam 4985 dan 4598 )

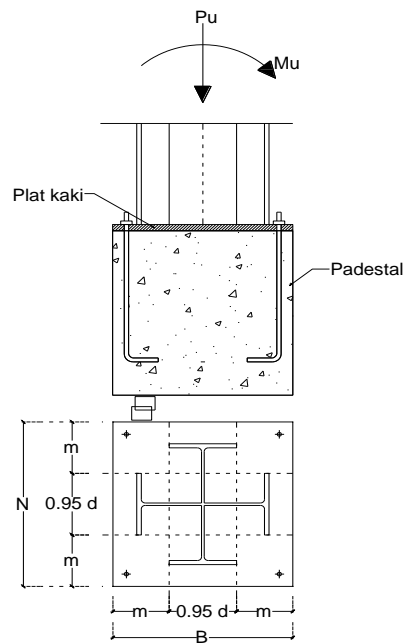


Geser ( Beam 4985 dan 4598 )



2

#### 4.15 Desain Penampang Base Plate

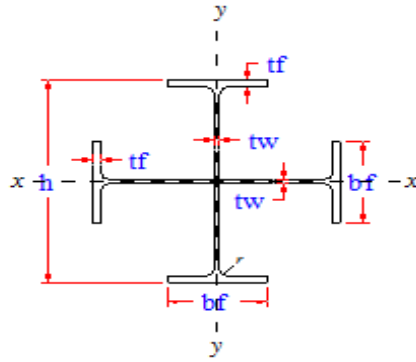


Hasil Output dari program Staad pro v8.i diperoleh reaksi ( beam 3979) :

$$\begin{aligned}
 P_u &= 1630271.8 \text{ N} \\
 V_u &= 66419.693 \text{ N} \\
 M_u &= 1.57E+08 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

- Material baja = Bj 41
- Tegangan leleh ( $f_y$ ) = 250 MPa
- Tegangan putus ( $f_u$ ) = 410 MPa
- Modulus elastisitas baja = 200000 MPa
- Mutu beton ( $f'_c$ ) = 30 Mpa
- Baut yang digunakan = A325
- Kuat tarik minimum  $f_{ub}$  = 620 MPa
- Tegangan geser baut  $f_{nv}$  = 372 Mpa
- Diameter baut ( $d_b$ ) =  $7/8$  in = 22.225
- Luas Baut ( $A_b$ ) =  $\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \varnothing^2$  = 387.75
- Luas lubang ( $\ell_b$ ) =  $d_b + 2$  = 24.225
- Angkur yang digunakan : =  $\varnothing \frac{3}{4}$  = 19.05 mm

Digunakan profil Kolom KC 588 x 300 x 12 x 20



Dari tabel baja diperoleh :

d	=	588	mm	r	=	28	mm	Iy	=	132585	cm <sup>4</sup>
bf	=	300	mm	H1	=	48	mm	rx	=	18.16	cm
tw	=	12	mm	H2	=	492	mm	ry	=	18.16	cm
tf	=	20	mm	w	=	302	kg/m	Sx	=	4320.4	cm <sup>3</sup>
Ag	=	385	cm <sup>2</sup>	Ix	=	127020	cm <sup>4</sup>	Sy	=	4419.5	cm <sup>3</sup>
fu	=	410	Mpa	Es	=	200000	Mpa				
fy	=	250	Mpa	he	=	492	mm				

• Mencari dimensi base plate yang digunakan :

a) Dimensi rencana base plate :

- Luas bidang plat dasar perlu ( A1 )

$$P_u \leq \phi P_p$$

$$P_u \leq \phi \cdot ( 0.85 \times f'_c \times A1 )$$

$$1630271.8 \leq 0.6 \times ( 0.85 \times 30 \times A1 )$$

$$1630271.8 \leq 15.3 \times A1$$

$$A1 = 106553.7124 \text{ mm}^2$$

- Luas plat dasar harus lebih besar dari luas profil kolom,

$$\text{Luas profil kolom} = 38500 \text{ mm}^2$$

$$\Delta = \frac{0.95 \times h \times 0.8 \times bf}{2} = \frac{0.95 \times 588 \times 0.8 \times 300}{2}$$

$$= 159.3 \text{ mm}$$

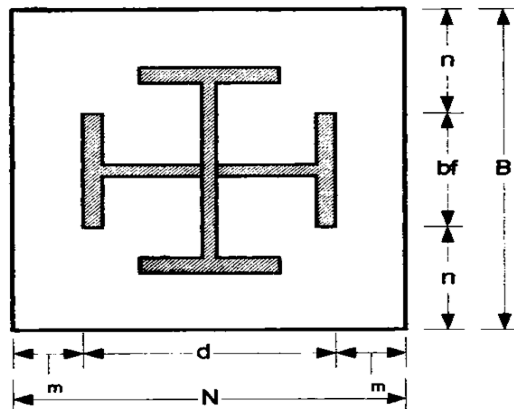
$$N = \sqrt{A1 + \Delta} = \sqrt{106553.712 + 159.3}$$

$$= 485.73 \approx 600 \text{ mm}$$

$$B = \frac{A1}{N} = \frac{106553.712}{600} = 177.590 \approx 600 \text{ mm}$$



b) Tebal pelat dasar :



Penentuan nilai  $m$  dan  $n$

$$n = \frac{B - 0.8 \text{ } bf}{2} = \frac{600 - 0.8 \times 300}{2} = 180 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} 0.95 \text{ } h &= 0.95 \times 588 = 558.6 \\ m &= 0.50 \times (N - 0.95 \times h) \\ &= 0.50 \times (600 - 558.6) \\ &= 20.7 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tebal plat yang dibutuhkan

$$\begin{aligned} t_p &= \sqrt{\frac{2 \times Pu \times m^2}{B \times N \times (0.9 \times fy)}} \\ &= \sqrt{\frac{2 \times 1630271.8 \times 428}{600 \times 600 \times (0.9 \times 250)}} \\ &= 4.1531043 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_p &= \sqrt{\frac{2 \times Pu \times n^2}{B \times N \times (0.9 \times fy)}} \\ &= \sqrt{\frac{2 \times 1630271.8 \times 32400}{600 \times 600 \times (0.9 \times 250)}} \\ &= 36.113951 \text{ mm} \approx 40 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dari perencanaan diatas maka dipakai pelat dasar dengan dimensi 60 cm x 60 cm dengan ketebalan pelat landasan = 40 mm

c) Perencanaan baut angkur

$$M_u = 1.57E+08 \text{ Nmm}$$

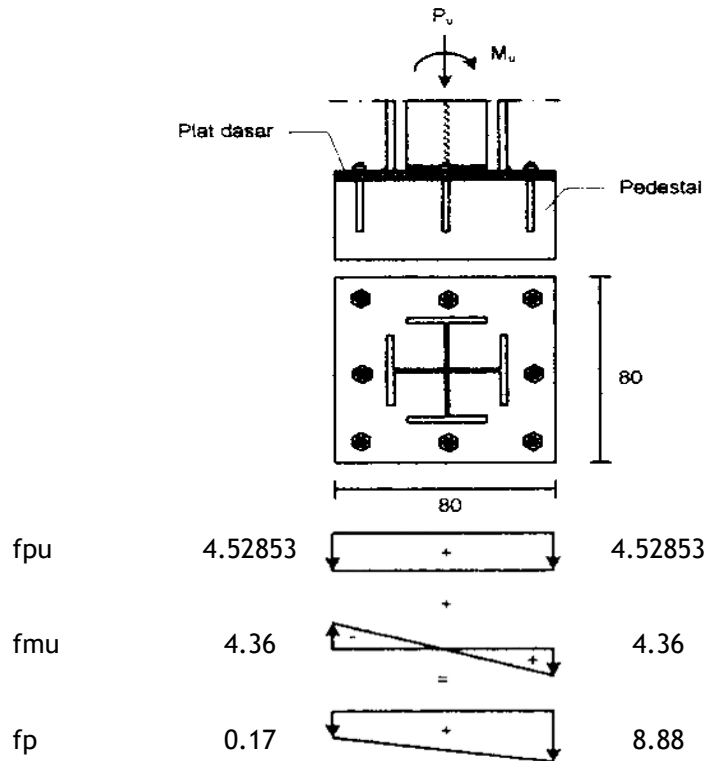
$$P_u = 1630271.8 \text{ N}$$

$$f_p = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_u}{w} = \frac{1630271.8}{600 \times 600} \pm \frac{156813410.00}{1/6 \times 600^3}$$

$$= 4.5285 \pm 4.36$$

$$f_{p \max} = 4.5285 + 4.36 = 8.88 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{p \min} = 4.5285 - 4.36 = 0.17 \text{ N/mm}^2$$



Gambar 4.15.1 Gaya pada Base Plate

Pada diagram tegangan diatas menunjukkan bahwa plat mengalami gaya tekan sepanjang sb X dan tidak ada gaya tarik. Baut kuat menahan tekan tetapi berbahaya terhadap kegagalan akibat geser. Maka direncanakan terhadap gaya geser yang terjadi.

d) Digunakan baut mutu tinggi A 325 dimana kekuatan tarik minimumnya ( $f_u$ ) adalah sebesar :

$$f_u = 825 \text{ Mpa}$$

Kuat nominal baut dalam geser :

$$R_n = \phi \cdot r_f \cdot f_u^b \cdot m \cdot A_b$$

Dimana :

$\phi$  = 0.75 faktor reduksi kekuatan untuk fraktur

$f_u^b$  = kekuatan tarik baut

m = jumlah bidang geser (irisan tunggal =1)

$r_1$  = 0.4 untuk baut denan ulir pada bidang geser

$A_b$  = luas bruto penampang baut (direncanakan gunakan baut diameter 3/4 ")

$$= 1/4 \times \pi \times 1 ( 19.05 )^2$$

$$= 284.88 \text{ mm}^2$$

maka :

$$R_n = \phi \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot m \cdot A_b$$

$$R_n = 0.75 \times 0.4 \times 825 \times 1 \times 284.88$$

$$= 70507.419 \text{ N/baut}$$

e) Penentuan jumlah angkur :

Gaya angkur akibat gaya geser :

$$V_u = 66419.693 \text{ N}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi \cdot R_n} = \frac{66419.693}{70507.42}$$

$$= 0.942 \approx 3 \text{ baut pada tiap sisi}$$

f) Gaya geser diterima untuk 1 baut :

$$V_u = 66420 \text{ N} = 6642 \text{ kg}$$

$$V_{\text{baut}} = \frac{R}{n} = \frac{70507.42}{3.00} = 23502 \text{ kg}$$

g) Tegangan geser yang dipikul 1 baut :

$$F_v \text{ baut A325} = 372 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Hal.151, Pusataka 9)}$$

$$F_v = \frac{V_{\text{baut}}}{A_{\text{baut}}} = \frac{23502.47}{284.88}$$

$$= 82.500 \text{ kg/cm} \leq 372 \text{ kg/cm}^2$$

h) Kuat Desain Tekan dan Tarik Las Fillet

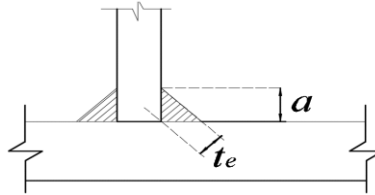
Digunakan sambungan las fillet sebagai berikut :

Sambungan las yang digunakan yakni= electrode E7014

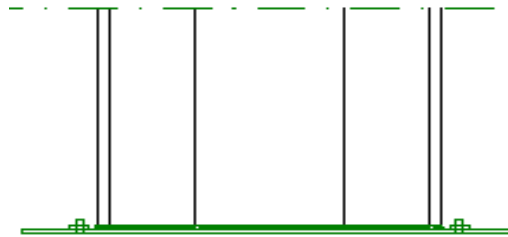
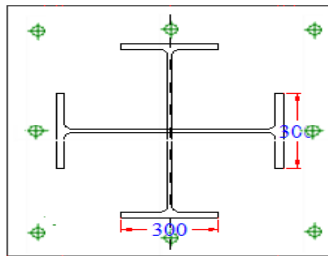
$$f_{uw} = 506 \text{ Mpa}$$

$$\text{tebal las rencana (a)} = 14 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{tebal efektif } (t_e) &= 0.71 a \\
 &= 0.71 \times 14 \\
 &= 9.898 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Panjang bagian yang dilas (L)



$$\begin{aligned}
 L &= [ 4 \times bf ] + [ 4 \pi r ] + 4 \times [ bf - tw - 2 \times r ] + 4 \times [ d - 2 tf - 2r - tw ] \\
 &\quad + [ 8 \times tf ] \\
 &= [ 4 \times 300 ] + [ 4 \times 3.14 \times 28 ] + 4 \times [ 300 - 12 - 2 \times 28 ] \\
 &\quad + 4 \times [ 588 - 2 \times 20 - 2 \times 28 - 12 ] + [ 8 \times 20 ] \\
 &= 4559.68 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Luas efektif las :

$$\begin{aligned}
 A_{we} &= L \times t_e \\
 &= 4559.7 \times 9.898 \\
 &= 45131.713 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kuat nominal las per mm<sup>2</sup> :

$$\begin{aligned}
 f_{nw} &= 0.6 \times f_{uw} \\
 &= 0.6 \times 506 \\
 &= 303.6 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Kuat nominal las, yakni :

$$\begin{aligned}
 P_{nw} &= f_{nw} \times A_{we} \\
 &= 303.6 \times 45131.713 \\
 &= 13701988 \text{ N} \\
 \phi P_{nw} &= 0.75 \times 13701988 \\
 &= 10276491 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Gaya yang bekerja pada balok

$$P_u = 1630271.8 \text{ N}$$

Kontrol terhadap gaya yang bekerja

$$\phi P_n > P_u$$

$$10276490.97 > 1630271.8 \text{ N}$$

i) Kontrol panjang angkur

Menurut Manual AISC LRFD hal tabel 8-26 panjang minimum

angkur disyaratkan sebagai berikut : untuk angkur mutu A325

dengan diameter diantara = 1/2 in s/d 1 in , panjang minimum

angkur ( $L_{min}$ ) yakni = 17 D, dimana D adalah diameter angkur.

1/2 in < D = 3/4 in < 1 in , Maka :

$$L_{min} = 17 D$$

$$= 17 \times 19.05$$

$$= 323.85 \text{ mm}$$

Panjang angkur yang digunakan ( $L_a$ ) = 800 mm

Panjang angkur yang ditanam minimum yang di perlukan (L) yakni :

$$L = \frac{f_y}{4 \times \sqrt{f_c'}} \times D$$

$$= \frac{825}{4 \times \sqrt{30}} \times 19.050$$

$$= 717.35 \text{ mm}$$

Karena  $L_a = 800 \text{ mm} > L = 717 \text{ mm} > L_{min} = 324 \text{ mm} \dots\dots\dots (\text{OK})$

Kontrol Momen dan Geser ( Beam 3979 )

PEMODELAN FULL GEMPA AISC\_ASD.std - Beam End Forces:

All Summary Envelope

Beam	L/C	Node	Fy N	Fz N	Mx kg-m	My kg-m	Mz kg-m
3979	7 COMB.2 ( 1	1887	-18214.573	1091.965	-1.539	-95.177	-785.351
		1892	18214.573	-1091.965	1.539	-183.197	-3858.073
	8 COMB.3 ( 1	1887	-33445.366	-1032.062	-2.128	291.556	-5259.804
		1892	33445.366	1032.062	2.128	-28.454	-3266.392
	15 COMB.10	1887	43758.877	1567.189	1.404	-146.619	14607.794
		1892	-43758.877	-1567.189	-1.404	-252.903	-3452.383
	16 COMB.11	1887	-24646.814	-1319.458	-1.386	317.662	-4902.985
		1892	24646.814	1319.458	1.386	18.706	-1380.205
	20 COMB.15	1887	-66419.693	835.321	-3.327	-58.043	-15681.341
		1892	66419.693	-835.321	3.327	-154.905	-1250.970

PEMODELAN FULL GEMPA AISC\_ASD.std - Beam Force Detail:

All Max Axial Forces Max Bending Moments Max Shear Forces

Beam	L/C	Dist mm	Fx N	Fy N	Fz N	Mx kg-m	My kg-m	Mz kg-m
3979	7 COMB.2 ( 1	0.000	1.66375E6	-18214.573	1091.965	-1.539	-95.177	-785.351
		625.000	1.66375E6	-18214.573	1091.965	-1.539	-25.583	375.500
		1250.000	1.66375E6	-18214.573	1091.965	-1.539	44.010	1536.360
		1875.000	1.66375E6	-18214.573	1091.965	-1.539	113.603	2697.210
		2500.000	1.66375E6	-18214.573	1091.965	-1.539	183.197	3858.073
	8 COMB.3 ( 1	0.000	1.48563E6	-33445.366	-1032.062	-2.128	291.556	-5259.804
		625.000	1.48563E6	-33445.366	-1032.062	-2.128	225.780	-3128.250
		1250.000	1.48563E6	-33445.366	-1032.062	-2.128	160.005	-996.700
		1875.000	1.48563E6	-33445.366	-1032.062	-2.128	94.229	1134.840
		2500.000	1.48563E6	-33445.366	-1032.062	-2.128	28.454	3266.390

Post Mode Load 8 : COMB.3 ( 1.27D + 1 Input Units: N-

ENG 07:31

Kontrol Gaya Normal ( Beam 3979 )

PEMODELAN FULL GEMPA AISC\_ASD.std - Beam

Geometry Property Loading Shear Bending Deflection Design Property Steel Design

Beam no. = 3979. Section: H588X300X12

Length = 2500

588.000

12.000

bf = 300.000

DESIGN STRESSES (NEW, MMS)

YLD	250	FC	133.38
FCZ	165	FTZ	165
FCY	187.5	FTY	187.5
FT	150	FV	100

Critical load (NEW, MMS)

Load	15
Locatio	0
FX	1630271.875
MY	-1437839
MZ	1.432535e+0

Code	Result	Ratio	Critical	KLR
AISC-89	PASS	0.8571422	AISC- H1-1	36.0355

Print Close







## BAB V

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 5.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan struktur baja pada pembangunan Gedung Rumah Sakit Stella Maris Makassar menggunakan metode Load and Resistance Factor Design (LRFD) dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut:

1. Dimensi profil baja yang dibutuhkan untuk balok induk komposit adalah WF 600 x 200 x 11 x 17, untuk balok anak 1 WF 400 x 200 x 8 x 13 dan , untuk balok anak 2 WF 350 175 x 7 x 11
2. Dimensi profil baja untuk kolom menggunakan Kingcross 588 x 300 x 12 x 20
3. Dari hasil analisa pada sambungan, maka digunakan sambungan las maupun baut pada struktur dengan rincian sebagai berikut :

Mutu baut yang digunakan :

Mutu baut	=	A325	
Kuat tarik minimum ( $f_{ub}$ )	=	620	Mpa
Tegangan geser baut ( $f_{nv}$ )	=	372	Mpa
Mutu las yang digunakan	=	E7014	
$F_{EXX}$	=	482	Mpa

- Sambungan balok induk - balok anak

Digunakan plat siku penyambung dengan dimensi L 80 x 80 x 8

Kondisi 1 :

$$\text{Diameter baut } (d_b) = 7/8 = 22.23 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah baut (1 sisi)} = 4 \text{ baut}$$

$$\text{Jarak baut ke tepi } (S_1) = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar baut } (S) = 80 \text{ mm}$$

Kondisi 2 :

$$\text{Diameter baut } (d_b) = 7/8 = 22.23 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah baut (1 sisi)} = 6 \text{ baut}$$

$$\text{Jarak baut ke tepi } (S_1) = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar baut } (S) = 50 \text{ mm}$$

- Sambungan balok Anak 1 - balok Anak 2

Digunakan plat siku penyambung dengan dimensi L 80 x 80 x 8

Kondisi 1 :

$$\text{Diameter baut } (d_b) = 7/8 = 22.23 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah baut (1 sisi)} = 4 \text{ baut}$$

$$\text{Jarak baut ke tepi } (S_1) = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar baut } (S) = 80 \text{ mm}$$

Kondisi 2 :

$$\text{Diameter baut } (d_b) = 7/8 = 22.23 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah baut (1 sisi)} = 5 \text{ baut}$$

$$\text{Jarak baut ke tepi } (S_1) = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar baut } (S) = 60 \text{ mm}$$

- Sambungan balok Induk - Kolom

Sambungan badan balok pada kolom dengan rincian :

Plat penyambung	=	PL 10 x 300 mm
Diameter baut ( $d_b$ )	=	7/8 = 22.23 mm
Jumlah baut	=	4 baut
Jarak baut ke tepi ( $S_1$ )	=	30 mm
Jarak antar baut (S)	=	80 mm
Mutu las	=	E7014
Tebal las rencana (a)	=	6 mm

Sambungan flens balok pada kolom dengan rincian :

Plat penyambung	=	PL 20 x 200 mm
Diameter baut ( $d_b$ )	=	7/8 = 22.23 mm
Jumlah baut	=	8 baut
Jarak baut ke tepi ( $S_1$ )	=	50 mm
Jarak antar baut (S)	=	100 mm
Mutu las	=	E7014
Tebal las rencana (a)	=	10 mm

- Sambungan Kolom - Kolom

Sambungan antar flens kolom

Plat penyambung	=	PL 14 x 300 mm
Diameter baut ( $d_b$ )	=	7/8 = 22.23 mm
Jumlah baut	=	8 baut
Jarak baut ke tepi ( $S_1$ )	=	60 mm
Jarak antar baut (S)	=	180 mm

Sambungan web kolom

Plat penyambung	=	PL 13 x 200 mm
Diameter baut ( $d_b$ )	=	7/8 = 22.23 mm
Jumlah baut	=	8 baut
Jarak baut ke tepi ( $S_1$ )	=	50 mm
Jarak antar baut (S)	=	100 mm

4. Base plate menggunakan ukuran = 600 x 600 mm  
dengan ketebalan = 40 mm  
jumlah angkur yang digunakan = 8 angkur  
Diameter angkur (d) = 3/4 in = 19.05 mm  
Jumlah baut (1 sisi) = 3 angkur  
Panjang angkur = 800 mm

5. Pada tulangan pelat menggunakan wire mesh  $\varnothing$  8,5 – 150 mm

## **5.2 Saran**

- Perencanaan struktur portal baja dapat dianalisis dalam berbagai program bantu seperti StAADpro, ETABS, SAP dll, namun hal ini perencanaan tetap perlu memperhatikan peraturan - peraturan yang ada yang dapat menghemat biaya serta efisiensi dalam pengerjaan.
- Perencanaan Struktur baja harus memperhatikan aspek dari kemudahan dalam pelaksanaan, jangan sampai terjadi perencanaan tersebut tidak bisa dilaksanakan di lapangan

## 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
- Departemen Pekerjaan Umum. 1983 *Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIUG)*. Jakarta
- Departemen Pekerjaan Umum. 1987. *Peraturan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (PPURG)*. Jakarta.
- Tata cara perencanaan struktur baja untuk bangunan gedung, SNI 03-1729-2002
- Adi Santoso Wilman. Skripsi ITN Malang 2016. *Studi Perencanaan Struktur Gedung Tingkat 8 Rumah Sakit Parikesit Kutai Kartanegara Dengan Menggunakan Balok Castella dan Flooring Steel Deck*
- Novita Melani Mooy Sertin. Skripsi ITN Malang 2016. *Studi perencanaan struktur baja menggunakan bresing eksentris pada gedung hotel aria centra surabaya.*
- 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).
- 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
- Gunawan, Rudy. 1987. *Tabel Profil Konstruksi Baja*. Yogyakarta. Kansius
- WWW.Gunung Garuda Stell.com



Judul Skripsi :

STUDI PERENCANAAN PORTAL  
BALAJA GEDUNG TINGKAT 8 RUMAH  
SAKIT STELLA MARIS MAKASSAR  
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK  
BALAJA WF DAN KOLONG KENCROOS

Objek Studi :

RUMAH SAKIT STELLA MARIS  
MAKASSAR

Keperluan Tugas :

SKRIPSI / TUGAS AKHIR

Catatan :

Pembimbing 1 : Pembimbing 2 :

Dr. A. Agus Susanto, MT  
Digambar Oleh :  
Dr. H. Subhanah Indira, Mtk  
Direncanakan Oleh :

All Surya Sulaksana  
Nomor: 14.21.08  
All Surya Sulaksana  
Nomor: 14.21.08

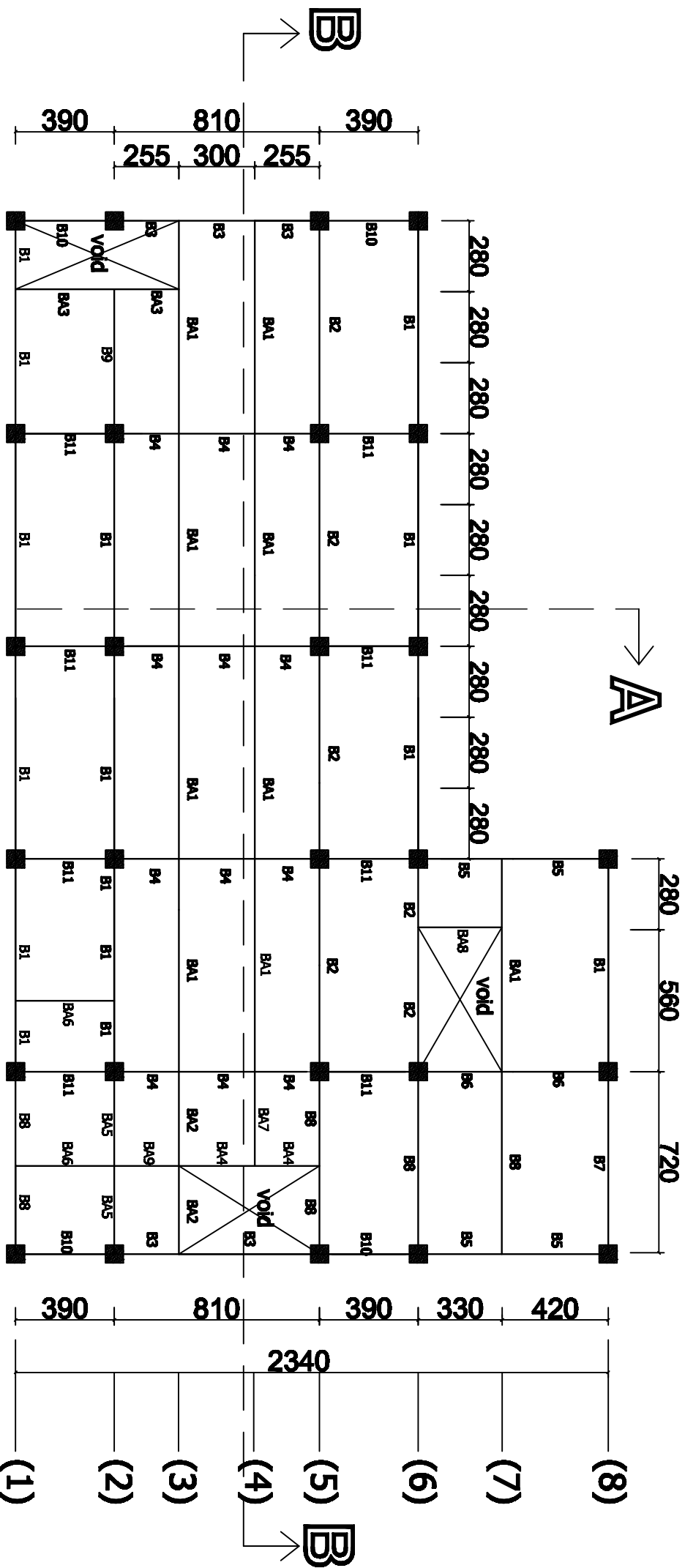
Judul Gambar :

Denah Pembalokan Lantai 1

Nomor Gambar : Skala Gambar :

1 1 : 200

Jumlah Gambar : 1 : 200



(A) (a) (C) (b') (c') (C) (d') (e') (D) (F) (g') (E) (h') (F)

A

### Denah pembalokan lantai 1-8

Skala 1 : 200

- Keterangan :
- B. Induk = WF 800.200.11.17
  - B. anak 1 = WF 400.200.8.13
  - B. anak 2 = WF 350.175.7.11
  - B1 (Balok Induk Esentor) = 8,4 m
  - B2 (Balok Induk Interior) = 8,4 m
  - B3 (Balok Induk Esentor ) = 8,1 m
  - B4 (Balok Induk Interior) = 8,1 m
  - B5 (Balok Induk Esentor) = 7,5 m
  - B6 (Balok Induk Interior) = 7,5 m
  - B7 (Balok Induk Esentor) = 7,2 m
  - B8 (Balok Induk Interior) = 7,2 m
  - B9 (Balok Induk Interior) = 5,7 m
  - B10 (Balok Induk Esentor) = 3,9 m
  - B11 (Balok Induk Interior) = 8,4 m
  - BA1 (Balok Anak 1 Interior) = 7,2 m
  - BA2 (Balok Anak 1 Interior) = 6,45 m
  - BA3 (Balok Anak 2 Esentor) = 5,55 m
  - BA4 (Balok Anak 2 Interior) = 7,2 m
  - BA5 (Balok Anak 2 Interior) = 3,9 m
  - BA6 (Balok Anak 2 Interior) = 3,7 m
  - BA7 (Balok Anak 2 Esentor) = 3,3 m
  - BA8 (Balok Anak 2 Interior) = 2,55 m
  - BA9 (Balok Anak 2 Interior) = 2,55 m



**Judul Skripsi :**

STUDI PERENCANAAN PORTAL  
BALAJA GEDUNG TINGKAT 3 RUMAH  
SAKIT STELLA MARIS MAKASSAR  
DENGAN MENGGUNAKAN BALOK  
BALAJA WF DAN KOLOM KINCGROOS

**Objek Studi :**

RUMAH SAKIT STELLA MARIS  
MAKASSAR

**Keperluan Tugas :**

SKRIPSI / TUGAS AKHIR

**Catatan :**

**Pembimbing 1 :** Pembimbing 2 :

**Digambar Oleh :** **Direncanakan Oleh :**

**Aji Surya Salaksana**  
Nim: 14.21.08

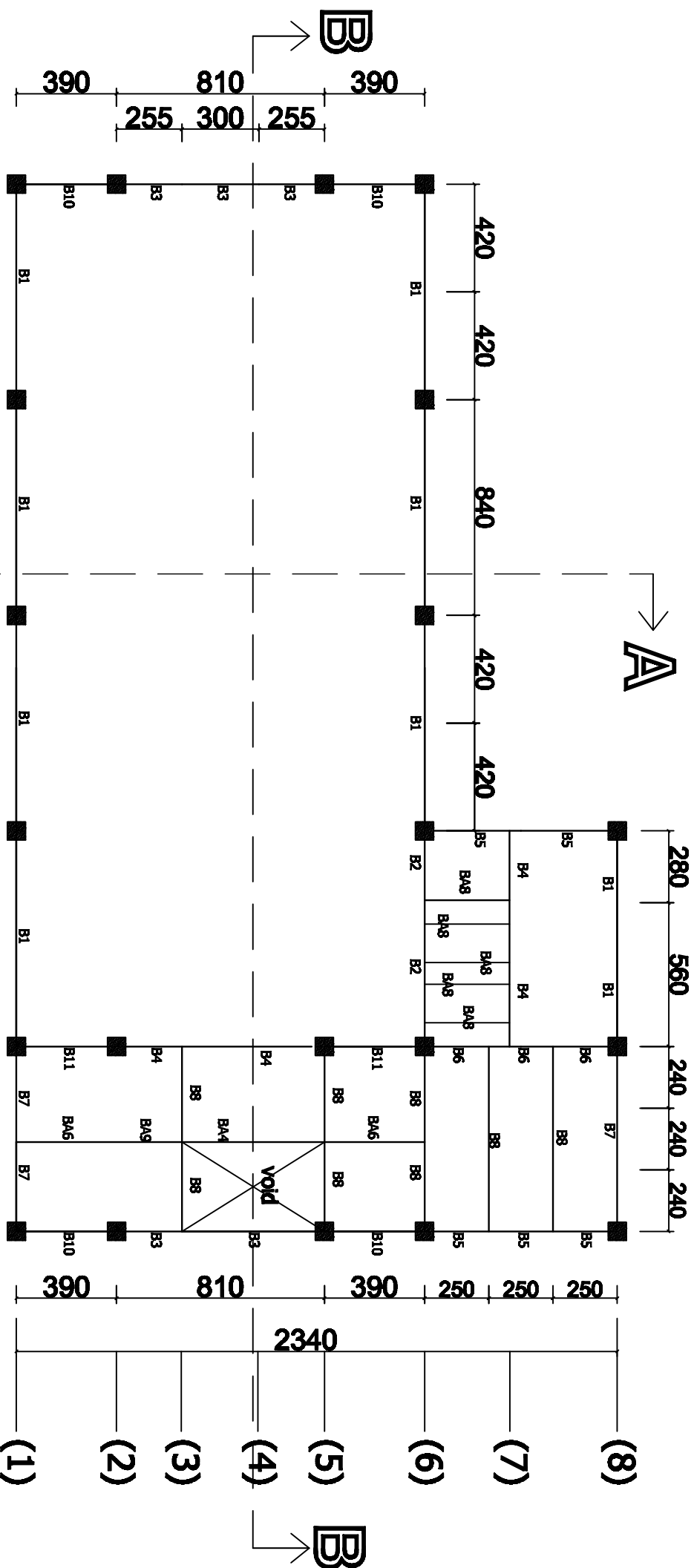
**Aji Surya Salaksana**  
Nim: 14.21.08

**Judul Gambar :**  
Denah Pembalokan Lantai Atap atau DAK atau DAK

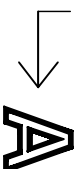
**Nomor Gambar :** **Skala Gambar :**

3 1 : 200

**Jumlah Gambar :** 13



(A) (a') (b') (B) (c') (C) (d') (D) (e') (E) (f') (F)



**Denah pembalokan Lantai atap atau DAK**

Skala 1 : 200

- Keterangan :**
- B. Induk = WF 600.200.11.17
  - B. anak 1 = WF 400.200.8.13
  - B. anak 2 = WF 350.175.7.11
  - B1 (Balok Induk Eksterior) = 8,4 m
  - B2 (Balok Induk Interior) = 8,4 m
  - B3 (Balok Induk Eksterior) = 8,1 m
  - B4 (Balok Induk Interior) = 8,1 m
  - B5 (Balok Induk Eksterior) = 7,5 m
  - B6 (Balok Induk Interior) = 7,5 m
  - B7 (Balok Induk Eksterior) = 7,2 m
  - B8 (Balok Induk Interior) = 7,2 m
  - B9 (Balok Induk Interior) = 5,7 m
  - B10 (Balok Induk Eksterior) = 3,9 m
  - B11 (Balok Induk Interior) = 3,9 m
  - BA1 (Balok Anak 1 Interior) = 8,4 m
  - BA2 (Balok Anak 1 Interior) = 7,2 m
  - BA3 (Balok Anak 1 Interior) = 6,45 m
  - BA4 (Balok Anak 2 Eksterior) = 5,55 m
  - BA5 (Balok Anak 2 Interior) = 7,2 m
  - BA6 (Balok Anak 2 Interior) = 3,9 m
  - BA7 (Balok Anak 2 Interior) = 3,7 m
  - BA8 (Balok Anak 2 Eksterior) = 3,3 m
  - BA9 (Balok Anak 2 Interior) = 2,55 m



PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL 41  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
MALANG

**Judul Skripsi :**

STUDI PERENCANAAN PORTAL BALAJADUNG TINGKAT 8 RUMAH SAKIT STELLA MARIS MAKASSAR DENGAN MENGGUNAKAN BALOK BAJA WF DAN KOLON KINCCROOS

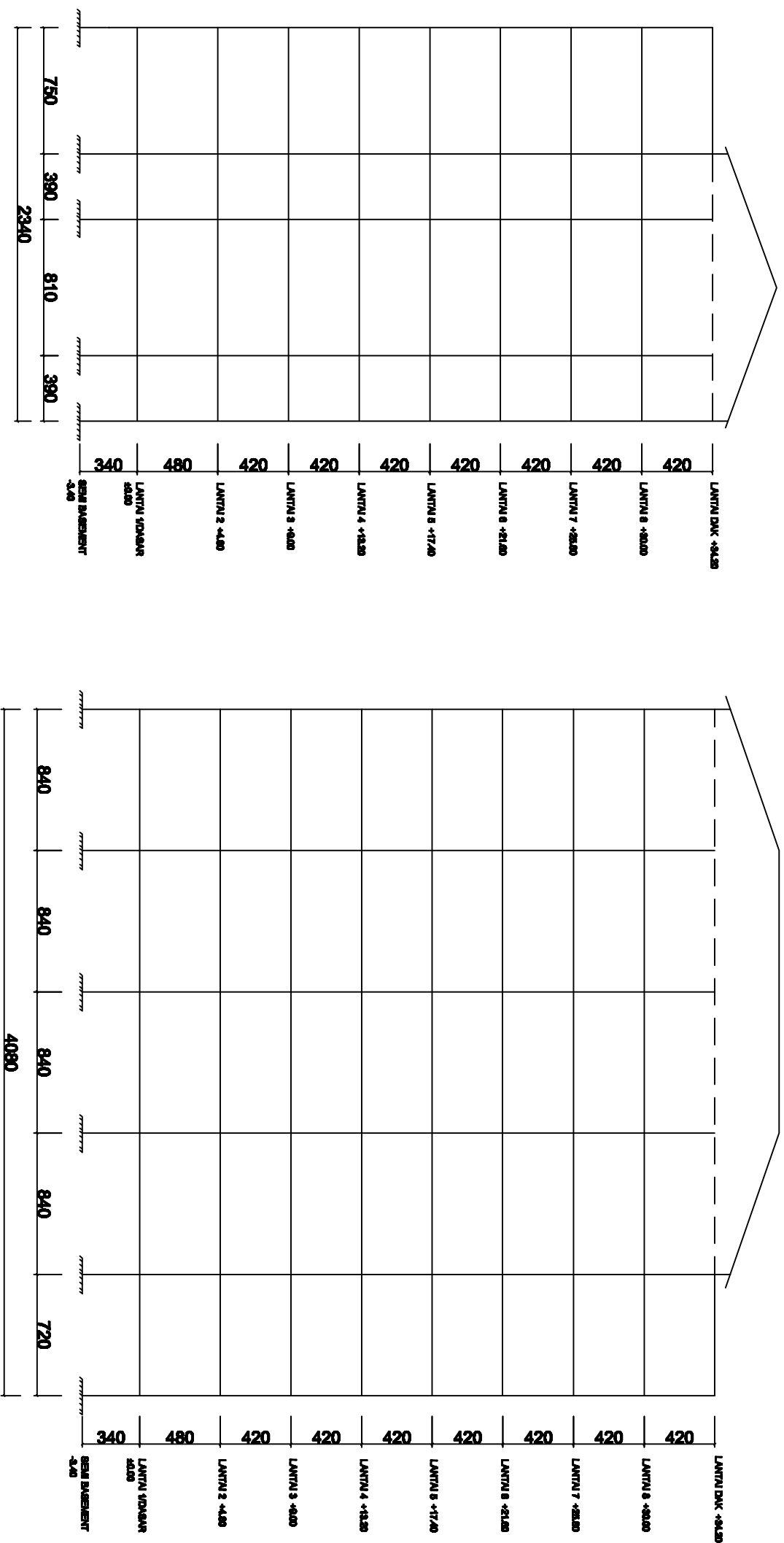
**Objek Studi :**

RUMAH SAKIT STELLA MARIS  
MAKASSAR

**Keperluan Tugas :**

SKRIPSI / TUGAS AKHIR

**Catatan :**



Potongan A - A  
Skala 1 : 300

Potongan B - B  
Skala 1 : 300

**Pembimbing 1 :** Pembimbing 2 :

Dr. A. Agus Suardana, MT  
Digambar Oleh :  
Dr. H. Subhanudin, MT  
Dhewencasikan Oleh :

Aji Surya Sulaksana  
Nim: 14.21.088

Aji Surya Sulaksana  
Nim: 14.21.088

**Judul Gambar :**

Potongan A - A dan B - B

**Nomor Gambar :** Skala Gambar :

3

**Jumlah Gambar :** 1 : 300

13





PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
MALANG

**Judul Skripsi :**

STUDI PERENCANAAN PORTAL  
BALAJI GEDUNG TINGKAT 8  
RUMAH SAKIT STELLA MARIIS  
MAKASSAR DENGAN  
MENGGUNAKAN BALOK BALAJI  
WF DAN KOLOM KINGCROOS

**Objek Studi :**

RUMAH SAKIT STELLA MARIIS  
MAKASSAR

**Keperluan Tugas :**

SKRIPSI / TUGAS AKHIR

**Catatan :**



PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
MALANG

**Judul Skripsi :**

STUDI PERENCANAAN PORTAL  
BALAJI GEDUNG TINGKAT 8  
RUMAH SAKIT STELLA MARIIS  
MAKASSAR DENGAN  
MENGGUNAKAN BALOK BALAJI  
WF DAN KOLOM KINGCROOS

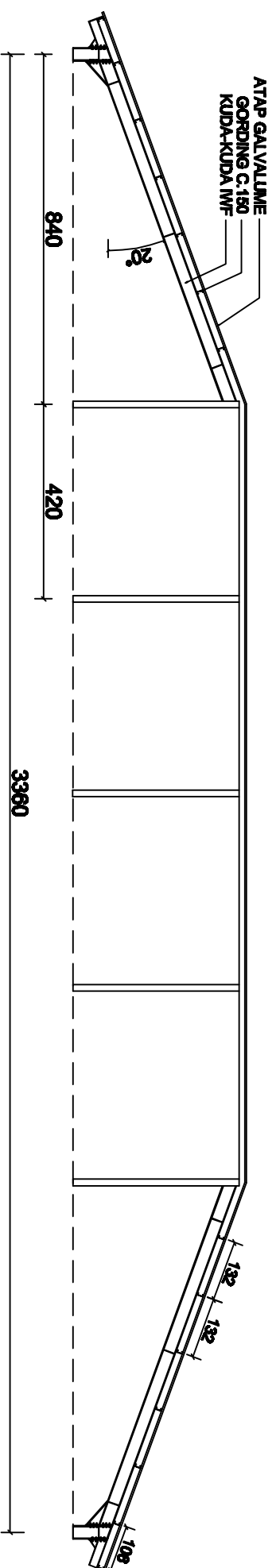
**Objek Studi :**

RUMAH SAKIT STELLA MARIIS  
MAKASSAR

**Keperluan Tugas :**

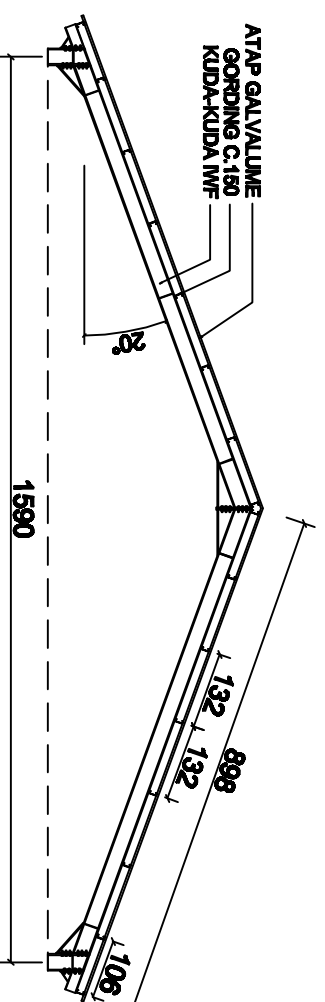
SKRIPSI / TUGAS AKHIR

**Catatan :**



Detail Atap B-B

Scale 1 : 125



Detail Atap A - A

Scale 1 : 125

<b>Pembimbing 1 :</b>		<b>Pembimbing 2 :</b>	
Ir. A. Agus Sutedjo, MT		Ir. H. Subhanah Indira, M.Eng.	
<b>Digambar Oleh :</b>		<b>Direncanakan Oleh :</b>	
Aji Surya Setiawan Nim: 14.21.088		Aji Surya Setiawan Nim: 14.21.088	
<b>Judul Gambar :</b>			
Detail Atap A - A dan B - B			
<b>Nomor Gambar :</b>		<b>Skala Gambar :</b>	
4			
<b>Jumlah Gambar :</b>		1 : 125	
13			



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

**Judul Skripsi :**

STUDI PERENCANAAN PORTAL BAJA  
GEDUNG TINGKAT 8 RUMAH SAKIT  
STELLA MARIS MAKASSAR DENGAN  
MENGGUNAKAN BALOK BAJA WF  
DAN KOLOM KINGCROOS

**Objek Studi :**

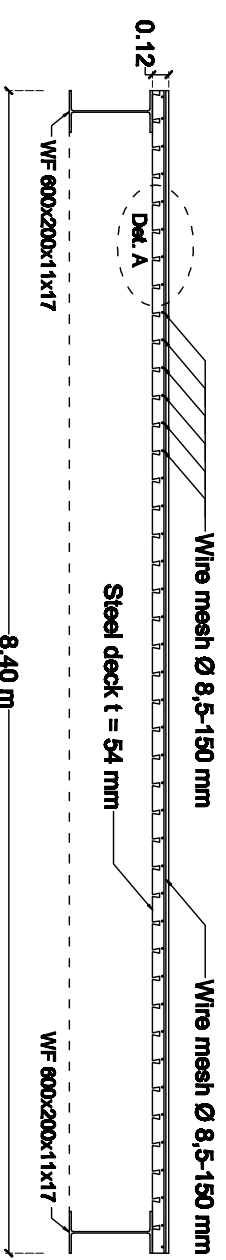
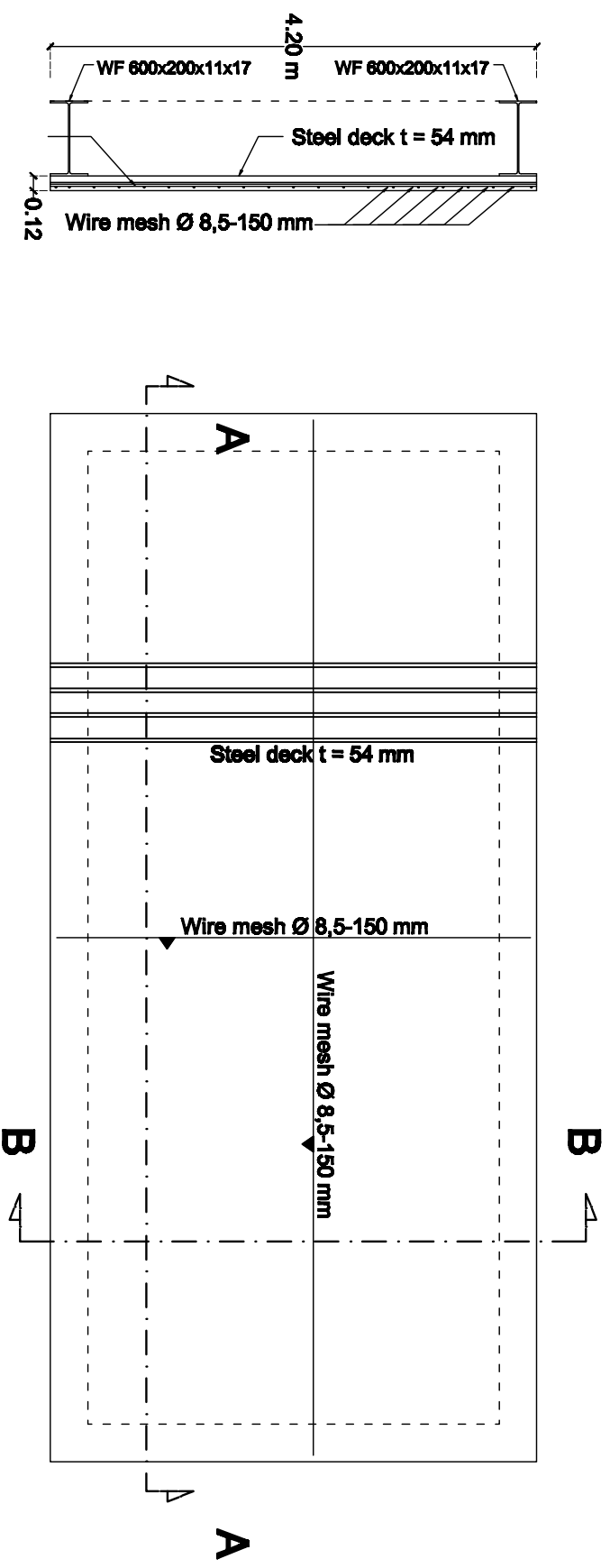
RUMAH SAKIT STELLA MARIS  
MAKASSAR

**Keperluan Tugas :**

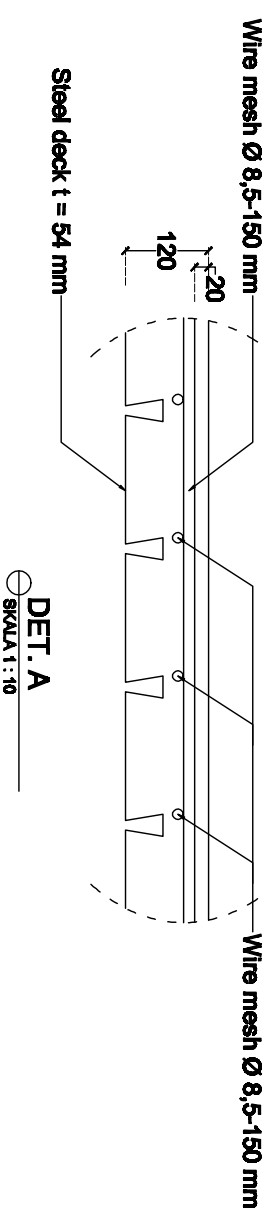
SKRIPSI / TUGAS AKHIR

**Catatan :**

<b>Pembimbing 1 :</b>	<b>Pembimbing 2 :</b>
<b>Digambar Oleh :</b>	<b>Direncanakan Oleh :</b>
<b>Judul Gambar :</b>	
<b>Penulangan Pelat Lantai</b>	
<b>Nomor Gambar :</b>	<b>Skala Gambar :</b>
5	1 : 10
<b>Jumlah Gambar :</b>	
13	



**GAMBAR PENULANGAN PLAT LANTAI**  
SKALA 1 : 10





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

Judul Skripsi :

STUDI PERENCANAAN PORTAL BAJA  
GEDUNG TINGKAT 8 RUMAH SAKIT  
STELLA MARIS MAKASSAR DENGAN  
MENGGUNAKAN BALOK BAJA WF  
DAN KOLOM KINGCROOS

Objek Studi :

RUMAH SAKIT STELLA MARIS  
MAKASSAR

Keperluan Tugas :

SKRIPSI / TUGAS AKHIR

Catatan :

Pembimbing 1: Pembimbing 2 :

Dr. A. Agus Susanto, MT Dr. H. Sudarmo Indro, M.Eng.

Digambar Oleh : Direncanakan Oleh :

All Surya Sulaksana Nsm: 14.21.08 All Surya Sulaksana  
Nsm: 14.21.08

Judul Gambar :

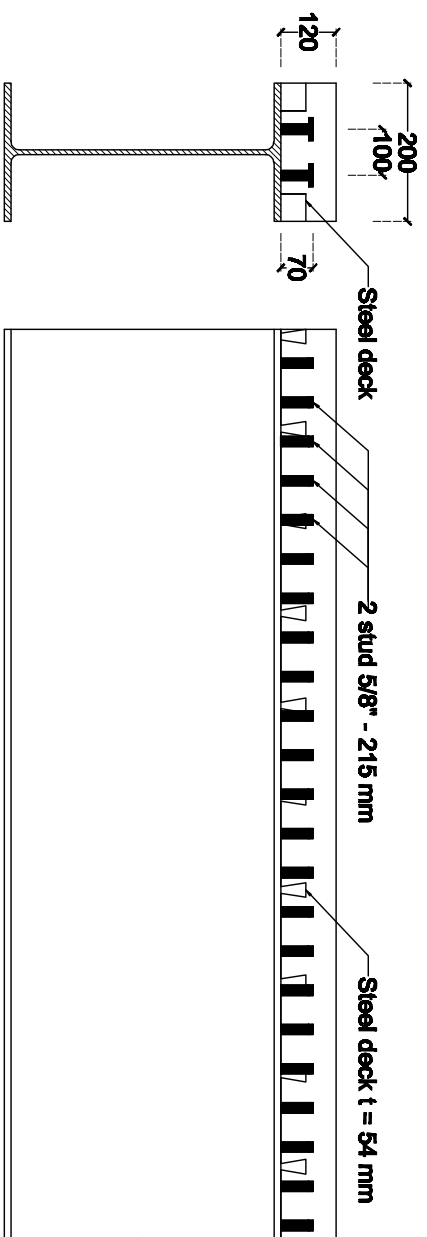
Det. Penempatan Shear Connector

Nomor Gambar: Skala Gambar:

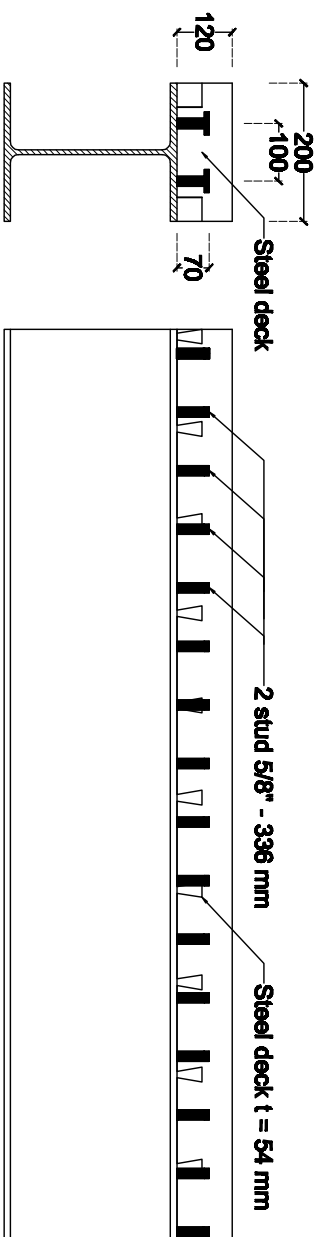
6

Jumlah Gambar: 1 : 15

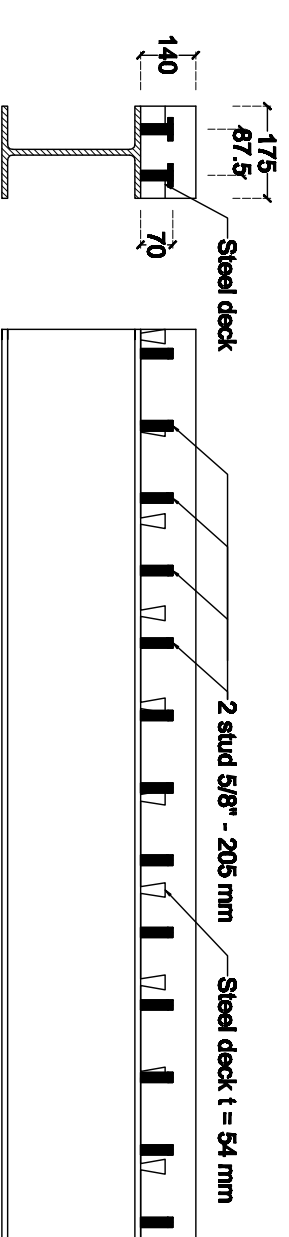
13



DET. PENEMPATAN SHEAR CONNECTOR B. INDUK  
SKALA 1 : 15



DET. PENEMPATAN SHEAR CONNECTOR B. ANAK 1  
SKALA 1 : 15



DET. PENEMPATAN SHEAR CONNECTOR B. ANAK 2  
SKALA 1 : 15



PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUHNOPEMBER  
MALANG

Judul Skripsi :

STUDI PERENCANAAN PORTAL BAJA  
GEDUNG TINGKAT 8 RUMAH SAKIT  
STELLA MARIS MAKASSAR DENGAN  
MENGGUNAKAN BALOK BAJA WF  
DAN KOLON KINGCROOS

Objek Studi :

RUMAH SAKIT STELLA MARIS  
MAKASSAR

Keperluan Tugas :

SKRIPSI/TUGAS AKHIR

Catatan :

Pembimbing 1: Pembimbing 2 :

Dr. A. Agus Susanto, MT  
Dr. H. Sudarmo Janto, MSc

All Surya Setiawan  
Nim: 14.21.088

All Surya Setiawan  
Nim: 14.21.088

Judul Gambar :

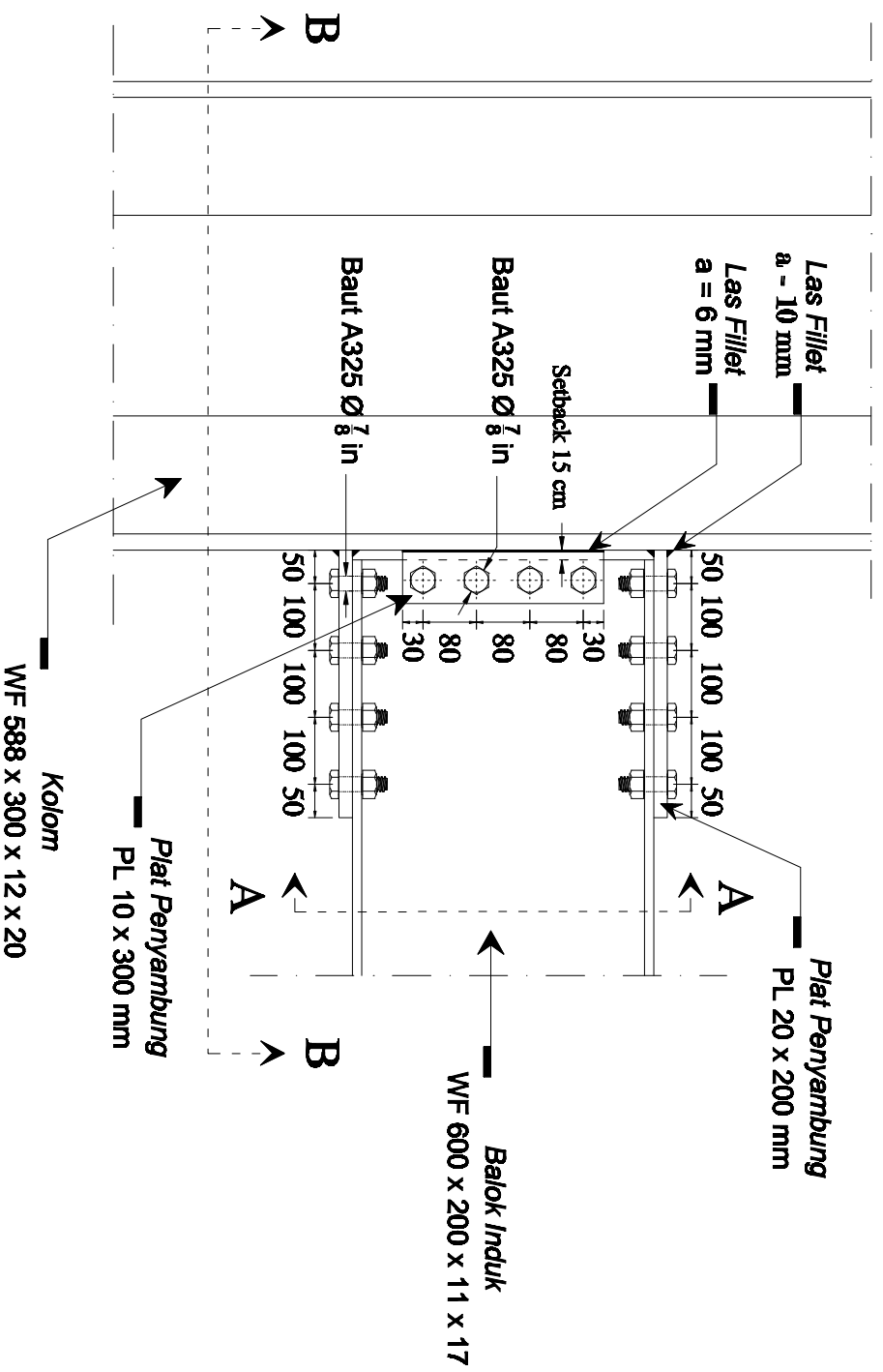
Sambungan Balok - Kolom  
Potongan A - A  
Potongan B - B

Nomor Gambar: Skala Gambar:

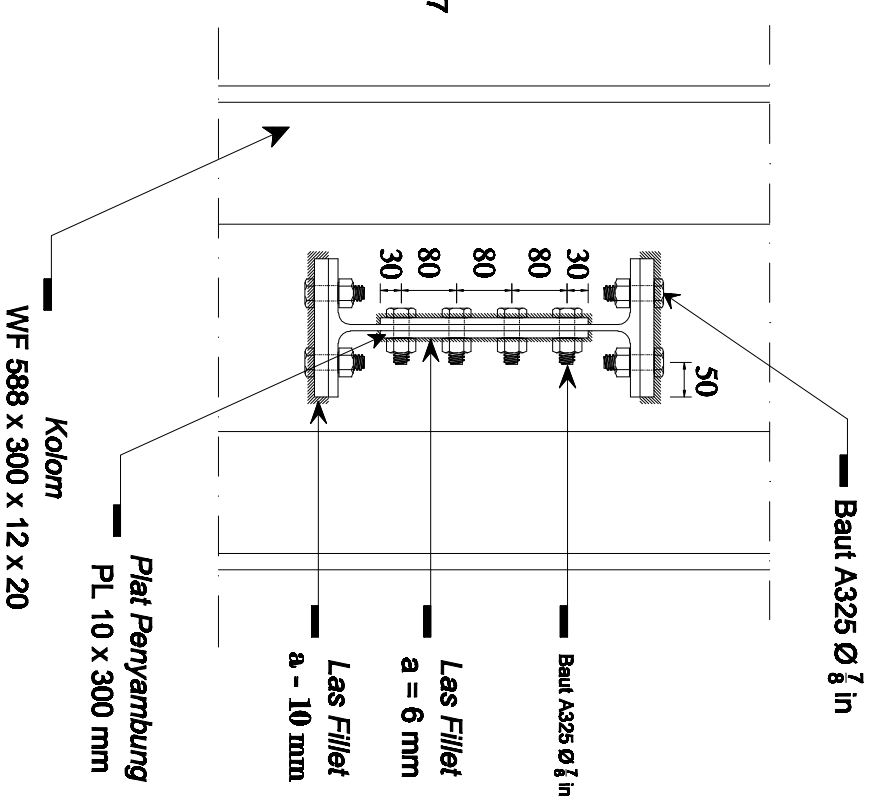
7

Jumlah Gambar: 1 : 10

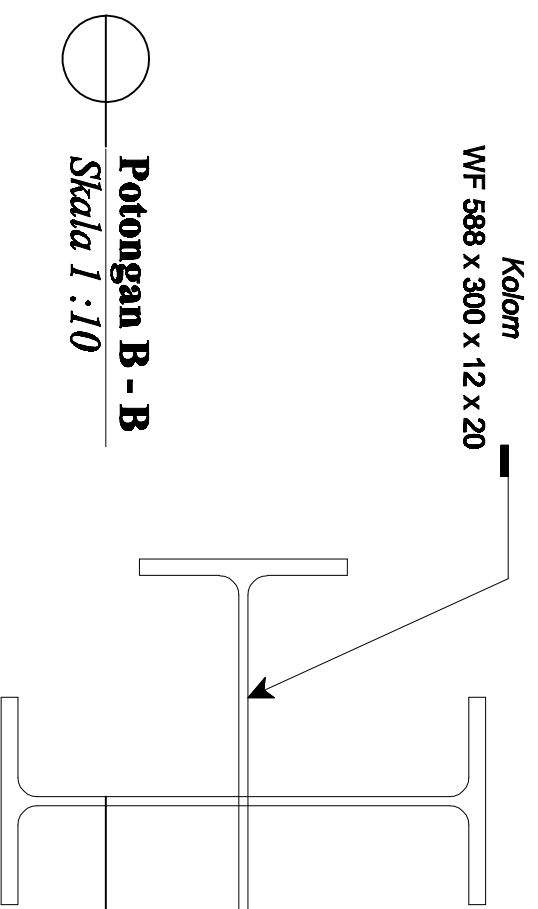
13



Sambungan Balok Kolom  
Skala 1 : 10



Potongan A - A  
Skala 1 : 10



Potongan B - B  
Skala 1 : 10



PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUHNOPEMBER  
MALANG

Judul Skripsi :

STUDI PERENCANAAN PORTAL BAJA  
GEDUNG TINGKAT 8 RUMAH SAKTI  
STELLA MARIS MAKASSAR DENGAN  
MENGGUNAKAN BALOK BAJA WF  
DAN KOLOM KINGEROOS

Objek Studi :

RUMAH SAKTI STELLA MARIS  
MAKASSAR

Keperluan Tugas :

SKRIPSI/TUGAS AKHIR

Catatan :

Pembimbing 1: Pembimbing 2 :

Dr. A. Agus Susanto, MT

Dr. H. Sudarmo Indro, MSc

Di Gambar Oleh: Di Rencanakan Oleh:

Aji Surya Setiawan  
Nim: 14.21.088

Aji Surya Setiawan  
Nim: 14.21.088

Judul Gambar :

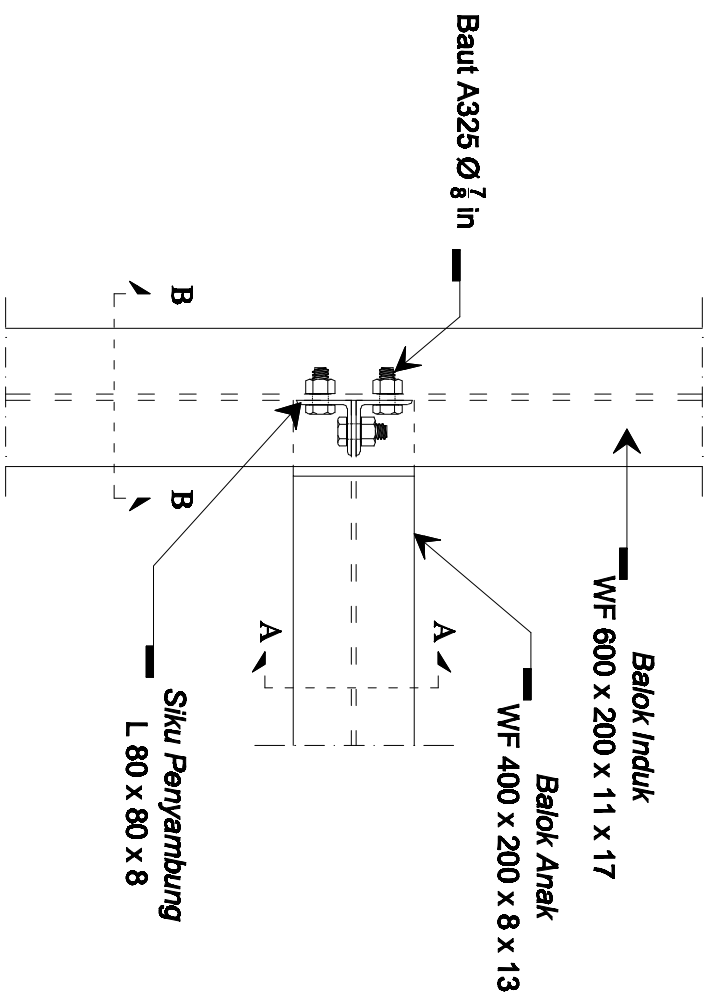
Sambungan Balok Induk - Balok Anak  
Potongan A - A  
Potongan B - B

Nomor Gambar: Skala Gambar:

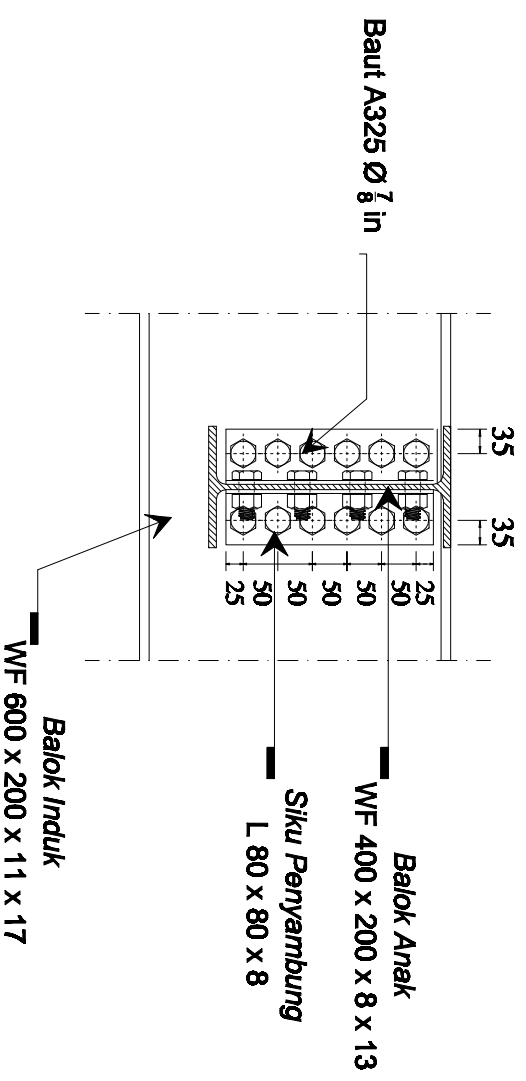
8

Jumlah Gambar: 1 : 10

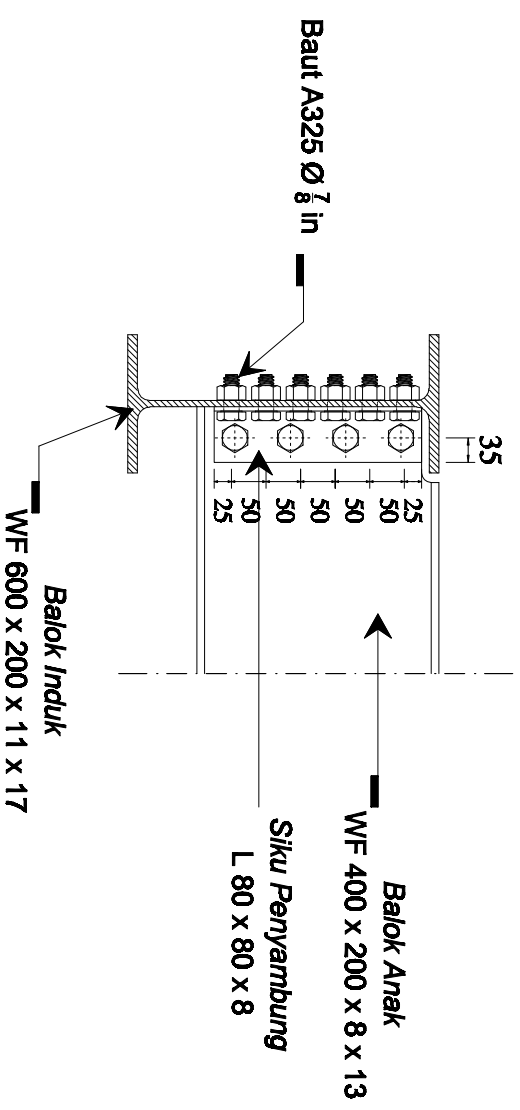
13



Sambungan Balok Induk - Balok Anak 1  
Skala 1 : 10



Potongan A - A  
Skala 1 : 10



Potongan B - B  
Skala 1 : 10



PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUHNOPEMBER  
MALANG

Judul Skripsi :

STUDI PERENCANAAN PORTAL BAJA  
GEDUNG TINGKAT 8 RUMAH SAKTI  
STELLA MARIS MAKASSAR DENGAN  
MENGGUNAKAN BALOK BAJA WF  
DAN KOLOM KINGROOS

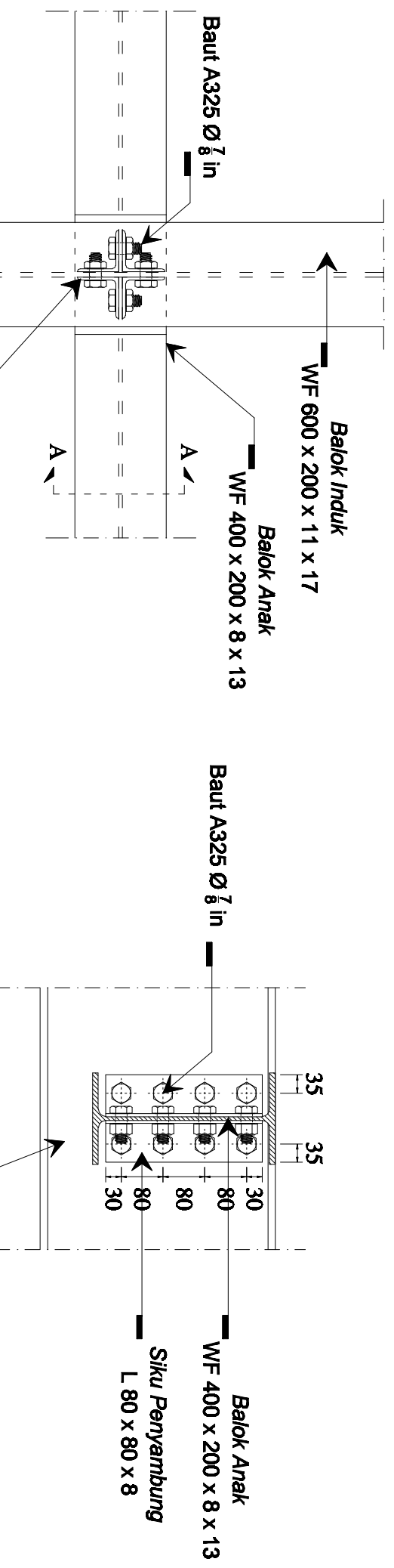
Objek Studi :

RUMAH SAKTI STELLA MARIS  
MAKASSAR

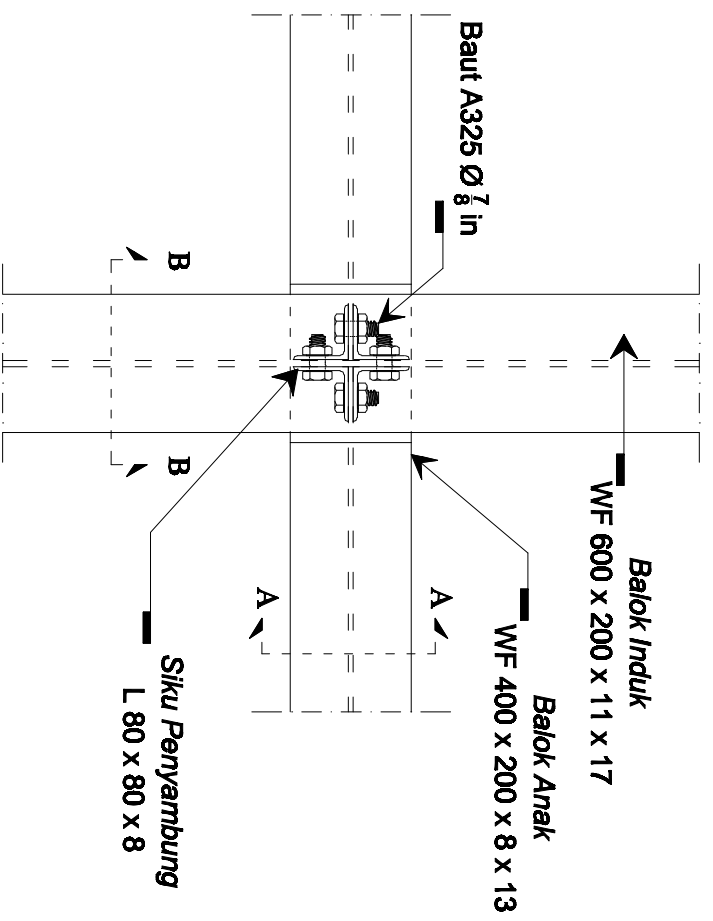
Keperluan Tugas :

SKRIPSI/TUGAS AKHIR

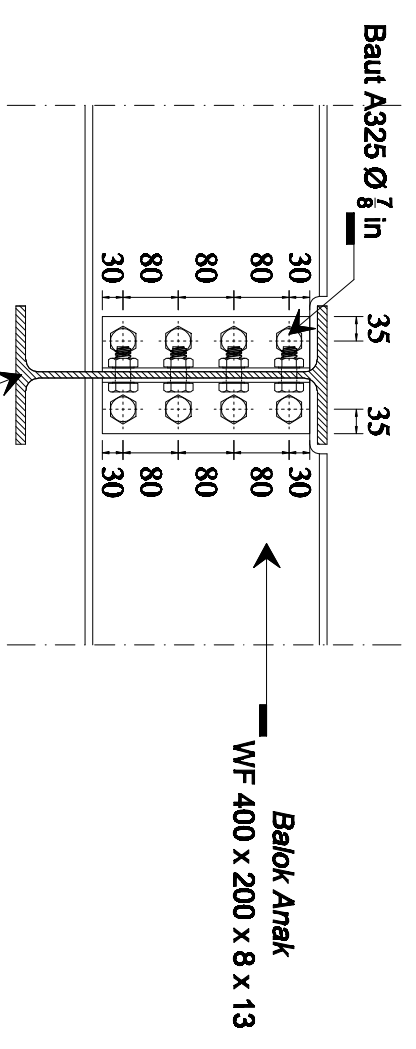
Catatan :



Potongan A - A  
Skala 1 : 10



Sambungan Balok Induk - Balok Anak 1  
Skala 1 : 10



Potongan B - B  
Skala 1 : 10

Pembimbing 1 :		Pembimbing 2 :	
Dr. A. Agus Susanto, MT		Ir. H. Sudarmo Indro, MSc	
Di Gambar Oleh :		Di Rencanakan Oleh :	
Aji Surya Salaksana Nim : 14.21.088		Aji Surya Salaksana Nim : 14.21.088	
Judul Gambar :			
Sambungan Balok Induk - Balok Anak Potongan A - A Potongan B - B			
Nomor Gambar :		Skala Gambar :	
9			
Jumlah Gambar :		1 : 10	
13			



PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUHNOPEMBER  
MALANG

Judul Skripsi :

STUDI PERENCANAAN PORTAL BAJA  
GEDUNG TINGKAT 8 RUMAH SAKTI  
STELLA MARIS MAKASSAR DENGAN  
MENGGUNAKAN BALOK BAJA WF  
DAN KOLOM KINGROOS

Objek Studi :

RUMAH SAKTI STELLA MARIS  
MAKASSAR

Keperluan Tugas :

SKRIPSI/TUGAS AKHIR

Catatan :

Pembimbing 1: Pembimbing 2 :

Dr. A. Agus Susanto, MT  
Dr. H. Sudarmo Lestro, MSc

Dr. A. Agus Susanto, MT  
Dr. H. Sudarmo Lestro, MSc

Aji Surya Setiawan  
Nim: 14.21.088

Aji Surya Setiawan  
Nim: 14.21.088

Judul Gambar :

Sambungan Balok Anak - Balok Anak  
Potongan A - A  
Potongan B - B

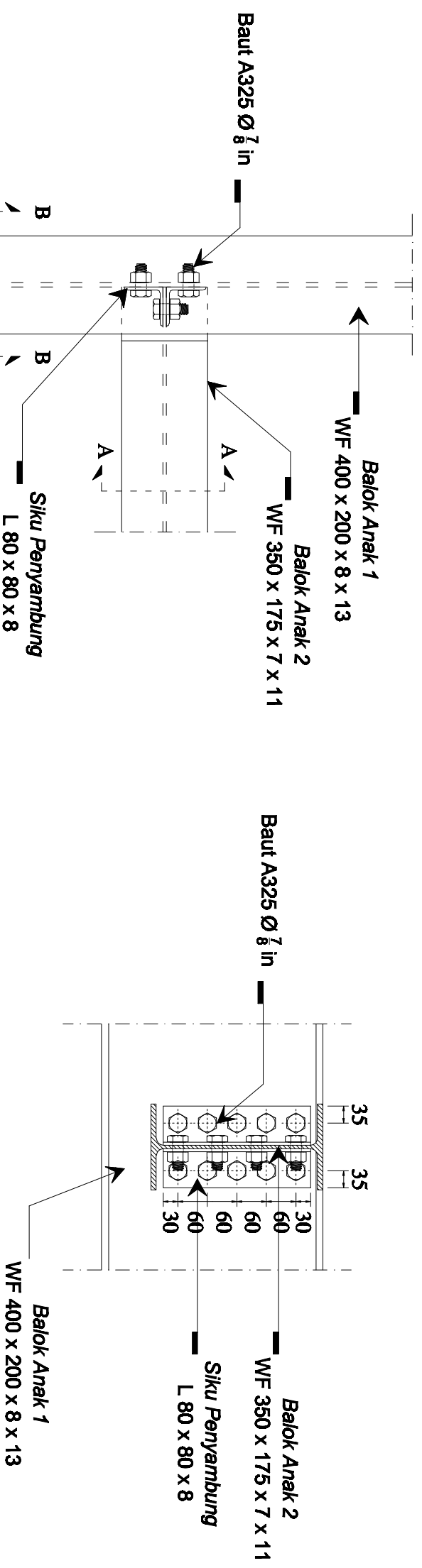
Nomor Gambar: Skala Gambar:

10

1 : 10

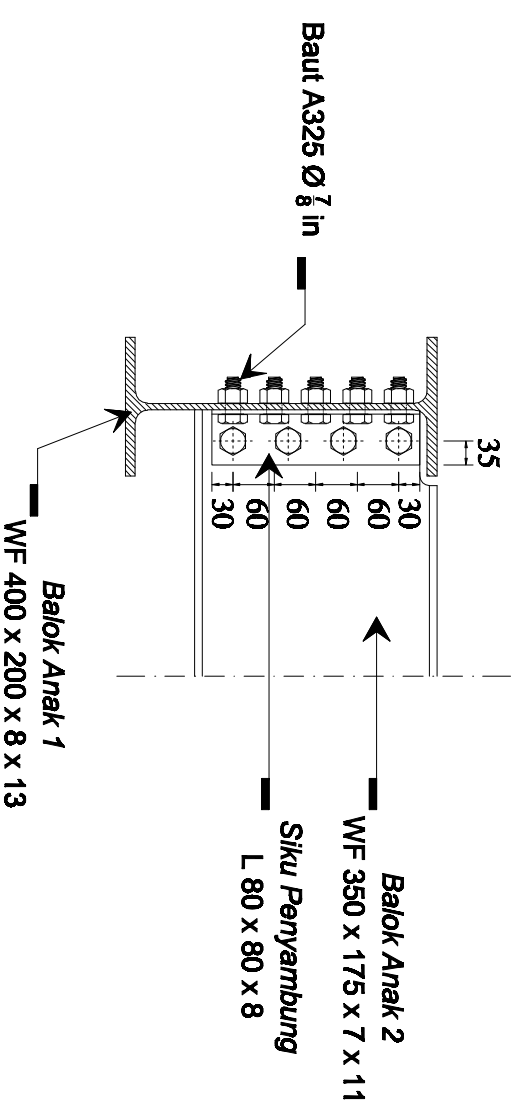
Jumlah Gambar :

13



○ Sambungan Balok Anak 1 - Balok Anak 2  
Skala 1 : 10

○ Potongan A - A  
Skala 1 : 10



○ Potongan B - B  
Skala 1 : 10



PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUHNOPEMBER  
MALANG

Judul Skripsi :

STUDI PERENCANAAN PORTAL BAJA  
GEDUNG TINGKAT 8 RUMAH SAKTI  
STELLA MARIS MAKASSAR DENGAN  
MENGUNAKAN BALOK BAJA WF  
DAN KOLOM KINGROOS

Objek Studi :

RUMAH SAKTI STELLA MARIS  
MAKASSAR

Keperluan Tugas :

SKRIPSI/TUGAS AKHIR

Catatan :

Pembimbing 1: Pembimbing 2 :

Dr. A. Agus Susanto, MT  
Dr. H. Sudarmo Indro, MSc

Dr. A. Agus Susanto, MT  
Dr. H. Sudarmo Indro, MSc

Aji Surya Setiawan  
Nim: 14.21.088  
Aji Surya Setiawan  
Nim: 14.21.088

Judul Gambar :

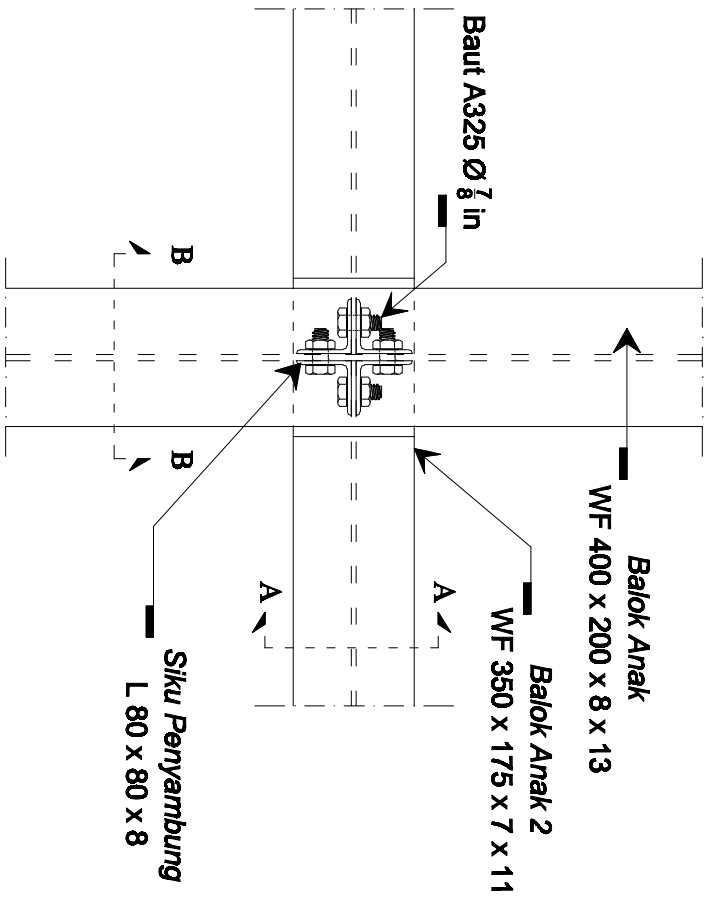
Sambungan Balok Anak - Balok Anak  
Potongan A - A  
Potongan B - B

Nomor Gambar: Skala Gambar:

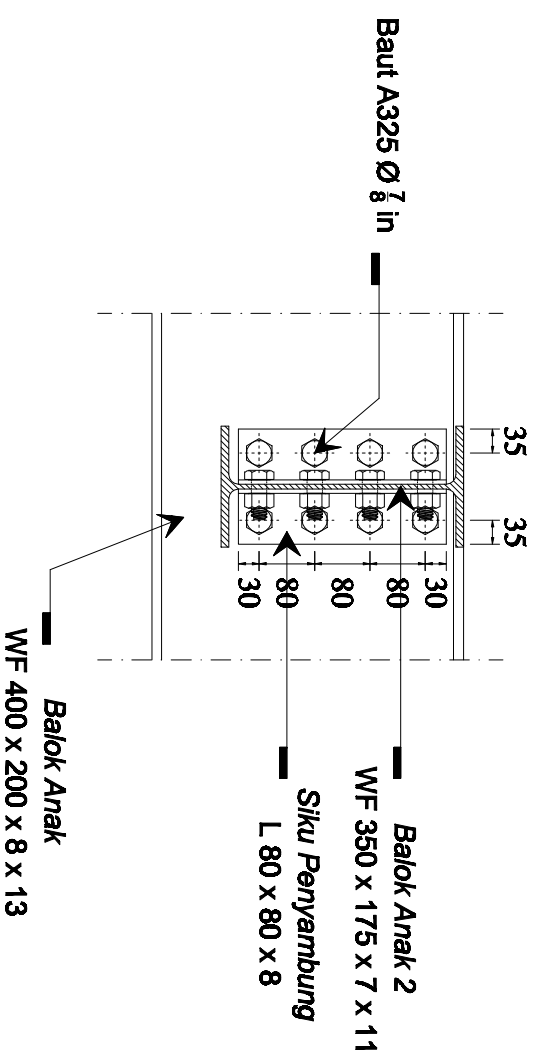
11

Jumlah Gambar: 1 : 10

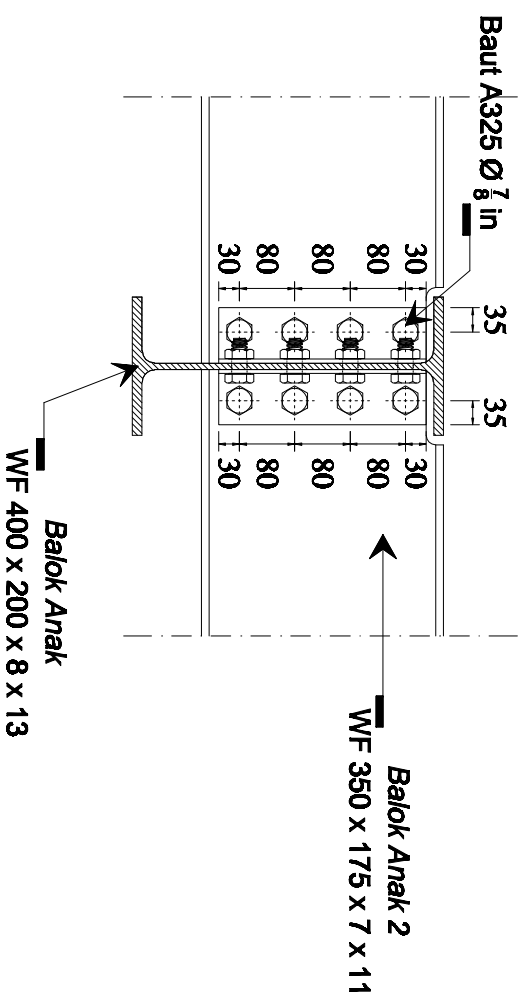
13



○ Sambungan Balok Anak 1 - Balok Anak 2  
Skala 1 : 10



○ Potongan A - A  
Skala 1 : 10



○ Potongan B - B  
Skala 1 : 10





PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUHNOPEMBER  
MALANG

Judul Skripsi :

STUDI PERENCANAAN PORTAL BAJA  
GEDUNG TINGKAT 8 RUMAH SAKTI  
STELLA MARIS MAKASSAR DENGAN  
MENGGUNAKAN BALOK BAJA WF  
DAN KOLOM KINGCROOS

Objek Studi :

RUMAH SAKTI STELLA MARIS  
MAKASSAR

Keperluan Tugas :

SKRIPSI/TUGAS AKHIR

Catatan :

Pembimbing 1: Pembimbing 2 :

Dr. A. Agus Susanto, MT  
Dr. H. Sudharmo Indro, MSc

Dr. G. Agus Susanto, MT  
Dr. H. Sudharmo Indro, MSc

Aji Surya Sulaksana  
Nim: 14.21.088  
Aji Surya Sulaksana  
Nim: 14.21.088

Judul Gambar :

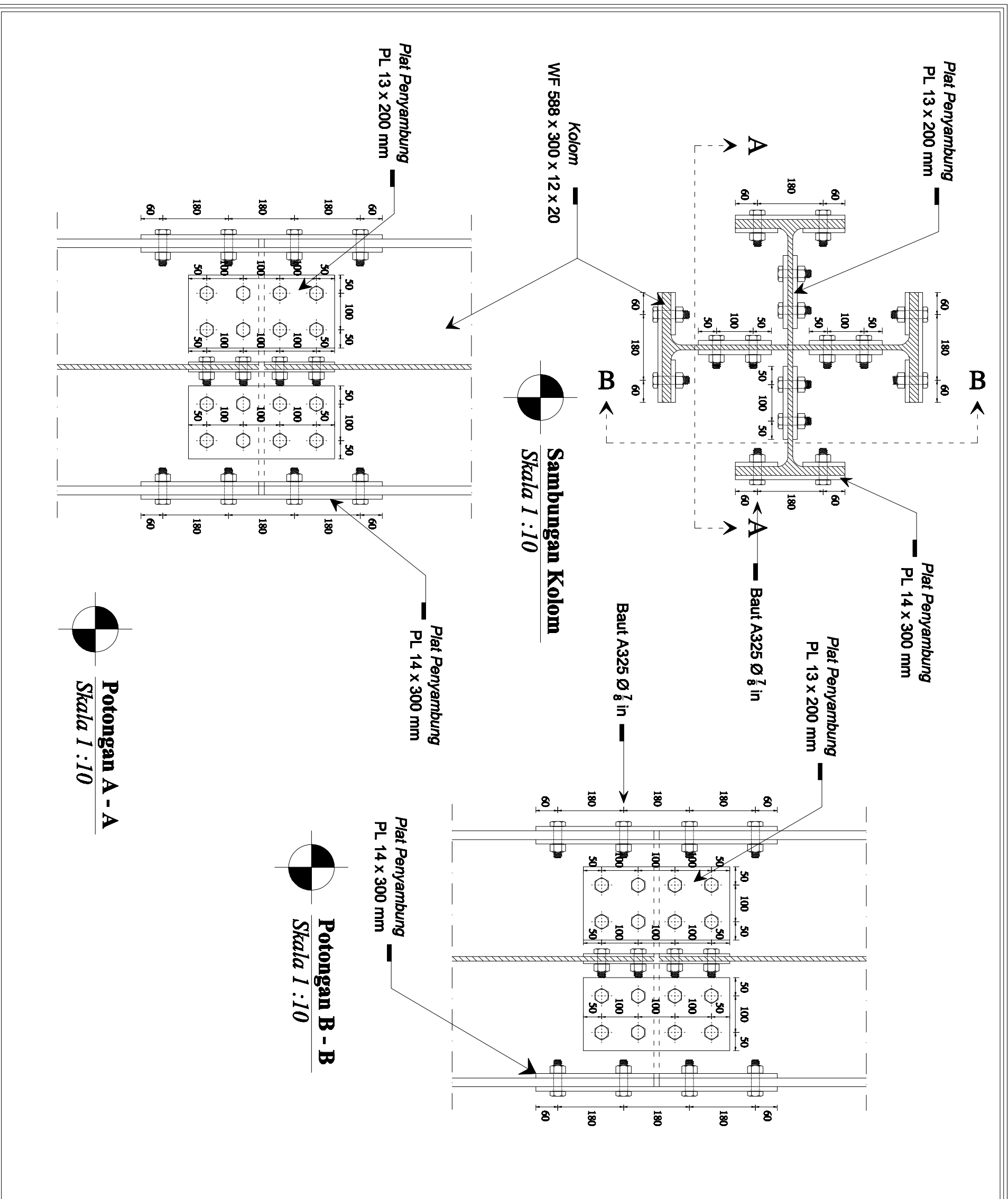
Sambungan Kolom  
Potongan A - A  
Potongan B - B

Nomor Gambar: Skala Gambar:

12

Jumlah Gambar: 1 : 10

13





PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUHNOPEMBER  
MALANG

Judul Skripsi :

STUDI PERENCANAAN PORTAL BAJA  
GEDUNG TINGKAT 8 RUMAH SAKIT  
STELLA MARIS MAKASSAR DENGAN  
MENGUNAKAN BALOK BAJA WF  
DAN KOLOM KINGCROOS

Objek Studi :

RUMAH SAKIT STELLA MARIS  
MAKASSAR

Keperluan Tugas :

SKRIPSI / TUGAS AKHIR

Catatan :

Pembimbing 1: Pembimbing 2 :

Ir. A. Agus Susanto, MT  
Dr. H. Sudarmo Indro, MSc

Dr. H. Agus Susanto, MT  
Dr. H. Sudarmo Indro, MSc

Aji Surya Setiawan  
Nim: 14.21.088

Aji Surya Setiawan  
Nim: 14.21.088

Judul Gambar :

Detail Baut Angkur

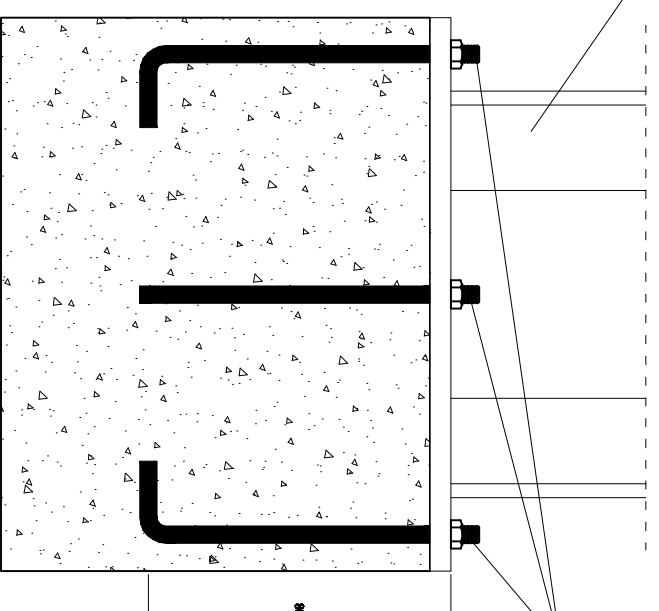
Nomor Gambar: Skala Gambar:

12

Jumlah Gambar: 1 : 10

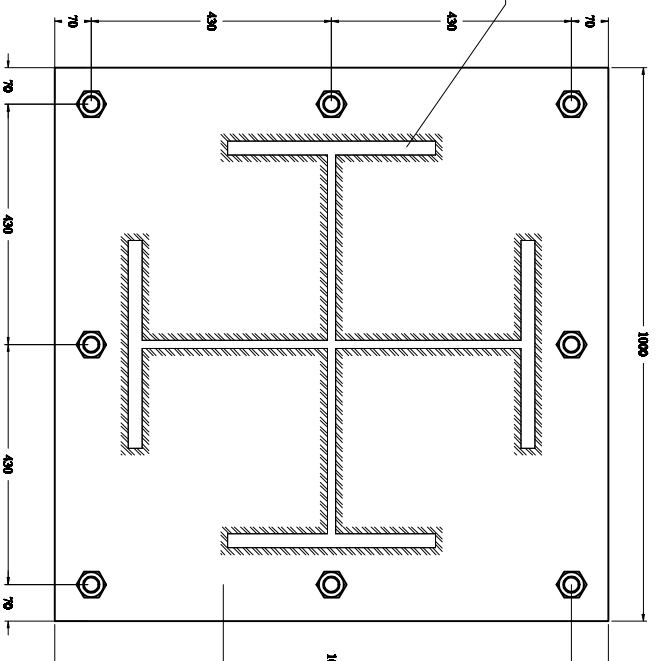
13

Kolom  
KC 588 x 300 x 12 x 20



Baut A325 Ø 3/4 in

Kolom  
KC 588 x 300 x 12 x 20



Baut A325 Ø 3/4 in

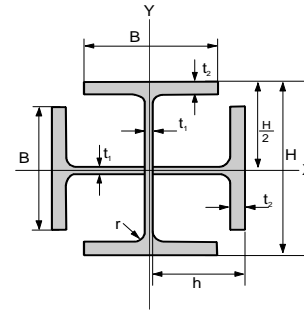
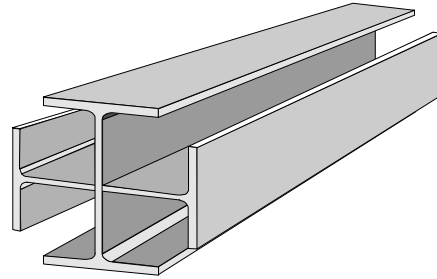
Plat landasan t = 40 mm

DETAIL BAUT ANGKUR

Skala 1 : 10

## King Cross

### Product Specifications



**Metric Size**

Sectional Index	Standard Sectional Dimension					Sectional Area A cm <sup>2</sup>	Unit Weight kg/m	Informative Reference					
	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 <sub>1</sub> mm	Flange t <sub>2</sub> mm				I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>x</sub> cm	i <sub>y</sub> cm	Z <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	Z <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>
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	15,128	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	1,272.0	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

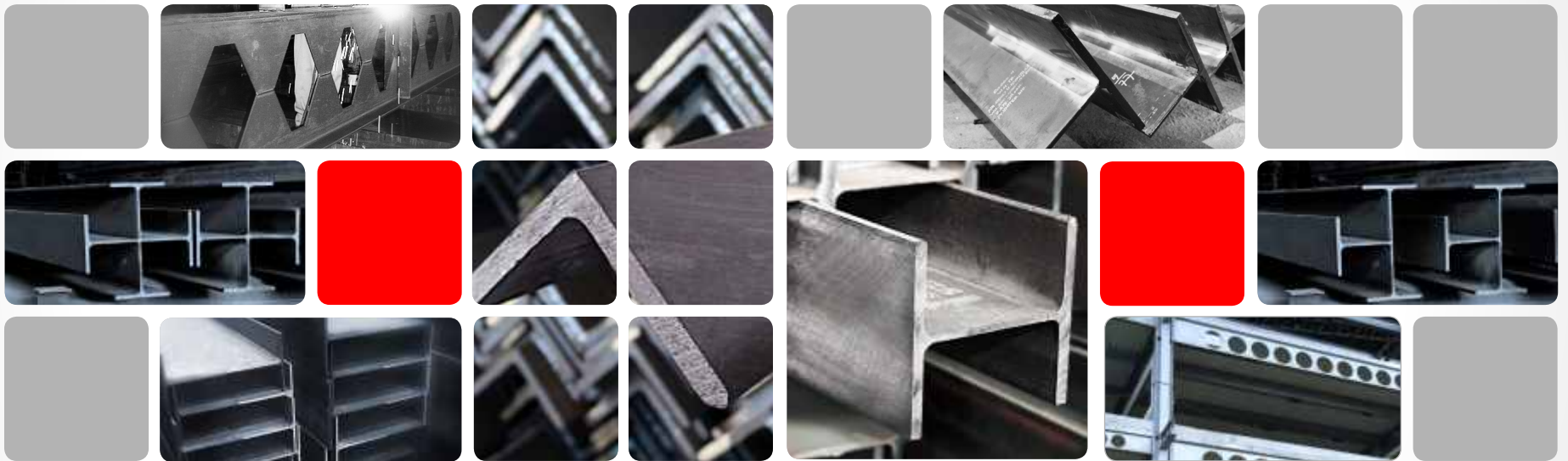
**Note :**

- $H = H/2 =$  Height of T-Beam.
- Material Specification refer to Wide Flange Shape.
- Tolerance  $H = \pm 2$ mm.
- Welded specification as per AWS E-6013.



**PT. GUNUNG GARUDA**

*Steel Is Our Business*



Product Catalogue



## Table Of Content

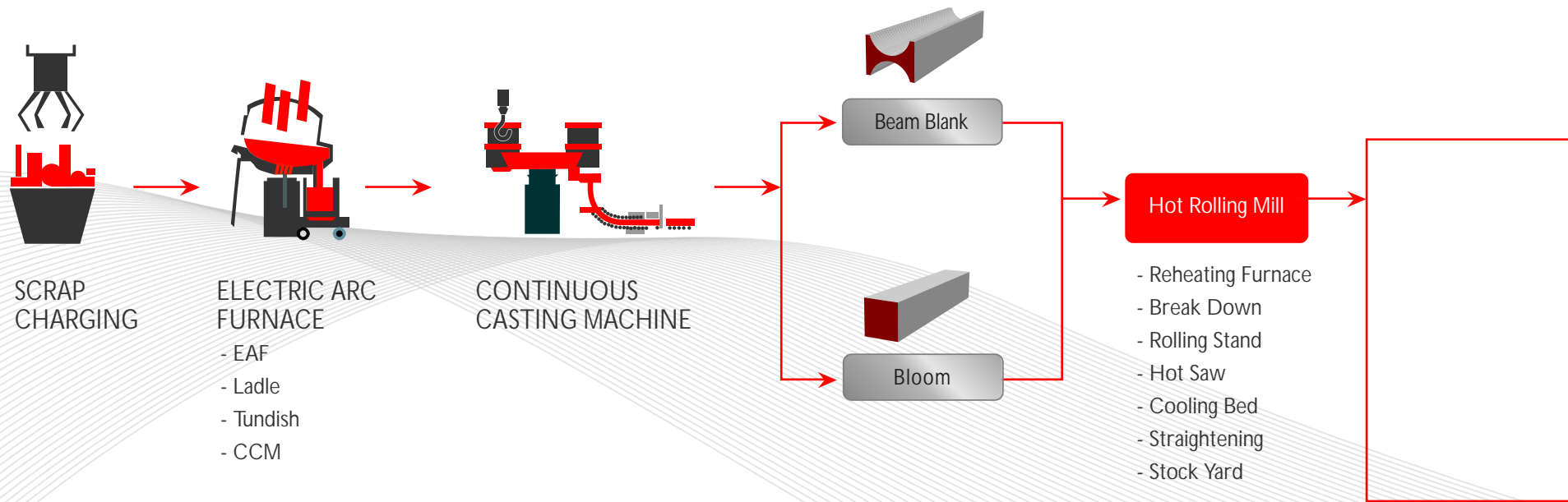
Table of Content	01
Production Workflow	02
Mainstream	
Angle (Hot Rolled)	06
H-Beam	12
Wide Flange (IWF)	14
Downstream	
Cell Form	20
Honey comb	22
T-Beam	24
Kingcross	26
Queencross	28
Certificate	30
Steel Service Center	32
Application	34

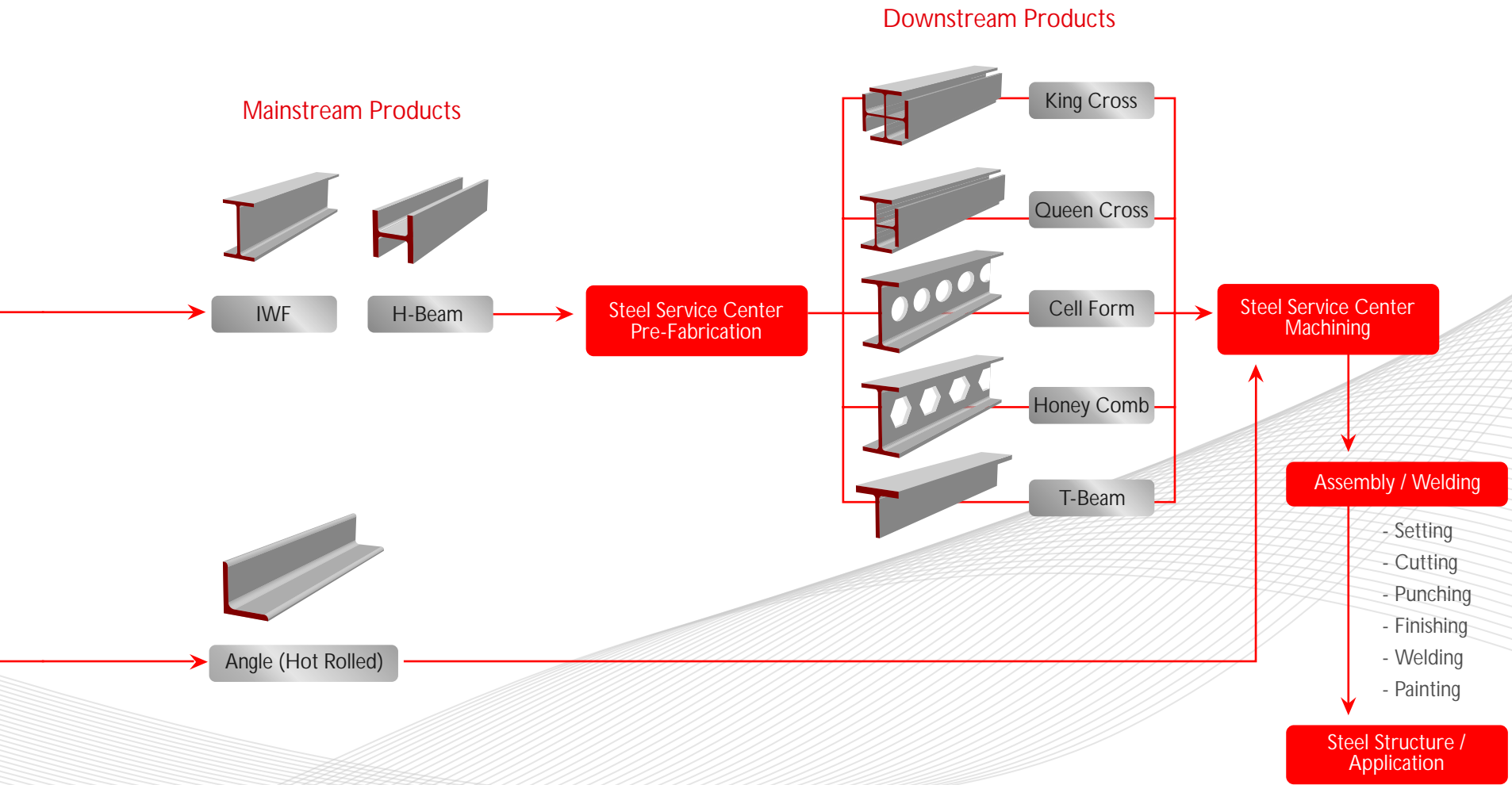
## Introduction

Established in 1986, PT. Gunung Garuda was the first company to manufacture structural steel products and hot rolled steel sections in Southeast Asia. The company produces heavy steel profile, with an annual production capacity of more than 800,000MT. Today, Gunung Garuda remains one of the largest and most dominant private steel manufacturer in South East Asia due to advanced technological and human investment made, starting from the very inception of the company.

Gunung Garuda produces high quality steel certified by Indonesian National Standard (SNI) and also conforms to JIS & equivalent to other international standards like ASTM, BS, DIN, etc. We takes a proactive approach towards quality. Inspections are conducted throughout the manufacturing and fabrication process to ensure compliance to international standards and our customers' requirements. Our quality management system meets ISO 9001 : 2008 standards. We always keeps ready stock to ensures prompt delivery for our customers

The information in this literature is correct at time of printing. However, specifications are subject to change without prior notice

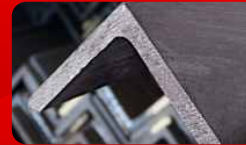








## Steel Structure : Mainstream



## Angle (Hot Rolled)



Steel Angle is an important structural steel section for manufacture of communication tower and power towers, as well as workshops and other engineering projects. It can be composed into different bearing components with different structures and it can also be used as joint pieces between the components.

Gunung Garuda's Angles are hot rolled and produced by rolling pre-heated blooms into an angle shape. The angle bars are manufactured under strict quality controls to ensure consistency and conformity to regional and international standards.

There are certain variations in the steel angles depending on its basic construction. The variations are if one leg is longer than the other then it is known as Unequal Angle / L-Angle. If the steel angle is something different from 90 degrees then it is known as V-Angle. Gunung Garuda's Hot Rolled Angles comes in equal and unequal angle.

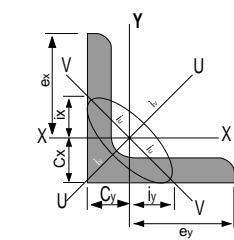
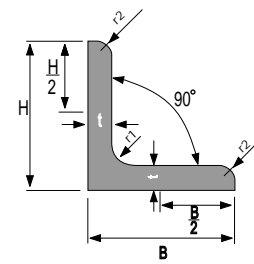
Grades and sizes other than shown on the table may also be available depending upon section and quantity requirements.

Size Range	: 50x50 to 250x250
Standard Length	: 6m & 12m
Thickness Range	: 5mm to 35mm
Annual Capacity	: > 60.000 MT/Y
Standards	: JIS G 3101 SS400 (Mild Steel) JIS G 3101 SS540 (High Strength)

# EQUAL ANGLE

Metric Size

STANDARD SECTIONAL DIMENSIONS					SECTION AREA	UNIT WEIGHT			INFORMATIVE REFERENCE								REMARKS
H	x	B	t	r <sub>1</sub>					r <sub>2</sub>	A	C <sub>x</sub> = C <sub>y</sub>	GEOMETRICAL MOMENT OF INERTIA			RADIUS OF GYRATION OF AREA		
					l <sub>x</sub> = l <sub>y</sub>	Max I <sub>u</sub>	Min I <sub>v</sub>	i <sub>x</sub> = i <sub>y</sub>				Max i <sub>u</sub>	Min i <sub>v</sub>	Z <sub>x</sub> = Z <sub>y</sub>			
mm	x	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	kg/m	kg/6m	kg/12m	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm	cm	
50	x	50	5	6.5	3	4.802	3.77	22.62	45.24	1.410	11.100	17.50	4.580	1.520	1.91	0.98	3.080
50	x	50	6	6.5	4.5	5.644	4.43	26.58	53.16	1.440	12.600	20.00	5.230	1.500	1.88	0.96	3.550
60	x	60	5	6.5	3	5.802	4.55	27.5	55	1.660	19.600	31.20	8.090	1.840	2.32	1.18	4.520
60	x	60	6	8	4	6.910	5.40	32.5	65	1.700	22.790	36.16	9.420	1.820	2.29	1.17	5.280
65	x	65	5	8.5	3	6.367	5.00	30	60	1.770	25.300	40.10	10.500	1.990	2.51	1.28	5.350
65	x	65	6	8.5	4	7.527	5.91	35.5	71	1.810	29.400	46.60	12.200	1.980	2.49	1.27	6.260
65	x	65	8	8.5	6	9.761	7.66	46	92	1.880	36.800	58.30	15.300	1.940	2.44	1.25	7.960
70	x	70	6	8.5	4	8.127	6.38	38.5	77	1.930	37.100	58.90	15.300	2.140	2.69	1.37	7.330
75	x	75	6	8.5	4	8.727	6.85	41	82	2.060	46.100	73.20	19.000	2.300	2.90	1.48	8.470
80	x	80	6	8.5	4	9.230	7.32	43.9	87.8	2.180	56.400	89.60	23.200	2.460	3.10	1.58	9.700
90	x	90	7	10	5	12.220	9.59	57.6	115.2	2.460	93.000	148.00	38.300	2.760	3.48	1.77	14.200
90	x	90	10	10	7	17.000	13.30	80	160	2.570	125.000	199.00	51.700	2.710	3.42	1.74	19.500
100	x	100	7	10	5	13.620	10.70	64	128	2.710	129.000	205.00	53.200	3.080	3.88	1.98	17.700
100	x	100	10	10	7	19.000	14.90	89.5	179	2.820	175.000	278.00	72.000	3.040	3.83	1.95	24.400
120	x	120	8	12	5	18.760	14.70	88	176	3.240	258.000	410.00	106.000	3.710	4.67	2.38	29.500
120	x	120	11	13	6.5	25.370	19.90	119.5	239	3.300	340.000	541.00	140.000	3.660	4.62	2.35	39.360
120	x	120	12	13	6.5	27.540	21.60	130	260	3.400	367.000	583.00	151.000	3.650	4.60	2.35	42.680
130	x	130	9	12	6	22.740	17.90	107.4	214.8	3.530	366.000	583.00	150.000	4.010	5.06	2.57	38.700
130	x	130	12	12	8.5	29.760	23.40	140.5	281	3.640	467.000	743.00	192.000	3.960	5.00	2.54	49.900
150	x	150	12	14	7	34.770	27.30	164	328	4.140	740.000	1,180.00	304.000	4.610	5.82	2.96	68.100
150	x	150	15	14	10	42.740	33.60	202	404	4.240	888.000	1,410.00	365.000	4.560	5.75	2.92	82.600
150	x	150	19	14	10	53.380	41.90	251.5	503	4.400	1,090.000	1,730.00	451.000	4.520	5.69	2.91	103.000
175	x	175	12	15	11	40.520	31.80	191	382	4.730	1,170.000	1,860.00	480.000	5.380	6.78	3.44	91.800
175	x	175	15	15	11	50.210	39.40	236.5	473	4.850	1,440.000	2,290.00	589.000	5.350	6.75	3.48	114.000
200	x	200	15	17	12	57.750	45.30	272	544	5.460	2,180.000	3,470.00	891.000	6.140	7.75	3.93	150.000
200	x	200	20	17	12	76.000	59.70	358	716	5.670	2,820.000	4,490.00	1,160.000	6.090	7.68	3.90	197.000
200	x	200	25	17	12	93.750	73.60	442	884	5.860	3,420.000	5,420.00	1,410.000	6.040	7.61	3.88	242.000
250	x	250	25	24	12	119.400	93.70	562	1124	7.100	6,950.000	11,000.00	2,860.000	7.630	9.62	4.89	388.000
250	x	250	35	24	18	162.600	128.00	768	1536	7.450	9,110.000	14,400.00	3,790.000	7.490	9.42	4.83	519.000

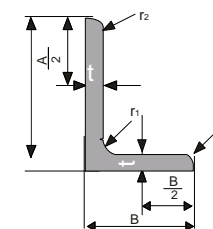


NOTE : Non standard sizes are available upon request and subject to minimum quantity

## UNEQUAL ANGLE

Metric Size

STANDARD SECTIONAL DIMENSIONS					SECTION AREA A	UNIT WEIGHT			INFORMATIVE REFERENCE												REMARKS	
H	x	B	t	r <sub>1</sub>					r <sub>2</sub>	CENTER OF GRAVITY		GEOMETRICAL MOMENT OF INERTIA				RADIUS OF GYRATION OF AREA				tan α		MODULUS OF SECTION
					C <sub>x</sub>	C <sub>y</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>		Max I <sub>u</sub>	Min I <sub>v</sub>	i <sub>x</sub>	i <sub>y</sub>	Max i <sub>u</sub>	Min i <sub>v</sub>	Z <sub>x</sub>	Z <sub>y</sub>					
mm	x	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	kg/m	kg/6m	kg/12m	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm	cm	cm	cm <sup>3</sup>		cm <sup>3</sup>
125	x	75	8	11	12	15.5	12.2	73	146	4.14	1.68	247	67.6	274	40.9	3.96	2.06	4.17	1.61	0.360	29.6	11.6
125	x	75	9	17	12	93.750	13.49	81	162	4.22	1.75	299	80.8	330	49.0	3.96	2.06	4.17	1.61	0.676	17.4	12.4
125	x	75	10	10	7	19.00	14.9	89	178	4.22	1.75	299	80.8	330	49.0	3.96	2.06	4.17	1.61	0.357	36.1	14.1
150	x	90	9	12	6	20.94	16.4	98.5	197	4.95	1.99	485	133	537	80.4	4.81	2.52	5.06	1.96	0.361	48.2	19.0
150	x	90	10	12	6	23.2	18.1	109	218	5.00	2.04	533	146	591	88.3	4.81	2.52	5.06	1.96	0.360	53.3	21
150	x	90	12	12	8.5	27.36	21.5	129.5	259	5.07	2.10	619	167	685	102	4.76	2.47	5.00	1.93	0.357	62.3	24.3



NOTE : Non standard sizes are available upon request and subject to minimum quantity

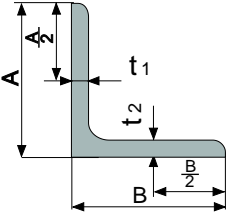
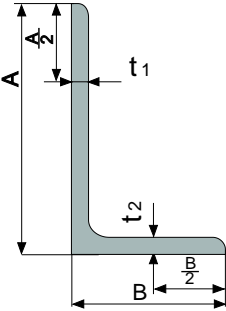

## MECHANICAL PROPERTIES

Metric Size

CLASSIFICATION	YIELD POINT N/mm <sup>2</sup>		TENSILE STRENGTH N/mm <sup>2</sup>	ELONGATION %		
	Thickness (mm)			Thickness (mm)		
	16	> 16		5	5 to 16	> 16
JIS G 3101 SS400	245	235	400 - 510	21	17	21
JIS G 3101 SS540	400	390	min 540	16	13	17
JIS G 3101 SS490	285	275	490-610	19	15	19
JIS G 3106 SV400 A,B,C	245	235	400-510	23	18	22
JIS G 3106 SV490 A,B,C	325	315	490-610	22	17	21
JIS G 3106 SVS490 YA, YB	365	355	490-610	19	15	19
JIS G 3106 SV520 B,C	365	355	520-640	19	15	19
JIS G 3106 SV570	460	450	570-720	19	19	26

## DIMENSIONAL TOLERANCE

Metric Size | JIS 3192 / TIS 1227-194

DIMENSION		TOLERANCE	REMARKS	
Leg Length (A or B)	Under 50 in depth	± 1.5		
	50 or over to and excl. 100	± 2.0		
	100 or over to and excl. 200	± 3.0		
	200 or over	± 4.0		
Thickness t, t <sub>1</sub> , t <sub>2</sub>	For Leg Length A (B for T Section) or under 130 in depth	Under 6.3	± 0.6	
		6.3 or over to and excl. 10	± 0.7	
		10 or over to and excl. 16	± 0.8	
	For Leg Length A (B for T Section) or under 130 or over in depth	16 or over	± 1.0	
		Under 6.3	± 0.7	
		6.3 or over to and excl. 10	± 0.8	
Length	7m or under	+ 40 - 0	<p>Add 5mm to the plus side tolerance given in the above column for every 1m. Increase in length or its fraction</p>	
	Over 7m			
Out of Square (T)	I Section	2.0 % or under of width B		
	Sections excluding I and T sections	2.5 % or under of width of flange B (or leg length)		
Bend	I and T Sections	0.20% or under of length	To be applied to bend such as sweep and camber	
	Sections excluding I and T sections	0.30% or under of length		

## CHEMICAL COMPOSITION

According to JIS G 3101, G 3106

SYMBOL OF GRADE		CHEMICAL COMPOSITION (%)				
		C	Si	Mn	P	S
SS 400, 490		—	—	—	0.050 max	0.050 max
SS 540		0.3 max	—	1.60 max	0.040 max	0.040 max
SM 400 A	50 mm or under in thickness over 50 mm, up to and incl. 200 mm in thickness	0.23 max 0.25 max	—	2.5 x c min (1)	0.035 max	0.035 max
SM 400 B	50 mm or under in thickness over 50 mm, up to and incl. 200 mm in thickness	0.20 max 0.22 max	0.35 max	0.60 -1.40	0.035 max	0.035 max
SM 400 C	100 mm or under in thickness	0.18 max	0.35 max	1.40 max	0.035 max	0.035 max
SM 490 A	50 mm or under in thickness over 50 mm, up to and incl. 200 mm in thickness	0.20 max 0.22 max	0.55 max	1.60 max	0.035 max	0.035 max
SM 490 B	50 mm or under in thickness over 50 mm, up to and incl. 200 mm in thickness	0.18 max 0.20 max	0.55 max	1.60 max	0.035 max	0.035 max
SM 490 C	100 mm or under in thickness	0.18 max	0.55 max	1.60 max	0.035 max	0.035 max
SM 490 YA SM 490 YB	100 mm or under in thickness	0.20 max	0.55 max	1.60 max	0.035 max	0.035 max
SM 520 B SM 520 C	100 mm or under in thickness	0.20 max	0.55 max	1.60 max	0.035 max	0.035 max
SM 570	100 mm or under in thickness	0.18 max	0.55 max	1.60 max	0.035 max	0.035 max

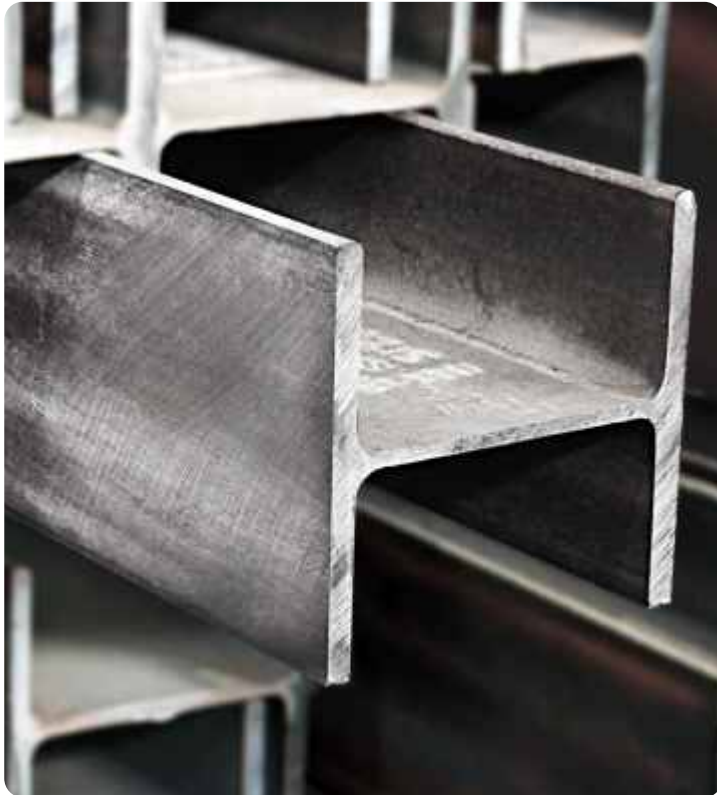
Note: (1) The value of carbon here in is the actual cast analysis value

CORRESPONDING SPECIFICATION

Metric Size

TYPE OF MATERIAL	CLASSIFIED BY TENSILE STRENGTH		SPECIFICATIONS			
	Tensile strength Class (N/mm <sup>2</sup> )	Special specification	JIS	ASTM	BS 4360	DIN
General Structure	400	—	G 3101 SS 400	A 36	Gr. 43A	St 33
	490	—	G 3101 SS 490	—	Gr. 50A	St 50-2
Welded Structure	400	—	G 3106 SM 400A	A 572 Gr. 42	Gr. 43B	—
		Charpy impact test	G 3106 SM 400B,C	—	Gr. 43C	St 37-2 RSt 37-2
		Charpy impact test for low temperature	—	—	Gr. 43D	—
		—	G 3106 SM 490A	—	Gr. 43DD	—
	490 (High yield point)	Charpy impact test	G 3106 SM 490B, C	—	—	—
		—	G 3106 SM 490 YA	A 572 Gr. 42	Gr. 50B	—
		Charpy impact test	G 3106 SM 490 YB, SM 520 B, C	—	Gr. 50C	St 52-3
		Charpy impact test for low temperature	—	—	Gr. 50D	—

## H-Beam



Structural steel profile shaped like an H in section. The horizontal elements of the "I" are flanges, while the vertical element is the web. The web resists shear forces while the flanges resist most of the bending moment experienced by the beam. Beam theory shows that the H-shaped sections is a very efficient form for carrying both bending and shear loads in the plane of the web.

H-beams are widely used in the construction industry and are available in a variety of standard sizes. H-beams may be used both as beams and as columns.

Gunung Garuda's hot rolled H-Beam comes with standard size range from 100x100 up to 350x350. Non standard H-Beam can be fabricated by welding steel plates together to form a welded beam that fits our customer's size requirements. We also provides free cut-to-length service for customers that required length below our standard length of 12m.

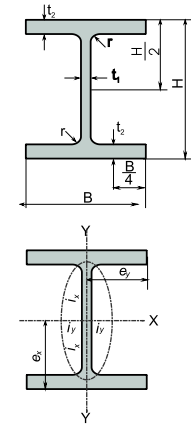
Size range	: 100x100 to 350x350
Standard length	: 12m
Flange thickness range	: 6mm to 12mm
Web thickness range	: 8mm to 19mm
Annual Capacity	: > 1.000.000 MT/Y
Standards	: JIS G 3101 SS400 (Mild Steel) JIS G 3101 SS540 (High Strength)



# H-BEAM

Metric Size | JIS 3192

STANDARD SECTIONAL DIMENSIONS				SECTION AREA	UNIT WEIGHT		INFORMATIVE REFERENCE						REMARKS
							GEOMETRICAL MOMENT OF INERTIA		RADIUS OF GYRATION OF AREA		MODULUS OF SECTION		
H x B	t1	t2	r	A	Kg/m	Kg/12m	lx	ly	ix	iy	Zy	Zy	
mm x mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>			cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	
100 x 100	6	8	10	21.90	17.20	206	383	134	4.18	2.47	76.5	26.7	
125 x 125	6.5	9	10	30.31	23.80	286	847	293	5.29	3.11	136	47	
150 x 150	7	10	11	40.14	31.50	378	1 640	563	6.39	3.75	219	75.1	
175 x 175	7.5	11	12	51.21	40.20	482	2 880	984	7.50	4.38	330	112	
200 x 200	8	12	13	63.53	49.90	599	4 720	1 600	8.62	5.02	472	160	
250 x 250	9	14	16	92.18	72.40	869	10 800	3 650	10.8	6.29	867	292	
300 x 300	10	15	18	119.80	94	1128	20 400	6 750	13.1	7.51	1 360	450	
350 x 350	12	19	20	173.9	137	1644	40 300	13 600	15.2	8.84	2 300	776	



NOTE : Non standard sizes are available upon request and subject to minimum quantity

## Wide Flange (IWF)



Wide Flange is a structural steel profile similar with H-Beam but with flange length longer than its web. Wide flange are also internationally known as I-Beam / W-Beam / Universal Beam / Universal Column and it's widely used in the construction industry and are available in a variety of standard sizes. Steel beams have always been more preferred to concrete because it offers better tension and compression thus resulting in lighter construction.

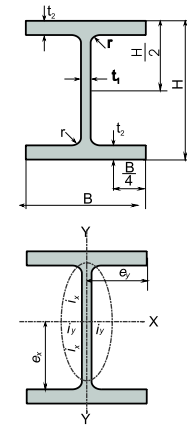
Gunung Garuda's hot rolled IWF comes with standard size range from 150x75 up to 600x200. Non standard IWF can be fabricated by welding steel plates together to form a welded beam that fits our customer's size requirements. We also provides free cut-to-length service for customers that required length below our standard length of 12m.

Size range	: 150x75 to 600x200
Standard length	: 12m
Flange thickness range	: 5mm to 11mm
Web thickness range	: 7mm to 17mm
Annual Capacity	: > 1.000.000 MT/Y
Standards	: JIS G 3101 SS400 (Mild Steel) JIS G 3101 SS540 (High Strength)

WIDE FLANGE (IWF)

Metric Size | JIS 3192

STANDARD SECTIONAL DIMENSIONS					SECTION AREA A	UNIT WEIGHT		INFORMATIVE REFERENCE						REMARKS
Nominal Dimensional	H x B	t1	t2	r				GEOMETRICAL MOMENT OF INERTIA		RADIUS OF GYRATION OF AREA		MODULUS OF SECTION		
					Ix	Iy	ix	iy	Zy	Zy				
mm	mm x mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	Kg/m	Kg/12m	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	
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	

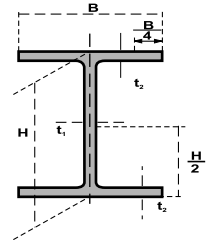
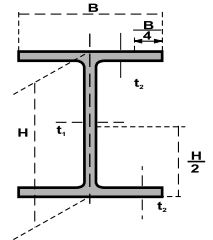
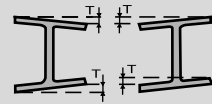
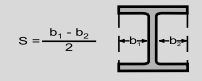
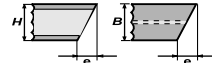


NOTE : Non standard sizes are available upon request and subject to minimum quantity

# Technical Properties for H-Beam & Wide Flange

## DIMENSIONAL TOLERANCE

H-Beam & Wide Flange | JIS 3192

		ITEM, mm (in.)	TOLERANCE	REMARKS
Depth ( <i>H</i> )	FLANGE WIDTH, <i>B</i>		± 3.0 (0.118)	
	Nominal depths of under 400 (15.748) 400 to 600 (23.622), excl. 600 and over		± 3.0 (0.118) ± 4.0 (0.157) ± 5.0 (0.197)	
Thickness	Flange, <i>t</i> <sub>2</sub>	Under 16 16 or over to and excl. 25 25 or over to and excl. 40 40 or over	+ 1.5 (0.059) + 2.0 (0.079) + 2.5 (0.098) ± 3.0 (0.118)	
	Web, <i>t</i> <sub>1</sub>	Under 16 16 or over to and excl. 25 25 or over to and excl. 40 40 or over	+ 1.0 (0.039) + 1.5 (0.024) + 2.0 (0.079) + 2.5 (0.098)	
Length	7 m or under		+ 40 (1.575) - 0	
	Over 7 m		40 (1.575) plus 5 (0.197) for each additional meter or fraction thereof	
Out-of-Square, ( <i>T</i> )	Nominal depths 300 (11.811) or under in nominal depth		Not more than 1.2 percent of flange width <i>B</i> or 2.0 (0.079) at minimum	
	Nominal depths Over 300 (11.811) in nominal depth		Not more than 1.5 percent of flange width <i>B</i> or 2.0 (0.079) at minimum	
Camber of Sweep	Nominal depths 300 (11.811) and under		Not more than 0.20 percent of Length	Horizontal or vertical curvature in the direction of length
	Nominal depths over 300 (11.811)		Not more than 0.10 percent of Length	
Web Off Center, ( <i>S</i> )	Nominal depths 300 (11.811) and under		± 3.0 (0.118)	
	Nominal depths over 300 (11.811)		± 4.5 (0.117)	
		Ends-out-of-square ( <i>e</i> )	1.6 % or under of width <i>B</i> or of depth <i>H</i> , provided that 3.0 mm is the minimum	

## CHEMICAL COMPOSITION

SYMBOL OF GRADE	CHEMICAL COMPOSITION (%)				
	C	Si	Mn	P	S
SS 400, 490	—	—	—	0.050 max	0.050 max
SS 540	0.3 max		1.60 max	0.040 max	0.040 max

## CORRESPONDING SPECIFICATION

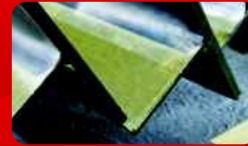
TYPE OF MATERIAL	CLASSIFIED BY TENSILE STRENGTH		SPECIFICATIONS			
	Tensile strength Class (N/mm <sup>2</sup> )	Special specification	JIS	ASTM	BS 4360	DIN
Steel Structure	400	—	G 3101 SS 400	A 36	Gr. 43A	ST 33

## MECHANICAL PROPERTIES

CLASSIFICATION	YIELD POINT N/mm <sup>2</sup>		TENSILE STRENGTH N/mm <sup>2</sup>	ELONGATION %		
	Thickness (mm)			Thickness (mm)		
	16	> 16		5	5 to 16	> 16
Steel Structure	245 min	235 min	400 - 510	21 min	17 min	21 min
JIS G3106 SM 490 YA SM 490 YB	365 min	355 min	490 - 610	19 min	15 min	19 min



## Steel Structure : Downstream



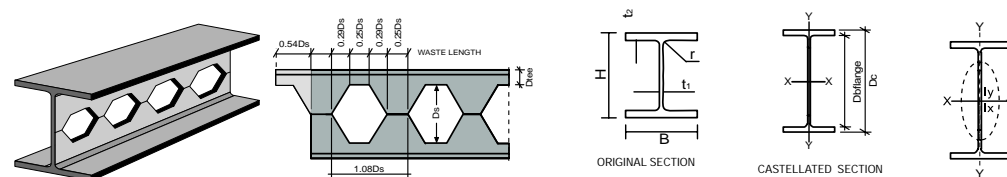
## Castellated Beam : honey comb



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 <sub>1</sub>	t <sub>2</sub>	r	Ds	Dtee	Dbflange	Gross	Net	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	i <sub>x</sub>	i <sub>y</sub>	Z <sub>x</sub>
mm	mm	Kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
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

## Castellated Beam : Cell Form

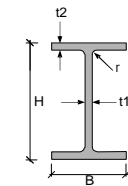
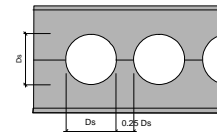
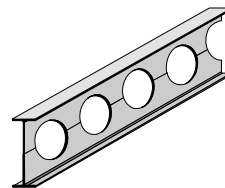


The cellform beam is fabricated in a similar way to the Honey Comb castellated beam, but some additional cuts are made in the web to create circular holes when the cut sections are joined. Cellform beams offer users flexibility, reduced weight, space and aesthetics, while lowering costs.

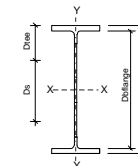
The use of cellular beams allows a new architectural expression. Structures are lightened and spans increased, pulling spaces together. This flexibility goes together with the functionality of allowing technical installations (pipes and ducts) to pass through the openings.

The lightweight appearance of cellular beams, combined with their high strength, never ceases to inspire architects to new structural forms.

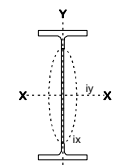
Size range	: 150x100 to 1200x300
Standard length	: 12m
Depth Section	: 150 to 1200
Standards	: JIS G 3101 SS400 (Mild Steel) JIS G 3101 SS540 (High Strength)



ORIGINAL SECTION



CELL FORM SECTION



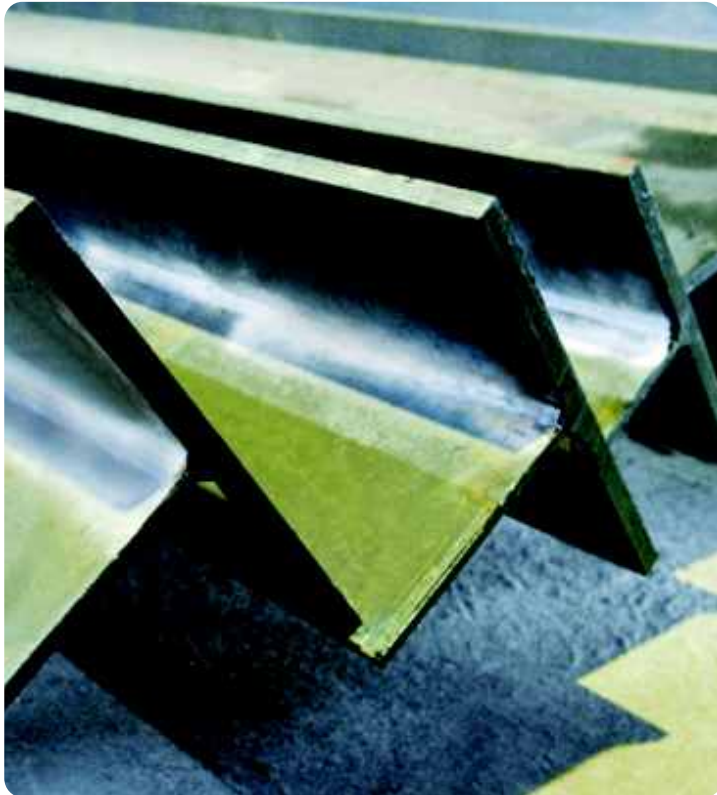
## CASTELLATED BEAM : CELL FORM

Metric Size | JIS 3192

Sectional Index		Weight	Depth of Section		Width of Section	Thickness		Corner Radius	Depth of Cell Form Hole	Depth of Cell Form Tee	Depth Between Flanges	Section Area		Moment of Inertia		Radius of Gyration		Modulus of Section	
Original	Cell Form		Original	Cell Form		Web	Flange					Max	Min						
mm	mm		Kg/m	H	DC	B	t <sub>1</sub>	t <sub>2</sub>	r	Ds	Dtee	Dbflange	Gross	Net	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	i <sub>x</sub>	i <sub>y</sub>	Z <sub>x</sub>
mm	mm	Kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
100 x 100	150 x 100	16.27	100	150	100	6	8	10	103	23	134	25	18.8	908.9	134	7	2.7	121.2	26.8
150 x 75	225 x 75	12.78	150	225	75	5	7	8	155	35	211	21.7	14	1586.2	49.5	10.7	1.9	141	13.2
150 x 150	225 x 150	29.75	150	225	150	7	10	11	155	35	205	45.6	34.7	3897.8	563	10.6	4	346.5	75.1
200 x 100	300 x 100	19.44	200	300	100	5.5	8	11	206	47	284	32.8	21.5	4322.8	134	14.2	2.5	288.2	26.8
200 x 100	300 x 99	16.54	198	300	99	4.5	7	11	210	45	286	27.9	18.4	3732.3	114	14.2	2.5	248.8	23
200 x 200	300 x 200	47.1	200	300	200	8	12	13	206	47	276	71.8	55.3	11159.9	1600	14.2	5.4	744	160
250 x 125	375 x 125	26.98	250	375	125	6	9	12	258	59	357	45.4	29.9	9516.5	294	17.8	3.1	507.5	47
250 x 125	375 x 124	23.33	248	375	124	5	8	12	262	57	359	39.2	26.1	8351.7	255	17.9	3.1	445.4	41.1
250 x 250	375 x 250	68.32	250	375	250	9	14	16	258	59	347	103.8	80.6	25510.2	3650	17.8	6.7	1360.5	292
300 x 150	450 x 150	33.55	300	450	150	6.5	9	13	309	70	432	56.8	36.7	16943.9	508	21.5	3.7	753.1	67.7
300 x 150	450 x 149	29.17	298	450	149	5.5	8	13	313	68	434	49.4	32.2	14905.3	442	21.5	3.7	662.5	59.3
300 x 300	450 x 300	88.76	300	450	300	10	15	18	309	70	420	135.3	104.3	47919.5	6750	21.4	8	2129.8	450
350 x 175	525 x 175	45.11	350	525	175	7	11	14	361	82	503	75.8	50.5	31912.4	984	25.1	4.4	1215.7	112.5
350 x 175	525 x 174	37.65	346	525	174	6	9	14	369	78	507	63.8	41.6	26499.6	792	25.2	4.4	1009.5	91
350 x 350	525 x 350	129.25	350	525	350	12	19	20	361	82	487	195.5	152.3	95108.4	13599.9	25	9.5	3623.2	777.1
400 x 200	600 x 200	59.94	400	600	200	8	13	16	412	94	574	100.6	67.6	55799	1740	28.7	5.1	1860	174
400 x 200	600 x 199	51.37	396	600	199	7	11	16	421	90	578	86.9	57.4	47743	1450	28.8	5	1591.4	145.7
450 x 200	675 x 200	68.66	450	675	200	9	14	18	464	106	647	117.6	75.9	78909.5	1870	32.2	5	2338.1	187
500 x 200	750 x 200	80.28	500	750	200	10	16	20	515	117	718	140	88.4	113123.5	2140	35.8	4.9	3016.6	214
600 x 200	900 x 200	94.11	600	900	200	11	17	22	618	141	866	168.4	100.4	184605.2	2279.9	42.9	4.8	4102.3	228
588 x 300	900 x 300	136.46	588	900	300	12	20	28	643	128	860	231.1	153.9	286789.2	9019.9	43.2	7.7	6373.1	601.3
400 x 400	600 x 400	162.21	400	600	400	13	21	22	412	94	558	245.5	191.9	157075.6	22399.9	28.6	10.8	5235.9	1120
700 x 300	1050 x 300	165.42	700	1050	300	13	24	28	722	164	1002	282.4	188.6	473991	10799.9	50.1	7.6	7028.4	720
800 x 300	1200 x 300	185.76	800	1200	300	14	26	28	825	188	1148	325.1	209.7	691563.8	11699.8	57.4	7.5	11526.1	780

NOTE : Non standard sizes are available upon request and subject to minimum quantity

## T-Beam



A T-beam is a load-bearing structure with a t-shaped cross section. The top of the t-shaped cross section serves as a flange or compression member in resisting compressive stresses. The web of the beam below the compression flange serves to resist shear stress and to provide greater separation for the coupled forces of bending.

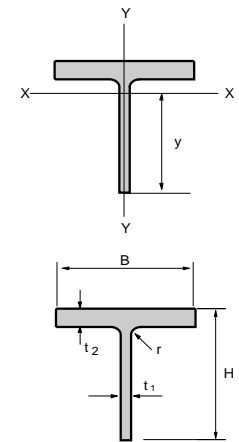
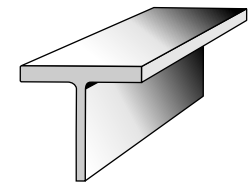
One way to make a T-beam more efficient structurally is to use an inverted T-beam with a floor slab or bridge deck joining the tops of the beams. Done properly, the slab acts as the compression flange.

Size range	: 50 x 100 to 400x300
Web Thickness Range	: 6mm to 14mm
Flange Thickness Range	: 8mm to 26mm
Standards	: JIS G 3101 SS400 (Mild Steel) JIS G 3101 SS540 (High Strength)

T-Beam

Metric Size | JIS 3192

Standard Sectional Dimension						Sectional Area A	Unit Weight kg/m	Informative Reference								Remarks
Sectional Index	Depth of Section	Width of Section	Thickness		Corner Radius			Center of Gravity y	Geometrical Moment of Inertia		Radius of Gyration of Area		Modulus of Section			
	HB	H	Web t <sub>1</sub>	Flange t <sub>2</sub>	r				I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	i <sub>x</sub>	i <sub>y</sub>	Z <sub>x</sub>	Z <sub>y</sub>		
mm	mm	mm	mm	mm	mm			mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>		
T 50 x 100	50	100	6	8	10	10.95	8.6	40	16	67	1.2	2.47	4	13.4		
T 62.5 x 125	62.5	125	6.5	9	10	15.16	11.9	50.6	35	147	1.51	3.11	6.9	23.5		
T 75 x 75	75	75	5	7	8	8.93	7	57	42	25	2.18	1.67	7.4	6.6		
T 75 x 150	75	150	7	10	11	20.07	15.75	61.3	66	282	1.81	3.75	10.8	37.6		
T 100 x 100	100	100	5.5	8	11	13.58	10.65	71.7	114	67	2.9	2.22	14.8	13.4		
T 99 x 100	99	100	4.5	7	11	11.59	9.1	78.1	94	58	2.84	2.25	12	11.7		
T 87.5 x 175	87.5	175	7.5	11	12	25.61	20.1	72	114	492	2.11	4.38	15.8	56.2		
T 100 x 200	100	200	8	12	13	31.77	24.95	82.7	184	801	2.41	5.02	22.2	80.1		
T 125 x 125	125	125	6	9	12	18.83	14.8	97.2	248	147	3.63	2.79	25.5	23.5		
T 124 x 124	124	124	5	8	12	16.34	12.85	97.7	207	127	3.56	2.79	21.2	20.5		
T 125 x 250	125	250	9	14	16	46.09	36.2	104.2	411	1825	2.98	6.29	39.4	146		
T 150 x 150	150	150	6.5	9	13	23.39	18.35	115.9	463	254	4.45	3.29	39.9	33.8		
T 149 x 149	149	149	5.5	8	13	20.4	16	116.4	393	221	4.39	3.29	33.7	29.6		
T 150 x 300	150	300	10	15	18	59.9	47	125.3	796	3378	3.64	7.51	63.5	225.2		
T 175 x 175	175	175	7	11	14	31.57	24.8	137.5	814	492	5.08	3.95	59.2	56.3		
T 173 x 174	173	174	6	9	14	26.34	20.7	136	678	396	5.07	3.88	49.9	45.5		
T 175 x 350	175	350	12	19	20	86.95	68.85	146.4	1515	6794	4.17	8.84	103.5	388.2		
T 200 x 200	200	200	8	13	16	42.06	33	157.7	1395	868	5.76	4.54	88.5	86.8		
T 198 x 199	198	199	7	11	16	36.08	28.3	156.3	1193	723	5.75	4.48	76.3	72.7		
T 200 x 400	200	400	13	21	22	109.35	86	167.9	2470	11207	4.75	10.12	147.1	560.4		
T 225 x 200	225	200	9	14	18	48.38	38	173.5	2155	936	6.67	4.4	124.2	93.6		
T 250 x 200	250	200	10	16	20	57.1	44.8	190.5	3210	1071	7.5	4.33	168.5	107.1		
T 300 x 200	300	200	11	17	22	67.2	53	221.6	5786	1139	9.29	4.12	261.9	113.9		
T 294 x 300	294	300	12	20	28	96.25	75.5	233.2	6695	4509	8.34	6.84	295.3	300.6		
T 350 x 300	350	300	13	24	28	117.75	92.5	274.5	12015	5412	10.1	6.78	447.3	360.8		
T 400 x 300	400	300	14	26	28	133.7	105	308.3	18787	5866	11.85	6.62	609.5	391.1		



NOTE :

- Material specification refer to Wide Flange (IWF)
- Tolerance H= ±2mm
- Non standard sizes are available upon request and subject to minimum quantity

# King Cross



King Cross is a built-up / fabricated steel section. Standard sizes can be made by welding 2 T-Beams into the web of a hot rolled IWF, forming the shape of a cross. Non standard sizes are made entirely by welding steel plates.

King Cross's are generally used for structure column and steel piling foundation. When used as a column, King Cross can bear higher axial load than it is of standard IWF / Queen Cross due to its mechanical properties and high cross section area.

Compared to standard IWF / H-Beam, King Cross has higher Moment Of Inertia. To increase the slenderness capacity, higher Moment Of Inertia is required to avoid any buckling on the compression member. The Moment Of Inertia of the Y and X axis is almost the same, thus resulting in no weak axis.

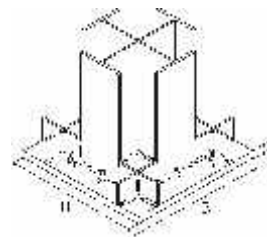
While standard Gunung Garuda's King Cross's are welded with partial joint penetration welding procedure, other welding procedure can also be done as per customers request /requirement such as complete joint penetration or fillet.

Other than our 12M length standard, non standard sizes are also available upon request and subject to minimum quantity.

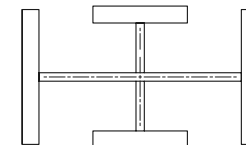
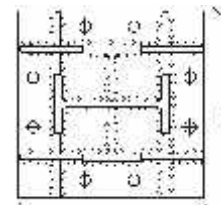
Size range : K 150 x 75 to K 800x300

Web Thickness Range : 5mm to 14mm

Flange Thickness Range : 7mm to 26mm



Fixed based plate for King Cross

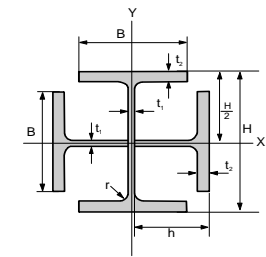
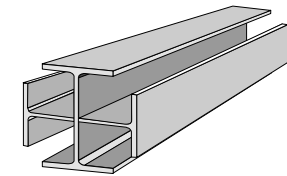


Non-standard built up King Cross

## King Cross

Metric Size

Sectional Index	Standard Sectional Dimension					Sectional Area A cm <sup>2</sup>	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 <sub>1</sub> mm	Flange t <sub>2</sub> mm				I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>x</sub> cm	i <sub>y</sub> cm	Z <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	Z <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	
	mm	mm	mm	mm	mm			cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	
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	14,554.1	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  $H = \pm 2\text{mm}$
- Welded specification as per AWS E-6013
- Non standard sizes are available upon request and subject to minimum quantity

## Queen Cross



Queen Cross is almost similar to King Cross but differ in shape. Standard sizes can be made by welding a T-Beam into the web of a hot rolled IWF while non standards are made entirely by welding steel plates.

Just like King Cross, Queen Cross's are also generally used for structure column with smaller axial load properties compared to King Cross but still higher than standard IWF.

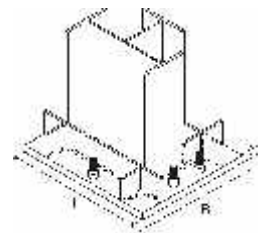
Gunung Garuda's Queen Cross's are welded with partial joint penetration welding procedure while other procedures such as complete joint penetration and fillet can also be done as per request.

Other than our 12M length standard, non standard sizes are also available upon request and subject to minimum quantity.

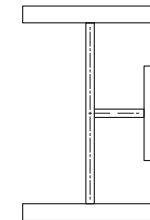
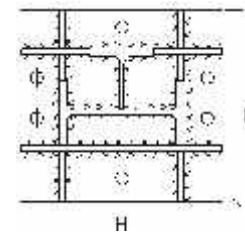
Size range : Q 150 x 75 to Q 800x300

Web Thickness Range : 5mm to 14mm

Flange Thickness Range : 7mm to 26mm



Fixed based plate for Queen Cross



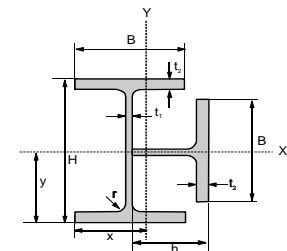
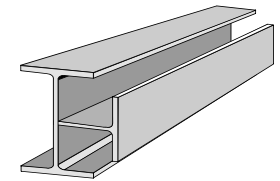
Non-standard built up Queen Cross



## Queen Cross

Metric Size

Sectional Index	Standard Sectional Dimension					Sectional Area	Unit Weight	Informative Reference								Remarks
	Depth of Section	Width of Section	Thickness		Corner Radius			Center of Gravity		Geometrical Moment of Inertia		Radius of Gyration of Area		Modulus of Section		
			Web	Flange				x	y	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	i <sub>x</sub>	i <sub>y</sub>	Z <sub>x</sub>	Z <sub>y</sub>	
mm	H	B	t <sub>1</sub>	t <sub>2</sub>	r	A	kg/m	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	
Q 150 x 75	150	75	5	7	8	26.78	21	57.3	75	691	310	5.08	3.4	92.1	53.99	
Q 200 x 100	200	100	5.5	8	11	40.74	32	76.6	100	1,907	848	6.84	4.56	190.7	110.72	
Q 198 x 99	198	99	4.5	7	11	34.77	27.3	76.1	99	1,637	722	6.86	4.56	165.3	94.86	
Q 250 x 125	250	125	6	9	12	56.49	44.4	95.9	125	4,197	1,844	6.82	5.71	335.8	192.34	
Q 248 x 124	248	124	5	8	12	49.02	38.5	95.4	124	3,670	1,599	6.85	5.71	296.0	167.62	
Q 300 x 150	300	150	6.5	9	13	70.17	55.1	114.7	150	7,464	3,260	10.31	6.82	497.6	284.16	
Q 298 x 149	298	149	5.5	8	13	61.2	48.1	114.2	149	6,545	2,842	10.34	6.81	439.3	248.76	
Q 350 x 175	350	175	7	11	14	94.71	74.4	134.5	175	14,092	6,096	12.2	8.02	805.3	453.30	
Q 346 x 174	346	174	6	9	14	79.02	62.1	133.3	173	11,496	4,978	12.07	7.94	664.5	373.37	
Q 400 x 200	400	200	8	13	16	126.18	99.1	153.9	200	24,570	10,661	13.95	9.19	1,228.4	692.79	
Q 396 x 199	396	199	7	11	16	108.24	85	152.8	198	20,725	8,984	13.84	9.11	1,047.2	588.07	
Q 450 x 200	450	200	9	14	18	145.14	114	159.3	225	34,436	15,472	15.4	10.02	1,530.5	914.48	
Q 500 x 200	500	200	10	16	20	171.3	134.5	165.2	250	48,871	20,386	16.89	10.91	1,954.8	1,234.37	
Q 600 x 200	600	200	11	17	22	201.6	158.3	175.7	300	78,739	32,097	19.76	12.62	2,624.6	1,826.74	
Q 588 x 300	588	300	12	20	28	288.75	226.7	229.7	294	122,509	53,713	20.6	13.64	4,167.0	2,338.03	
Q 700 x 300	700	300	13	24	28	353.25	277.4	243.7	350	206,406	86,629	24.17	15.66	5,897.1	3,555.30	
Q 800 x 300	800	300	14	26	28	401.1	315	255.1	400	297,859	121,518	27.25	17.41	7,446.3	4,763.91	



**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







## Steel Service Center

With facilities spanning over 40.500 sqm, the Steel Service Center (SSC) brings to you the most high quality service for steel manufacturing and fabrication with the most advanced and precise computerized machines like CNC sawing machines, CNC drilling, cutting, punching, bending machines, machines for galvanizing & shot blasting etc. Together with GSG's mainstream products and experienced engineers of ESC, now our customers can buy cut-to-length/cut-to-shape or custom steel fabrication that meets their requirement and international quality standards.

### PRODUCTS SERVICED:

Angle (HR), Cell Form, Channel (UNP), H-Beam (HR), Honey Comb, King Cross, Queen Cross, T-Beam, Welded Beam, Wide Flange Beam (IWF).

### SERVICE PROVIDED:

- Angle Line: Cutting, Punching, Stamping Angle Line
- Special Operations: Bending, Chamfering, Notching
- Beam Line: Bending, Cutting (90° & 45°), Drilling Copying (Honey Comb)
- Painting
- Shot Blasting
- Welded Beam Line: Build Up Beam, Tacking, Welding, Straightening

CAPACITY (MT/Month): 150.000 MT/Year



### Machinery



Drilling



Angle Punching



Cutting



Straightening



Shotblasting

# Steel Structure Applications



## High Rise Buildings

- Apartment
- Hotel
- Office Building
- Landmark
- Gas Processing & Distribution
- Terminal & Cargo Handling System

## Low Rise Buildings

- Housing / Residence
- Hospital
- Office Building
- Airport / Hangar
- School

## Commercial Buildings

- Show Room
- Supermarket & Hypermarket

## Industrial Buildings

- Air Pollution Control Equipment
- Cement Plants
- Chemical & Petrochemical Plant
- Factory
- Iron & Steel Mill
- Oil Refinery
- Pulp, Paper Mills & Wood Process
- Warehouse
- Workshop

## Bridges

- Girder Bridging
- Truss Bridging
- Cantilever Bridging
- Arch Bridging
- Suspension Bridging
- Cable-stayed Bridging
- Railway Bridging

## Towers

- Transmission Tower
- Substation Tower
- Telecommunication Tower
- Pole Tower
- Monumental Tower
- Billboard
- Monitoring Tower
- Watertank Tower



Jakarta Head Office & Factory  
Jl. Imam Bonjol 4, Ds. Sukadanau  
Warung Bongkok, Cikarang Barat  
Bekasi - 17520, West Java - Indonesia  
Phone: +62 21 8900666 / 8900111  
Email : info@grdsteel.com

Jakarta Representative Office  
Jl. P. Jayakarta No. 105 G  
Jakarta - 10730, Indonesia

Medan Office & Factory (GGS)  
Jl. Medan Belawan KM 10  
Medan - North Sumatra - Indonesia  
Phone : +62 61 6851333 / 30008170

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

 /gunungsteelgroup  @gunungsteel

This book is printed with 100% recycled paper



## 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
- Departemen Pekerjaan Umum. 1983 *Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIUG)*. Jakarta
- Departemen Pekerjaan Umum. 1987. *Peraturan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (PPURG)*. Jakarta.
- Tata cara perencanaan struktur baja untuk bangunan gedung, SNI 03-1729-2002
- Adi Santoso Wilman. Skripsi ITN Malang 2016. *Studi Perencanaan Struktur Gedung Tingkat 8 Rumah Sakit Parikesit Kutai Kartanegara Dengan Menggunakan Balok Castella dan Flooring Steel Deck*
- Novita Melani Mooy Sertin. Skripsi ITN Malang 2016. *Studi perencanaan struktur baja menggunakan bresing eksentris pada gedung hotel aria centra surabaya.*
- 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).
- 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
- Gunawan, Rudy. 1987. *Tabel Profil Konstruksi Baja*. Yogyakarta. Kansius
- WWW.Gunung Garuda Stell.com