

SKRIPSI

STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAJA MENGGUNAKAN BRESING

EKSENTRIS PADA GEDUNG HOTEL ARIA CENTRA SURABAYA



Di Susun Oleh :

SERTIN NOVITA MELANI MOOY

12.21.103

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG
2016**

1952

1953

RECEIVED
FEDERAL BUREAU OF INVESTIGATION
U. S. DEPARTMENT OF JUSTICE
WASHINGTON, D. C.

1954

1955

1956

RECEIVED
FEDERAL BUREAU OF INVESTIGATION
U. S. DEPARTMENT OF JUSTICE
WASHINGTON, D. C.

1957

**LEMBAR PERSETUJUAN
SKRIPSI**

**STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAJA MENGGUNAKAN BRESING
EKSENTRIS PADA GEDUNG HOTEL ARIA CENTRA SURABAYA**

*Disusun Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil
Institut Teknologi Nasional Malang*


Disusun Oleh :

Sertin Novita Melani Mooy

12.21.103

Disetujui Oleh :

Dosen Pembimbing 1



Ir. H. Sudirman Indra, M.Sc

Dosen Pembimbing 2



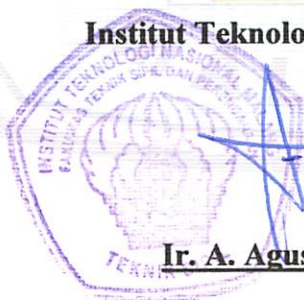
Ir. Bambang Wedyantadji, MT

Malang, *20* Agustus 2016

Mengetahui,

Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1

Institut Teknologi Nasional Malang



Ir. A. Agus Santosa, MT

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

2016

**LEMBAR PENGESAHAN
SKRIPSI**

**STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAJA MENGGUNAKAN BRESING
EKSENTRIS PADA GEDUNG HOTEL ARIA CENTRA SURABAYA**

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

Pada hari : Rabu

Tanggal : 10 Agustus 2016

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

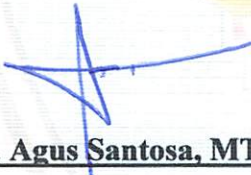
Disusun Oleh :

Sertin Novita Melani Mooy

12.21.103

Disahkan Oleh :

Ketua



(Ir. A. Agus Santosa, MT)

Sekretaris



(Ir. Munasih, MT)

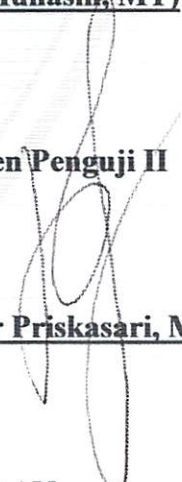
Anggota Penguji :

Dosen Penguji I



(Ir. A. Agus Santosa, MT)

Dosen Penguji II



(Ir. Ester Priskasari, MT)

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

2016

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : Sertin Novita Melani Mooy
NIM : 12.21.103
Program Studi : Teknik Sipil S-1
Fakultas : Teknik Sipil dan Perencanaan
Institusi : Institut Teknologi Nasional Malang

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul :

“STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAJA MENGGUNAKAN BRESING EKSENTRIS PADA GEDUNG HOTEL ARIA CENTRA SURABAYA”. adalah

benar-benar merupakan hasil karya saya sendiri, bukan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur hasil karya orang lain, kecuali disebut dari sumber aslinya dan tercantum dalam daftar pustaka.

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

Malang, Agustus 2016



mbuat pernyataan

Sertin Novita Melani Mooy

NIM : 12. 21. 103

ABSTRAKSI

“STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAJA MENGGUNAKAN BRESING EKSENTRIS PADA GEDUNG HOTEL ARIA CENTRA SURABAYA”, Oleh : Sertin Novita Melani Mooy (Nim : 12.21.103), Pembimbing I : Ir. H. Sudirman Indra, M.Sc. Pembimbing II : Ir. Bambang Wedyantadji, M.T. Program Studi Teknik Sipil S-1, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang.

Kebutuhan akan perencanaan struktur yang tidak hanya mampu menahan beban gravitasi tetapi juga beban lateral (gempa) mengingat Indonesia merupakan wilayah rawan gempa. Bangunan bertingkat memiliki resiko *displacement* yang dapat terjadi akibat beban gempa. Sehingga suatu struktur dituntut agar memiliki system struktur yang mampu mempertahankan gedung saat terjadi gempa.

Salah satu jenis sistem rangka baja yang dirancang untuk menahan beban gempa adalah Sistem Rangka Bresing Eksentris (*Eccentrically Braced Frame*). Sistem ini memiliki sifat daktilitas namun juga bersifat kaku, dimana bresing diletakkan secara eksentris terhadap hubungan balok-kolom. Pada struktur SRBE terdapat elemen penting yang berpengaruh pada karakteristik SRBE yang telah disebut diatas. Elemen tersebut berupa elemen balok pendek yang disebut link (penghubung). Link merupakan elemen struktur yang direncanakan untuk mampu berdeformasi plastis yang besar pada saat terjadi beban lateral. Dalam kajian ini mengambil objek studi yakni gedung Hotel Aria Centra Surabaya dengan bentang memanjang 48m dan bentang melintang 17.5m dan tinggi gedung 64.5m Perencanaan struktur di sesuaikan dengan peraturan SNI 1726-2012 dan SNI 1729-2015 dengan metode LRFD. Pemodelan dan analisa struktur menggunakan program bantu ETABS 2015.

Hasil yang diperoleh dari perencanaan ulang, struktur utama menggunakan profil baja WF 450x200x9x14 untuk balok, WF 450x200x9x14 untuk balok link, WF 400x200x8x13 untuk bresing dan KC700x300x13x24 untuk kolom. Sambungan menggunakan dia penyambung yakni baut dengan mutu A325 diameter 7/8 in, sambungan las menggunakan elektroda 7014 dengan tebal las bervariasi yakni 6mm dan 10mm. Base pelate menggunakan ukuran 900mm x 900 mm dengan ketebalan 30 mm dan jumlah angkur 8 berdiameter 3/4 in.

Kata Kunci : Sistem Rangka Bresing Eksentris, Link, Beban Gempa

KATA PENGANTAR

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

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

1. Bapak Ir. H. Sudirman Indra, MSc. Selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
2. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT. Selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil
3. Bapak Ir. H. Sudirman Indra, MSc., MT. Selaku Dosen Pembimbing 1 Laporan Skripsi
4. Bapak Ir. Bambang Wedyantadji.,MT Selaku Dosen Pembimbing 2 Laporan Skripsi

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

Malang, Agustus 2016

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL

LEMBAR PERSETUJUAN SKRIPSI

LEMBAR PENGESAHAN SKRIPSI

LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

ABTRAKSI

KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	ii
DAFTAR GAMBAR	x
DAFTAR TABEL.....	xv
DAFTAR GRAFIK	xxii
DAFTAR NOTASI	xxiii
BAB I : PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Maksud dan Tujuan	4
1.4 Manfaat	4
1.5 Batasan Masalah	5
BAB II : TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Konsep Perencanaan Struktur Gedung Tahan Gempa	7
2.2 Konfigurasi Struktur Portal Baja Tahan Gempa	8
2.2.1 Sistem Rangka Bresing Konsentrik (<i>Concentrically Braced Frames</i>)	8

2.2.2 Sistem Rangka Bresing Eksentris	
<i>(Eccentrically Braced Frames)</i>	9
2.3 Analisa Seismik	11
2.3.1 Menentukan Kategori Struktur Bangunan (I-IV) dan	
Faktor Keutamaan (I_e)	11
2.3.2 Menentukan Parameter Percepatan Gempa (S_s, S_1)...	14
2.3.3 Menentukan Koefisien-Koefisien Situs dan	
Parameter-Parameter Respons Spektral Percepatan	
Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-	
Tertarget (MCE_R)	17
2.3.4 Menentukan Spektrum Respons Desain	19
2.3.5 Menentukan Kategori Desain Seismik (A-F)	20
2.3.6 Batasan Perioda Fundamental	22
2.3.7 Perhitungan Geser Dasar Seismik	23
2.3.8 Penentuan Simpangan Antar Lantai	25
2.4 Pembebanan dan Kombinasi Pembebanan	26
2.4.1 Beban Mati	27
2.4.2 Beban Hidup	27
2.4.3 Beban Gempa	28
2.4.4 Kombinasi Pembebanan	28
2.5 Perencanaan Elemen Struktur	30
2.5.1 Desain Kekuatan Elemen	30
2.5.2 Komponen Struktur untuk Lentur	
(berdasarkan SNI 1729 : 2015)	31

2.5.3	Komponen Struktur Untuk Geser	
	(berdasarkan SNI 1729 : 2015)	37
2.5.4	Komponen Struktur untuk Tarik Aksial	
	(berdasarkan SNI 1729 : 2015)	38
2.5.5	Komponen Struktur Untuk Tekan	
	(berdasarkan SNI 1729 : 2015)	39
2.5.6	Komponen Struktur yang Mengalami Gaya	
	Kombinasi	41
2.5.7	Komponen Bresing	42
2.5.8	Komponen Struktur Komposit	46
2.5.9	Perhitungan Angkur (Steel headed Stud)	60
2.6	Perencanaan Sambungan Baut	47
2.6.1	Kekuatan Geser dan Tarik dari Baut dan Bagian Bagian	
	Berulir	64
2.6.2	Kekuatan Tumpu Desain Untuk Baut	65
2.6.3	Jarak Antar Baut	66
2.7	Sambungan Las pada Plat Ujung	67
2.8	Plat Landasan (<i>Base Plate</i>)	69
BAB III:	PERHITUNGAN STATIKA	74
3.1	Data – Data Perencanaan	74
3.1.1	Data Bangunan	74
3.1.2	Data Material	75
3.2	Pendimensian Struktur	76
3.2.1	Balok	76

3.2.2 Kolom	78
3.2.3 Bresing	79
3.2.4 Plat	79
3.3 Perencanaan Plat Lantai	83
3.3.1 Pembebanan Plat	84
3.3.2 Penulangan Plat	85
3.3.3 Konversi Tulangan Biasa ke Wire Mesh	91
3.4 Pembebanan	94
3.4.1 Beban Atap	95
3.4.2 Berat Lantai 16	99
3.4.3 Berat Lantai 15	105
3.4.4 Berat Lantai 14	111
3.4.5 Berat Lantai 13 s/d Lantai 8	116
3.4.6 Berat Lantai 7	122
3.4.7 Berat Lantai 6	128
3.4.8 Berat Lantai 5	134
3.4.9 Berat Lantai 4	140
3.4.10 Berat Lantai 3	146
3.4.11 Berat Lantai 2	151
3.4.12 Berat Lantai 1	157
3.5 Perhitungan Beban Gempa	164
3.5.1 Kategori Risiko Struktur Bangunan dan Faktor	
Keutamaan	164
3.5.2 Parameter Percepatan Gempa (S_s , S_1)	165

3.5.3 Kategori Desain Seismik (KDS)	167
3.5.4 Spektrum Respons Desain	170
3.5.5 Batasan Perioda Fundamental Struktur	172
3.5.6 Pemilihan Parameter Sistem Struktur (R, Cd, Ω_0) ...	174
3.5.7 Perhitungan Nilai <i>Base Shear</i>	174
3.5.8 Perhitungan Gaya Gempa Lateral (F)	175
3.6 Kontrol Simpangan Antar Lantai	184
3.7 Kontrol Simpangan Struktur	190
BAB IV: PERHITUNGAN KOMPONEN STRUKTUR	192
4.1 Lebar Efektif dan Momen Inersia Komposit	
Balok Induk	192
4.1.1 Balok Tepi	193
4.1.2 Balok Tengah	198
4.2 Lebar Efektif dan Momen Inersia Komposit	
Balok Anak	203
4.2.1 Balok Tepi	204
4.2.2 Balok Tengah	209
4.3 Perencanaan Balok Induk dengan Bentang 8m	214
4.3.1 Kontrol Terhadap Lentur	214
4.3.2 Balok Terhadap Geser	220
4.3.3 Perhitungan <i>Shear Connector</i>	221
4.3.4 Kontrol Lendutan	224
4.4 Perencanaan Balok Anak dengan Bentang 4m	237
4.4.1 Kontrol Terhadap Lentur	237

4.4.2 Balok Terhadap Geser	239
4.4.3 Perhitungan <i>Shear Connector</i>	240
4.4.4 Kontrol Lendutan	244
4.5 Perencanaan Balok Link	250
4.5.1 Kontrol Terhadap Lentur	251
4.5.2 Balok Terhadap Geser	258
4.5.3 Perhitungan Pengaku Link	259
4.5.4 Perhitungan <i>Shear Connector</i>	262
4.6 Perencanaan Bresing (Batang Tekan)	265
4.6.1 Cek Kelangsingan Penampang	266
4.6.2 Kontrol Tekuk Lateral	267
4.6.3 Kontrol Tekan Penampang	268
4.6.4 Kontrol Lentur Penampang	271
4.7 Perencanaan Bresing (Batang Tarik)	273
4.8 Perencanaan kolom Bentang 3,3 m	275
4.8.1 Kontrol Terhadap Tekan	276
4.8.2 Kontrol Lentur Penampang	282
4.8.3 Interaksi Gaya Aksial dan Momen Lentur	283
BAB V : PERENCANAAN SAMBUNGAN & BASE PLATE	284
5.1 Sambungan Balok Induk – Balok Anak	284
5.1.1 Kontrol Terhadap Geser, Tumpu dan Tarik	287
5.1.2 Jumlah Baut dan Jarak Antar Baut	288
5.1.3 Kontrol Kekuatan Baut Terhadap Geser	290
5.1.4 Kontrol Kekuatan Geser Block Baut	291

5.1.5 Kontrol Kekuatan Baut Terhadap Tarik	293
5.1.6 Kontrol Kekuatan Baut Terhadap Momen	296
5.2 Sambungan Balok Anak – Balok Anak	297
5.2.1 Kontrol Terhadap Geser, Tumpu dan Tarik	299
5.2.2 Jumlah Baut dan Jarak Antar Baut	300
5.2.3 Kontrol Kekuatan Baut Terhadap Geser	303
5.2.4 Kontrol Kekuatan Geser Block Baut	303
5.2.5 Kontrol Kekuatan Baut Terhadap Tarik	306
5.2.6 Kontrol Kekuatan Baut Terhadap Momen	308
5.3 Sambungan Bresing – Balok Induk	310
5.3.1 Tebal Las Rencana (a)	311
5.3.2 Kuat Desain Las Fillet	311
5.4 Sambungan Link – Balok Induk	313
5.4.1 Kontrol Terhadap Geser, Tumpu dan Tarik	316
5.4.2 Jumlah Baut dan Jarak Antar Baut	317
5.4.3 Tebal Plat Ujung Minimum	318
5.4.4 Kontrol Kekuatan Geser Block Baut	321
5.4.5 Kontrol Kekuatan Baut Terhadap Tarik	324
5.4.6 Kontrol Kekuatan Baut Terhadap Momen	326
5.4.7 Kuat Desain Las Fillet	327
5.5 Sambungan Bresing – Balok Induk (bawah)	330
5.5.1 Sambungan Sayap Bresing ke Plat Buhul	333
5.5.2 Sambungan Badan Bresing ke Plat Buhul	340
5.5.3 Sambungan Plat Buhul ke Kolom	346

5.5.4 Kuat Desain Las Fillet	354
5.6 Sambungan Balok Induk – Kolom	356
5.6.1 Sambungan Badan Balok pada Flens Kolom	361
5.6.2 Sambungan Flens Balok pada Kolom	369
5.7 Sambungan Kolom – Kolom	378
5.7.1 Sambungan Flens Kolom	379
5.7.2 Sambungan <i>Web</i> Kolom	382
5.7 Perhitungan Base Plate	375
BAB IV : KESIMPULAN DAN SARAN.....	391
6.1 Kesimpulan	400
6.2 Saran	405

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Jenis-jenis Sistem Rangka Bresing Konsentris	9
Gambar 2.2	Jenis-jenis Sistem Rangka Bresing Eksentris	10
Gambar 2.3	Peta Parameter (Percepatan Batuan Dasar Pada Perioda Pendek (MCER, SS)	15
Gambar 2.4	Peta Parameter (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) (MCER, S1).....	16
Gambar 2.5	Spektrum Respons Desain	20
Gambar 2.6	Perhitungan Geser Dasar Seismik	24
Gambar 2.7	Kurva Tegangan Regangan Pada Profil Baja	33
Gambar 2.8	Diagram Tegangan Bagian Sayap (<i>Flange</i>) Profil Baja	34
Gambar 2.9	Diagram Tegangan Bagian Badan (<i>web</i>) Profil Baja	35
Gambar 2.10	Pembentukan Sendi Plastis Geser Link	43
Gambar 2.11	Pengaku Link	44
Gambar 2.12	Sudut Rotasi Link	46
Gambar 2.13	Jenis – Jenis Penampang Balok Komposit	47
Gambar 2.14	Lebar Efektif Penampang Komposit	47
Gambar 2.15	Distribusi Tegangan Plastis Pada Kasus Sumbu Netral Berada pada Plat Momen Plastis	49
Gambar 2.16	Distribusi Tegangan Plastis Pada Kasus Sumbu Netral Berada pada Profil Momen Plastis	51
Gambar 2.17	Distribusi Tegangan Elastis Pada Penampang Komposit Momen Positif	53

Gambar 2.18	Distribusi Tegangan Plastis Pada Penampang Komposit	
	Momen Negatif	55
Gambar 2.19	Garis Netral Jatuh pada Sayap Atas Profil	56
Gambar 2.20	Garis Netral Jatuh Pada Badan Profil	57
Gambar 2.21	Luasan dan Titik Berat Momen	59
Gambar 2.22	Letak Penghubung Geser Balok	62
Gambar 2.23	Kegagalan Geser Baut	65
Gambar 2.24	Kegagalan Tarik Baut	66
Gambar 2.25	Kegagalan Tumpu Baut Berulir	66
Gambar 2.26	Tebal (<i>throat</i>) Efektif Las Sudut	68
Gambar 2.27	(a) Notasi Pada Plat Landasan / <i>Base Plate</i> , (b) Beban yang Bekerja Pada <i>Base Plate</i>	70
Gambar 2.28	<i>Base Plate</i> dengan eksentrisitas beban	71
Gambar 3.1	Penampang Balok Baja (Profil WF)	76
Gambar 3.2	Penampang Kolom Baja (Profil KC)	78
Gambar 3.3	Penampang Bresing baja (Profil WF)	79
Gambar 3.4	Denah Plat Lantai	83
Gambar 3.5	Penulangan Pelat dengan Tulangan Biasa	93
Gambar 3.6	Penulangan Pelat dengan Tulangan <i>Wire Mesh</i>	93
Gambar 3.7	Berat Struktur untuk Menghitung Beban Gempa Per Lantai	94
Gambar 3.8	Nilai Parameter Percepatan Gempa	167
Gambar 4.1	Denah Pembalokan (Balok Induk Komposit)	192
Gambar 4.2	Lebar Efektif Pelat Penampang Komposit	193

Gambar 4.3	Jarak Titik Berat Penampang Komposit	194
Gambar 4.4	Garis Netral Balok Komposit	195
Gambar 4.5	Lebar Efektif Pelat Penampang Komposit	198
Gambar 4.6	Jarak Titik Berat Penampang Komposit	199
Gambar 4.7	Garis Netral Balok Komposit	200
Gambar 4.8	Denah Pembalokan (Balok Anak Komposit)	203
Gambar 4.9	Lebar Efektif Pelat Penampang Komposit	204
Gambar 4.10	Jarak Titik Berat Penampang Komposit	205
Gambar 4.11	Garis Netral Balok Komposit	206
Gambar 4.12	Lebar Efektif Pelat Penampang Komposit	209
Gambar 4.13	Jarak Titik Berat Penampang Komposit	210
Gambar 4.14	Garis Netral Balok Komposit	211
Gambar 4.15	Denah Lantai 14 (Balok yang Ditinjau)	214
Gambar 4.16	Garis Netral Penampang Jatuh pada Pelat	215
Gambar 4.17	Garis Netral Penampang Jatuh Pada badan Profil	218
Gambar 4.18	Letak Stud pada Penampang Profil	224
Gambar 4.19	Bidang Momen B35 Akibat Kombinasi Beban 2	225
Gambar 4.20	Gaya geser B35 Akibat Kombinasi beban 2	225
Gambar 4.21	Beban Merata B35 Akibat Beban Terfaktor	226
Gambar 4.22	Bidang Momen B35	229
Gambar 4.23	Bidang Momen Untuk Mencari Gaya A1	229
Gambar 4.24	Bidang Momen Untuk Mencari Gaya A2	230
Gambar 4.25	Bidang Momen Untuk Mencari Gaya A3	231
Gambar 4.26	Bidang Momen Untuk Mencari Gaya A4	232

Gambar 4.27	Pembebanan Akibat Momen	233
Gambar 4.28	Bidang Momen Kondisi Baru	235
Gambar 4.29	Denah Lantai 8 (Balok yang Ditinjau)	237
Gambar 4.30	Garis Netral Penampang Jatuh dalam Pelat	238
Gambar 4.31	Letak Strud Pada Penampang Melintang Profil	243
Gambar 4.32	Bidang Momen B98 Akibat Kombinasi Beban 2	244
Gambar 4.33	Gaya Geser B98 Akibat Kombinasi Beban 2	244
Gambar 4.34	Beban Merata B98 Akibat Beban Terfaktor	244
Gambar 4.35	Bidang Momen B98	245
Gambar 4.36	Bidang Momen Untuk Mencari Gaya A1	245
Gambar 4.37	Bidang Momen Untuk Mencari Gaya A2	246
Gambar 4.38	Pembebanan Akibat Momen	247
Gambar 4.39	Bidang Momen Kondisi Baru.....	249
Gambar 4.40	Letak Link yang Direncanakan – Denah Lantai 8	250
Gambar 4.41	Garis Netral Penampang Jatuh Dalam Badan Profil	251
Gambar 4.42	Garis Netral Penampang Jatuh Pada Badan Profil	257
Gambar 4.43	Sudut Rotasi Link	260
Gambar 4.44	Pengaku Balok Link	261
Gambar 4.45	Letak Stud Pada Penampang Melintang Profil	264
Gambar 4.46	Denah Lantai Base (Kolom yang Ditinjau)	275
Gambar 4.47	Letak Kolom dan Balok yang Ditinjau	276
Gambar 4.48	Alignment Chart untuk Menghitung K arah x	277
Gambar 4.49	Alignment Chart untuk Menghitung K arah y	279
Gambar 5.1	Perencanaan Sambungan	284

Gambar 5.2	Perencanaan Sambungan Balok Anak – Balok Induk	287
Gambar 5.3	Letak dan Jarak Antar Baut	290
Gambar 5.4	Perencanaan Sambungan Balok Anak – Balok Anak	299
Gambar 5.5	Letak dan Jarak Antar Baut	302
Gambar 5.6	Perencanaan Sambungan Bresing dan Balok Anak	310
Gambar 5.7	Letak Keliling Las Pada Sambungan	312
Gambar 5.8	Perencanaan Sambungan Link dan Balok Induk	316
Gambar 5.9	Sambungan Bresing Terhadap Kolom dan Balok Induk	333
Gambar 5.10	Perencanaan Sambungan Balok Induk dan Kolom	359
Gambar 5.11	Jarak Antar Baut dan Gaya Gaya Pada Baut	385
Gambar 5.12	Perencanaan Base Plate	391
Gambar 5.13	Gaya Pada Base Plate	395

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Kategori Risiko Bangunan Gedung Dan Non Gedung Untuk Beban Gempa	11
Tabel 2.2	Faktor Keutamaan Gempa (I_e)	13
Tabel 2.3	Koefisien Situs (F_a)	17
Tabel 2.4	Koefisien Situs (F_v)	18
Tabel 2.5	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda Pendek	21
Tabel 2.6	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda 1 Detik	22
Tabel 2.7	Koefisien untuk Batas Atas Pada Perioda yang Dihitung	23
Tabel 2.8	Nilai Parameter Perioda Pendekatan C_r dan x	23
Tabel 2.9	Faktor R , C_d dan Ω Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa (Sistem Rangka Bresing Baja)	25
Tabel 2.10	Simpangan Antar Lantai Ijin $\Delta_a^{a,b}$	26
Tabel 2.11	Rasio Tebak Terhadap Lebar : Elemen Tekan Komponen Struktur Menahan Lentur	32
Tabel 2.12	Klasifikasi Jarak Pengaku Antara dan Kapasitas Rotasi Link (AISC 2005)	45
Tabel 2.13	Jarak Tepi Minimum Baut dari Pusat Lubang ke Tepi Bagian yang Disambung	67
Tabel 2.14	Ukuran Minimum Las Sudut	68
Tabel 3.1	Penulangan Pelat yang Digunakan	91
Tabel 3.2	Ukuran Tulangan <i>Wire Mesh</i>	91

Tabel 3.3	Berat balok Iduk Lantai Atap	96
Tabel 3.4	Berat Balok Anak Lantai Atap	97
Tabel 3.5	Berat Dinding Arah x dan y	97
Tabel 3.6	Total Beban Mati Atap	98
Tabel 3.7	Berat Balok Induk Lantai 16	100
Tabel 3.8	Berat Balok Anak Lantai 16	101
Tabel 3.9	Berat Bresing Lantai 16	102
Tabel 3.10	Berat Kolom Lantai 16	103
Tabel 3.11	Berat Dinding Lantai 16	103
Tabel 3.12	Total Berat Beban Mati Lantai 16	104
Tabel 3.13	Berat Balok Induk Lantai 15	106
Tabel 3.14	Berat Balok Anak Lantai 15	107
Tabel 3.15	Berat Bresing Lantai 15	109
Tabel 3.16	Berat Kolom Lantai 15	109
Tabel 3.17	Berat Dinding Lantai 15	109
Tabel 3.18	Total Berat Beban Mati Lantai 15	110
Tabel 3.19	Berat Balok Induk Lantai 14	112
Tabel 3.20	Berat Balok Anak Lantai 14	113
Tabel 3.21	Berat Bresing Lantai 14	114
Tabel 3.22	Berat Kolom Lantai 14	115
Tabel 3.23	Berat Dinding Lantai 14	115
Tabel 3.24	Total Berat Beban Mati Lantai 14	116
Tabel 3.25	Berat Balok Induk Lantai 13	118
Tabel 3.26	Berat Balok Anak Lantai 13	119

Tabel 3.27	Berat Bresing Lantai 13	120
Tabel 3.28	Berat Kolom Lantai 13	120
Tabel 3.29	Berat Dinding Lantai 13	121
Tabel 3.30	Total Berat Beban Mati Lantai 13	122
Tabel 3.31	Berat Balok Induk Lantai 7	124
Tabel 3.32	Berat Balok Anak Lantai 7	125
Tabel 3.33	Berat Bresing Lantai 7	126
Tabel 3.34	Berat Kolom Lantai 7	127
Tabel 3.35	Berat Dinding Lantai 7	127
Tabel 3.36	Total Berat Beban Mati Lantai 7	128
Tabel 3.37	Berat Balok Induk Lantai 6	130
Tabel 3.38	Berat Balok Anak Lantai 6	131
Tabel 3.39	Berat Bresing Lantai 6	132
Tabel 3.40	Berat Kolom Lantai 6	132
Tabel 3.41	Berat Dinding Lantai 6	133
Tabel 3.42	Total Berat Beban Mati Lantai 6	134
Tabel 3.43	Berat Balok Induk Lantai 5	136
Tabel 3.44	Berat Balok Anak Lantai 5	137
Tabel 3.45	Berat Bresing Lantai 5	138
Tabel 3.46	Berat Kolom Lantai 5	138
Tabel 3.47	Berat Dinding Lantai 5	139
Tabel 3.48	Total Berat Beban Mati Lantai 5	140
Tabel 3.49	Berat Balok Induk Lantai 4	142
Tabel 3.50	Berat Balok Anak Lantai 4	143

Tabel 3.51	Berat Bresing Lantai 4	144
Tabel 3.52	Berat Kolom Lantai 4	144
Tabel 3.53	Berat Dinding Lantai 4	145
Tabel 3.54	Total Berat Beban Mati Lantai 4	146
Tabel 3.55	Berat Balok Induk Lantai 3	148
Tabel 3.56	Berat Balok Anak Lantai 3	149
Tabel 3.57	Berat Bresing Lantai 3	150
Tabel 3.58	Berat Kolom Lantai 3	150
Tabel 3.59	Berat Dinding Lantai 3	151
Tabel 3.60	Total Berat Beban Mati Lantai 3	151
Tabel 3.61	Berat Balok Induk Lantai 2	154
Tabel 3.62	Berat Balok Anak Lantai 2	155
Tabel 3.63	Berat Bresing Lantai 2	156
Tabel 3.64	Berat Kolom Lantai 2	156
Tabel 3.65	Berat Dinding Lantai 2	156
Tabel 3.66	Total Berat Beban Mati Lantai 2	157
Tabel 3.67	Berat Balok Induk Lantai 1	159
Tabel 3.68	Berat Balok Anak Lantai 1	160
Tabel 3.69	Berat Bresing Lantai 1	161
Tabel 3.70	Berat Kolom Lantai 1	162
Tabel 3.71	Berat Dinding Lantai 1	162
Tabel 3.72	Total Berat Beban Mati Lantai 1	163
Tabel 3.73	Total Berat beban Seluruh Lantai	164

Tabel 3.74	Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung	
	Untuk Beban Gempa	165
Tabel 3.75	Faktor Keutamaan Gempa	166
Tabel 3.76	Klasifikasi Kelas Situs tanah	168
Tabel 3.77	Koefisien Situs F_a	169
Tabel 3.78	Koefisien Situs F_v	169
Tabel 3.79	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons	
	Percepatan pada Periode Pendek	171
Tabel 3.80	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons	
	Percepatan pada Periode 1 Detik	171
Tabel 3.81	Nilai S_a untuk $T < T_0$	172
Tabel 3.82	Nilai S_a untuk $T_s < T < 1.0$	173
Tabel 3.83	Koefisien untuk Batas Akhir Pada Periode yang Dihitung	174
Tabel 3.84	Koefisien Untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung	174
Tabel 3.85	Faktor R, Cd dan Ω_0 Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa	175
Tabel 3.86	Faktor Distribusi Vertikal	178
Tabel 3.87	Gaya Gempa Lateral per Lantai	179
Tabel 3.88	Nilai Pusat Massa dan Pusat Kekakuan (Output <i>ETABS</i>	
	2015)	180
Tabel 3.89	Eksentrisitas	181
Tabel 3.90	Eksentrisitas Rencana (<i>ed</i>)	181
Tabel 3.91	Koordinat Pusat Massa	182
Tabel 3.92	Koordinat Pusat Massa	182
Tabel 3.93	Simpangan Horizontal Struktur Arah x dan y	184

Tabel 3.94	Kontrol Simpangan Anatar Lantai arah x	187
Tabel 3.95	Kontrol Simpangan Anatar Lantai arah y	188
Tabel 3.96	Kontrol Simpangan Struktur	191
Tabel 4.1	Titik Berat Terhadap Sisi Bawah Penampang	194
Tabel 4.2	Titik Berat Terhadap Garis Netral Komposit	195
Tabel 4.3	Lebar Efektif Balok Tepi	196
Tabel 4.4	Momen Inersia Balok Induk Komposit (Tepi)	197
Tabel 4.5	Titik Berat Terhadap Sisi Bawah Penampang	199
Tabel 4.6	Titik Berat Terhadap Garis Netral Komposit	200
Tabel 4.7	Lebar Efektif Balok Tepi	201
Tabel 4.8	Momen Inersia Balok Induk Komposit (Tepi)	202
Tabel 4.9	Titik Berat Terhadap Sisi Bawah Penampang	205
Tabel 4.10	Titik Berat Terhadap Garis Netral Komposit	206
Tabel 4.11	Lebar Efektif Balok Tepi	207
Tabel 4.12	Momen Inersia Balok Induk Komposit (Tepi)	208
Tabel 4.13	Titik Berat Terhadap Sisi Bawah Penampang	210
Tabel 4.14	Titik Berat Terhadap Garis Netral Komposit	211
Tabel 4.15	Lebar Efektif Balok Tepi	212
Tabel 4.16	Momen Inersia Balok Induk Komposit (Tepi)	213
Tabel 4.17	Titik Berat Penampang Komposit Daerah Tekan	219
Tabel 4.18	Titik Berat Penampang Komposit Daerah Tarik	219
Tabel 4.19	Titik Berat Penampang Komposit Daerah Tarik	254
Tabel 4.20	Titik Berat Penampang Komposit Daerah Tekan	254
Tabel 4.21	Titik Berat Penampang Komposit Daerah Tekan	257

Tabel 4.22	Titik Berat Penampang Komposit Daerah Tarik	258
Tabel 5.1	Titik <i>Centroid</i> Plat Buhul	347
Tabel 5.2	Tabel Jarak Pada Baut	385
Tabel 5.3	Tabel Gaya dan Jarak Pada Baut (sumbu $x - x$)	387
Tabel 5.4	Tabel Jarak Pada Baut	388
Tabel 5.5	Tabel Gaya dan Jarak Pada Baut (sumbu $y - y$)	390

DAFTAR GRAFIK

Grafik 3.1	Desain Respon Spektrum	173
Grafik 3.2	Kontrol Simpangan Antar Lantai Arah x	189
Grafik 3.3	Kontrol Simpangan Antar Lantai Arah y	190

DAFTAR NOTASI

- I_e = Faktor Keutamaan Gempa. (Bab 2.3.1)
- S_s = Percepatan batuan dasar pada perioda pendek (Bab 2.3.2)
- S_I = Percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik (Bab 2.3.2)
- S_{MS} = Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (Bab 2.3.3)
- S_{MI} = Parameter spektrum respons percepatan pada perioda 1 detik (Bab 2.3.3)
- S_{DS} = percepatan spectral desain untuk perioda pendek (Bab 2.3.3)
- S_{DI} = percepatan spectral desain untuk perioda 1 detik (Bab 2.3.3)
- V = Geser dasar seismic (Bab 2.3.7)
- C_s = Koefisien respon seismic (Bab 2.3.7)
- W = Berat seismic efektif (Bab 2.3.7)
- C_d = Faktor amplifikasi defleksi (Bab 2.3.8)
- δ_{xe} = Defleksi antar lantai (Bab 2.3.8)
- M_u = Momen lentur terfaktor (Bab 2.5.2)
- M_n = Momen nominal dari momen lentur penampang (Bab 2.5.2)
- E = Modulus Elastisitas Baja (Bab 2.5.2 dan 2.5.3)
- f_y = Kuat Leleh Baja (Bab 2.5.2)
- b = Lebar sayap penampang profil WF (Bab 2.5.2)
- t_f = Tebal sayap penampang profil WF (Bab 2.5.2)
- h = Tinggi penampang profil WF (Bab 2.5.2)
- t_w = Tebal badan penampang profil WF (Bab 2.5.2)
- h_e = Tinggi bersih badan profil WF (Bab 2.5.2)
- λ_p = Parameter batas kelangsingan untuk elemen kompak (Bab 2.5.2)

λ_r = Parameter batas kelangsingan untuk elemen non kompak (Bab 2.5.2)

S_x = Modulus penampang elastis pada sumbu x (Bab 2.5.2)

Z_x = Modulus penampang plastis pada sumbu x (Bab 2.5.2)

V_u = Kuat geser terfaktor (Bab 2.5.3)

V_n = Kuat geser nominal (Bab 2.5.3)

A_w = Luas badan bruto penampang profil WF (Bab 2.5.3)

K_n = Koefisien tekuk geser (Bab 2.5.3)

P_u = Kuat perlu aksial akibat beban terfaktor (Bab 2.5.4)

P_n = Kuat nominal aksial penampang (Bab 2.5.4)

A_g = Luas bruto komponen struktur (Bab 2.5.4)

A_e = Luas neto efektif (Bab 2.5.4)

f_u = kuat tarik minimum penampang Baja (Bab 2.5.4)

L = Panjang Batang Tekuk (Bab 2.5.5)

K = Faktor panjang efektif (Bab 2.5.5)

r = Radius girasi penampang (Bab 2.5.5)

F_e = Tegangan tekuk kritis elastis (Bab 2.5.5)

V_p = Kapasitas geser plastis penampang (Bab 2.5.7)

M_p = Momen plastis penampang (Bab 2.5.7)

e = Panjang Balok Link (Bab 2.5.7)

γ_p = Sudut rotasi Link (radian) (Bab 2.5.7)

Δ_M = Simpang inelastik maksimum antara lantai (Bab 2.5.7)

b_{eff} = Lebar efektif balok komposit (Bab 2.5.8)

a = Daerah tekan efektif plat beton (Bab 2.5.8)

f_c = Kuat tekan beton (Bab 2.5.8)

- t_s = Tebal plat beton (Bab 2.5.8)
- b_{tr} = Lebar transformasi plat beton (Bab 2.5.8)
- A_{tr} = Luas transformasi plat beton (Bab 2.5.8)
- I_{tr} = Momen Inersia penampang transformasi (Bab 2.5.8)
- E_c = Modulus elastisitas beton (Bab 2.5.8)
- A_s = Luas penampang balok baja (Bab 2.5.8)
- Y_{na} = Garis netral penampang komposit (Bab 2.5.8)
- Y_t = garis netral penampang baja (Bab 2.5.8)
- S_{trc} = Modulus elastisitas penampang transformasi (Bab 2.5.8)
- S_{trt} = Modulus elastisitas penampang baja (Bab 2.5.8)
- D = diameter tulangan longitudinal plat (Bab 2.5.8)
- N = Jumlah tulangan longitudinal plat dalam beff (Bab 2.5.8)
- f_{ijin} = Lendutan yang diijinkan (Bab 2.5.8)
- Q_n = Kuat geser nominal stud (Bab 2.5.8)
- A_{sa} = Luas penampang dari angkur steel headed stud (Bab 2.5.8)
- P = Jarak antar stud (Bab 2.5.8)
- A_b = Luas penampang 1 baut (Bab 2.5.9)
- L_w = Panjang las (Bab 2.7)
- A_{we} = Luas las efektif (Bab 2.7)
- f_{nw} = teganga nominal las (Bab 2.7)
- B = Lebar Plat Landasan (Bab 2.9)

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Letak wilayah Indonesia berada diantara empat aliran lempeng tektonik yang aktif yakni tapal batas lempeng Eurasia, lempeng Indo-Australia, lempeng Filipina dan lempeng pasifik. Keempat lempeng bumi tersebut saling berinteraksi dan membentuk zona tunjaman dan tumbukan serta gunung api. Hal ini menyebabkan Indonesia menjadi wilayah dengan tingkat resiko terjadi gempa cukup tinggi.

Keadaan wilayah Indonesia yang demikian mempengaruhi dunia konstruksi di Indonesia, khususnya dalam merancang bangunan bertingkat. Bangunan bertingkat memiliki resiko *displacement* yang dapat terjadi akibat beban gempa. Oleh karena itu diperlukan suatu desain struktur bangunan tidak hanya memperhitungkan beban-beban gravitasi tetapi juga beban lateral. Beban gravitasi adalah beban mati struktur dan beban hidup, sedangkan yang termasuk beban lateral adalah beban angin dan beban gempa. Dasar dalam perancangan suatu bangunan tahan gempa di Indonesia kemudian dituangkan dalam suatu pedoman desain bangunan tahan gempa yang dikeluarkan oleh Badan Standarisasi Indonesia, yakni : SNI 1726 : 2012 tentang "*Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung*".

Berbagai sistem struktur bangunan yang mampu menahan beban gempa telah banyak berkembang dan diperuntukan bagi berbagai material bangunan seperti struktur beton bertulang, struktur baja maupun struktur komposit baja-

beton. Gempa merupakan beban yang bekerja secara dinamis, oleh karena itu diperlukan perencanaan struktur yang menjamin bahwa struktur mampu bertahan terhadap gempa bahkan sampai terjadi perubahan bentuk secara daktail. Konstruksi baja merupakan salah satu alternatif dalam perencanaan struktur tahan gempa karena memiliki beberapa keunggulan. Adapun keunggulan menggunakan baja yakni :

- Baja memiliki kekuatan yang lebih tinggi dari pada beton maupun kayu. Kekuatan yang tinggi ini terdistribusi secara merata. Kekuatan baja bervariasi dari 300 MPa sampai 2000 MPa.
- Baja memiliki ukuran penampang yang lebih kecil dari pada batang struktur dengan bahan lain serti mudah dibentuk.
- Pelaksanaannya lebih efisien

Pada umumnya, bangunan yang terbuat dari material baja memiliki sifat fleksibel, tidak mudah patah (daktail). Perencanaan bangunan tinggi dengan menggunakan struktur baja harus memenuhi dua kriteria utama, yakni harus memiliki kekuatan yang memadai dan kekakuan untuk menjaga simpangan antar lantai demi mencegah teradinya gagal struktur dan kerusakan elemen non-struktur akibat beban lateral. Untuk menopang beban lateral terutama beban gempa pada struktur baja, maka digunakan pengaku (*bracing*).

Salah satu jenis sistem rangka baja yang menggunakan *Bracing* adalah Sistem Rangka Bresing Eksentris (*Eccentrically Braced Frame*). Sistem ini memiliki sifat daktilitas yang tinggi seperti Sistem Rangka Pemikul Momen sekaligus bersifat kaku seperti Sistem Rangka Bresing Konsentrik, dimana bresing diletakkan secara eksentris terhadap hubungan balok-kolom.

Konsep desain Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE) adalah link ditetapkan sebagai bagian yang akan rusak sedangkan elemen lain tetap berada dalam kondisi elastik. Kelelahan yang terjadi pada elemen link dapat berupa kelelehangeser atau kelelahan lentur.

Oleh karena itu dalam penulisan tugas akhir ini, penulis mencoba untuk merencanakan kembali sistem struktur pada gedung Hotel Aria Centra Surabaya dengan judul *“STUDI PERENCANAAN STRUKTUR BAJA MENGGUNAKAN BRESING EKSENTRIS PADA GEDUNG HOTEL HOTEL ARIA CENTRA SURABAYA”*

1.2 Rumusan Masalah

Rumusan masalah yang akan dibahas dalam penulisan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

- 1) Berapa dimensi profil baja untuk struktur utama (balok dan kolom) yang direncanakan dengan menggunakan SRBE pada gedung Hotel Aria Centra Surabaya ?
- 2) Dimanakah letak bresing dan berapa dimensi bresing yang digunakan pada perencanaan gedung Hotel Aria Centra Surabaya dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris ?
- 3) Berapa panjang link bresing eksentris yang direncanakan gedung Hotel Aria Centra Surabaya ?
- 4) Berapa dimensi plat penyambung serta jumlah baut yang direncanakan dalam sambungan struktur pada perencanaan gedung Hotel Aria Centra Surabaya dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris ?

1.3 Maksud dan Tujuan

Maksud dari penulisan tugas akhir ini adalah untuk melakukan perencanaan gedung Hotel Aria Centra Surabaya dengan menggunakan Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE). Adapun tujuan dilakukannya perencanaan tersebut, yaitu :

- 1) Mengetahui dimensi profil baja untuk struktur utama (balok dan kolom) yang direncanakan dengan menggunakan SRBE pada gedung Hotel Aria Centra Surabaya
- 2) Mengetahui letak bresing serta dimensi bresing yang digunakan pada perencanaan gedung Hotel Aria Centra Surabaya dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris.
- 3) Mengetahui panjang link bresing eksentris yang aman direncanakan pada gedung Hotel Aria Centra Surabaya.
- 4) Dimensi plat penyambung serta jumlah baut yang direncanakan dalam sambungan struktur pada perencanaan gedung Hotel Aria Centra Surabaya dengan menggunakan Sistem Rangka Bresing Eksentris

1.4 Manfaat

Beberapa manfaat yang diharapkan oleh penyusun dari tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

- 1) Bagi penulis :
Menambah pengetahuan, pengalaman serta memperdalam ilmu ketekniksipilan bagi penyusun dalam merencanakan struktur gedung tahan gempa dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris

2) Bagi lembaga pendidikan :

Memperkaya kasanah pustaka Institut Teknologi Nasional Malang sehingga menambah referensi atau contoh untuk mendesain merencanakan struktur gedung tahan gempa dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris.

3) Bagi peneliti berikutnya

Dapat dijadikan sebagai bahan pertimbangan atau dikembangkan lebih lanjut serta referensi terhadap perencanaan gedung yang serupa yakni Sistem Rangka Bresing Eksentris

1.5 Batasan Masalah

Dalam penulisan tugas akhir ini penulis mengambil beberapa batasan permasalahan yang menjadi patokan perencanaan, mengingat luasnya lingkup bahasan yang ada pada proyek pembangunan gedung Apartemen Atria Centra Surabaya sehingga tidak dimungkinkan untuk dibahas secara keseluruhan. Adapun batasan masalah tersebut, yaitu :

- 1) Menentukan dimensi profil baja untuk struktur utama (balok dan kolom) yang direncanakan dengan menggunakan SRBE pada gedung Hotel Aria Centra Surabaya.
- 2) Menentukan letak bresing dan berapa dimensi bresing yang digunakan pada perencanaan gedung Hotel Aria Centra Surabaya dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris.
- 3) Menentukan panjang link bresing eksentris yang direncanakan gedung Hotel Aria Centra Surabaya.

- 4) Menentukan dimensi plat penyambung serta jumlah baut yang direncanakan dalam sambungan struktur pada perencanaan gedung Hotel Aria Centra Surabaya dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris.

Tinjauan pembebanan menggunakan SNI 1727:2013 serta "*Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain*", serta beban gempa yang sesuai dengan SNI 1726 : 2012 "*Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*" dan nilai beban diperoleh dari Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Rumah dan Gedung (PPURG-1987).

Acuan untuk analisa struktur baja berdasarkan SNI 1729-2015 "*Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural*". Khusus perencanaan bresing didasarkan pada Pasal 15.13 (Persyaratan untuk Sistem Rangka Bresing Eksentris) SNI 03-1729-2002 tentang "*Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung*". Adapun perhitungan analisa Statika menggunakan Program bantu ETABS 9.7.4

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Konsep Perencanaan Struktur Gedung Tahan Gempa

Konsep perencanaan struktur bangunan bertingkat tinggi harus memperhitungkan kemampuannya dalam memikul beban-beban yang bekerja pada struktur tersebut, di antaranya adalah beban gravitasi dan beban lateral. Beban gravitasi adalah beban mati struktur dan beban hidup, sedangkan yang termasuk beban lateral adalah beban angin dan beban gempa.

Berdasarkan kondisi negara Indonesia, yang terletak diantara 4 lempeng benua (merupakan daerah rawan gempa), struktur boleh jadi akan mengalami pergerakan secara vertikal maupun secara lateral. Namun struktur bangunan pada umumnya memiliki faktor keamanan yang cukup dalam menahan gaya vertikal dibandingkan dengan gaya gempa lateral. Gaya gempa lateral langsung bekerja pada daerah-daerah elemen struktur yang tidak kuat yang dapat menyebabkan keruntuhan.

Berdasarkan UBC 1997, tujuan desain bangunan tahan gempa adalah untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur dan kehilangan korban jiwa, dengan tiga kriteria standar sebagai berikut:

- 1) Ketika terjadi gempa kecil, tidak terjadi kerusakan sama sekali
- 2) Ketika terjadi gempa sedang, diperbolehkan terjadi kerusakan arsitektural tetapi bukan merupakan kerusakan structural

- 3) Ketika terjadi gempa kuat, diperbolehkan terjadinya kerusakan struktural dan nonstruktural, namun kerusakan yang terjadi tidak sampai menyebabkan bangunan runtuh.

Oleh sebab itu, perencanaan bangunan struktur tahan gempa harus dapat memperhitungkan dampak dari gaya lateral yang bersifat siklis (bolak-balik) yang dialami oleh struktur selama terjadinya gempa bumi. Untuk memikul gaya lateral yang dialami oleh bangunan, struktur harus dapat memiliki daktilitas yang memadai di daerah joint atau elemen struktur tahan gempa seperti bresing atau dinding geser.

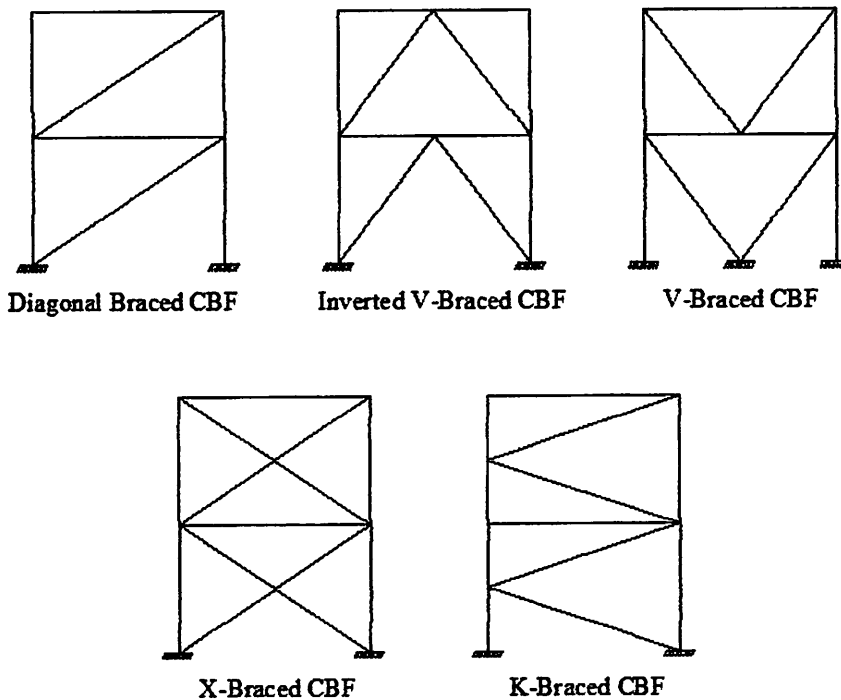
2.2 Konfigurasi Struktur Portal Baja Tahan Gempa

Dewasa ini telah berkembang beberapa jenis portal baja tahan gempa. Masing-masing menawarkan kemampuan tahan gempa yang dimiliki oleh struktur tersebut. Berdasarkan SNI-03-1729-2002, perencanaan tahan gempa dengan menggunakan bresing untuk struktur bangunan baja dibedakan menjadi :

2.2.1 Sistem Rangka Bresing Konsentrik (*Concentrically Braced Frames*)

Sistem Rangka Bresing Konsentrik (SRBK) merupakan pengembangan dari system portal tak berpengaku atau lebih dikenal dengan *Moment Resisting Frames (MRF)*. Sistem SRBK dikembangkan sebagai sistem penahan gaya lateral dan memiliki tingkat kekakuan yang cukup baik. Hal ini bertolak belakang dengan SRPM yang hanya bisa digunakan sebagai penahan momen. Elemen bresing pada sistem SRBK ini berfungsi untuk menahan kekakuan struktur karena dengan adanya bresing pada struktur, deformasi struktur akan menjadi lebih kecil sehingga kekakuan strukturnya meningkat. Namun demikian, kekakuan yang

besar pada sistem SRBK mengakibatkan deformasi yang terjadi pada struktur lebih terbatas.



Gambar. 2.1. Jenis – Jenis Sistem Rangka Bresing Konsentris

2.2.2 Sistem Rangka Bresing Eksentris (*Eccentrically Braced Frames*)

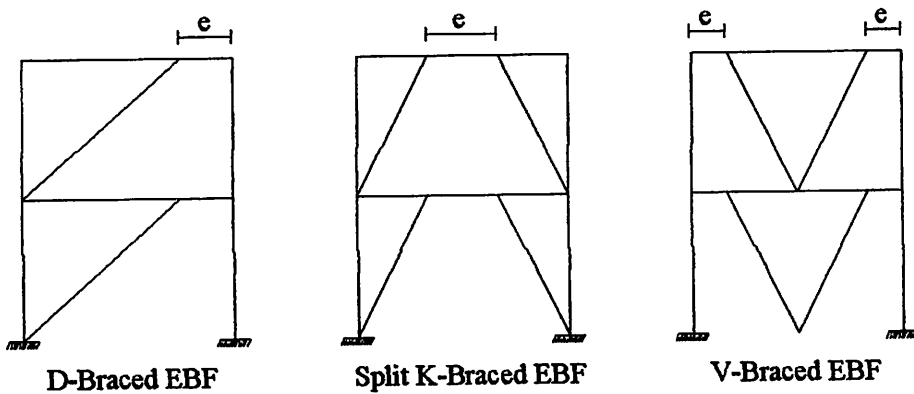
Sistem struktur SRBE merupakan struktur portal baja penahan gaya lateral yang merupakan kombinasi dari keunggulan struktur SRPM dan SRBK. Struktur SRBE bersifat kaku, namun memiliki daktilitas yang tinggi, dan kapasitas penyerapan energi yang besar. Pada struktur SRBE terdapat elemen penting yang berpengaruh pada karakteristik SRBE yang telah disebut diatas. Elemen tersebut berupa elemen balok pendek yang disebut link (penghubung).

Link merupakan elemen struktur yang direncanakan untuk berperilaku inelastik serta mampu untuk berdeformasi plastis yang besar pada saat terjadi beban lateral. Bagian link ini berfungsi menyerap energi pada saat terjadi beban

lateral (gempa). Mekanisme leleh pada elemen link terdiri dari 2 mekanisme leleh yaitu kelelahan geser dan kelelahan lentur, tergantung dari panjang link (e) yang digunakan.

Pada sistem struktur SRBE, kekakuan lateral merupakan fungsi antara panjang link (e) dengan panjang elemen balok (L). Jika panjang elemen link lebih pendek, maka struktur portal menjadi lebih kaku mendekati kekakuan struktur SRBK dan jika panjang link lebih panjang, maka kekakuan struktur portal SRBE mendekati struktur rangka pemikul momen (SRPM)..

Pada struktur SRBE, elemen struktur di luar link direncanakan untuk berperilaku elastis sedangkan bagian link direncanakan untuk dapat berdeformasi inelastis pada saat terjadinya beban lateral (gempa).



Gambar. 2.2. Jenis – Jenis Sistem Rangka Bresing Eksentris

2.3 Analisa Seismik

2.3.1 Menentukan Kategori Struktur Bangunan (I-IV) dan Faktor Keutamaan (*I_e*)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 2.1 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan *I_e* menurut Tabel 2.2

Tabel 2.1 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

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

<ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki 	IV

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

Sumber : Tabel 1 SNI 1726 – 2012

Tabel 2.2. Faktor Keutamaan Gempa (Ie)

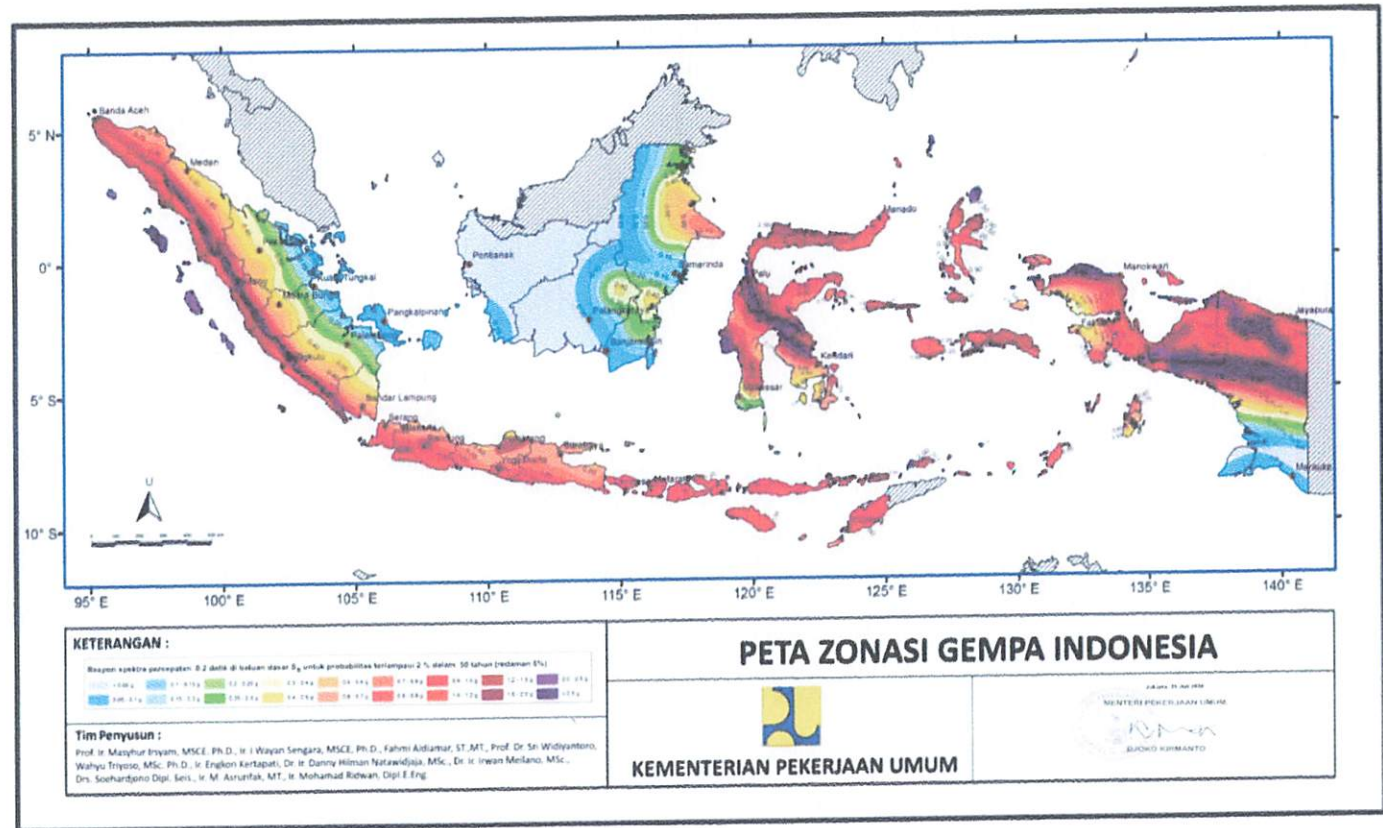
Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, <i>Ie</i>
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber : Tabel 2 SNI 1726 – 2012

2.3.2 Menentukan Parameter Percepatan Gempa (S_s , S_1)

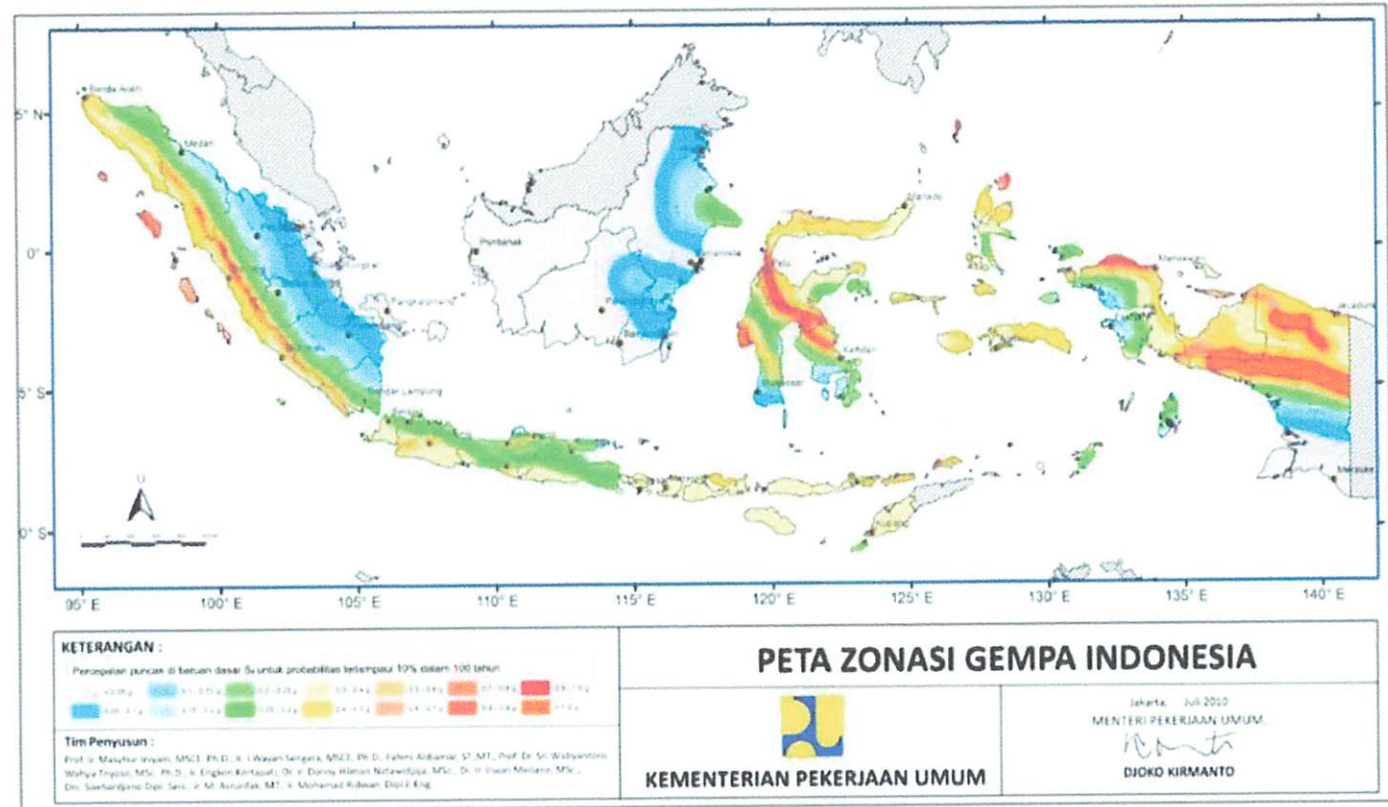
Parameter (percepatan batuan dasar pada perioda pendek S_s) dan (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik S_1) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun (MCER, 2 persen dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.

Dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan dalam beberapa kelas situs yakni SA(batuan keras), SB (batuan), SC(tanah keras, sangat padat dan batuan linak), SD (tanah sedang), SE (tanah lunak), dan SF (tanah khusus).



Gambar 2.3. Peta Parameter (Percepatan Batuan Dasar Pada Periode Pendek (MCER, SS))

Sumber : Pusat Penelitian dan Perkembangan Pemukiman



Gambar 2.4 Peta Parameter (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) (MCER, S1)

Sumber : Pusat Penelitian dan Perkembangan Pemukiman

2.3.3 Menentukan Koefisien-Koefisien Situs dan Parameter-Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCE_R)

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v). Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini :

$$S_{MS} = F_a \times S_s \dots\dots\dots (2.1)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \dots\dots\dots (2.2)$$

Dimana,

S_s : parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk perioda pendek;

S_1 : Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk perioda 1,0 detik.

Tabel 2.3. Koefisien Situs (F_a)

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T = 0,2$ detik (S_s)				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s \leq 0,5$	$S_s \leq 0,75$	$S_s \leq 1,0$	$S_s \leq 1,25$
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 ^b				

Sumber : Tabel 4 SNI 1726 : 2012

- a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi
 b) S_s = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik.

Tabel 2.4. Koefisien Situs (F_v)

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T = 1$ detik (S_1)				
	$S_s \leq 0,1$	$S_s \leq 0,2$	$S_s \leq 0,3$	$S_s \leq 0,4$	$S_s \leq 0,5$
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	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,5
SF	SS ^b				

Sumber : Tabel 4 SNI 1726 : 2012

- a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi
 b) S_s = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik.

Parameter percepatan spectral desain untuk perioda pendek S_{DS} dan pada perioda 1 detik S_{D1} , harus ditentukan melalui perumusan berikut ini :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \dots\dots\dots (2.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \dots\dots\dots (2.4)$$

2.3.4 Menentukan Spektrum Respons Desain

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 2.5 dan mengikuti ketentuan di bawah ini :

Untuk perioda yang lebih kecil dari T_o , spektrum respons percepatan desain S_a harus diambil dari persamaan;

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_o} \right) \dots\dots\dots (2.5)$$

Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_o dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain (S_a) sama dengan S_{DS} ;

Untuk perioda lebih besar dari T_s spektrum respons percepatan desain (S_a) diambil berdasarkan persamaan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots (2.6)$$

Dengan,

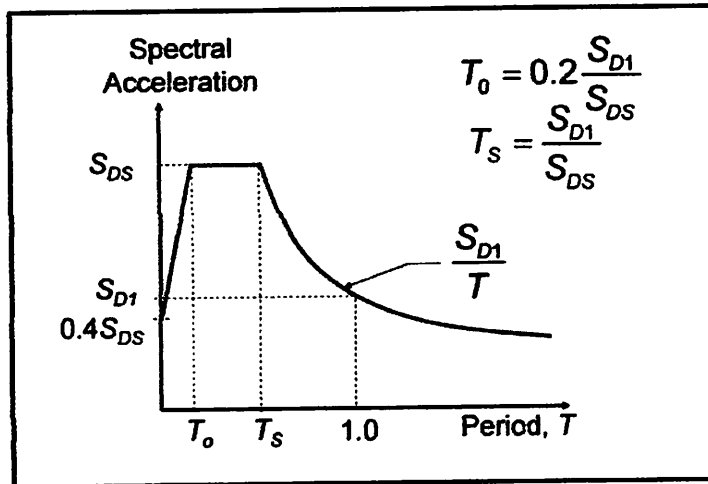
S_{DS} : parameter respons spectral percepatan desain pada perioda pendek

S_{D1} : parameter respons spektral percepatan desain pada perioda 1 detik

T : Perioda getar fundamental struktur

$$T_o = 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.7)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.8)$$



Gambar 2.5 Spektrum Respons Desain

(Sumber : Indarto, Himawan. 2013)

2.3.5 Menentukan Kategori Desain Seismik (A-F)

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik yang mengikuti pasal ini. Struktur dengan kategori risiko I, II, atau III yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada perioda 1 detik S_1 lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dgn kategori desain seismik E.

Struktur yang berkategori risiko IV yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan terpetakan pada perioda 1 detik S_1 lebih besar dari atau sama dengan 0,75, harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik F.

Semua struktur lainnya harus ditetapkan kategori desain seismik-nya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya, S_{DS} dan S_{D1} . Masing- masing bangunan dan struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismik yang lebih parah, dengan mengacu pada Tabel 2.5 atau 2.6, terlepas dari nilai perioda fundamental

getaran struktur (T). Apabila lebih kecil dari 0,75, kategori desain seismik diijinkan untuk ditentukan sesuai Tabel 2.5 saja, dimana berlaku semua ketentuan dibawah :

- 1) Pada masing-masing dua arah ortogonal, perkiraan perioda fundamental struktur (T_a) yang ditentukan sesuai dengan pasal 7.8.2.1 (SNI 1726 :2012) adalah kurang dari $0,8 T_s$
- 2) Pada masing-masing dua arah orthogonal, perioda fundamental struktur yang digunakan untuk menghitung simpangan antar lantai adalah kurang dari T_s .
- 3) Persamaan 2.3.8-2 digunakan untuk menentukan koefisien respons seismik (C_s)
- 4) Diafragma struktural adalah kaku sebagaimana disebutkan di pasal 7.3.1 (SNI 1726 : 2012) atau untuk diafragma yang fleksibel, jarak antara elemen-elemen vertikal penahan gaya gempa tidak melebihi 12 m.

Tabel 2.5. Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 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 : Tabel 6 SNI 1726 – 2012

Tabel 2.6. Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik

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

Sumber : Tabel 7 SNI 1726 – 2012

2.3.6 Batasan Perioda fundamental Struktur (T)

Perioda fundamental struktur (T), tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u) dari tabel 2.7 dan perioda fundamental pendekatan (T_a). sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan perioda fundamental struktur (T) diijinkan secara langsung menggunakan perioda bangunan pendekatan (T_a). Perioda fundamental pendekatan (T_a) dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_a = C_t \times h_n^x \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

Dengan,

h_n : adalah ketinggian struktur (m) dari dasar sampai tingkat tertinggi struktur

C_t : ditentukan dari tabel 2.8

x : ditentukan dari tabel 2.8

$$T_{max} = C_u \times T_a \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

Dengan,

C_u : ditentukan dari tabel 2.7

Tabel 2.7 Koefisien untuk Batas Atas pada Perioda yang dihitung

Parameter percepatan respons spectral 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 : Tabel 14 SNI 1726 : 2012

Tabel 2.8 Nilai Parameter perioda pendekatan C_t 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 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua system struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Sumber : Tabel 15 SNI 1726 – 2012

2.3.7 Perhitungan Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismic (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$V = C_s \times W \dots\dots\dots (2.11)$$

Dengan,

C_s : koefisien respons Seismik

W : Berat Seismik efektif

Koefisien respons seismik (C_S) harus ditentukan sesuai dengan ;

$$C_S = \frac{S_{DS}}{R/I_e} \dots\dots\dots (2.12)$$

Dengan,

S_{DS} : Parameter percepatan spectrum respons desain dalam rentang perioda pendek

R : faktor modifikasi respons, pada tabel 2.9

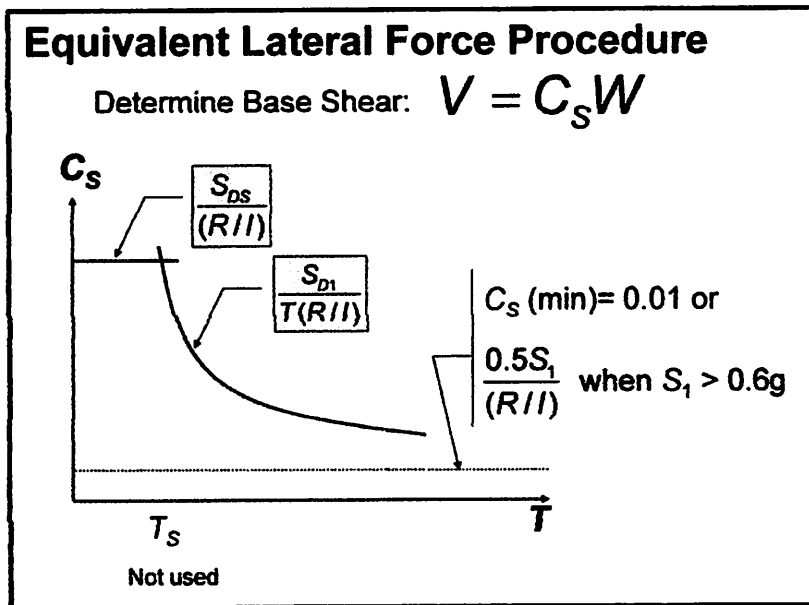
I_e : faktor keutamaan gempa dalam tabel 2.2

Nilai C_S yang dihitung sesuai dengan persamaan 2.3.8-2 tidak perlu melebihi kuat berikut ini :

$$C_S = \frac{S_{DS}}{T \times R / I_e} \dots\dots\dots (2.13)$$

Dan C_S harus tidak kurang dari,

$$C_S = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \dots\dots\dots (2.14)$$



Gambar 2.6 Perhitungan Geser Dasar Seismik

(Sumber : Indarto, Himawan. 2013)

Berat seismik efektif struktur, W , harus menyertakan seluruh beban mati dan beban lainnya yang terdaftar di bawah ini:

- 1) Dalam daerah yang digunakan untuk penyimpanan: minimum sebesar 25 persen beban hidup lantai (beban hidup lantai di garasi publik dan struktur parkir terbuka, serta beban penyimpanan yang tidak melebihi 5 persen dari berat seismik efektif pada suatu lantai, tidak perlu disertakan);
- 2) Jika ketentuan untuk partisi disyaratkan dalam desain beban lantai: diambil sebagai yang terbesar di antara berat partisi aktual atau berat daerah lantai minimum sebesar 0,48 kN/m²;
- 3) Berat operasional total dari peralatan yang permanen;
- 4) Berat lansekap dan beban lainnya pada taman atap dan luasan sejenis lainnya.

Tabel 2.9 Faktor R , C_d dan Ω untuk sistem penahan gaya gempa (Sistem Rangka Bering Baja)

Sistem Penahan gaya Seismik	R	Ω	C_d	Batasan tinggi struktur, h_n (m)				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
Rangka Baja dengan Bering Eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30
Rangka Baja dengan bering konsentris Khusus	8	2	5	TB	TB	48	48	30
Rangka Baja dengan bering konsentris Biasa	3 ¼	2	3 ¼	TB	TB	10	10	TI

Sumber : Tabel 9 SNI 1726 - 2012

2.3.8 Penentuan Simpangan antar Lantai

Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk

menghitung defleksi di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Bagi struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C,D, E atau F yang memiliki ketidakberaturan horisontal Tipe 1a atau 1b, simpangan antar lantai desain, Δ , harus dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik-titik di atas dan di bawah tingkat yang diperhatikan yang letaknya segaris secara vertikal, di sepanjang salah satu bagian tepi struktur.

Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{xe}}{I_e} \dots\dots\dots (2.15)$$

Dengan,

C_d : faktor amplifikasi defleksi dalam table 2.9

δ_{xe} : defleksi

I_e : Faktor keutamaan gempa

Tabel 2.10 Simpangan Antar Lantai Ijin $\Delta_a^{a,b}$

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

(a) h_{sx} adalah tinggi tingkat di bawah tingkat x

(b) Untuk system penahan gaya gempa yang terdiri dari hanya rangka momen dalam kategori desain seismic D, E, dan F, simpangan antar lantai tingkat ijin harus sesuai dengan persyaratan

- (c) Tidak boleh ada batasan simpangan antar lantai untuk struktur satu tingkat dengan dinding interior, partisi, langit-langit, dan system dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.
- (d) Struktur dimana system struktur dasar terdiri dari dinding geser batu bata yang didesain sebagai elemen vertical kantilever dari dasar atau pendukung fondasinya yang dikonstruksikan sedemikian agar penyaluran momen diantara dinding geser (kopel) dapat diabaikan

Sumber : Tabel 16 SNI 1726 : 2012

2.4 Pembebanan dan Kombinasi Pembebanan

Beban kerja pada struktur atau komponen struktur bisa ditetapkan berdasarkan peraturan pembebanan yang berlaku. Adapun pembebanan yang bekerja pada struktur bangunan terdiri dari beban mati (berat sendiri struktur dan beban mati tambahan), beban hidup (pekerja, air hujan dan beban hidup lainnya), dan beban gempa. Berikut ini adalah beban-beban yang bekerja pada struktur sebagai bahan perencanaan (berdasarkan SNI 1727 : 2013) :

2.4.1 Beban Mati

Menurut SNI 1727-2013 Pasal 3, Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafond, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural lainnya serta peralatan lain termasuk berat keran.

Beban mati yang bekerja pada struktur bangunan ini berupa beban yang berasal dari berat sendiri elemen struktur dan beban mati tambahan antara lain adalah sebagai berikut :

- Beban struktur rangka baja
- Beban plat atap dan plat lantai
- Beban plafond dan eternity

- **Beban pasangan dinding**
- **Berat Mekanikal dan Elektrikal**

Analisis pembebanan struktur portal menggunakan beban-beban berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIUG-1983)

2.4.2 Beban Hidup

Menurut SNI 1727-2013 Pasal 4, 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 hujan, beban gempa, beban banjir atau beban mati.

Beban hidup yang diperlukan/digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lain harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung,

Beban hidup gedung yang adalah beban yang bekerja pada gedung yang diakibatkan oleh:

- **Beban akibat aktifitas penghuni gedung**
- **Selama masa layan struktur yang diakibatkan oleh benda bergerak, seperti tanaman atau benda dekorasi kecil yang tidak berhubungan dengan penghuni.**

2.4.3 Beban Gempa

Peninjauan beban gempa pada perencanaan struktur bangunan ini ditinjau dengan menggunakan SNI 1726 : 2012. Fungsi response spectrum ditetapkan sesuai peta wilayah gempa sebagaimana ketentuan dalam SNI 03-1726-2012, serta mempertimbangkan kondisi tanah dilokasi rencana struktur bangunan.

Parameter-parameter perhitungan gaya gempa berupa *base shear* mengacu pada ketentuan yang telah diatur dalam SNI 03-1726-2012. Penjelasan metode perhitungan pembebanan gempa dapat diperhatikan pada sub.bab 2.2 tentang analisa seismik.

2.4.4 Kombinasi Pembebanan

Menurut SNI 1729-2002 Pasal 6.2.2, struktur baja harus mampu memikul semua kombinasi pembebanan di bawah ini : :

- $1.4D$
- $1.2D + 1.6L + 0.5 (La \text{ atau } H)$
- $1.2D + 1.6 (La \text{ atau } H) + (\gamma_L L \text{ atau } 0.8W)$
- $1.2D + 1.3 W + \gamma_L L + 0.5 (La \text{ atau } H)$
- $1.2D \pm 1.0E + \gamma_L L$
- $0.9D \pm (1.3W \text{ atau } 1.0E)$

Keterangan:

- D adalah beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, partisi tetap, tangga, dan peralatan layan tetap.
- L adalah beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung, termasuk kejut, tetapi tidak termasuk beban lingkungan seperti angin, hujan, dan lain-lain
- E adalah beban gempa, yang ditentukan menurut SNI 03–1726–2012

2.5 Perencanaan Elemen Struktur

2.5.1 Desain Kekuatan Elemen

Berdasarkan SNI 1729:2015, terdapat dua faktor penentu desain kekuatan elemen struktur, yakni :

1) Desain Kekuatan Berdasarkan Desain Faktor Beban dan Ketahanan

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. Semua ketentuan Spesifikasi ini, kecuali untuk Pasal B3.4 (SNI 1729-2015) ini, harus digunakan.

$$R_u \leq \Phi \cdot R_n$$

Dimana :

R_u = Kekuatan perlu menggunakan kombinasi beban DFBK

R_n = Kekuatan nominal, disyaratkan dalam Bab B sampai K (SNI 1729-2015)

Φ = Faktor ketahanan, disyaratkan dalam Bab B sampai K (SNI 1729-2015)

ΦR_n = Kekuatan desain

2) Desain Kekuatan Berdasarkan Desain Kekuatan Izin

Desain yang sesuai dengan ketentuan Desain Kekuatan Izin (DKI) memenuhi persyaratan spesifikasi ini bila kekuatan izin dari setiap komponen struktur sama atau melebihi kekuatan perlu yang

ditentukan berdasarkan kombinasi beban DKI. Semua ketentuan spesifikasi ini, kecuali Pasal B3.3 SNI (1729-2015), harus digunakan.

$$R_a \leq \Phi \cdot R_n / \Omega$$

Dimana :

R_a = Kekuatan perlu yang menggunakan kombinasi beban DKI

R_n = Kekuatan nominal, disyaratkan dalam Bab B sampai K (SNI 1729-2015)

Ω = Faktor keamanan, disyaratkan dalam Bab B sampai K (SNI 1729-2015)

R_n / Ω = Kekuatan izin

2.5.2 Komponen Struktur Untuk Lentur (berdasarkan SNI 1729 : 2015)

Sebuah balok yang memikul beban lentur murni terfaktor, M_u harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi hubungan :

$$M_u \leq \phi M_n \dots\dots\dots (2.16)$$

Dimana :

M_u = momen lentur terfaktor (kg.m)

ϕ = faktor reduksi, untuk $\Phi = 0,90$ (DFBK)

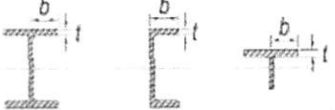

M_n = kuat nominal dari momen lentur penampang (kg.m) yang ditentukan pada pasal F2 dan F3

1) Syarat Kekompakan

Sesuai SNI 1729-2015 pasal B4-1 untuk kondisi lentur, penampang diklasifikasikan sebagai penampang kompak, non-kompak atau penampang elemen langsing. Untuk penampang kompak, rasio lebar terhadap tebal tidak

boleh melebihi batasnya λ_p , sesuai tabel 2.5.1. Jika rasio tebal terhadap lebar melebihi λ_p , tetapi tidak melebihi λ_r sesuai tabel 2.5.1 maka penampang disebut non-kompak. Jika rasio tebal terhadap lebar melebihi λ_r maka disebut penampang dengan elemen langsing.

Tabel 2.11 Rasio Tebal terhadap lebar : Elemen tekan komponen struktur menahan Lentur

Deskripsi	Rasio tebal terhadap lebar	Batasan rasio tebal-lebar		Contoh
		λ_p Kompak	λ_r Non-Kompak	
Sayap dari profil I, kanal dan T	b/t	$0,38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1,0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Badan dari profil I simetris ganda dan kanal	h/t_w	$3,76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Sumber : Tabel B4.1b SNI 1729 : 2015

Untuk rasio tebal terhadap lebar :

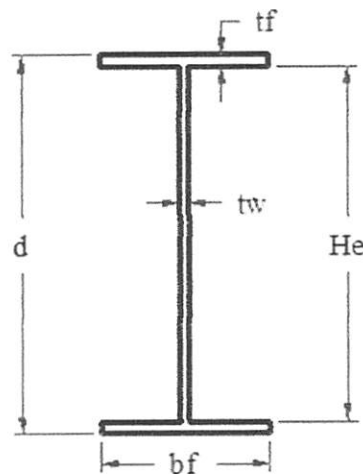
- Sayap

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f}$$

- Badan

$$\lambda_w = \frac{h_e}{t_w}$$

$$h_e = d - 2.t_f$$



Dimana :

E : modulus elastisitas baja = 29.000 ksi (200000 MPa)

F_y : Tegangan leleh minimum (MPa)

bf : Lebar flens

d : tinggi badan profil

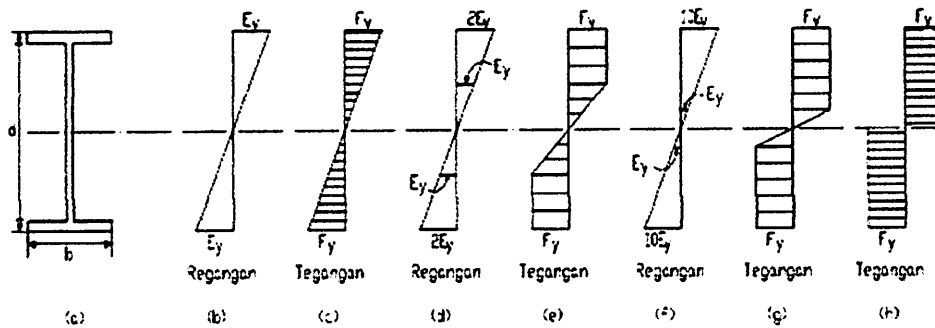
tw : tebal plat badan

tf : tebal plat sayap

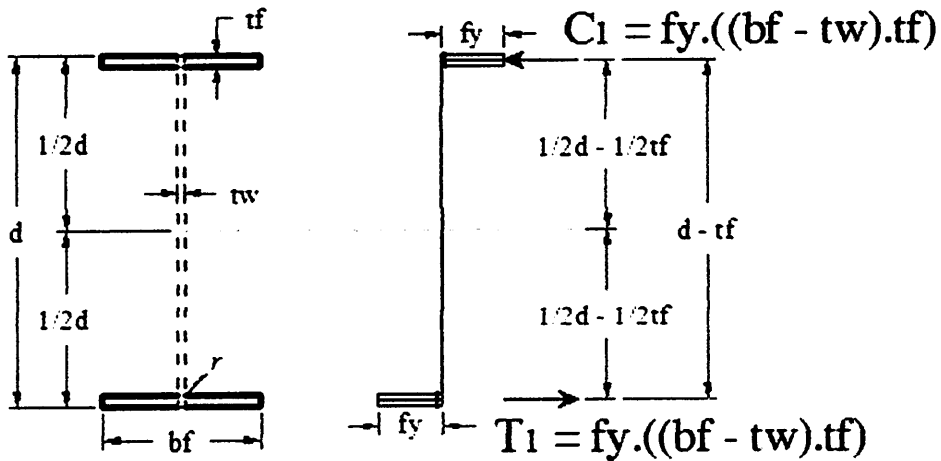
r : diameter flens

2) Kelangsingan penampang

Pengertian penampang kompak, tak kompak dan langsing suatu komponen struktur yang mengalami lentur, ditentukan oleh kelangsingan elemen-elemen tekannya.



Gambar 2.7 Kurva Tegangan Regangan Pada Profil Baja



Gambar 2.8 Diagram Tegangan Bagian Sayap (flange) Profil Baja

Pada gambar . (h) merupakan kondisi saat mencapai plastis. Seperti pada gambar . dengan nilai C dapat dicari tahanan momen plastis (untuk bagian flange) dengan cara mengalikan nilai C (gaya kopel internal) dengan lengan kopelnya yakni jarak antara C dan T, yang dirumuskan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 M_{p1} &= C_1 \times \text{lengan kopel} \\
 &= [f_y \cdot ((b_f - t_w) \cdot t_f)] \cdot (d - t_f)
 \end{aligned}$$

Dimana : M_{p1} = Momen plastis pada bagian flange

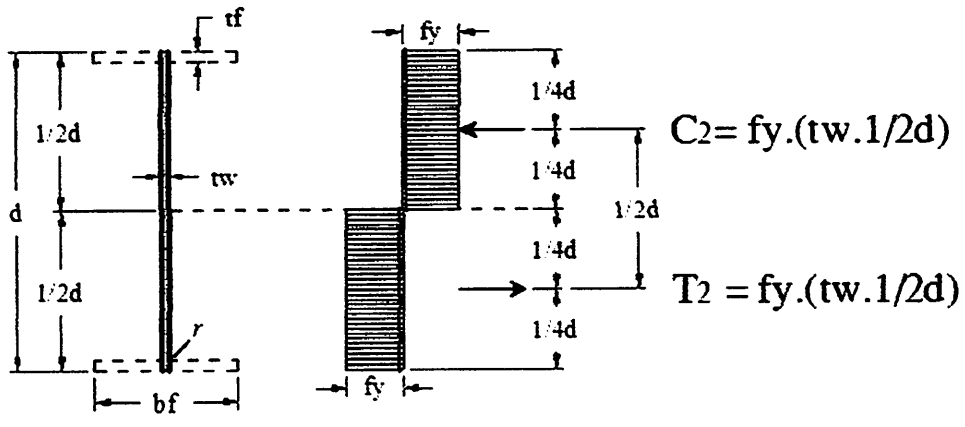
f_y = tegangan leleh baja

b_f = lebar flange profil

t_w = tebal badan profil

t_f = tebal flange profil

d = tinggi profil



Gambar 2.9 Diagram Tegangan Bagian Badan (web) Profil Baja

Pada gambar diatas, dapat dirumuskan resultan gaya tekan sebagai berikut :

$$M_{p2} = C_2 \times \text{lengan kopel}$$

$$= \left[f_y \cdot \left(tw \cdot \frac{1}{2}d \right) \right] \cdot \frac{1}{2}d$$

- Dimana :
- M_{p2} = Momen plastis pada bagian badan profil
 - f_y = tegangan leleh baja
 - tw = tebal badan profil
 - d = tinggi profil

Dengan demikian, tahanan momen plastis adalah sebagai berikut :

$$M_p = M_{p1} + M_{p2}$$

$$= \left[f_y \cdot \left((bf - tw) \cdot tf \right) \cdot (d - tf) \right] + \left[f_y \cdot \left(tw \cdot \frac{1}{2}d \right) \right] \cdot \frac{1}{2}d$$

$$= f_y \cdot \left[\left\{ (bf - tw) \cdot tf \cdot (d - tf) \right\} + \left\{ \left(tw \cdot \frac{1}{2}d \right) \cdot \frac{1}{2}d \right\} \right]$$

$$= f_y \cdot \left[\left\{ (bf - tw) \cdot tf \cdot (d - tf) \right\} + \left(\frac{tw \cdot d^2}{4} \right) \right]$$

Dimana :

$$Z_x = \left\{ (bf - tw) \cdot tf \cdot (d - tf) \right\} + \left(\frac{tw \cdot d^2}{4} \right), \dots\dots\dots (2.17)$$

- **Penampang kompak**

Untuk penampang-penampang yang memenuhi $\lambda \leq \lambda_p$, kuat lentur nominal penampang adalah,

$$M_n = M_p = f_y \times Z_x \dots\dots\dots (2.18)$$

Dimana :

M_n : Kekuatan lentur (momen) nominal (N-mm)

M_p : Momen lentur plastis (N-mm)

f_y : Tegangan leleh minimum baja (Mpa atau Nmm²)

Z_x : Modulus penampang plastis pada sumbu x (mm³)

- **Penampang tak-kompak**

Untuk penampang yang memenuhi $\lambda_{pf} < \lambda \leq \lambda_{rf}$, kuat lentur nominal penampang ditentukan sebagai berikut:

$$M_n = M_p - (M_p - 0,7 f_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \dots\dots\dots (2.19)$$

Dimana :

S_x : Modulus penampang elastis pada sumbu x (mm³)

- **Penampang langsing**

Untuk pelat sayap yang memenuhi $\lambda_{rf} \leq \lambda$ kuat lentur nominal penampang adalah :

$$M_n = \frac{0,9 E K_o S_x}{\lambda^2} \dots\dots\dots (2.20)$$

Dimana :

$$K_o = \frac{4}{\sqrt{h e / t w}} \quad \text{Nilai } K_o \text{ tidak boleh diambil kecil dari 0.35 maupun lebih besar dari 0.76.}$$

2.5.3 Komponen Struktur Untuk Geser (berdasarkan SNI 1729 : 2015)

Komponen struktur yang mengalami gaya geser terfaktor V_u harus memenuhi:

$$V_u \leq \phi V_n \quad \dots\dots\dots (2.21)$$

Untuk $\phi_f = 0,90$ (DFBK) $\Omega_t = 1.67$ (DKI)

ϕV_n adalah kuat geser rencana yang besarnya dapat ditentukan dari persamaan sebagai berikut : untuk kekuatan geser nominal, V_n dari badan tidak diperkaku atau diperkaku menurut keadaan batas dari pelelehan geser dan tekuk geser, adalah :

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad \dots\dots\dots (2.22)$$

Untuk badan dari semua profil simetris ganda dan simetris tunggal serta kanal lainnya, kecuali PSB bundar, koefisien geser badan (C_v) ditentukan sebagai berikut :

- Bila $\frac{h}{t_w} < 1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{F_y}}$ maka $C_v = 1,0$
- Bila $1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{F_y}}$ maka $C_v = \frac{1,10 \sqrt{k_n E / F_y}}{h / t_w}$
- Bila $\frac{h}{t_w} > 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{F_y}}$ maka $C_v = \frac{1,51 k_n E}{(h / t_w)^2 F_y}$

Dimana :

A_w : Luas penampang bruto plat badan, in² (mm²)

t_w : Ketebalan badan, in (mm)

E : Modulud elastisitas baja = 29000 ksi (200000Mpa)

K_n : koefisien tekuk geser, diperoleh berdasarkan :

- a. Untuk badan tanpa pengaku transversal dengan $h/t_w < 260$, maka $kn = 5$
- b. Untuk badan dengan pengaku transversal, maka

$$Kn = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

Pengaku transversal tidak diperlukan bila $\frac{h}{t_w} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

2.5.4 Komponen Struktur untuk Tarik Aksial (berdasarkan SNI 1729 : 2015)

Menurut (SNI 1729-2015 Pasal B4.3) desain yang sesuai dengan ketentuan untuk desain faktor beban dan ketahanan (DFBK) memenuhi persyaratan spesifikasi bila kekuatan desain setiap komponen struktural sama atau melebihi kekuatan perlu yang ditentukan berdasarkan kombinasi beban DFBK.

$$Ru \leq \Phi.Rn \dots\dots\dots (2.23)$$

Dimana :

- Ru = Kekuatan perlu menggunakan kombinasi beban DFBK
- Rn = Kekuatan nominal, di syatkan dalam Bab B sampai Bab K
- Φ = Factor ketahanan, di syatkan dalam Bab B sampai Bab K
- ΦRn = Kekuatan desain

Menurut (SNI 1729-2015 Pasal D2) Kekuatan tarik desain, $\Phi_t.P_n$ dan Kekuatan tarik tersedia, P_n/Ω_t , dari komponen struktur tarik, harus nilai terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas dari leleh tarik pada penampang bruto dan keruntuhan tarik pada penampang netto.

(a.) Menghitung tegangan leleh tarik pada penampang Bruto

$$P_n = F_y \times A_g \dots\dots\dots (2.24)$$

$$\Phi_t = 0,90 \text{ (DFBK)} \qquad \Omega_t = 1,67 \text{ (DKI)}$$

(b.) Untuk keruntuhan Tarik (Putus) pada penampang Netto

$$P_n = F_u \times A_e \dots\dots\dots (2.25)$$

$$\Phi_t = 0,75 \text{ (DFBK)} \qquad \Omega_t = 2.00 \text{ (DKI)}$$

Dimana :

A_e = Luas Neto Efektif, in² (mm²)

A_g = Luas Bruto dari komponen Struktur, in² (mm²)

F_y = Tegangan leleh minimum yang disyaratkan, ksi (MPa)

F_u = Kekuatan Tarik Minimum yang disyaratkan, ksi (MPa)

P_n = Tegangan nominal aksial, ksi (MPa)

Luas Neto Efektif

Luas bruto A_g , dan luas Neto, A_n , dari komponen struktur tarik harus di tentukan sesuai dengan ketentuan SNI 1729-2015 Pasal B4.3. dimana luas neto A_n , untuk PSB terslot yang di las pada pelat buhul, luas neto A_n , adalah luas bruto di kurangi hasil ketebalan dan lebar total material yang dihilangkan untuk membentuk slot tersebut, namun untuk komponen struktur tanpa lubang, luas neto tersebut, A_n adalah sama dengan luas bruto, A_g .

2.5.5 Komponen Struktur Untuk Tekan (berdasarkan SNI 1729 : 2015)

Menurut (SNI 1729-2015 Pasal E1) Kekuatan tekan desain, $\phi_c P_n$, dan Kekuatan Tekan tersedia, P_n/Ω_c , di tentukan sebagai berikut : Ketentuan tekan nominal, P_n harus nilai terendah yang di peroleh berdasarkan pada keadaan batas dari tekuk lentur, tekuk torsi-lentur.

$$R_u \leq \Phi.R_n \dots\dots\dots (2.26)$$

$$\Phi_t = 0,90 \text{ (DFBK)} \qquad \Omega_t = 1.67 \text{ (DKI)}$$

Untuk kondisi tekan, penampang di klasifikasikan sebagai elemen nonlangsing atau penampang elemen langsing. Untuk profil elemen nonlangsing, rasio tebal terhadap lebar dari elemen tekan tidak boleh melebihi λ_r . Jika rasio tersebut melebihi λ_r disebut penampang dengan elemen-langsing. Selanjutnya mengenai syarat kelangsingan penampang diatur dalam SNI 1729 : 2015 tabel B4.1a.

Panjang Efektif

Untuk komponen struktur yang dirancang berdasarkan tekan, rasio kelangsingan efektif dapat memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$(K.L)/r < 200 \dots\dots\dots (2.27)$$

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

$$P_n = A_g \times F_{cr} \dots\dots\dots (2.28)$$

Tegangan Kritis, F_{cr} , harus di tentukan sebagai berikut :

a. Bila $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (atau $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$)

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] \cdot F_y \dots\dots\dots (2.29)$$

b. Bila $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (atau $\frac{Q \cdot F_y}{F_e} > 2.25$)

$$F_{cr} = 0.877 \cdot F_e \dots\dots\dots (2.30)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{K.L}{r}\right)^2} \dots\dots\dots (2.31)$$

Dimana :

F_e = Tegangan tekuk kritis elastis (Mpa)

A_g = Luas penampang bruto

K = Faktor panjang efektif

L = Panjang batang tekuk

r = Radius girasi atau jari – jari girasi

E = Modulus elastisitas baja = 29.000 ksi (200.000 Mpa)

F_y = Tegangan leleh minimum yang di syaratkan, ksi (Mpa)

2.5.6 Komponen Struktur yang Mengalami Gaya Kombinasi

Komponen struktur yang mengalami gaya kombinasi adalah penampang simetris yang mengalami momen lentur dan aksial. Komponen struktur yang mengalami momen lentur dan gaya aksial harus direncanakan memenuhi ketentuan sebagai berikut:

$$\text{Untuk } \frac{P_u}{P_n} \geq 0,2$$

$$\frac{P_u}{P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad \dots\dots\dots (2.32)$$

$$\text{Untuk } \frac{P_u}{P_n} < 0,2$$

$$\frac{P_u}{2P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad \dots\dots\dots (2.33)$$

Dimana :

P_u : Kekuatan aksial perlu (N)

P_n : Kekuatan aksial yang tersedia (N)

Mu : Momen lentur perlu (N-mm)

Mn : Kekuatan lentur tersedia (N-mm)

x : indeks sehubungan dengan sumbu kuat lentur

y : indeks sehubungan dengan sumbu lemah lentur

2.5.7 Komponen Bresing

Pada SRBE ada suatu bagian dari balok yang disebut Link dan direncanakan secara khusus. SRBE diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis yang cukup besar pada Link saat memikul gaya gaya akibat beban gempa rencana. Kolom-kolom, batang bresing, dan bagian dari balok di luar Link harus direncanakan untuk tetap dalam keadaan elastis akibat gaya-gaya yang dihasilkan oleh Link pada saat mengalami pelelehan penuh hingga tahap perkerasan regangan. SRBE harus memenuhi ketentuan di bawah ini. :

- Tegangan leleh bahan baja tidak boleh melebihi 350 MPa
- Plat badan dari link harus berupa pelat tunggal tanpa pelat pengganda.
- Kuat geser rencana Link (ϕV_n) harus lebih besar daripada kuat geser perlu

V_u , dengan :

V_u : Kuar geser nominal Link, diambil yang terkecil dari V_p atau $2M_p / e$

V_p : Kapasitas geser plastis Penampang

$$0,6 F_y (d - 2t_f) t_w \dots\dots\dots (2.34)$$

ϕ : 0,9

e : panjang link

- Berdasarkan ukuran panjang link (e), dikenal klasifikasi jenis link sebagai berikut :

a. Link geser murni (leleh pada link didominasi oleh geser), $e \leq \frac{1,6M_p}{V_p}$

b. Link dominan geser (leleh akibat kombinasi geser-lentur),

$$\frac{1,6M_p}{V_p} < e < \frac{2,6M_p}{V_p}$$

c. Link dominan lentur (leleh akibat kombinasi lentur-geser),

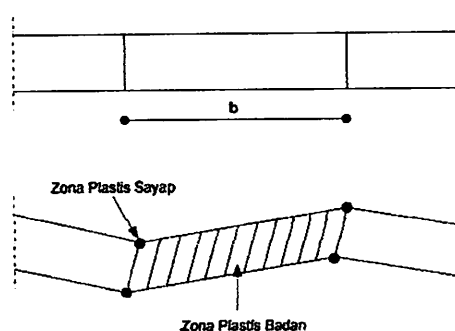
$$\frac{2,6M_p}{V_p} < e < \frac{5,0M_p}{V_p}$$

d. Link lentur murni (leleh pada link didominasi oleh lentur), $e \geq \frac{5,0M_p}{V_p}$

Dimana M_p = momen plastis penampang WF = $Z_x \cdot f_y$

Z_x = Modulus plastis penampang

Terjadinya plastifikasi yang berpusat di elemen link akan memberukan nilai daktilitas yang relatif tinggi pada sistem portal SRBE. Hal ini karena elemen link mempunyai kapasitas inelastik yang relatif tinggi bila dibandingkan dengan elemen-elemen lainnya. Plastifikasi yang terjadi pada elemen link disebabkan oleh kombinasi geser dan momen yang bekerja pada kedua ujungnya. Berdasarkan kedua gaya yang bekerja ini, sifat keruntukan link secara garis besar dapat dibagi keruntuhan akibat geser dan akibat momen.

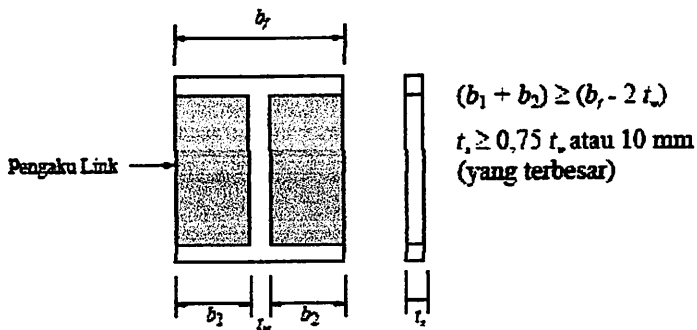


Gambar 2.10 Pembentukan sendi plastis geser Link

(Sumber : Engelhart dan Popov, 1998)

Pada titik pertemuan batang bresing, pada Link harus dipasang pengaku setinggi badan Link dan berada di kedua sisi pelat badan Link. Pengaku tersebut harus mempunyai lebar total tidak kurang dari $(b_f - 2t_w)$ dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar dari $0.75 t_w$ atau 10mm, dengan b_f dan t_w adalah lebar pelat sayap dan tebal pelat badan link. Perencanaan panjang link didasarkan pada beberapa ketentuan dibawah ini :

- Link dengan panjang $\leq 1,6M_p / V_p$ harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak melebihi harga $(30t_w - d/5)$ untuk sudut rotasi link 0,08 radian atau $(52t_w - d/5)$ untuk sudut rotasi $\leq 0,02$ radian
- Link dengan panjang diantara $2,6 M_p/V_p$ harus direncanakan memiliki pengaku antara berspasi $1,5b_f$ dari setiap ujung link
- Link dengan panjang diantara $1,6M_p / V_p$ dan $2,6M_p / V_p$ harus direncanakan memiliki pengaku yang memenuhi ketentuan poin 1 dan poin dua diatas.



Gambar 2.11 Pengaku Link

(sumber : SNI 1729 : 2002)

- Link dengan panjang lebih besar dari $5M_p / V_p$ tidak memerlukan pengaku antara

No	Panjang Link	Jenis Link	Rotasi	Jarak Pengaku Maximum
1	$e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$	Geser murni	0.08	$30.t_w - d/5$
			< 0.02	$52.t_w - d/5$
2	$1.6 \frac{M_p}{V_p} < e \leq 2.6 \frac{M_p}{V_p}$	Dominan geser		1 dan 3 dipenuhi
3	$2.6 \frac{M_p}{V_p} < e \leq 5 \frac{M_p}{V_p}$	Dominan lentur	0.02	1.5 b _r dari tiap ujung link
4	$e > 5 \frac{M_p}{V_p}$	Lentur murni		Tidak memerlukan pengaku antara

Tabel 2.12 Klasifikasi jarak pengaku antara dan kapasitas rotasi Link (AISC 2005)

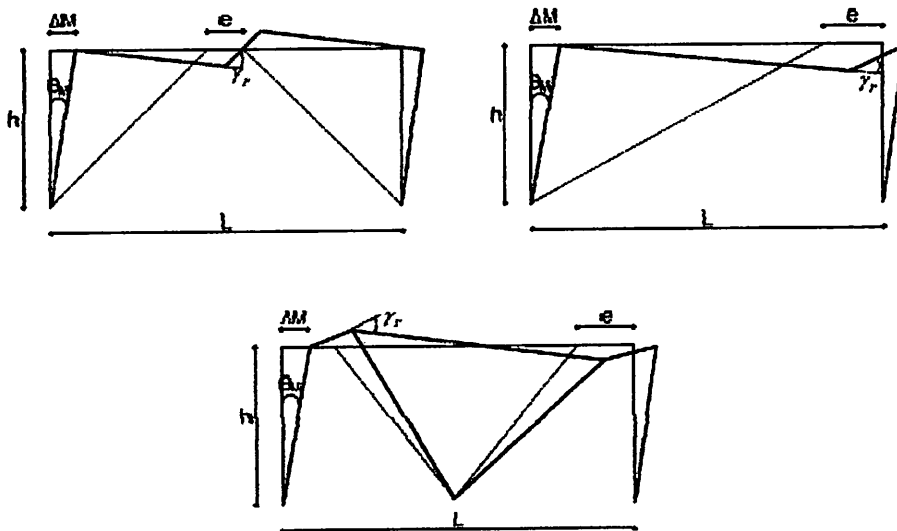
(Sumber : Seminar HAKI 2010)

Sudut rotasi link dihitung berdasarkan defleksi lateral yang terjadi sesuai dengan geometri rangka SRBE yang digunakan. Untuk SRBE yang menggunakan link tunggal pada tiap tingkatnya, sudut rotasi dihitung dengan rumus :

$$\gamma_p = \frac{L * \Delta_M}{e * h} \dots\dots\dots (2.35)$$

Dimana :

- γ_p : Sudut rotasi Link (radian)
- L : Lebar bentang (m)
- h : tinggi tingkat (m)
- e : panjang Link (mm)
- Δ_M : Simpang inelastik maksimum antara lantai (mm)



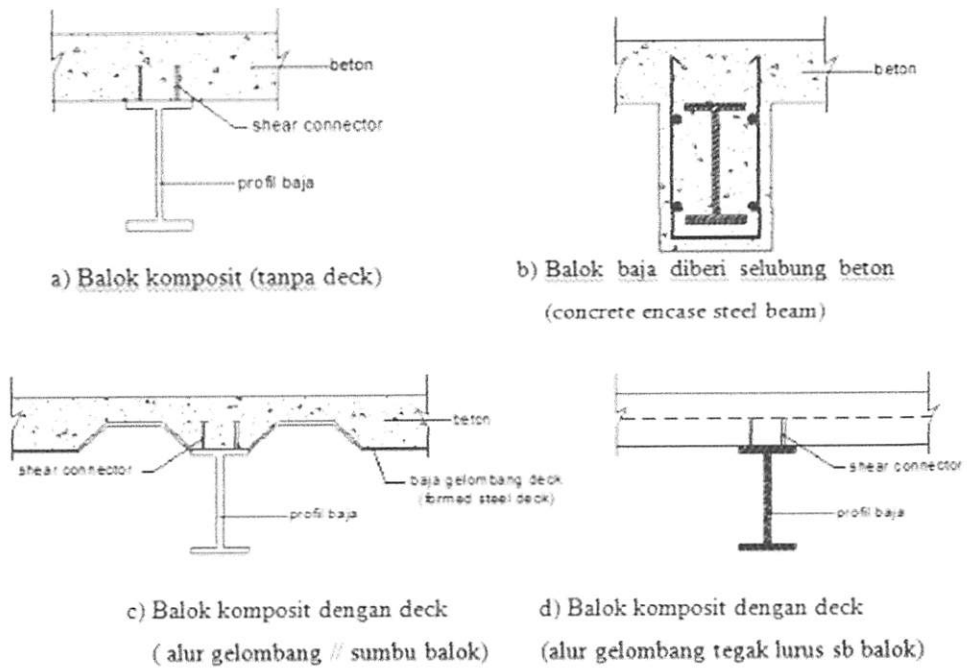
Gambar 2.12 Sudut Rotasi Link

2.5.8 Komponen Struktur Komposit

1) Komponen struktur yang mengalami lentur

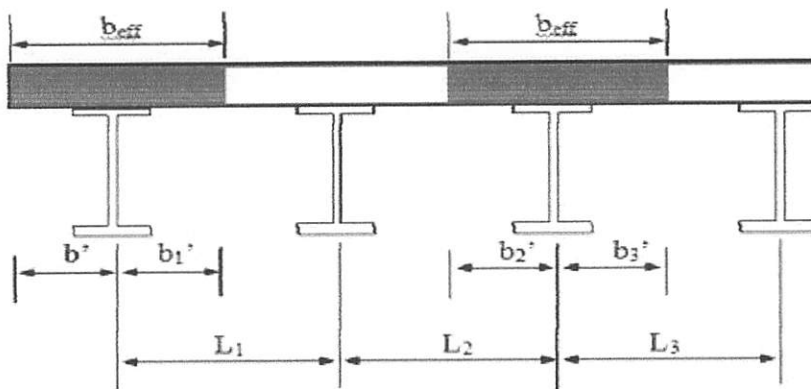
Struktur komposit adalah sistem konstruksi dimana terdapat interaksi dari dua bahan yang tidak sama atau berlainan mutunya. Elemen struktur komposit yang menerima beban lentur disebut dengan balok komposit, yakni komposit antara balok baja dengan plat beton. Aksi komposit yang mengalami beban lentur ini terbentuk dengan adanya transfer geser antara plat beton dan balok baja yang dapat terjadi melalui :

- Mekanisme interlocking antara penghubung geser mekanis dan plat beton (gambar a, b, d)
- Mekanisme lekatan dan friksi disepanjang permukaan atas profil baja yang terkekang didalam beton dan mekanisme tahanan geser pada bidang antara plat beton dan selubung beton disekitar profil baja (gambar b)



Gambar 2.13. Jenis – Jenis Penampang Balok Komposit

Dalam perencanaan ini, digunakan balok komposit dengan tipe angkur kanal baja (gambar a). Adapun lebar efektif plat beton harus diambil dari jumlah lebar efektif untuk setiap sisi sumbu balok (SNI 1729 : 2015 pasal I3-1-1a), masing-masing yang tidak melebihi :



Gambar 2.14. Lebar Efektif Penampang Komposit

Untuk gelagar luar (balok tepi)

- $b_{eff} \leq L/8$, dengan L = panjang bentang balok dari tumpuan ke tumpuan
- $b_{eff} \leq L_1/2 + b'$, dengan b' = jarak dari sumbu balok tepi ke tepi plat

Untuk gelagar dalam (balok tengah)

- $b_{eff} \leq L/4$, dengan L = panjang bentang balok dari tumpuan ke tumpuan
- $b_{eff} \leq (L_1 + L_2)/2$,

Perencanaan kuat lentur struktur sesuai pasal I3-2 SNI 1729 : 2015 yakni kekuatan lentur desain penampang ϕM_n , dijelaskan sebagai berikut :

1) Kuat lentur positif (Momen positif)

Kuat lentur positif desain ($\phi_b M_n$), dengan ϕ_b = faktor reduksi momen nominal sebesar 0,9 harus ditentukan sesuai keadaan batas leleh berikut:

a) Penampang kompak, dengan syarat :

$$\frac{h_e}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \dots\dots\dots (2.36)$$

Dimana :

h_e = Jarak bersih antara sayap penampang baja (mm)

$$= d - 2(t_f) - 2(r)$$

t_w = tebal badan penampang balok baja (mm)

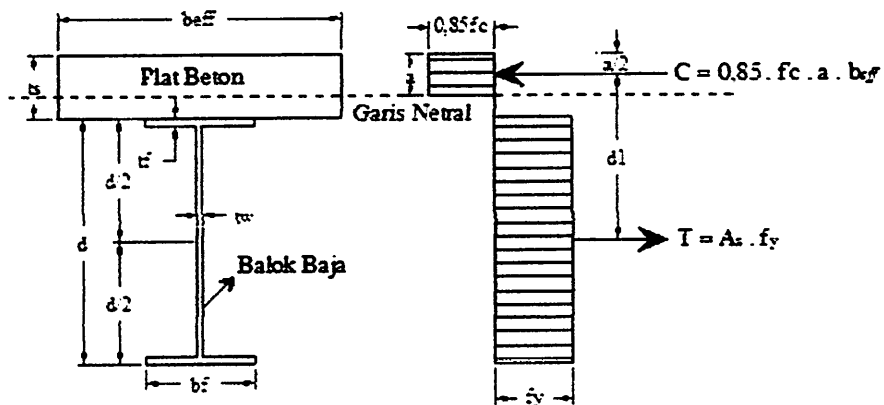
E = Modulus elastisitas baja (200000 MPa)

f_y = Tegangan leleh baja (MPa)

M_n harus ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh (momen plastis M_p).

Prosedur untuk menentukan besarnya kapasitas momen ultimit (momen plastis), tergantung apakah garis netral yang terjadi jatuh pada plat beton atau pada balok bajanya. Jika jatuh pada plat maka dapat dikatakan plat cukup untuk mendukung seluruh gaya tekan (Kondisi 1), dan apabila garis netral jatuh pada balok maka dapat dikatakan plat tidak cukup mendukung gaya tekan sehingga sebagian gaya tekan didukung oleh balok (Kondisi 2).

- Kondisi 1 (Garis netral jatuh di irisan plat)



Gambar 2.15 Distribusi tegangan plastis pada kasus sumbu netral berada pada plat momen positif

Gaya tekan plat beton (C) = $0,85 f'c \cdot beff \cdot a$

Gaya tarik balok baja (T) = $As \cdot fy$

Apabila C = T maka dapat diperoleh harga a sebagai berikut :

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot beff} < ts \quad \dots\dots\dots (2.36)$$

$$d_1 = \left(\frac{d}{2} + ts \right) - \frac{a}{2}$$

Dengan demikian diperoleh momen ultimit, yakni :

$$\begin{aligned} M_n &= C \times d_1 \\ &= 0,85 \times f'_c \times b_{eff} \times a \times \left(\left(\frac{d}{2} + ts \right) - \frac{a}{2} \right) \end{aligned}$$

Atau,

$$\begin{aligned} M_n &= T \times d_1 \\ &= A_s \times f_y \times \left(\left(\frac{d}{2} + ts \right) - \frac{a}{2} \right) \end{aligned}$$

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

Dimana :

ts : Tebal plat beton (mm)

f'_c : Kuat tekan beton (MPa)

b_{eff} : Lebar efektif plat beton (mm)

a : tinggi blok tegangan persegi ekuivalen (mm)

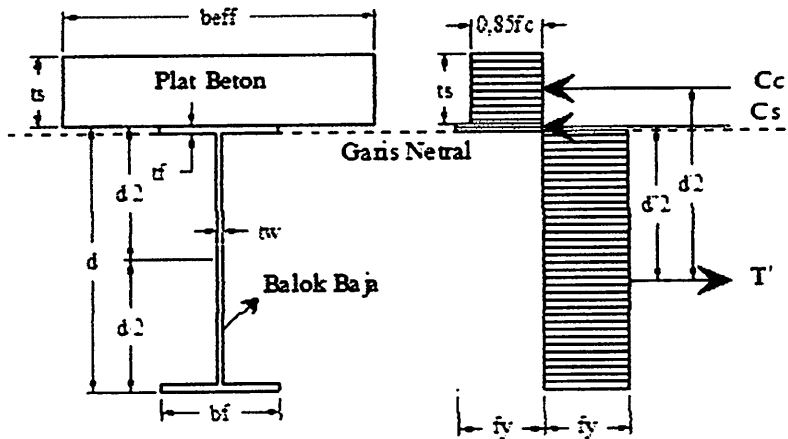
f_y : Tegangan leleh baja (Mpa)

d_1 : Panjang lengan kopel (mm)

d_2 : letak gaya tarik dari ujung luar flens (mm)

- Kondisi sumbu netral jatuh pada balok

Jika tinggi balok tegangan (a) yang diperoleh melampaui tebal plat (ts) maka distribusi tegangan plastis seperti pada gambar berikut :



Gambar 2.16 Distribusi tegangan plastis pada kasus sumbu netral berada pada Profil momen positif

Sesuai gambar diatas, diperoleh dua gaya tekan dari masing masing komponen yakni sebagai berikut :

- Gaya tekan pada beton (C_c) = $0,85 \times f'_c \times beff \times ts$
- Gaya tekan pada baja (C_s)

Berdasarkan prinsip kesetimbangan didapat gaya tarik batas kondisi 2 pada balok sebesar (T') = $C_c + C_s$ (persamaan 1)

Besarnya T' sekarang lebih kecil dari pada T (pada kondisi 1).

Dimana $T = A_s \times f_y$, dengan demikian :

$$T' = T - C_s$$

$$= (A_s \times f_y) - C_s, \dots\dots\dots (persamaan 2)$$

Kedua persamaan tersebut disubstitusikan sebagai berikut :

$$C_c + C_s = A_s \times f_y - C_s$$

$$C_s + C_s = A_s \cdot f_y - C_c$$

$$2C_s = A_s \cdot f_y - C_c$$

$$C_s = \frac{A_s \cdot f_y - C_c}{2} = \frac{A_s \cdot f_y - 0,85 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot ts}{2} \dots\dots\dots (2.37)$$

Dengan menyertakan gaya tekan C_c dan C_s kapasitas momen (M_n) dapat ditentukan yakni sebesar :

$$M_n = C_c \cdot d'^2 + C_s \cdot d''^2$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

Dimana :

t_s : Tebal plat beton (mm)

f'_c : Kuat tekan beton (MPa)

b_{eff} : Lebar efektif plat beton (mm)

a : tinggi blok tegangan persegi ekuivalen (mm)

f_y : Tegangan leleh baja (Mpa)

d'^2 : Jarak antara gaya tarik baja (T') dan gaya tekan plat beton (C_c) (mm)

d''^2 : Jarak antara gaya tarik baja (T') dan gaya tekan balok baja (C_s) (mm)

b) Penampang tak kompak

$$\frac{h_e}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Dimana :

h_e = Jarak bersih antara sayap penampang baja (mm)

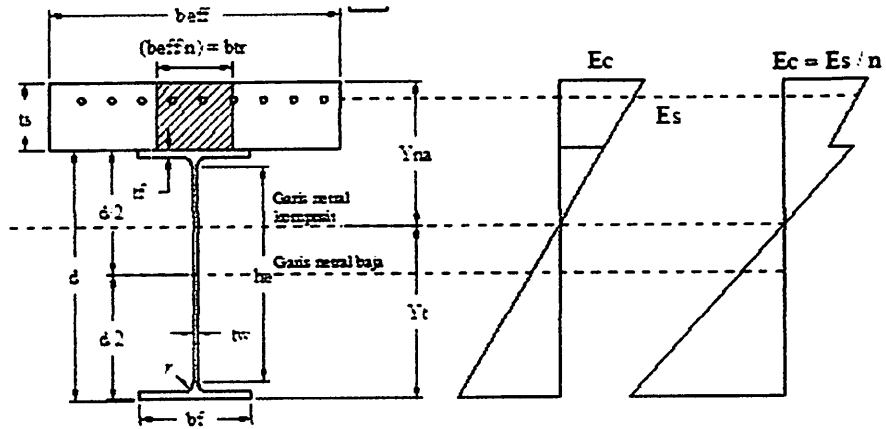
$$= d - 2(t_f) - 2(r)$$

t_w = tebal badan penampang balok baja (mm)

E = Modulus elastisitas baja (200000 MPa)

f_y = Tegangan leleh baja (MPa)

Mn harus ditentukan dari distribusi tegangan elastis, dengan memprhitungkan efek penopangan, untuk keadaan batas leleh (momen leleh). Langkah – langkah perhitungan sebagai berikut :



Gambar 2.17 Distribusi Tegangan Elastis Pada Penampang Komposit Momen Positif

- Beton ditransformasi ke baja :

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$b_{tr} = \frac{b_{eff}}{n}$$

$$A_{tr} = b_{tr} \times t_s$$

- Menentukan letak garis netral penampang transformasi (dimomen ke ambang batas)

$$Y_{na} = \frac{A_{tr} \cdot \frac{t_s}{2} + \left(A_s \cdot \left(t_s + \frac{d}{2} \right) \right)}{(A_{tr} + A_s)}$$

- Menghitung momen inersia penampang transformasi

$$I_{tr} = \left(\frac{b_{tr} \cdot t_s^3}{12} + A_{tr} \left(Y_{na} - \frac{t_s}{2} \right)^2 \right) + \left(I_x + A_s \left(\left(\frac{d}{2} + t_s \right) - Y_{na} \right)^2 \right)$$

- Menghitung modulus penampang transformasi

$$Y_t = (d + t_s) - Y_{na}$$

$$S_{trc} = \frac{I_{tr}}{Y_{na}}$$

$$S_{trt} = \frac{I_{tr}}{Y_t}$$

- Menghitung momen nominal

Kapasitas momen positif penampang adalah nilai terkecil dari :

$$M_{n1} = 0,85 \times f'_c \times n \times S_{trc}$$

$$M_{n2} = f_y \times S_{trt}$$

- Kontrol momen nominal

$$\phi M_n \geq M_u$$

Dimana :

E_s = Modulus elastisitas baja (200000 MPa)

E_c = Modulus elastisitas beton ($4700 \times \sqrt{f'_c}$) MPa

b_{tr} = Lebar transformasi plat beton (mm)

A_{tr} = Luas transformasi plat beton (mm²)

t_s = tebal plat beton (mm)

A_s = Luas penampang balok baja (mm²)

d = tinggi penampang balok baja (mm)

I_{tr} = Momen inersia penampang transformasi (mm⁴)

I_x = Momen inersia arah x penampang baja (mm⁴)

Y_{na} = Garis netral penampang komposit (mm)

Y_t = garis netral penampang baja (mm)

S_{trc} = Modulus elastisitas penampang transformasi (mm³)

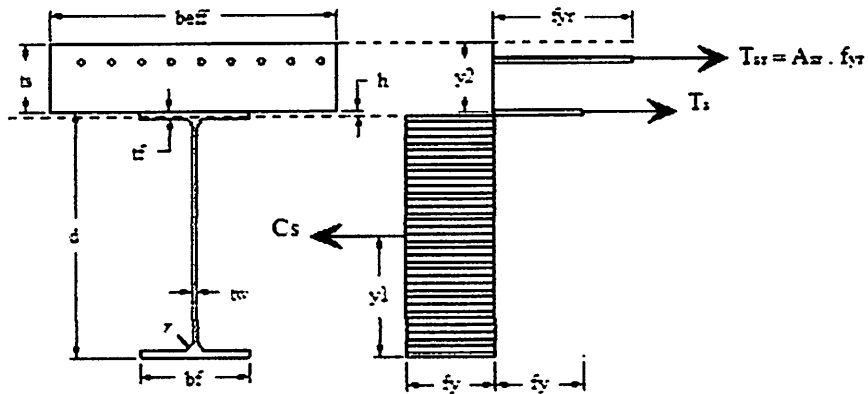
S_{trt} = Modulus elastisitas penampang baja (mm³)

M_n = Momen nominal (Nmm)

2) Kuat lentur negatif

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal I3 – 2 (b), kuat lentur negatif tersedia harus ditentukan untuk penampang baja itu sendiri, menurut bab F3 SNI 1729 – 2015.

Sebagai alternatif, kuat lentur negatif tersedia dapat ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh (momen plastis) dimana kuat lentur desain negatif desain ($\phi_b M_n$), dengan ϕ_b = faktor reduksi momen nominal sebesar 0,9.



Gambar 2.18 Distribusi tegangan plastis pada penampang komposit momen negatif

Luas tulangan longitudinal dalam penampang efektif plat beton (A_{sr}) yakni :

$$A_{sr} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times N$$

Dimana : D = diameter tulangan longitudinal plat (mm)

N = Jumlah tulangan longitudinal plat dalam beff

Tulangan plat yang menambah kekuatan tarik nominal (T_{sr}) yakni :

$$T_{sr} = A_{sr} \times f_{yr}$$

Dimana : f_{yr} = Tegangan leleh tulangan (MPa)

Total gaya tarik yang terjadi (T) = $T_s + T_{sr}$ (persamaan 1)

Apabila daerah tekan terjadi pada seluruh penampang profil baja maka gaya tekan yang terjadi (C_{max}) sebesar :

$$C_{max} = A_s \times f_y$$

Dimana : A_s = luas penampang profil baja (mm^2)

f_y = tegangan leleh minimum profil baja (MPa)

Dikarenakan C_s lebih kecil dari C_{max} maka :

$$C_s = C_{max} - T_s$$
 (Persamaan 2)

Dimana : C_s = gaya tekan profil baja pada daerah momen negatif (N)

Dengan menggunakan momen kopel, maka $C_s = T$ dengan mensubstitusikan persamaan 1 dan persamaan 2 sebagai berikut :

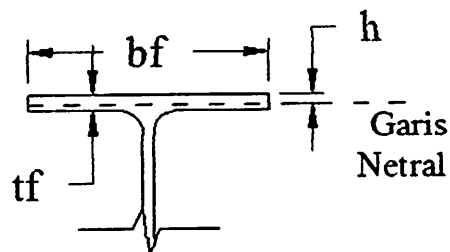
$$T_{sr} + T_s = C_{max} - T_s$$

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

$$2 T_s = (A_s \times f_y) - (A_{sr} \times f_{yr})$$

$$T_s = \frac{(A_s \times f_y) - (A_{sr} \times f_{yr})}{2}$$

Letak garis netral (h) :



Gambar 2.19 Garis Netral Jatuh Pada Sayap Atas Profil

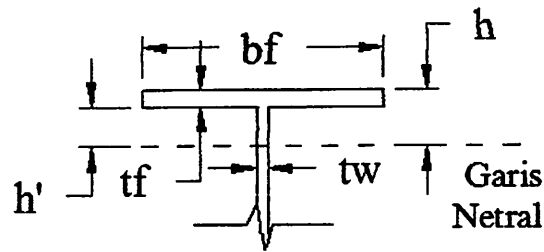
$$T_s = A \times f_y$$

$$= (h \times bf) \times f_y$$

$$h = \frac{T_s}{bf \times f_y}$$

Jika $h >$ tebal sayap (tf), maka garis netral berada pada badan profil baja

dan nilai h dihitung kembali sebagai berikut :



Gambar 2.20 Garis Netral Jatuh Pada Badan Profil

$$T_s = A \times f_y$$

$$A = \frac{T_s}{f_y}$$

$$A = (bf \times tf) + (h' \times tw)$$

$$h' = \frac{A - (bf \times tf)}{tw}$$

$$h' = \frac{\left(\frac{T_s}{f_y}\right) - (bf \times tf)}{tw}$$

$$h = h' + tf$$

Menghitung momen nominal.

Momen nominal dihitung berdasarkan momen internal yang terjadi

terhadap titik gaya tekan pada profil baja (Cs). Dengan menggunakan

persamaan $C_s = T$, Maka momen nominal dapat dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$M_n = (T_s r \times \text{lengan kopel 1}) + (T_s \times \text{lengan kopel 2})$$

$$\text{Lengan kopel 1} = (d - y_1) - (t_s - (\text{tebal selimut beton plat} + 1/2\phi \text{ tul}))$$

$$\text{Lengan kopel 2} = d - (y_1 + y_2)$$

Masing – masing dalam satuan mm.

2) Komponen struktur yang mengalami geser

Munurut SNI 1729 : 2015 pasal I4 (2), kekuatan geser desain ϕV_n untuk balok komposit dengan *steel headed stud* atau angkur kanal baja harus ditentukan berdasarkan properti dari penampang baja sendiri seperti pada sub bab 2.5.3.

3) Kontrol Lendutan

Apabila balok dibebani oleh beban (baik beban merata maupun beban terpusat), maka akan melentur (deflected) sehingga menimbulkan lendutan. Besarnya lenturan balok (berupa lendutan ditengah bentang untuk balok perletakan) dan putaran sudut θ di A dan B tergantung pada harga E I.

Lendutan yang diijinkan yakni :

$$f_{ijin} = \frac{1}{360} \times L \dots\dots\dots (2.38)$$

Dimana L = panjang bentang (mm)

Lendutan maksimal yang terjadi (f_{maks}) harus lebih kecil dari lendutan yang diijinkan (f_{jin}). Sedangkan untuk lendutan yang terjadi dihitung menggunakan metode momen area. Lendutan menggunakan momen area dihitung sebagai berikut :

$$f_{maks} = \frac{M}{EI_{komposit}} \dots\dots\dots (2.39)$$

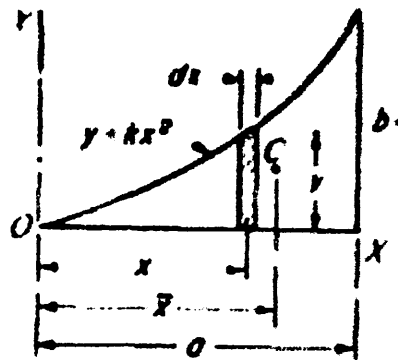
Dimana :

M : Momen maksimum akibat lentur yang diperoleh dari luasan momen (N)

E : Modulus elastisitas (N/mm²)

$I_{komposit}$: Momen inersia penampang komposit (mm⁴)

Luasan momen (A) dihitung sebagai integral dari $f(x)$:

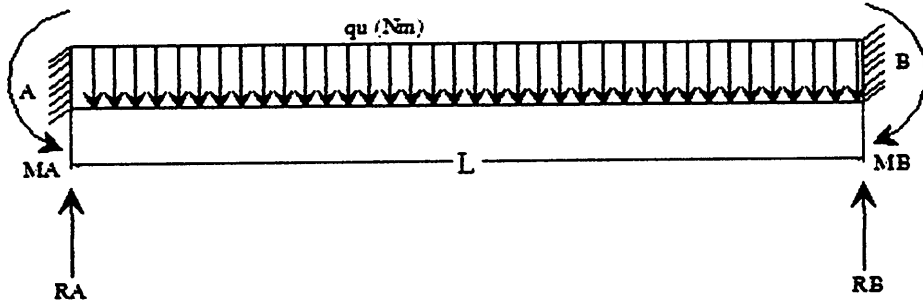


Gambar 2.21 Luasan dan Titik berat Momen

$$A = \int dA$$

$$A = \int_0^a y dx$$

Dimana $y = f(x)$ merupakan fungsi momen pada jarak x ,



$$f(x) = R_A x - q_u \cdot \frac{1}{2} x^2 + M_A$$

Sedangkan untuk menentukan titik berat masing masing segmen momen (\bar{x})

dihitung menggunakan persamaan :

$$A\bar{x} = \int_0^a x dA$$

$$\int_0^a f(x) dx \times \bar{x} = \int_0^a x(f(x)) dx$$

$$\bar{x} = \frac{\int_0^a x(f(x)) dx}{\int_0^a f(x) dx}$$

Yang mana \bar{x} dihitung dari titik batas bawah integral (titik nol).

2.5.9 Perhitungan Angkur *Steel headed stud (Shear conector)*

Geser horizontal (V_h) total pada daerah antara momen nol dan momen positif maksimum ditentukan berdasarkan nilai terkecil dari keadaan berikut :

(a) Kehancuran beton,

$$V_h = 0,85 \times f'_c \times A_c$$

Dimana A_c = Luas plat beton di lebar efektif (mm^2)
= Lebar efektif plat (b_{eff}) x tebal plat (t_s)

- (b) Leleh tarik dari penampang baja

$$V_h = f_y \times A_s$$

Dimana A_s = Luas penampang melintang baja (mm^2)

- (c) Kekuatan geser dari steel headed stud

$$V_h = \sum Q_n$$

Dimana $\sum Q_n$ = Jumlah dari kekuatan geser nominal dari steel headed stud antara titik dari momen positif maksimum dan titik dari momen nol (N)

Geser horizontal (V_h) total pada daerah antara momen nol dan momen negatif maksimum ditentukan berdasarkan nilai terkecil dari keadaan berikut :

- (a) Untuk keadaan batas dari leleh tarik tulangan plat,

$$V_h = F_{ysr} \times A_{sr}$$

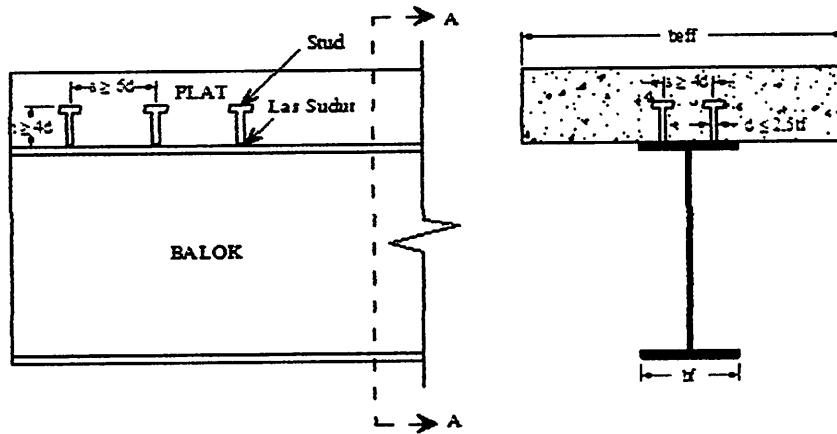
Dimana A_{sr} = Luas baj tulangan longitudinal (mm^2)

F_{ysr} = tegangan leleh minimum baja tulangan (MPa)

- (b) Untuk keadaan batas kekuatan geser dari steel headed stud,

$$V_h = \sum Q_n$$

Perencanaan shear connector berupa angkur stud baja berkepala (steel headed stud) yakni :



Gambar 2.22 Letak Penghubung Geser Balok

Kekuatan geser nominal satu angkur *steel headed stud* yang ditanam pada suatu plat beton ditentukan sebagai berikut :

$$Q_n = 0,5 A_{sa} \sqrt{f'_c E_C} \leq R_g R_p A_{sa} F_u \dots\dots\dots (2.40)$$

Dimana : A_{sa} = Luas penampang dari angkur *steel headed stud* (mm²)

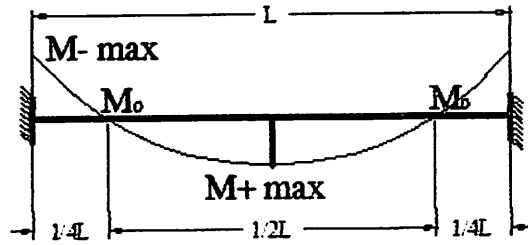
E_C = Modulus elastisitas beton (MPa)

= $0,043 \times Wc^{1,5} \times \sqrt{f'_c}$, dimana Wc = berat beton persatuan volum sebesar 2400kg/m³

F_u = Kekuatan tarik minimum yang disyaratkan dari suatu angkur *steel headed stud* (MPa)

R_g = Koefisien untuk menghitung efek grup (diatur dalam pasal I8.2a SNI 1729 : 2015)

R_p = Faktor efek posisi untuk paku geser (*shear stud*) (diatur dalam pasal I8.2a SNI 1729 : 2015)



Jumlah stud yang digunakan :

- Pada bentang $0 - \frac{1}{4} L$

$$N = \frac{Vh1}{Qn}$$

Dimana :

$Vh1$ = Kekuatan geser nominal yang terkecil untuk momen negatif (N)

Qn = Kekuatan geser nominal 1 buah stud (N)

- Pada bentang $\frac{1}{4}L - \frac{3}{4}L$

$$N = \frac{Vh2}{Qn}$$

Dimana :

$Vh2$ = Kekuatan geser nominal yang terkecil untuk momen positif (N)

Qn = Kekuatan geser nominal 1 buah stud (N)

- Pada Bentang $\frac{3}{4}L - L$

$$N = \frac{Vh3}{Qn}$$

Dimana :

$Vh3$ = Kekuatan geser nominal yang terkecil untuk momen negatif (N)

Qn = Kekuatan geser nominal 1 buah stud (N)

Jarak antar (P) sebagai berikut :

$$P = \frac{L}{N}$$

Dimana :

P = Jarak antar stud (mm)

L = Panjang bentang (berdasarkan masing-masing momen), mm

2.6 Perencanaan Sambungan Baut

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

Syarat- syarat sambungan :

1. Harus kuat, aman tetapi cukup hemat.
2. Ditempat yang mudah terlihat, seharusnya dibuat seindah mungkin.
3. Mudah dalam pelaksanaan pemasangan di lapangan.
4. Pada satu titik sambungan sebaiknya dihindari penggunaan alat penyambung yang beda- beda.

Persyaratan keamanan yang diberikan LRFD untuk penyambung persamaan menjadi : (CG. Salmon, JE. Jhonson. Struktur Baja Desain dan Perilaku, Jilid 1, 1992 : 131)

$$\phi R_n \geq P_u \dots\dots\dots (2.41)$$

Dimana :

ϕ = factor resistansi (untuk konektor harga itu berkaitan dengan tipe kejadian, seperti 0,75 untuk retakan dalam tarik, 0,65 untuk geser pada baut berkekuatan tinggi, dan 0,75 untuk tumpu baut pada sisi lubang)

R_n = kekuatan satu penyambung

P_u = Beban terfaktor pada satu penyambung

2.6.1 Kekuatan Geser dan Tarik dari baut dan Bagian bagian Berulir

Kekuatan ϕR_n , berdasarkan kekuatan tarik atau geser desain harus sesuai dengan keadaan batas dari keruntuhan tarik dan keruntuhan geser sebagai berikut :

(SNI 1729 : 2015 pasal J3-6)

$$\phi R_n = F_n \cdot A_b \dots\dots\dots (2.42)$$

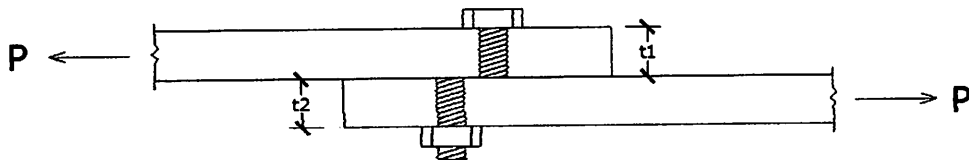
Dimana :

F_n = Tegangan nominal

Untuk tegangan geser digunakan f_{nv} dan untuk tegangan tarik digunakan f_{ub} yang mana nilai masing-masing tegangan diperoleh dari tabel J3.2 SNI 1729 : 2015. (MPa)

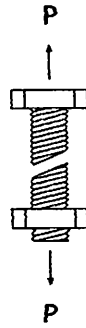
A_b = Luas baut (mm^2)

$$\phi = 0.75$$



Gambar 2.23 Kegagalan geser baut

(Sumber : CG. Salmon, JE. Jhonson 1992)



Gambar 2.24 Kegagalan tarik baut

(Sumber : CG. Salmon, JE. Jhonson 1992)

2.6.2 Kekuatan Tumpu Desain Untuk Baut

Kekuatan tumpuan yang tersedia ϕR_n di lubang lubang baut harus ditentukan untuk keadaab batas dari tumpuan sebagai berikut : (SNI 1729 : 2015 pasal J3-10) :

$$\phi R_n = \phi \cdot (2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u) \dots\dots\dots (2.43)$$

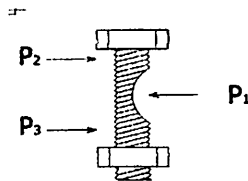
dimana :

F_u = kekuatan tarik minimum yang disyaratkan dari material yang disambung
(MPa)

d = diameter baut nominal (mm)

t = ketebalan dari material yang disambung (mm)

ϕ = 0.75



Gambar 2.25 Kegagalan tumpu baut berulir

(Sumber : CG. Salmon, JE. Jhonson 1992)

2.6.3 Jarak antar baut

Menurut SNI 1729 : 2015 tabel J3.4, jarak minimum dari baut ke tepi plat yang disambung yakni berdasarkan diameter baut sebagai berikut :

Tabel 2.13 Jarak Tepi Minimum Baut dari Pusat Lubang ke Tepi Bagian yang Disambung

Diameter Baut (in.)	Jarak Tepi Minimum
½	¾
5/8	7/8
¾	1
7/8	1 1/8
1	1 ¼
1 1/8	1 ½
1 ¼	1 5/8
Di atas 1 ¼	1 ¼ x d

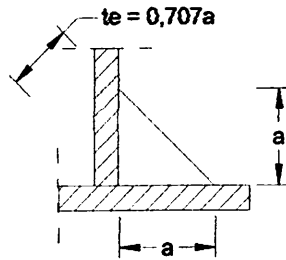
^(a) Jika diperlukan, jarak tepi terkecil diizinkan sesuai ketentuan Pasal J3.10 dan J4 dipenuhi, tetapi jarak tepi yang kurang dari satu diameter baut tidak diizinkan tanpa persetujuan dari Insinyur yang memiliki izin bekerja sebagai perencana.
^(b) Untuk ukuran-berlebih atau lubang-lubang slot, lihat Tabel J3.5.

Sedangkan untuk jarak maksimum dari baut ke tepi plat yang disambung pada pasal J3.5 harus 12 kali ketebalan dari bagian yang disambung akibat perhitungan tetapi tidak boleh melebihi 6 in (150mm).

Adapun untuk jarak antar pusat pusat lubang baut menurut pasal J3.3 yakni tidak boleh kurang dari 3d dimana d merupakan diameter baut yang digunakan. Sedangkan untuk jarak maksimum antar baut menurut pasal J3.5(a) yakni 24 kali ketebalan bagian yang disambung (bagian tertipis) atau 12 in (305mm)

2.7 Sambungan Las pada Plat Ujung

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



Gambar 2.26 Tebal (throat) efektif las sudut

1) Tebal Las Sudut

Tabel 2.14 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

Sumber : Pasal J2 SNI 1729 : 2015

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

- a. Sepanjang tepi material dengan ketebalan kurang dari 6 mm, tidak lebih besar dari ketebalan material.
- b. 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.

2) Kontrol sambungan las

$$R_u \leq \phi P_{nw} \dots\dots\dots (2.44)$$

Dimana :

P_u : Beban las

P_{nw} : Tahanan nominal per satuan panjang las

ϕ : Faktor reduksi (0,75)

3) Tahanan nominal Las

$$P_{nw} = f_{nw} \times A_{we}$$

Dimana :

f_{nw} : tegangan nominal las per mm²

A_{we} : Luas las efektif

4) Panjang Las efektif

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J2b, panjang las minimum ($L_{w \min}$) tidak boleh kurang dari empat kali ukuran las nominal (a) atau dirumuskan sebagai berikut :

$$L_{w \min} = 4a \dots\dots\dots (2.45)$$

Sedangkan untuk panjang las efektif diatur sebagai berikut, apabila panjang las (L_w) $\leq 100 a$, maka $L_{w \text{eff}} = L_w$. Apabila $L_w > 100 a$ maka :

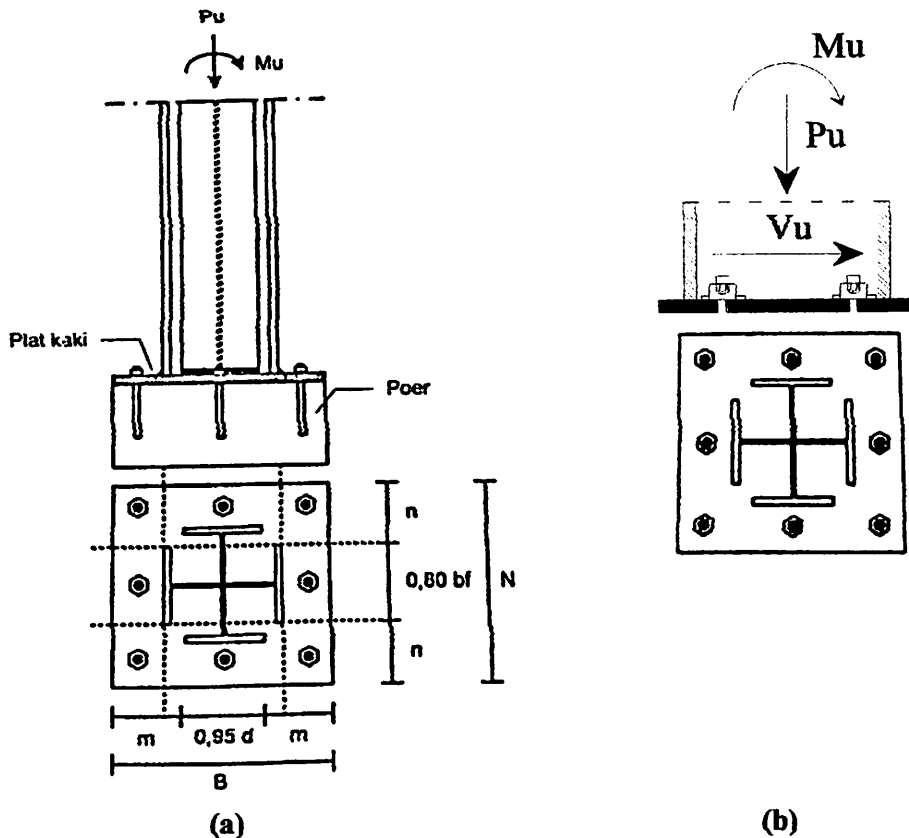
$$L_{w \text{eff}} = L_w \times \beta \dots\dots\dots (2.46)$$

Dimana :

$$\beta = 1,2 - 0,002(L_w/a) \dots\dots\dots (2.47)$$

2.8 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 2.27 (a) Notasi pada plat landasan /Base Plate, (b) Beban yang bekerja pada base plate

1) Dimensi *Base Plate* :

$$A1 = B \times N \dots\dots\dots (2.48)$$

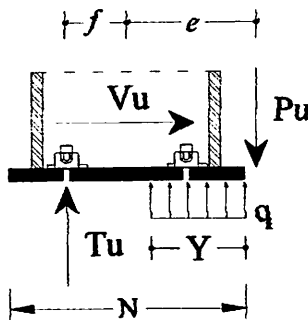
Dimana :

N : Panjang *base plate*

B : Lebar *base plate*

A1 : Luas permukaan *base plate*

2) Perhitungan Eksentrisitas :



Gambar 2.28 *Base Plate* dengan eksentrisitas beban

$$e = \frac{Mu}{Pu} \dots\dots\dots (2.49)$$

Dimana :

e : Jarak Eksentrisitas (mm)

Mu : Momen yang terjadi (Nmm)

Pu : Gaya tekan yang terjadi (N)

3) Perhitungan Tegangan Tumpu Pada Beton :

$$q = \phi_c \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot B \sqrt{\frac{A2}{A1}} \dots\dots\dots (2.50)$$

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(-\left(f + \frac{N}{2}\right)\right)^2 - \frac{2Pu(f+e)}{q}} \dots\dots\dots (2.51)$$

$$Tu = q \cdot Y - Pu \dots\dots\dots (2.52)$$

Dimana :

ϕ_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

4) Perhitungan Angkur :

Angkur yang direncanakan untuk memikul kombinasi beban geser dan tarik.

1. Kontrol geser :

$$V_{ub} \leq \phi f_{nv} x A_b \dots\dots\dots (2.53)$$

2. Kontrol Tarik

$$T_{ub} \leq \phi f_{nt} x A_b \dots\dots\dots (2.54)$$

Dimana :

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

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

A_b : Luas tubuh angkur (mm²)

ϕ : Faktor reduksi (0,75)

f_{nt} : Tegangan tarik nominal (MPa)

f_{nv} : Tegangan geser (MPa)

5) Tebal *Base Plate*

$$m = \frac{(N - 0,95.d)}{2} \dots\dots\dots(2.55)$$

$$n = \frac{(B - 0,8bf)}{2} \dots\dots\dots(2.56)$$

$$x = f - \frac{d}{2} + \frac{tf}{2} \dots\dots\dots(2.57)$$

$$f = \frac{N}{2} - \text{Jarak as angkur dengan sisi terluar plat} \dots\dots\dots(2.58)$$

Maka :

$$tp = 2,11 \sqrt{\frac{Pu \cdot m - \left(\frac{Y}{2}\right)}{B \cdot fy}} \dots\dots\dots(2.59)$$

Dimana :

tp : Tebal *base plate*

B : Lebar *base plate*

fy : Tegangan leleh baja

6) Kontrol terhadap momen :

$$Mn \geq Mpl. \dots\dots\dots(2.60)$$

$$Mpl = \frac{Tu \cdot x}{B} \dots\dots\dots(2.61)$$

$$Mn = Mp = \frac{tp^2}{4} \cdot fy. \dots\dots\dots(2.62)$$

Dimana :

Mpl : Momen lentur terfaktor pada *base plate* (Nmm)

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

tp : Tebal *base plate*

B : Lebar *base plate*

fy : Tegangan leleh baja (Mpa)

BAB III

PERHITUNGAN STATIKA

3.1 Data - Data Perencanaan

3.1.1 Data Bangunan

Perencanaan struktur gedung menggunakan sistem rangka bresing eksentris
Pada skripsi ini mengambil onjek studi gedung Hotel Aria Centra Surabaya dengan data sebagai berikut :

- Nama gedung : Hotel Aria Centra Surabaya
- Lokasi gedung : Jl.Taman A. I. S. Nasution no.37 Surabaya
- Fungsi bangunan : Hotel
- Jumlah lantai : 17 + Atap
- Bentang memanjang : 48.00 m
- Bentang melintang : 17.50 m
- Luas bangunan : 840.00 m²
- Tinggi bangunan : 64.50 m
- Tinggi per lantai
 - Base ke lantai 1 = 3.30 m
 - Lantai 1 ke lantai 2 = 4.50 m
 - Lantai 2 ke lantai 3 = 4.50 m
 - Lantai 3 ke lantai 4 = 3.50 m
 - Lantai 4 ke lantai 5 = 4.00 m
 - Lantai 5 ke lantai 6 = 4.00 m
 - Lantai 6 ke lantai 7 = 4.00 m
 - Lantai 7 ke lantai 8 = 3.60 m
 - Lantai 8 ke lantai 9 = 3.60 m
 - Lantai 9 ke lantai 10 = 3.60 m
 - Lantai 10 ke lantai 11 = 3.60 m

Lantai 11	ke lantai 12	=	3.60 m
Lantai 12	ke lantai 13	=	3.60 m
Lantai 13	ke lantai 14	=	3.60 m
Lantai 14	ke lantai 15	=	4.00 m
Lantai 15	ke lantai 16	=	4.00 m
Lantai 16	ke atap	=	<u>3.50 m</u> +
Total tinggi bangunan		=	64.50 m

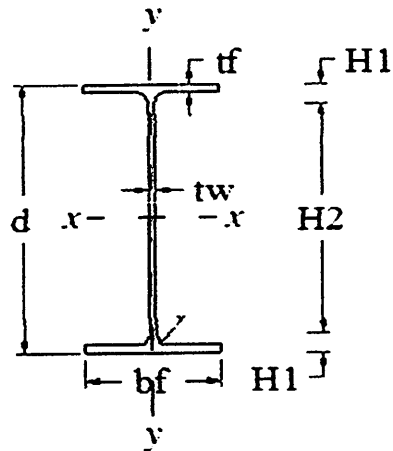
3.1.2 Data Material

Dalam perencanaan ini gedung, mutu bahan yang digunakan adalah sebagai berikut :

- Profil Baja Struktur : *Wide Flange (WF)*
- Jenis baja profil : BJ 50 (tabel 5.3 SNI 1726 : 2002)
- Tegangan putus baja profil (f_u) : 500 MPa
- Tegangan leleh baja profil (f_y) : 290 MPa
- Mutu Baja Tulangan (f_{yt}) : BjTP 24 (tabel 6 SNI 2052 : 2002)
: 240 MPa
- Mutu shear conector ($f_{y_{sc}}$) : 250 MPa (tabel 6 SNI 2052 : 2002)
($f_{u_{sc}}$) : 410 MPa
- Modulus elastisitas baja (E_s) : 200000 Mpa
- Mutu beton (f_c) : 25 MPa
- Modulus elastisitas beton (E_c) : $4700 \sqrt{f_c}$
: $4700 \sqrt{25}$
: 23500 MPa

3.2 Pendimensionian Struktur

3.2.1 Balok



Gambar 3.1 Penampang Balok Baja (Profil WF)

Digunakan dimensi balok sebagai berikut :

1) Balok induk (balok luar link)

Digunakan profil baja WF 450 x 200 x 9 x 14

Dari tabel baja diperoleh :

d : 450.0 mm	r : 18.0 mm	I_y : 1870.0 cm ⁴
b_f : 200.0 mm	H_1 : 32.0 mm	i_x : 18.61 cm
t_w : 9.0 mm	H_2 : 386.0 mm	i_y : 4.40 cm
t_f : 14.0 mm	w : 75.96 Kg/m	S_x : 1489.00 cm ³
A_g : 96.76 cm ²	I_x : 33500.0 cm ⁴	S_y : 187.00 cm ³

2) Balok Anak

Digunakan profil baja WF 350 x 175 x 7 x 11

Dari tabel baja diperoleh :

d : 350.0 mm	r : 14.0 mm	I_y : 984.0 cm ⁴
b_f : 175.0 mm	H_1 : 25.0 mm	i_x : 14.68 cm
t_w : 7.0 mm	H_2 : 300.0 mm	i_y : 3.95 cm
t_f : 11.0 mm	w : 49.56 Kg/m	S_x : 777.00 cm ³
A_g : 63.14 cm ²	I_x : 13600.0 cm ⁴	S_y : 112.00 cm ³

3) Balok *Link*

Digunakan profil baja WF 450 x 200 x 9 x 14

Dari tabel baja diperoleh :

d : 450.0 mm	r : 18.0 mm	I _y : 1870.0 cm ⁴
b _f : 200.0 mm	H ₁ : 32.0 mm	i _x : 18.61 cm
t _w : 9.0 mm	H ₂ : 386.0 mm	i _y : 4.40 cm
t _f : 14.0 mm	w : 75.96 Kg/m	S _x : 1489.0 cm ³
A _g : 96.76 cm ²	I _x : 33500.0 cm ⁴	S _y : 187.0 cm ³

Link yang digunakan pada perencanaan ini adalah link geser dgn ketentuan menurut SNI 1729 : 2002 pasal 15.13, yakni sebagai berikut :

$$e = \frac{1.6 \text{ Mp}}{V_p}$$

Dimana :

V_p adalah kapasitas geser plastis dan dirumuskan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_p &= 0.6 f_y (h-2t_f) t_w \\ &= 0.6 \times 290 \times (450 - (2 \times 14)) \times 9 \\ &= 660852.00 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_p &= 0.9 \times V_p \\ &= 0.9 \times 660852.00 \\ &= 594766.80 \text{ N} \end{aligned}$$

dan Mp adalah momen plastis penampang yakni :

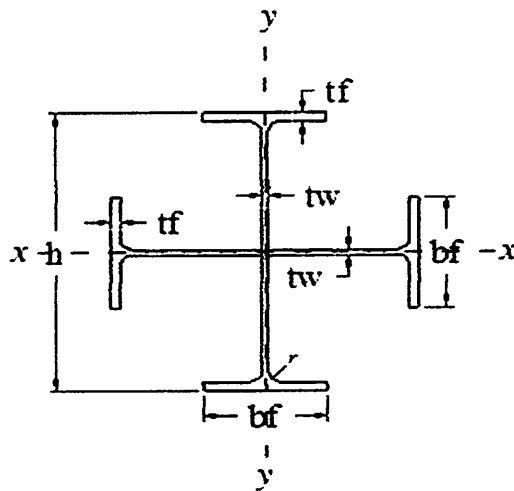
$$\begin{aligned} M_p &= f_y \times Z_x \\ &= f_y \times \left[\frac{t_w \cdot d^2}{4} + ((b_f - t_w) \cdot (d - t_f) \cdot t_f) \right] \\ &= 290 \times \left[\frac{9 \times 450^2}{4} + ((200 - 9) \times (450 - 14) \times 14) \right] \\ &= 470231810.0 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Perhitungan panjang e sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 e &\leq \frac{1.6 M_p}{V_p} \\
 &\leq \frac{1.6 \times 470231810.00}{660852.00} \\
 &\leq 1138.5
 \end{aligned}$$

Maka e digunakan sebesar **1000 mm**

3.2.2 Kolom



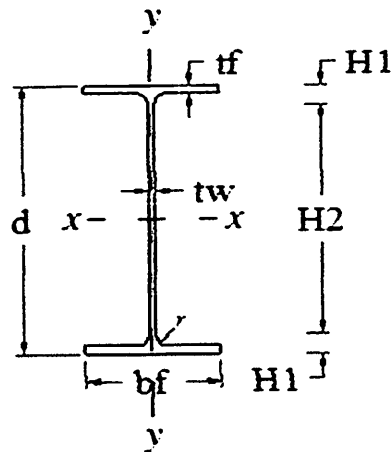
Gambar 3.2 Penampang Kolom Baja (Profil Kingcross)

Digunakan profil baja KC untuk kolom 700 x 300 x 13 x 24

Dari tabel baja diperoleh :

h : 700.0 mm	r : 28.0 mm	I_y : 220791.0 cm ⁴
b_f : 300.0 mm	H₁ : 52.0 mm	i_x : 21.21 cm
t_w : 13.0 mm	H₂ : 596.0 mm	i_y : 21.65 cm
t_f : 24.0 mm	w : 369.70 Kg/m	S_x : 6051.4 cm ³
A_g : 471.0 cm ²	I_x : 211800.0 cm ⁴	S_y : 6193.3 cm ³

3.2.3 Bresing



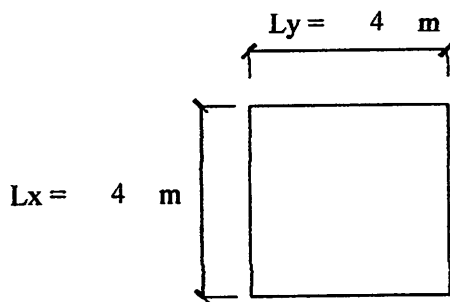
Gambar 3.3 Penampang Bresing Baja (Profil WF)

Digunakan profil baja WF untuk bresing 400 x 200 x 8 x 13

Dari tabel baja diperoleh :

d : 400.0 mm	r : 16.0 mm	$I_y : 1740.0 \text{ cm}^4$
$b_f : 200.0 \text{ mm}$	$H_1 : 29.0 \text{ mm}$	$i_x : 16.79 \text{ cm}$
$t_w : 8.0 \text{ mm}$	$H_2 : 342.0 \text{ mm}$	$i_y : 4.55 \text{ cm}$
$t_f : 13.0 \text{ mm}$	w : 66.03 Kg/m	$S_x : 1185.00 \text{ cm}^3$
$A_g : 84.12 \text{ cm}^2$	$I_x : 23700.0 \text{ cm}^4$	$S_y : 174.00 \text{ cm}^3$

3.2.4 Plat

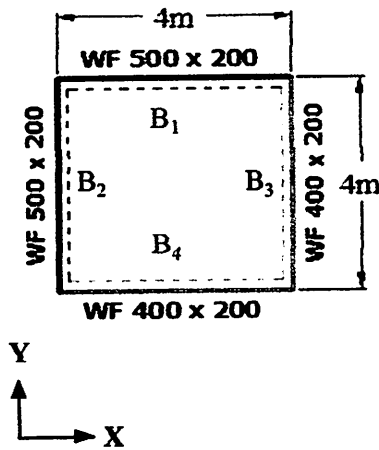


Rasio bentang terpanjang terhadap bentang terpendek (β)

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{4}{4} = 1.0$$

Karena $\beta < 2$ Maka digunakan tulangan plat 2 arah

1) Perhitungan α_{fm} , sebagai berikut :



Momen inersia balok :

$$\begin{aligned}
 I_{b1} \text{ (WF 500 x 200)} &= 33500 \text{ cm}^4 \\
 &= 335000000 \text{ mm}^4 \\
 I_{b2} \text{ (WF 500 x 200)} &= 33500 \text{ cm}^4 \\
 &= 335000000 \text{ mm}^4 \\
 I_{b3} \text{ (WF 400 x 200)} &= 13600 \text{ cm}^4 \\
 &= 136000000 \text{ mm}^4 \\
 I_{b4} \text{ (WF 400 x 200)} &= 13600 \text{ cm}^4 \\
 &= 136000000 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Momen Inersia plat, direncanakan :

- Arah x

$$\text{Tinggi plat (h)} = 120 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang plat (b)} = 4000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 I_{p1} &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 4000 \times 120^3 \\
 &= 576000000.0 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

- Arah y

$$\text{Tinggi plat (h)} = 120 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang plat (b)} = 4000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 I_{p2} &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 4000 \times 120^3 \\
 &= 576000000.0 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Dengan, Modulus elastisitas beton (E_c) = 23500 MPa

Modulus elastisitas baja (E_s) = 200000 MPa

Maka rasio kekakuan penampang balok terhadap kekakuan penampang pelat adalah sebagai berikut :

$$\bullet \alpha_{r1} = \frac{E_s \times I_{b1}}{E_c \times I_{p1}} = \frac{200000 \times 335000000}{23500 \times 576000000} = 4.9498$$

$$\bullet \alpha_{r2} = \frac{E_s \times I_{b2}}{E_c \times I_{p2}} = \frac{200000 \times 335000000}{23500 \times 576000000} = 4.9498$$

$$\bullet \alpha_{r3} = \frac{E_s \times I_{b3}}{E_c \times I_{p2}} = \frac{200000 \times 136000000}{23500 \times 576000000} = 2.0095$$

$$\bullet \alpha_{r4} = \frac{E_s \times I_{b4}}{E_c \times I_{p1}} = \frac{200000 \times 136000000}{23500 \times 576000000} = 2.0095$$

Sehingga, rata-rata rasio kekakuan balok terhadap penampang (α_{fm}) adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \alpha_{fm} &= \frac{\alpha_{r1} + \alpha_{r2} + \alpha_{r3} + \alpha_{r4}}{4} \\ &= \frac{4.95 + 4.95 + 2.01 + 2.01}{4} \\ &= 3.4796 > 2 \end{aligned}$$

Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 9.5.3.3 (c) untuk $\alpha_{fm} > 2$, ketebalan plat minimum tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} \bullet h &= \frac{Ln \times \left[0,8 + \frac{f_{yr}}{1400} \right]}{36 + (9 \times \beta)} \\ h &= \frac{4000 \times \left(0.80 + \frac{240}{1400} \right)}{36 + (9 \times 1.0)} \\ &= 86.349 \text{ mm} \end{aligned}$$

- dan tidak boleh kurang dari 90 mm

Ketebalan Plat Maksimum (h_{Max}) yaitu :

$$\begin{aligned}
 h_{maks} &= \frac{Ln \times \left[0,8 + \frac{fy}{1400} \right]}{36} \\
 &= \frac{4000 \times \left(0.80 + \frac{240}{1400} \right)}{36.00} \\
 &= 130.79365 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

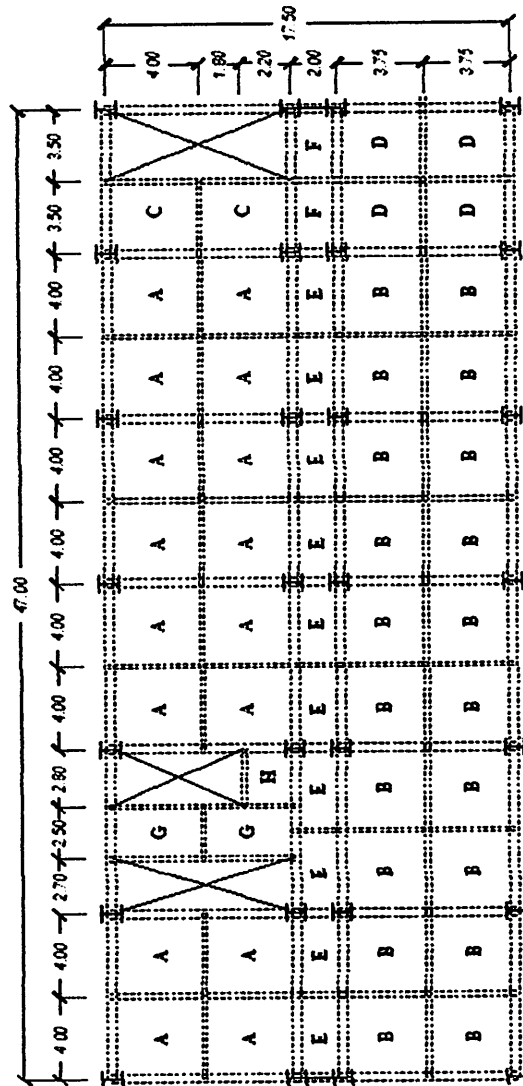
Maka digunakan plat dengan ketebalan (h_{plat}) = 120 mm

Kontrol tebal plat : $h_{min} < h < h_{maks}$

$$86.349 < 120 < 130.79 \quad \dots\dots\dots\text{OK}$$

3.3 Perencanaan Plat Lantai

Seperti telah disebutkan pada sub bab 3.2.4 bahwa perencanaan plat ini menggunakan plat dengan tulangan 2 arah. Sebagai berikut :



Gambar 3.4 Denah Plat Lantai

Digunakan data sebagai berikut :

- Tebal plat : 120 mm
- D tul utama x : 10 mm
- D tul utama y : 10 mm
- Tebal selimut beton : 20 mm
- Lebar (b) : 1000 mm
- Mutu beton (f_c) : 25 MPa
- tulangan (f_{yt}) : 240 MPa
- β_1 : 0.85

- $$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f_c}}{4 f_y} \quad \text{tidak lebih kecil dari} \quad \rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{25}}{4 \times 240} = 0.0052 \quad \text{tidak lebih kecil dari}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{240} = 0.0058$$

Dengan demikian digunakan ρ_{\min} yakni : 0.0058

- $$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0.85 \times 0.85 \times \frac{25}{240} \times \frac{600}{600 + 240}$$

$$= 0.0537574$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \times \rho_b$$

$$= 0.75 \times 0.0538$$

$$= 0.040$$

3.3.1 Pembebanan Plat

- *Beban mati :*

Berat sendiri	=	0.12	x	1	x	24	=	2.88	kN/m
Berat tegel	=	0.24	kN/m ² , per cm tebal. Digunakan tebal						
				0.7	cm, maka				
	=	0.24	x	1	x	0.7	=	0.168	kN/m
Berat tegel	=	0.21	kN/m ² , per cm tebal. Digunakan tebal						
				3.0	cm, maka				
	=	0.21	x	1	x	3.0	=	0.630	kN/m
Berat Plafon	=	0.11	x	1			=	0.110	kN/m
Brt penggantung	=	0.07	x	1			=	0.070	kN/m
							<u>=</u>	3.858	kN/m

- *Beban hidup :*

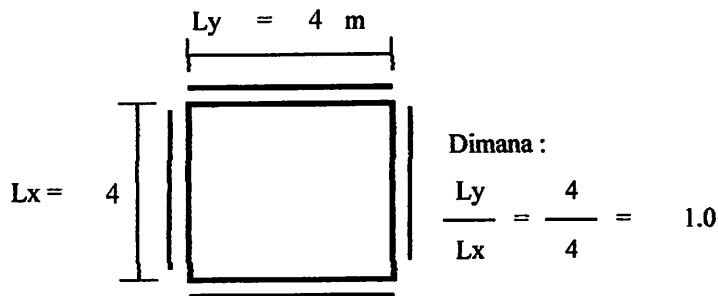
$$\begin{aligned} \text{Berat beban hidup} & \quad 2.5 \quad \times \quad 1 \quad = \quad \underline{2.50 \text{ kN/m}} \\ q_l & = 2.50 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- *Beban terfaktor*

$$\begin{aligned} q_u & = 1.2 q_d + 1.6 q_l = [1.2 \times 3.86] + [1.6 \times 2.50] \\ & = 8.6296 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3.3.2 Penulangan Plat A

$$M = \pm 0.001 \cdot q_u \cdot l_x^2 \cdot C$$



Dgn mengetahui nilai L_y/L_x maka dapat ditentukan nilai C, yakni :

$$C_{t_x} : 36 \quad C_{t_y} : 36$$

$$C_{l_x} : 36 \quad C_{l_y} : 36$$

Sehingga dapat ditentukan nilai momen sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{t_x} & = - 0.001 \times q_u \times l_x^2 \times C_{t_x} \\ & = - 0.001 \times 8.630 \times 4^2 \times 36 \\ & = - 4.9706 \text{ kNm} \\ & = - 4970649.6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{l_x} & = 0.001 \times q_u \times l_x^2 \times C_{l_x} \\ & = 0.001 \times 8.630 \times 4^2 \times 36 \\ & = 4.9706 \text{ kNm} \\ & = 4970649.6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{t_y} & = - 0.001 \times q_u \times l_x^2 \times C_{t_y} \\ & = - 0.001 \times 8.630 \times 4^2 \times 36 \\ & = - 4.9706 \text{ kNm} \\ & = - 4970649.6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_t y &= 0.001 \times q_u \times Lx^2 \times C_t y \\
 &= 0.001 \times 8.630 \times 4^2 \times 36 \\
 &= 4.9706 \text{ kNm} \\
 &= 4970649.6 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Tumpuan arah x

$$\begin{aligned}
 d &= h - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \phi \text{ tulangan utama arah } x \\
 &= 120 - 20 - \frac{1}{2} \cdot 10 \\
 &= 95.00 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_{tx}}{\phi} = \frac{4970650}{0.8} = 6213312 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{6213312.0}{1000 \times 95^2} = 0.6884556 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294118$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right] \\
 &= \frac{1}{11.294} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.6885 \times 11.294}{240}} \right] \\
 &= 0.0029166
 \end{aligned}$$

$$\rho = 0.0029 < \rho_{min} = 0.0058 < \rho_{max} = 0.040$$

Maka digunakan ρ yakni 0.0058

Dengan demikian perhitungan A_s yakni :

$$\begin{aligned}
 A_{s_{perlu}} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.0058 \times 1000 \times 95.00 \\
 &= 554.17 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan plat dengan ϕ tul = 10

$$A_s = \frac{1}{4} \pi \cdot \phi^2 = \frac{1}{4} \times 3.14 \times 10^2$$

$$= 78.50 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{As \cdot b}{As \text{ perlu}} = \frac{78.5 \times 1000}{554.17}$$

$$= 141.65 \text{ mm} \approx 140 \text{ mm}$$

Kontrol :

$$As_{\text{ada}} = \frac{As \cdot b}{s} = \frac{78.5 \times 1000}{140} = 560.7 \text{ mm}^2$$

$$As_{\text{perlu}} = 554.17 \text{ mm}^2$$

$$As_{\text{ada}} \geq As_{\text{perlu}}$$

$$560.7 \text{ mm}^2 \geq 554.17 \text{ mm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

Lapangan arah x

$$d = h - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \phi \text{ tulangan utama arah } x$$

$$= 120 - 20 - \frac{1}{2} \cdot 10$$

$$= 95.00 \text{ mm}$$

$$Mn = \frac{Mtx}{\phi} = \frac{4970650}{0.8} = 6213312 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{6213312.0}{1000 \times 95^2} = 0.6884556 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294118$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn \times m}{fy}} \right]$$

$$= \frac{1}{11.294} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.6885 \times 11.294}{240}} \right]$$

$$= 0.0029166$$

$$\rho = 0.0029 < \rho_{\text{min}} = 0.0058 < \rho_{\text{max}} = 0.040$$

Maka digunakan ρ yakni 0.0058

Dengan demikian perhitungan As yakni :

$$\begin{aligned}
 A_{s_{perlu}} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.0058 \times 1000 \times 95.00 \\
 &= 554.17 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan plat dengan \emptyset tul = 10

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{1}{4} \pi \cdot \phi^2 = \frac{1}{4} \times 3.14 \times 10^2 \\
 &= 78.50 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{A_s \cdot b}{A_{s \text{ perlu}}} = \frac{78.5 \times 1000}{554.17} \\
 &= 141.65 \text{ mm} \approx 140 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$A_{s \text{ ada}} = \frac{A_s \cdot b}{s} = \frac{78.5 \times 1000}{140} = 560.7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} = 554.17 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ ada}} \geq A_{s \text{ perlu}}$$

$$560.7 \text{ mm}^2 \geq 554.17 \text{ mm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

Tumpuan arah y

$$\begin{aligned}
 d &= h - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama arah y} \\
 &= 120 - 20 - \frac{1}{2} \cdot 10 \\
 &= 95.00 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_{ty}}{\emptyset} = \frac{4970650}{0.8} = 6213312 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{6213312.0}{1000 \times 95^2} = 0.6884556 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294118$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{11.294} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.6885 \times 11.294}{240}} \right)$$

$$= 0.0029166$$

$$\rho = 0.0029 < \rho_{min} = 0.0058 < \rho_{max} = 0.040$$

Maka digunakan ρ yakni 0.0058

Dengan demikian perhitungan A_s yakni :

$$A_{s_{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0.0058 \times 1000 \times 95.00$$

$$= 554.17 \text{ mm}^2$$

Direncanakan plat dengan D tul = 10

$$A_s = \frac{1}{4} \pi \cdot \phi^2 = \frac{1}{4} \times 3.14 \times 10^2$$

$$= 78.50 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_s \cdot b}{A_{s \text{ perlu}}} = \frac{78.5 \times 1000}{554.17}$$

$$= 141.65 \text{ mm} \approx 140 \text{ mm}$$

Kontrol :

$$A_{s \text{ ada}} = \frac{A_s \cdot b}{s} = \frac{78.5 \times 1000}{140} = 560.7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ perlu}} = 554.17 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ ada}} \geq A_{s \text{ perlu}}$$

$$560.7 \text{ mm}^2 \geq 554.17 \text{ mm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

Lapangan arah y

$$d = h - \text{tebal selimut beton} - \phi \text{ tul utama} \times \frac{1}{2} \phi \text{ tul utama y}$$

$$= 120.00 - 20 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 10$$

$$= 85.00 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_{ty}}{\phi} = \frac{4970650}{0.8} = 6213312 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{6213312.0}{1000 \times 85^2} = 0.859974 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c} = \frac{240}{0.85 \times 25} = 11.294118$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{11.294} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.86 \times 11.294}{240}} \right]$$

$$= 0.0036588$$

$$\rho = 0.0037 < \rho_{min} = 0.0058 < \rho_{max} = 0.040$$

Maka digunakan ρ yakni 0.0058

Dengan demikian perhitungan A_s yakni :

$$A_{s_{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0.0058 \times 1000 \times 85.00$$

$$= 495.83 \text{ mm}^2$$

Direncanakan plat dengan D tul = 10

$$A_s = \frac{1}{4} \pi \cdot \phi^2 = \frac{1}{4} \times 3.14 \times 10^2$$

$$= 78.50 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_s \cdot b}{A_{s_{perlu}}} = \frac{78.5 \times 1000}{495.83}$$

$$= 158.32 \text{ mm} \approx 140 \text{ mm}$$

Kontrol :

$$A_{s_{ada}} = \frac{A_s \cdot b}{s} = \frac{78.5 \times 1000}{140} = 560.7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{perlu}} = 495.83 \text{ mm}^2$$

$$As_{ada} \geq As_{perlu}$$

$$560.7 \text{ mm}^2 \geq 495.83 \text{ mm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

Tabel 3.1 Penulangan pelat yang digunakan

Plat A	Tul. Utama Plat arah x		Tul. Utama Plat arah y	
	Tulangan	As ada	Tulangan	As ada
Tum. Kiri	D 10 - 140	560.7 mm ²	D 10 - 140	560.7 mm ²
Lapangan	D 10 - 140	560.7 mm ²	D 10 - 140	560.7 mm ²
Tum. kanan	D 10 - 140	560.7 mm ²	D 10 - 140	560.7 mm ²

3.3.3 Konversi tulangan biasa ke Wire Mesh

Konversi tulangan biasa ke Wire Mesh dirumuskan sebagai berikut :

$$As_{wire\ mesh} = As_{ada\ tul.biasa} \times \frac{\text{Kuat leleh tulangan biasa}}{\text{Kuat leleh tulangan wire mesh}}$$

Tabel 3.2 Ukuran Tulangan Wire Mesh

Ø KAWAT (MM)	LUAS Ø KAWAT (CM ²)	JUMLAH LUAS PENAMPANG KAWAT (CM ² /M) MENURUT SPASINYA SETIAP ARAH											
		SPASI (MM)											
		50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325
4,0	0,126	2,52	1,68	1,26	1,01	0,84	0,72	0,63	0,56	0,50	0,46	0,42	0,39
4,5	0,159	3,15	2,12	1,59	1,27	1,06	0,91	0,80	0,71	0,64	0,58	0,53	0,49
5,0	0,196	3,93	2,62	1,96	1,57	1,31	1,12	0,98	0,87	0,78	0,71	0,65	0,60
5,5	0,238	4,75	3,17	2,38	1,90	1,58	1,36	1,19	1,06	0,95	0,86	0,79	0,73
6,0	0,283	5,65	3,77	2,82	2,26	1,88	1,62	1,41	1,26	1,13	1,03	0,94	0,87
6,5	0,332	6,64	4,43	3,31	2,65	2,21	1,90	1,65	1,47	1,33	1,21	1,10	1,02
7,0	0,385	7,70	5,13	3,85	3,08	2,57	2,20	1,92	1,71	1,54	1,40	1,28	1,18
7,5	0,442	8,84	5,89	4,42	3,53	2,95	2,52	2,20	1,96	1,77	1,61	1,47	1,36
8,0	0,503	10,05	6,70	5,03	4,02	3,35	2,87	2,51	2,23	2,01	1,83	1,67	1,55
8,5	0,567	11,35	7,57	5,67	4,54	3,78	3,24	2,84	2,52	2,27	2,06	1,89	1,74
9,0	0,636	12,72	8,48	6,36	5,09	4,24	3,63	3,18	2,83	2,54	2,31	2,12	1,96
9,5	0,709	14,18	9,45	7,09	5,67	4,73	4,05	3,54	3,15	2,83	2,58	2,36	2,18
10,0	0,785	15,71	10,47	7,85	6,28	5,24	4,49	3,92	3,49	3,14	2,85	2,61	2,42
10,5	0,866	17,32	11,55	8,66	6,93	5,77	4,95	4,33	3,85	3,46	3,15	2,89	2,66
11,0	0,950	19,01	12,67	9,50	7,60	6,34	5,43	4,74	4,22	3,80	3,45	3,16	2,92
11,5	1,039	20,77	13,85	10,39	8,31	6,92	5,93	5,19	4,61	4,15	3,78	3,45	3,19
12,0	1,131	22,62	15,08	11,31	9,04	7,54	6,46	5,66	5,02	4,52	4,11	3,76	3,48

Sumber : PT Lion Mesh (<http://lionmesh.com/produk-wiremesh/wiremesh/>)

Digunakan wiremesh dengan mutu Bj TS 50

Kuat leleh (f_{ym}) = 491 MPa

- Tulangan tumpuan arah x = tumpuan arah y

Digunakan tulangan D 10 - 140. $A_s = 560.7 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} A_s \text{ wire mesh} &= 560.7 \times \frac{240}{491} \\ &= 274.08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan wire mesh M 8 - 150 Dari tabel 3.2

maka A_s utk wire mesh M8-150 sebesar = 335 mm²

$A_{s \text{ ada}} = 335 > A_{s \text{ perlu}} = 274.08 \dots\dots\dots \text{OK}$

- Tulangan lapangan arah x = lapangan arah y

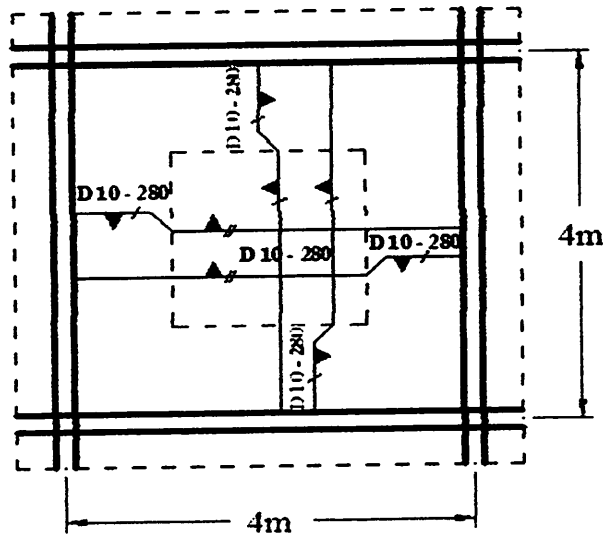
Digunakan tulangan D 10 - 140. $A_s = 560.7 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} A_s \text{ wire mesh} &= 560.7 \times \frac{240}{491} \\ &= 274.08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

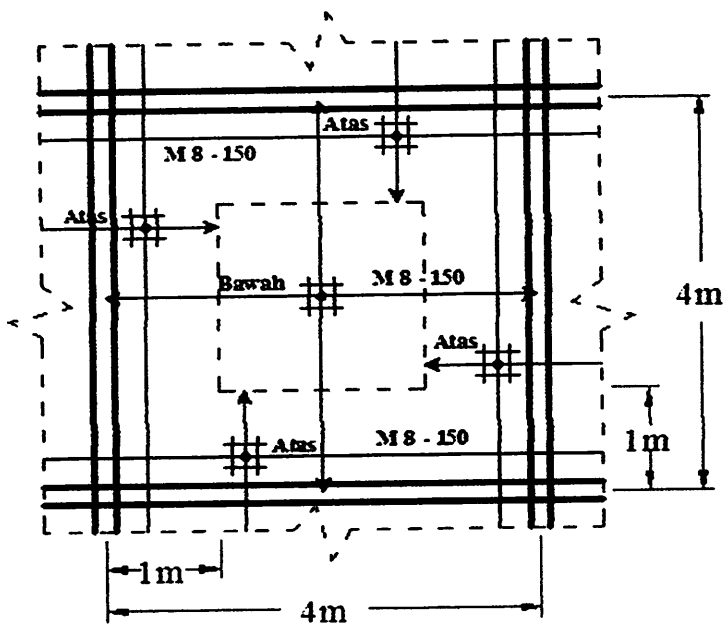
Digunakan tulangan wire mesh M 8 - 150 Dari tabel 3.2

maka A_s utk wire mesh M8-150 sebesar = 335 mm²

$A_{s \text{ ada}} = 335 > A_{s \text{ perlu}} = 274.08 \dots\dots\dots \text{OK}$

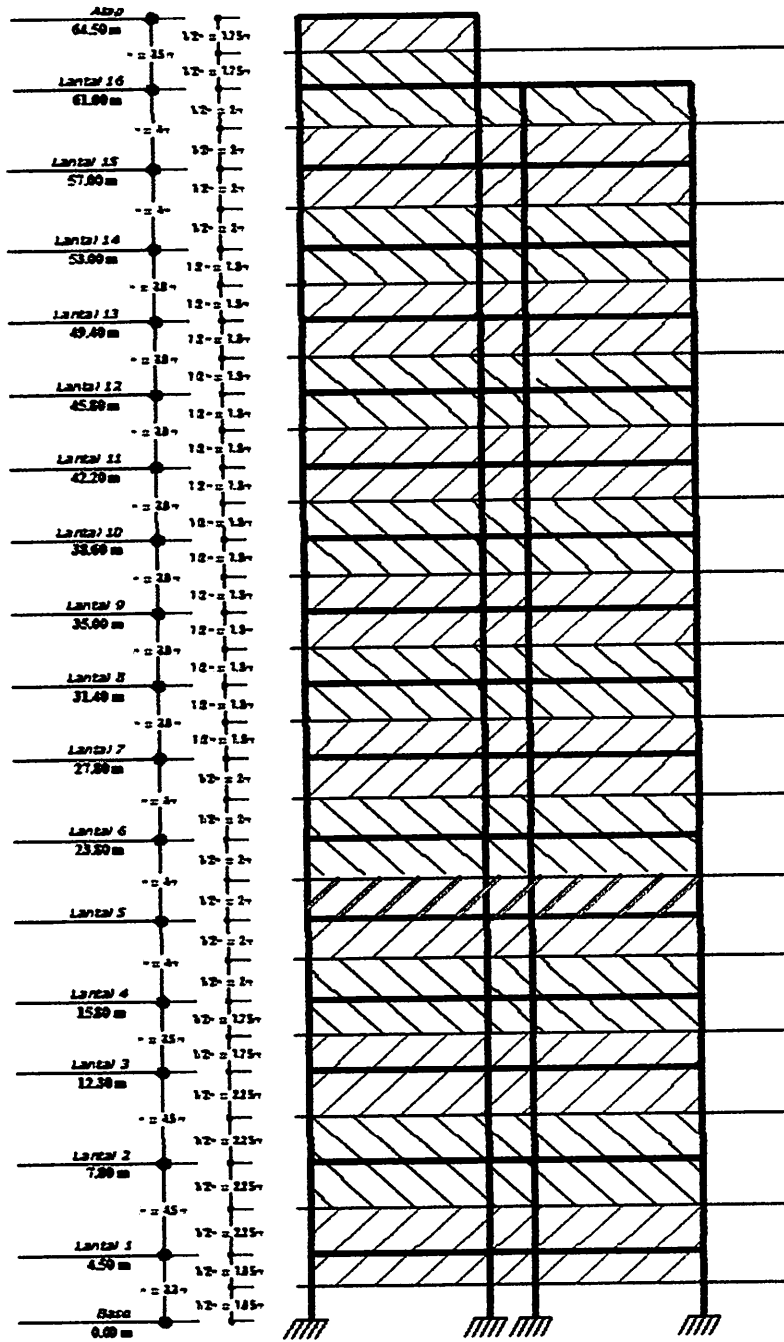


Gambar 3.5 Penulangan pelat dengan tulangan biasa



Gambar 3.6 Penulangan pelat dengan tulangan Wire Mesh

3.4 Pembebanan



3.7 Berat struktur untuk menghitung beban gempa per lantai

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/m²
tebal keramik, 0.7cm : 24.0 Kg/m² x 0.7 cm = 16.8 Kg/m²
- Berat spesi (adukan) : 21.0 Kg/m²
tebal spesi 3cm, maka : 21.0 Kg/m² x 3.0 cm = 63 Kg/m²
- Berat plafon : 11.0 Kg/m²
- Berat penggantung : 7.0 Kg/m²
- Berat ME ; 35.0 Kg/m²
- Berat beton bertulang : 2400.0 Kg/m³
- Berat volum bata merah : 1700.0 Kg/m³
- Tebal dinding : 0.15 cm
- Beban hidup atap : 100.0 Kg/m²
- Beban hidup lantai : 250.0 Kg/m²

Berikut perincian perhitungan berat perlantai, yakni :

3.4.1 Berat Atap

a. Beban Mati (W_{dead})

- Berat plat lantai = Luas plat x tebal plat x berat volum beton
 Luas = (8 x 8) + (8 x 8)
 = 128.00 m²
 Maka berat plat = 128.0 x 0.12 x 2400
 = 36864.0 Kg
- Berat plafon = Berat Plafon + Berat penggantung
 = 11 + 7
 = 18 kg/m²

$$\begin{aligned} \text{Berat plafon} &= \text{Luas Plafon} \times \text{berat plafon per m}^2 \\ &= 128.0 \times 18 \\ &= 2304.0 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Berat ME = Luas plat x berat
= 128.0 x 35.0
= 4480 Kg

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

dimana, L : Panjang bentang balok

\sum : Jumlah balok

w : Berat profil baja

Tabel 3.3 Berat balok induk lantai atap

Balok (B1)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (\sum)	Berat Kg
line 2	8	75.96	2	1215.36
line 3	8	75.96	2	1215.36
line B	8	75.96	1	607.68
line C	8	75.96	1	607.68
line F	8	75.96	1	607.68
line G	8	75.96	1	607.68
TOTAL				4861.44

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

dimana, L : Panjang bentang balok

\sum : Jumlah balok

w : Berat profil baja

Tabel 3.4 Berat balok anak lantai atap

Balok (B2)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (Σ)	Berat Kg
Line b'	8	49.56	1	396.5
Line f'	8	49.56	1	396.5
Line 2'	8	49.56	2	793.0
TOTAL				1585.9

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

dimana, H : Tinggi Kolom

Σ : Jumlah Kolom

w : Berat profil baja

$$\begin{aligned} \text{Berat kolom} &= 1.75 \times 8 \times 369.7 \\ &= 5175.80 \text{ Kg} \end{aligned}$$

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

dimana, t : tebal dinding (0.15 m)

h : tinggi dinding (m) (tinggi lantai - h balok)

B_v : berat volum bata merah (1700 Kg/m³)

L : Panjang bentang dinding (panjang bentang - b.kolom)

Tabel 3.5 Berat dinding arah x dan y

Dinding	t (m)	h (m)	B_v (kg/m ³)	L (m)	Berat
Arah x	0.15	1.3	1700	32.23	10682.588
Arah y	0.15	1.3	1700	34.17	11327.355
TOTAL					22009.943

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

$$\begin{aligned} \text{Berat total baja} &= \text{Berat kolom} + \text{berat balok induk} + \text{berat balok anak} \\ &= 5175.8 + 4861.44 + 1585.92 \\ &= 11623.16 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\text{Berat sambungan} = 10 \% \times 11623.16$$

$$= 1162.3 \text{ Kg}$$

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

Tabel 3.6 Total beban mati atap

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	36864.00
Berat Plafon	2304.00
Berat ME	4480.00
Berat balok induk	4861.44
Berat kolom	5175.80
Berat balok anak	1585.92
Berat dinding	22009.94
Berat sambungan	1162.32
Total berat ($\sum w$ dead)	78443.42

b. Beban Hidup (W_{live})

Diketahui :

Tebal genangan air : 0.05 m

Berat jenis air : 1000 Kg/m³

Koefisien reduksi : 0.3

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

$$\begin{aligned} WL_1 &= 128.0 \times 100 \times 0.3 \\ &= 3840.0 \text{ Kg} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} WL_2 &= 128 \times 0.05 \times 1000 \\ &= 6400.0 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Total beban hidup = Nilai terbesar dari WL_1 dan WL_2

$$= 6400.0 \text{ Kg}$$

Maka total beban yang terjadi pada atap adalah :

$$\begin{aligned}
\Sigma W &= W_{dead} + W_{live} \\
&= 78443.42 + 6400.0 \\
&= 84843.42 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

3.4.2 Berat Lantai 16

a. Beban Mati (W_{dead})

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

$$\begin{aligned}
\text{Luas} &= \text{Luas total} - \text{Luas Void} \\
&= 840 - 69.8 \\
&= 770.16 \text{ m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Maka berat plat} &= 770.2 \times 0.12 \times 2400 \\
&= 221806.1 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

- Berat plafon = Berat Plafon + Berat penggantung

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

$$\begin{aligned}
\text{Berat plafon} &= \text{Luas Plafon} \times \text{berat plafon per m}^2 \\
&= 770.2 \times 18 \\
&= 13862.9 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

- Berat ME = Luas plat x berat

$$\begin{aligned}
&= 770.2 \times 35.0 \\
&= 26956 \text{ Kg}
\end{aligned}$$

- Berat ps Keramik = Berat Keramik + berat spesi

$$\begin{aligned}
\text{per m}^2 &= 16.8 + 63 \\
&= 79.8 \text{ Kg/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Luasan} &= \text{Luas plat dalam} - \text{Luas Void} \\
&= 128 - 69.8 \\
&= 58 \text{ m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat ps keramik} &= \text{Berat ps keramik per m}^2 \times \text{luasan} \\
 &= 79.8 \times 58.2 \\
 &= 4641.2 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

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

dimana, L : Panjang bentang balok

\sum : Jumlah balok

w : Berat profil baja

Tabel 3.7 Berat balok induk lantai 16

Balok (B ₁)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (\sum)	Berat Kg
Line 1	8	75.96	6	3646.08
Line 2	8	75.96	6	3646.08
Line 3	8	75.96	6	3646.08
Line 4	8	75.96	6	3646.08
Line A	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line B	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line C	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line D	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line E	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92

	7.5	75.96	1	569.7
Line F	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line G	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
TOTAL				23889.42

- Berat balok anak = $L \times \sum \text{balok} \times w$
dimana, L : Panjang bentang balok anak
 \sum : Jumlah balok anak
w : Berat profil baja

Tabel 3.8 Berat balok anak lantai 16

Balok (B ₂)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (\sum)	Berat Kg
Line 1'	8	49.6	6	2378.9
Line 3'	2.8	49.6	1	138.8
Line 3"	8	49.6	4	1585.9
	2.5	49.6	1	123.9
	4	49.6	1	198.2
Line a'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line b'	8	49.6	1	396.5
Line b"	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line b'''	8	49.6	1	396.5
	8	49.6	1	396.5

Line c'	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line d'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line e'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line f'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
TOTAL				10025.988

• Berat bresing = $L \times \sum \text{bresing} \times w$

dimana, L : Panjang bresing

\sum : Jumlah bresing (terdapat pada 2 sisi bangunan)

w : Berat profil baja

Tabel 3.9 Berat bresing lantai 16

Arah	Panjang bresing (L) m	Jumlah sisi (\sum)	Berat profil (w) Kg/m	Berat Kg
Arah X	32.4	2	66.03	4278.7
Arah Y	10.6	2	66.03	1399.8
TOTAL				5678.6

• Berat Kolom = $H \times \sum \text{kolom} \times w$

dimana, H : Tinggi Kolom

\sum : Jumlah Kolom

w : Berat profil baja

Tabel 3.10 Berat kolom lantai 16

Kolom	Tinggi, H (m)	Jumlah, Σ (buah)	Berat Profil (kg/m)	Berat Kolom (Kg)
Atas	1.75	8	369.7	5175.80
Bawah	2.00	28	369.7	20703.20
TOTAL				25879.00

- Berat Dinding = $t \times h \times B_v \text{ Bata merah} \times L$
 dimana, t : tebal dinding (0.15 m)
 h : tinggi dinding (m) (tinggi lantai - tinggi balok)
 B_v : berat volum bata merah (1700 Kg/m³)
 L : Panjang bentang dinding (panjang bentang - lebar kolom)

Tabel 3.11 Berat dinding lantai 16

Dinding	Arah	tebal, t (m)	Tinggi, h (m)	Bv. Bata (kg/m ³)	Panjang (m)	Berat (Kg)
Atas	Arah x	0.15	1.75	1700	32.225	14380.406
	Arah y	0.15	1.75	1700	34.17	15248.363
Bawah	Arah x	0.15	1.55	1700	220.91	87312.701
	Arah y	0.15	1.55	1700	191.74	75783.259
TOTAL						192724.73

- Berat sambungan = 10 % x berat total baja yg digunakan
 Berat total baja = Berat kolom + berat balok induk + berat balok anak
 + bresing
 = 25879.00 + 23889.42 + 10025.988
 + 5678.6
 = 65472.99 Kg
 Berat sambungan = 10 % x 65472.99
 = 6547.3 Kg

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

Tabel 3.12 Total berat beban mati lantai 16

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	221806.08
Berat Plafon	13862.88
Berat ME	26955.60
Berat pas. Keramik	4641.17
Berat balok induk	23889.42
Berat kolom	25879.00
Berat balok anak	10025.99
Berat Bresing	5678.58
Berat dinding	192724.73
Berat sambungan	6547.30
Total berat ($\sum w$ dead)	532010.74

b. Beban Hidup (W_{live})

Diketahui :

Tebal genangan air : 0.05 m

Berat jenis air : 1000 Kg/m³

Koefisien reduksi : 0.3

● Plat Luar (atap)

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

Luas = Luas total - luas plat dalam

= 840 - 128

= 712.0 m²

beban plat atap = 712.0 x 100 x 0.3

$WL_1 = 21360.0 \text{ Kg}$

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

$WL_2 = 712 \times 0.05 \times 1000$

$$= 35600.0 \text{ Kg}$$

$$\text{Total beban hidup} = \text{Nilai terbesar dari } WL_1 \text{ dan } WL_2$$

$$= 35600.0 \text{ Kg}$$

- **Plat dalam (lantai)**

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

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

$$= 128 - 69.84$$

$$= 58.2 \text{ m}^2$$

$$\text{beban plat lantai} = 58.2 \times 250 \times 0.3$$

$$= 4362.0 \text{ Kg}$$

$$\text{Total beban hidup} = 35600.0 + 4362.0$$

$$= 39962.0 \text{ Kg}$$

Maka total beban yang terjadi pada lantai 16 adalah :

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

$$= 532010.74 + 39962.0$$

$$= 571972.74 \text{ Kg}$$

3.4.3 Berat Lantai 15

a. Beban Mati (W_{dead})

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

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

$$= 840 - 69.8$$

$$= 770.16 \text{ m}^2$$

$$\text{Maka berat plat} = 770.2 \times 0.12 \times 2400$$

$$= 221806.1 \text{ Kg}$$

- **Berat plafon** = Berat Plafon + Berat penggantung

$$= 11 + 7$$

$$= 18$$

$$\begin{aligned} \text{Berat plafon} &= \text{Luas Plafon} \times \text{berat plafon per m}^2 \\ &= 770.2 \times 18 \\ &= 13862.9 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Berat ME = Luas plat x berat
 $= 770.2 \times 35.0$
 $= 26956 \text{ Kg}$

- Berat ps Keramik = Berat Keramik + berat spesi
per m² = 16.8 + 63
= 79.8 Kg/m²

$$\begin{aligned} \text{Berat ps keramik} &= \text{Berat ps keramik per m}^2 \times \text{luasan} \\ &= 79.8 \times 770.16 \\ &= 61458.8 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Berat balok = $L \times \sum \text{ balok} \times w$ (balok luar link +link)

dimana, L : Panjang bentang balok

\sum : Jumlah balok

w : Berat profil baja

Tabel 3.13 Berat balok induk lantai 15

Balok (B _i)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (\sum)	Berat Kg
Line 1	8	75.96	6	3646.08
Line 2	8	75.96	6	3646.08
Line 3	8	75.96	6	3646.08
Line 4	8	75.96	6	3646.08
Line A	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line B	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92

	7.5	75.96	1	569.7
Line C	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line D	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line E	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line F	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line G	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
TOTAL				23889.42

• Berat balok anak = $L \times \sum \text{balok} \times w$

dimana, L : Panjang bentang balok anak

\sum : Jumlah balok anak

w : Berat profil baja

Tabel 3.14 Berat balok anak lantai 15

Balok (B ₂)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (\sum)	Berat Kg
Line 1'	8	49.6	6	2378.9
Line 3'	2.8	49.6	1	138.8
Line 3"	8	49.6	4	1585.9
	2.5	49.6	1	123.9

	4	49.6	1	198.2
Line a'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line b'	8	49.6	1	396.5
Line b''	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line b'''	8	49.6	1	396.5
Line c'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line d'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line e'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line f'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
TOTAL				10025.988

● Berat bresing = $L \times \sum \text{bresing} \times w$

dimana, L : Panjang bresing

\sum : Jumlah bresing (terdapat pada 2 sisi bangunan)

w : Berat profil baja

Tabel 3.15 Berat bresing lantai 15

Arah	Panjang bresing (L) m	Jumlah sisi (Σ)	Berat profil (w) Kg/m	Berat Kg
Arah X	64.8	2	66.03	8557.5
Arah Y	21.2	2	66.03	2799.7
TOTAL				11357.2

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

dimana, H : Tinggi Kolom

Σ : Jumlah Kolom

w : Berat profil baja

Tabel 3.16 Berat kolom lantai 15

Kolom	Tinggi, H (m)	Jumlah, Σ (buah)	Berat Profil (kg/m)	Berat Kolom (Kg)
Atas	2.00	28	369.7	20703.20
Bawah	2.00	28	369.7	20703.20
TOTAL				41406.4

• Berat Dinding = $t \times h \times B_v \text{ Bata merah} \times L$

dimana, t : tebal dinding (0.15 m)

h : tinggi dinding (m) (tinggi lantai - h balok)

B_v : berat volum bata merah (1700 Kg/m³)

L : Panjang bentang dinding (panjang bentang - lebar balok)

Tabel 3.17 Berat dinding lantai 15

Dinding	Arah	tebal, t (m)	Tinggi, h (m)	Bv. Bata (kg/m ³)	Panjang (m)	Berat (Kg)
Atas	Arah x	0.15	2.00	1700	220.91	112661.55
	Arah y	0.15	2.00	1700	191.74	97784.85
Bawah	Arah x	0.15	1.55	1700	270.6	106954.65
	Arah y	0.15	1.55	1700	219.3	86678.325

TOTAL	404079.38
--------------	------------------

- Berat sambungan = 10 % x berat total baja yg digunakan
Berat total baja = Berat kolom + berat balok induk + berat balok anak
+ bresing
= 41406.40 + 23889.42 + 10025.988
+ 11357.2
= 86679.0 Kg
Berat sambungan = 10 % x 86678.97
= 8668 Kg

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

Tabel 3.18 Total berat beban mati lantai 15

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	221806.08
Berat Plafon	13862.88
Berat ME	26955.60
Berat pas. Keramik	61458.77
Berat balok induk	23889.42
Berat kolom	41406.40
Berat balok anak	10025.99
Berat Bresing	11357.16
Berat dinding	404079.38
Berat sambungan	8667.90
Total berat (Σw dead)	823509.57

b. Beban Hidup (W_{live})

Diketahui :

Tebal genangan air : 0.05 m

Berat jenis air : 1000 Kg/m³

Koefisien reduksi : 0.3

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

Luas = Luas plat dalam - luas void

$$= 840 - 69.84$$

$$= 770.2 \text{ m}^2$$

beban plat lantai = $770.2 \times 250 \times 0.3$

$$= 57762.0 \text{ Kg}$$

Maka total beban yang terjadi pada lantai 15 adalah :

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

$$= 823509.57 + 57762.0 = 881271.57 \text{ Kg}$$

3.4.4 Berat Lantai 14

a. Beban Mati (W_{dead})

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

Luas = Luas total - Luas Void

$$= 840 - 69.8$$

$$= 770.16 \text{ m}^2$$

Maka berat plat = $770.2 \times 0.12 \times 2400$

$$= 221806.1 \text{ Kg}$$

● Berat plafon = Berat Plafon + Berat penggantung

$$= 11 + 7$$

$$= 18$$

Berat plafon = Luas Plafon x berat plafon per m^2

$$= 770.2 \times 18$$

$$= 13862.9 \text{ Kg}$$

● Berat ME = Luas plat x berat

$$= 770.2 \times 35.0$$

$$= 26956 \text{ Kg}$$

- Berat ps Keramik = Berat Keramik + berat spesi
per m² = 16.8 + 63
= 79.8 Kg/m²
Berat ps keramik = Berat ps keramik per m² x luasan
= 79.8 x 770.16
= 61458.8 Kg
- Berat balok = L x ∑ balok x w
dimana, L : Panjang bentang balok
∑ : Jumlah balok
w : Berat profil baja

Tabel 3.19 Berat balok induk lantai 14

Balok (B ₁)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (∑)	Berat Kg
Line 1	8	75.96	6	3646.08
Line 2	8	75.96	6	3646.08
Line 3	8	75.96	6	3646.08
Line 4	8	75.96	6	3646.08
Line A	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line B	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line C	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line D	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92

	7.5	75.96	1	569.7
Line E	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line F	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line G	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
TOTAL				23889.42

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

dimana, L : Panjang bentang balok anak

\sum : Jumlah balok anak

w : Berat profil baja

Tabel 3.20 Berat balok anak lantai 14

Balok (B ₂)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (\sum)	Berat Kg
Line 1'	8	49.6	6	2378.9
Line 3'	2.8	49.6	1	138.8
Line 3"	8	49.6	4	1585.9
	2.5	49.6	1	123.9
	4	49.6	1	198.2
Line a'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line b'	8	49.6	1	396.5
Line b"	2	49.6	1	99.1

	7.5	49.6	1	371.7
Line b'''	8	49.6	1	396.5
Line c'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line d'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line e'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line f'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
TOTAL				10025.988

- Berat bresing = $L \times \sum \text{bresing} \times w$

dimana, L : Panjang bresing

\sum : Jumlah bresing (terdapat pada 2 sisi bangunan)

w : Berat profil baja

Tabel 3.21 Berat bresing lantai 14

Arah	Panjang bresing (L) m	Jumlah sisi (\sum)	Berat profil (w) Kg/m	Berat Kg
Arah X	62.4	2	66.03	8240.5
Arah Y	20.4	2	66.03	2694.0
TOTAL				10934.6

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

dimana, H : Tinggi Kolom

\sum : Jumlah Kolom

w : Berat profil baja

Tabel 3.22 Berat kolom lantai 14

Kolom	Tinggi, H (m)	Jumlah, Σ (buah)	Berat Profil (kg/m)	Berat Kolom (Kg)
Atas	2.00	28	369.7	20703.20
Bawah	1.80	28	369.7	18632.88
TOTAL				39336.08

- Berat Dinding = $t \times h \times B_v \text{ Bata merah} \times L$
 dimana, t : tebal dinding (0.15 m)
 h : tinggi dinding (m) (tingging lantai - h balok)
 B_v : berat volum bata merah (1700 Kg/m³)
 L : Panjang bentang dinding (panjang bentang - b kolom)

Tabel 3.23 Berat dinding lantai 14

Dinding	Arah	tebal, t (m)	Tinggi, h (m)	Bv. Bata (kg/m ³)	Panjang (m)	Berat (Kg)
Atas	Arah x	0.15	2.00	1700	270.6	138006
	Arah y	0.15	2.00	1700	219.3	111843
Bawah	Arah x	0.15	1.35	1700	241.5	83136.375
	Aray y	0.15	1.35	1700	174.9	60209.325
TOTAL						393194.7

- Berat sambungan = 10 % x berat total baja yg digunakan
 Berat total baja = Berat kolom + berat balok induk + berat balok anak
 + bresing
 = 39336.08 + 23889.42 + 10025.988
 + 10934.6
 = 84186.06 Kg
 Berat sambungan = 10 % x 84186.06
 = 8418.6 Kg

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

Tabel 3.24 Total berat beban mati lantai 14

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	221806.08
Berat Plafon	13862.88
Berat ME	26955.60
Berat pas. Keramik	61458.77
Berat balok induk	23889.42
Berat kolom	39336.08
Berat balok anak	10025.99
Berat Bresing	10934.57
Berat dinding	393194.70
Berat sambungan	8418.61
Total berat ($\sum w_{dead}$)	809882.69

b. Beban Hidup (W_{live})

Diketahui :

Tebal genangan air : 0.05 m

Berat jenis air : 1000 Kg/m³

Koefisien reduksi : 0.3

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

Luas = Luas plat dalam - luas void

= 840 - 69.84

= 770.2 m²

beban plat lantai = 770.2 x 250 x 0.3

= 57762.0 Kg

Maka total beban yang terjadi pada lantai 14 adalah :

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

$$= 809882.69 + 57762.0$$

$$= 867644.69 \text{ Kg}$$

3.4.5 Berat Lt. 13 = Lt. 12 = Lt. 11 = Lt. 10 = Lt. 9 = Lt. 8

a. Beban Mati (W_{dead})

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

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

$$= 840 - 69.8$$

$$= 770.16 \text{ m}^2$$

$$\text{Maka berat plat} = 770.2 \times 0.12 \times 2400$$

$$= 221806.1 \text{ Kg}$$

- Berat plafon = Berat Plafon + Berat penggantung

$$= 11 + 7$$

$$= 18$$

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

$$= 770.2 \times 18$$

$$= 13862.9 \text{ Kg}$$

- Berat ME = Luas plat x berat

$$= 770.2 \times 35.0$$

$$= 26956 \text{ Kg}$$

- Berat ps Keramik = Berat Keramik + berat spesi

$$\text{per m}^2 = 16.8 + 63$$

$$= 79.8 \text{ Kg/m}^2$$

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

$$= 79.8 \times 770.16$$

$$= 61458.8 \text{ Kg}$$

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

dimana, L : Panjang bentang balok

Σ : Jumlah balok

w : Berat profil baja

Tabel 3.25 Berat balok induk lantai 13

Balok (B ₁)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (Σ)	Berat Kg
Line 1	8	75.96	6	3646.08
Line 2	8	75.96	6	3646.08
Line 3	8	75.96	6	3646.08
Line 4	8	75.96	6	3646.08
Line A	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line B	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line C	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line D	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line E	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line F	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7

Line G	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
TOTAL				23889.42

- Berat balok anak = $L \times \sum \text{balok} \times w$
dimana, L : Panjang bentang balok anak
 \sum : Jumlah balok anak
 w : Berat profil baja

Tabel 3.26 Berat balok anak lantai 13

Balok (B ₂)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (\sum)	Berat Kg
Line 1'	8	49.6	6	2378.9
Line 3'	2.8	49.6	1	138.8
Line 3''	8	49.6	4	1585.9
	2.5	49.6	1	123.9
	4	49.6	1	198.2
Line a'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line b'	8	49.6	1	396.5
Line b''	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line b'''	8	49.6	1	396.5
Line c'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7

Line d'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line e'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line f'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
TOTAL				10025.988

• Berat bresing = $L \times \sum \text{bresing} \times w$

dimana, L : Panjang bresing

\sum : Jumlah bresing (terdapat pada 2 sisi bangunan)

w : Berat profil baja

Tabel 3.27 Berat bresing lantai 13

Arah	Panjang bresing (L) m	Jumlah sisi (\sum)	Berat profil (w) Kg/m	Berat Kg
Arah X	60	2	66.03	7923.6
Arah Y	19.6	2	66.03	2588.4
TOTAL				10512.0

• Berat Kolom = $H \times \sum \text{kolom} \times w$

dimana, H : Tinggi Kolom

\sum : Jumlah Kolom

w : Berat profil baja

Tabel 3.28 Berat kolom lantai 13

Kolom	Tinggi, H (m)	Jumlah, \sum (buah)	Berat Profil (kg/m)	Berat Kolom (Kg)
Atas	1.80	28	369.7	18632.88

Bawah	1.80	28	369.7	18632.88
Total berat balok <i>Link</i> lantai 16				37265.76

- Berat Dinding = $t \times h \times B_v \text{ Bata merah} \times L$
 dimana, t : tebal dinding (0.15 m)
 h : tinggi dinding (m) (tinggi lantai - h balok)
 B_v : berat volum bata merah (1700 Kg/m³)
 L : Panjang bentang dinding (panjang bentang - b balok)

Tabel 3.29 Berat dinding lantai 13

Dinding	Arah	tebal, t (m)	Tinggi, h (m)	Bv. Bata (kg/m ³)	Panjang (m)	Berat (Kg)
Atas	Arah x	0.15	1.80	1700	241.5	110848.5
	Arah y	0.15	1.80	1700	174.9	80279.1
Bawah	Arah x	0.15	1.35	1700	241.5	83136.375
	Arah y	0.15	1.35	1700	174.9	60209.325
Total Berat dinding lantai 16						334473.3

- Berat sambungan = 10 % x berat total baja yg digunakan
 Berat total baja = Berat kolom + berat balok induk + berat balok anak
 + bresing
 = 37265.76 + 23889.42 + 10025.988
 + 10511.98
 = 81693.1 Kg
 Berat sambungan = 10 % x 81693.14
 = 8169 Kg

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

Tabel 3.30 Total berat beban mati lantai 13

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	221806.08
Berat Plafon	13862.88
Berat ME	26955.60
Berat pas. Keramik	61458.77
Berat balok induk	23889.42
Berat kolom	37265.76
Berat balok anak	10025.99
Berat Bresing	10511.98
Berat dinding	334473.30
Berat sambungan	8169.31
Total berat ($\sum w_{dead}$)	748419.09

b. Beban Hidup (W_{live})

Diketahui :

Tebal genangan air : 0.05 m

Berat jenis air : 1000 Kg/m³

Koefisien reduksi : 0.3

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

Luas = Luas plat dalam - luas void

$$= 840 - 69.84$$

$$= 770.2 \text{ m}^2$$

beban plat lantai = 770.2 x 250 x 0.3

$$= 57762.0 \text{ Kg}$$

Maka total beban yang terjadi adalah :

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

$$= 748419.09 + 57762.0$$

$$= 806181.09 \text{ Kg}$$

Total beban lantai 13 s/d lantai 8

$$\begin{aligned} \Sigma W_t &= \Sigma W \times \text{Jumlah lantai yang sama} \\ &= 806181.09 \times 6 \\ &= 4837087 \text{ Kg} \end{aligned}$$

3.4.6 Berat Lantai 7

a. Beban Mati (W_{dead})

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

$$\begin{aligned} \text{Luas} &= \text{Luas total} - \text{Luas Void} \\ &= 840 - 69.8 \\ &= 770.16 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka berat plat} &= 770.2 \times 0.12 \times 2400 \\ &= 221806.1 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Berat plafon = Berat Plafon + Berat penggantung

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

$$\begin{aligned} \text{Berat plafon} &= \text{Luas Plafon} \times \text{berat plafon per m}^2 \\ &= 770.2 \times 18 \\ &= 13862.9 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Berat ME = Luas plat x berat

$$\begin{aligned} &= 770.2 \times 35.0 \\ &= 26956 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Berat ps Keramik = Berat Keramik + berat spesi

$$\begin{aligned} \text{per m}^2 &= 16.8 + 63 \\ &= 79.8 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat ps keramik} &= \text{Berat ps keramik per m}^2 \times \text{luasan} \\ &= 79.8 \times 770.16 \end{aligned}$$

$$= 61458.8 \text{ Kg}$$

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

dimana, L : Panjang bentang balok

\sum : Jumlah balok

w : Berat profil baja

Tabel 3.31 Berat balok induk lantai 7

Balok (B ₁)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (\sum)	Berat Kg
Line 1	8	75.96	6	3646.08
Line 2	8	75.96	6	3646.08
Line 3	8	75.96	6	3646.08
Line 4	8	75.96	6	3646.08
Line A	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line B	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line C	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line D	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line E	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7

Line F	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line G	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
TOTAL				23889.42

● Berat balok anak = $L \times \sum \text{balok} \times w$

dimana, L : Panjang bentang balok anak

\sum : Jumlah balok anak

w : Berat profil baja

Tabel 3.32 Berat balok anak lantai 7

Balok (B ₂)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (\sum)	Berat Kg
Line 1'	8	49.6	6	2378.9
Line 3'	2.8	49.6	1	138.8
Line 3"	8	49.6	4	1585.9
	2.5	49.6	1	123.9
	4	49.6	1	198.2
Line a'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line b'	8	49.6	1	396.5
Line b"	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line b'''	8	49.6	1	396.5

Line c'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line d'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line e'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line f'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
TOTAL				10025.988

- Berat bresing = $L \times \sum \text{bresing} \times w$

dimana, L : Panjang bresing

\sum : Jumlah bresing (terddapat pada 2 sisi bangunan)

w : Berat profil baja

Tabel 3.33 Berat bresing lantai 7

Arah	Panjang bresing (L) m	Jumlah sisi (\sum)	Berat profil (w) Kg/m	Berat Kg
Arah X	62.4	2	66.03	8240.5
Arah Y	20.4	2	66.03	2694.0
TOTAL				10934.6

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

dimana, H : Tinggi Kolom

\sum : Jumlah Kolom

w : Berat profil baja

Tabel 3.34 Berat kolom lantai 7

Kolom	Tinggi, H (m)	Jumlah, Σ (buah)	Berat Profil (kg/m)	Berat Kolom (Kg)
Atas	1.80	28	369.7	18632.88
Bawah	2.00	28	369.7	20703.20
TOTAL				39336.08

• Berat Dinding = $t \times h \times B_v \text{ Bata merah} \times L$

dimana, t : tebal dinding (0.15 m)

h : tinggi dinding (m)

B_v : berat volum bata merah (1700 Kg/m³)

L : Panjang bentang dinding

Tabel 3.35 Berat dinding lantai 7

Dinding	Arah	tebal, t (m)	Tinggi, h (m)	B_v . Bata (kg/m ³)	Panjang (m)	Berat (Kg)
Atas	Arah x	0.15	1.80	1700	241.5	110848.5
	Arah y	0.15	1.80	1700	174.9	80279.1
Bawah	Arah x	0.15	1.55	1700	151.3	59801.325
	Arah y	0.15	1.55	1700	157.7	62330.925
TOTAL						313259.85

• Berat sambungan = 10 % x berat total baja yg digunakan

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

$$= 39336.08 + 23889.42 + 10025.988$$

$$+ 10934.6$$

$$= 84186.06 \text{ Kg}$$

Berat sambungan = 10 % x 84186.06

$$= 8418.6 \text{ Kg}$$

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

Tabel 3.36 Total berat beban mati lantai 7

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	221806.08
Berat Plafon	13862.88
Berat ME	26955.60
Berat pas. Keramik	61458.77
Berat balok induk	23889.42
Berat kolom	39336.08
Berat balok anak	10025.99
Berat Bresing	10934.57
Berat dinding	313259.85
Berat sambungan	8418.61
Total berat (Σw dead)	729947.84

b. Beban Hidup (W_{live})

Diketahui :

Tebal genangan air : 0.05 m

Berat jenis air : 1000 Kg/m³

Koefisien reduksi : 0.3

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

Luas = Luas plat dalam - luas void

$$= 840 - 69.84$$

$$= 770.2 \text{ m}^2$$

beban plat lantai = 770.2 x 250 x 0.3

$$= 57762.0 \text{ Kg}$$

Maka total beban yang terjadi adalah :

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

$$= 729947.84 + 57762.0$$

$$= 787709.84 \text{ Kg}$$

3.4.7 Berat Lantai 6

a. Beban Mati (W_{dead})

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

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

$$= 840 - 69.8$$

$$= 770.16 \text{ m}^2$$

$$\text{Maka berat plat} = 770.2 \times 0.12 \times 2400$$

$$= 221806.1 \text{ Kg}$$

- Berat plafon = Berat Plafon + Berat penggantung

$$= 11 + 7$$

$$= 18$$

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

$$= 770.2 \times 18$$

$$= 13862.9 \text{ Kg}$$

- Berat ME = Luas plat x berat

$$= 770.2 \times 35.0$$

$$= 26956 \text{ Kg}$$

- Berat ps Keramik = Berat Keramik + berat spesi

$$\text{per m}^2 = 16.8 + 63$$

$$= 79.8 \text{ Kg/m}^2$$

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

$$= 79.8 \times 770.16$$

$$= 61458.8 \text{ Kg}$$

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

dimana, L : Panjang bentang balok

\sum : Jumlah balok

w : Berat profil baja

Tabel 3.37 Berat balok induk lantai 6

Balok (B ₁)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (Σ)	Berat Kg
Line 1	8	75.96	6	3646.08
Line 2	8	75.96	6	3646.08
Line 3	8	75.96	6	3646.08
Line 4	8	75.96	6	3646.08
Line A	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line B	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line C	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line D	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line E	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line F	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7

Line G	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
TOTAL				23889.42

- Berat balok anak = $L \times \sum \text{balok} \times w$
dimana, L : Panjang bentang balok anak
 \sum : Jumlah balok anak
 w : Berat profil baja

Tabel 3.38 Berat balok anak lantai 6

Balok (B ₂)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (\sum)	Berat Kg
Line 1'	8	49.6	6	2378.9
Line 3'	2.8	49.6	1	138.8
Line 3''	8	49.6	4	1585.9
	2.5	49.6	1	123.9
	4	49.6	1	198.2
Line a'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line b'	8	49.6	1	396.5
Line b''	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line b'''	8	49.6	1	396.5
Line c'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7

Line d'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line e'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line f'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
TOTAL				10025.988

- Berat bresing = $L \times \sum \text{bresing} \times w$

dimana, L : Panjang bresing

\sum : Jumlah bresing (terdapat pada 2 sisi)

w : Berat profil baja

Tabel 3.39 Berat bresing lantai 6

Arah	Panjang bresing (L) m	Jumlah sisi (\sum)	Berat profil (w) Kg/m	Berat Kg
Arah X	64.8	2	66.03	8557.5
Arah Y	21.2	3	66.03	4199.5
TOTAL				12757.0

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

dimana, H : Tinggi Kolom

\sum : Jumlah Kolom

w : Berat profil baja

Tabel 3.40 Berat kolom lantai 6

Kolom	Tinggi, H (m)	Jumlah, \sum (buah)	Berat Profil (kg/m)	Berat Kolom (Kg)
Atas	2.00	28	369.7	20703.20

Bawah	2.00	28	369.7	20703.20
TOTAL				41406.4

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

dimana, t : tebal dinding (0.15 m)

h : tinggi dinding (m)

B_v : berat volum bata merah (1700 Kg/m³)

L : Panjang bentang dinding

Tabel 3.41 Berat dinding lantai 6

Dinding	Arah	tebal, t	Tinggi, h	Bv. Bata	Panjang	Berat
		(m)	(m)	(kg/m ³)	(m)	(Kg)
Atas	Arah x	0.15	2.00	1700	151.3	77163
	Arah y	0.15	2.00	1700	157.7	80427
Bawah	Arah x	0.15	1.55	1700	151.3	59801.325
	Arah y	0.15	1.55	1700	157.7	62330.925
TOTAL						279722.25

● Berat sambungan = 10 % x berat total baja yg digunakan

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

= 41406.40 + 23889.42 + 10025.988

+ 12757.0

= 88078.80 Kg

Berat sambungan = 10 % x 88078.80

= 8807.9 Kg

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

Tabel 3.42 Total berat beban mati lantai 6

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	221806.08
Berat Plafon	13862.88
Berat ME	26955.60
Berat pas. Keramik	61458.77
Berat balok induk	23889.42
Berat kolom	41406.40
Berat balok anak	10025.99
Berat Bresing	12757.00
Berat dinding	279722.25
Berat sambungan	8807.88
Total berat (Σw dead)	700692.26

b. Beban Hidup (W_{live})

Diketahui :

Tebal genangan air : 0.05 m

Berat jenis air : 1000 Kg/m³

Koefisien reduksi : 0.3

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

Luas = Luas plat dalam - luas void

$$= 840 - 69.84$$

$$= 770.2 \text{ m}^2$$

beban plat lantai = 770.2 x 250 x 0.3

$$= 57762.0 \text{ Kg}$$

Maka total beban yang terjadi adalah :

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

$$= 700692.26 + 57762.0$$

$$= 758454.26 \text{ Kg}$$

3.4.8 Berat Lantai 5

a. Beban Mati (W_{dead})

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

$$\begin{aligned} \text{Luas} &= \text{Luas total} - \text{Luas Void} \\ &= 840 - 69.8 \\ &= 770.16 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka berat plat} &= 770.2 \times 0.12 \times 2400 \\ &= 221806.1 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Berat plafon = Berat Plafon + Berat penggantung

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

$$\begin{aligned} \text{Berat plafon} &= \text{Luas Plafon} \times \text{berat plafon per m}^2 \\ &= 770.2 \times 18 \\ &= 13862.9 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Berat ME = Luas plat x berat

$$\begin{aligned} &= 770.2 \times 35.0 \\ &= 26956 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Berat ps Keramik = Berat Keramik + berat spesi

$$\begin{aligned} \text{per m}^2 &= 16.8 + 63 \\ &= 79.8 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat ps keramik} &= \text{Berat ps keramik per m}^2 \times \text{luasan} \\ &= 79.8 \times 770.16 \\ &= 61458.8 \text{ Kg} \end{aligned}$$

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

dimana, L : Panjang bentang balok

\sum : Jumlah balok

w : Berat profil baja

Tabel 3.43 Berat balok induk lantai 5

Balok (B ₁)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (Σ)	Berat Kg
Line 1	8	75.96	6	3646.08
Line 2	8	75.96	6	3646.08
Line 3	8	75.96	6	3646.08
Line 4	8	75.96	6	3646.08
Line A	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line B	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line C	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line D	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line E	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line F	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7

Line G	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
TOTAL				23889.42

- Berat balok anak = $L \times \sum \text{balok} \times w$
dimana, L : Panjang bentang balok anak
 \sum : Jumlah balok anak
 w : Berat profil baja

Tabel 3.44 Berat balok anak lantai 5

Balok (B ₂)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (\sum)	Berat Kg
Line 1'	8	49.6	6	2378.9
Line 3'	2.8	49.6	1	138.8
Line 3"	8	49.6	4	1585.9
	2.5	49.6	1	123.9
	4	49.6	1	198.2
Line a'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line b'	8	49.6	1	396.5
Line b"	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line b'''	8	49.6	1	396.5
Line c'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7

Line d'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line e'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line f'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
TOTAL				10025.988

- Berat bresing = $L \times \sum \text{bresing} \times w$
 dimana, L : Panjang bresing
 \sum : Jumlah bresing
 w : Berat profil baja

Tabel 3.45 Berat bresing lantai 5

Arah	Panjang bresing (L) m	Jumlah sisi (\sum)	Berat profil (w) Kg/m	Berat Kg
Arah X	64.8	2	66.03	8557.5
Arah Y	21.2	3	66.03	4199.5
TOTAL				12757.0

- Berat Kolom = $H \times \sum \text{kolom} \times w$
 dimana, H : Tinggi Kolom
 \sum : Jumlah Kolom
 w : Berat profil baja

Tabel 3.46 Berat kolom lantai 5

Kolom	Tinggi, H (m)	Jumlah, \sum (buah)	Berat Profil (kg/m)	Berat Kolom (Kg)
Atas	2.00	28	369.7	20703.20

Bawah	2.00	28	369.7	20703.20
TOTAL				41406.4

- Berat Dinding = $t \times h \times B_v \text{ Bata merah} \times L$
dimana, t : tebal dinding (0.15 m)
 h : tinggi dinding (m)
 B_v : berat volum bata merah (1700 Kg/m³)
 L : Panjang bentang dinding

Tabel 3.47 Berat dinding lantai 5

Dinding	Arah	tebal, t (m)	Tinggi, h (m)	Bv. Bata (kg/m ³)	Panjang (m)	Berat (Kg)
Atas	Arah x	0.15	2.00	1700	151.3	77163
	Arah y	0.15	2.00	1700	157.7	80427
Bawah	Arah x	0.15	1.55	1700	103.8	41026.95
	Aray y	0.15	1.55	1700	148.2	58576.05
TOTAL						257193

- Berat sambungan = 10 % x berat total baja yg digunakan
Berat total baja = Berat kolom + berat balok induk + berat balok anak
+ bresing
= 41406.40 + 23889.42 + 10025.988
+ 12757.00
= 88078.80 Kg
Berat sambungan = 10 % x 88078.80
= 8807.9 Kg

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

Tabel 3.48 Total berat beban mati lantai 5

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	221806.08
Berat Plafon	13862.88
Berat ME	26955.60
Berat pas. Keramik	61458.77
Berat balok induk	23889.42
Berat kolom	41406.40
Berat balok anak	10025.99
Berat Bresing	12757.00
Berat dinding	257193.00
Berat sambungan	8807.88
Total berat (Σw dead)	678163.01

b. Beban Hidup (W_{live})

Diketahui :

Tebal genangan air : 0.05 m

Berat jenis air : 1000 Kg/m³

Koefisien reduksi : 0.3

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

Luas = Luas plat dalam - luas void

$$= 840 - 69.84$$

$$= 770.2 \text{ m}^2$$

beban plat lantai = 770.2 x 250 x 0.3

$$= 57762.0 \text{ Kg}$$

Maka total beban yang terjadi adalah :

$$\begin{aligned} \Sigma W &= W_{dead} + W_{live} \\ &= 678163.01 + 57762.0 \end{aligned}$$

$$= 735925.01 \text{ Kg}$$

3.4.9 Berat Lantai 4

a. Beban Mati (W_{dead})

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

$$\begin{aligned} \text{Luas} &= \text{Luas total} - \text{Luas Void} \\ &= 840 - 69.8 \\ &= 770.16 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka berat plat} &= 770.2 \times 0.12 \times 2400 \\ &= 221806.1 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Berat plafon = Berat Plafon + Berat penggantung

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

$$\begin{aligned} \text{Berat plafon} &= \text{Luas Plafon} \times \text{berat plafon per m}^2 \\ &= 770.2 \times 18 \\ &= 13862.9 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Berat ME = Luas plat x berat

$$\begin{aligned} &= 770.2 \times 35.0 \\ &= 26956 \text{ Kg} \end{aligned}$$

- Berat ps Keramik = Berat Keramik + berat spesi

$$\begin{aligned} \text{per m}^2 &= 16.8 + 63 \\ &= 79.8 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat ps keramik} &= \text{Berat ps keramik per m}^2 \times \text{luasan} \\ &= 79.8 \times 770.16 \\ &= 61458.8 \text{ Kg} \end{aligned}$$

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

dimana, L : Panjang bentang balok

\sum : Jumlah balok

w : Berat profil baja

Tabel 3.49 Berat balok induk lantai 4

Balok (B ₁)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (Σ)	Berat Kg
Line 1	8	75.96	6	3646.08
Line 2	8	75.96	6	3646.08
Line 3	8	75.96	6	3646.08
Line 4	8	75.96	6	3646.08
Line A	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line B	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line C	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line D	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line E	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line F	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7

Line G	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
TOTAL				23889.42

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

dimana, L : Panjang bentang balok anak

\sum : Jumlah balok anak

w : Berat profil baja

Tabel 3.50 Berat balok anak lantai 4

Balok (B ₂)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (\sum)	Berat Kg
Line 1'	8	49.6	6	2378.9
Line 3'	2.8	49.6	1	138.8
Line 3"	8	49.6	4	1585.9
	2.5	49.6	1	123.9
	4	49.6	1	198.2
Line a'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line b'	8	49.6	1	396.5
Line b"	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line b'''	8	49.6	1	396.5
Line c'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7

Line d'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line e'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line f'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
TOTAL				10025.988

• Berat bresing = $L \times \sum \text{bresing} \times w$

dimana, L : Panjang bresing

\sum : Jumlah bresing

w : Berat profil baja

Tabel 3.51 Berat bresing lantai 4

Arah	Panjang bresing (L) m	Jumlah sisi (\sum)	Berat profil (w) Kg/m	Berat Kg
Arah X	62.4	2	66.03	8240.5
Arah Y	20.4	3	66.03	4041.0
TOTAL				12281.6

• Berat Kolom = $H \times \sum \text{kolom} \times w$

dimana, H : Tinggi Kolom

\sum : Jumlah Kolom

w : Berat profil baja

Tabel 3.52 Berat kolom lantai 4

Kolom	Tinggi, H (m)	Jumlah, \sum (buah)	Berat Profil (kg/m)	Berat Kolom (Kg)
Atas	2.00	28	369.7	20703.20

Bawah	1.75	28	369.7	18115.30
TOTAL				38818.5

• Berat Dinding = $t \times h \times B_v \text{ Bata merah} \times L$

dimana, t : tebal dinding (0.15 m)

h : tinggi dinding (m)

B_v : berat volum bata merah (1700 Kg/m³)

L : Panjang bentang dinding

Tabel 3.53 Berat dinding lantai 4

Dinding	Arah	tebal, t (m)	Tinggi, h (m)	Bv. Bata (kg/m ³)	Panjang (m)	Berat (Kg)
Atas	Arah x	0.15	2.00	1700	103.8	52938.00
	Arah y	0.15	2.00	1700	148.2	75582.00
Bawah	Arah x	0.15	1.30	1700	194.5	64476.75
	Aray y	0.15	1.30	1700	141	46741.5
TOTAL						239738.25

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

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

= 38818.50 + 23889.42 + 10025.988

+ 12281.58

= 85015.49 Kg

Berat sambungan = 10 % x 85015.49

= 8501.5 Kg

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

Tabel 3.54 Total berat beban mati lantai 4

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	221806.08
Berat Plafon	13862.88
Berat ME	26955.60
Berat pas. Keramik	61458.77
Berat balok induk	23889.42
Berat kolom	38818.50
Berat balok anak	10025.99
Berat Bresing	12281.58
Berat dinding	239738.25
Berat sambungan	8501.55
Total berat ($\sum w$ dead)	657338.61

b. Beban Hidup (W_{live})

Diketahui :

Tebal genangan air : 0.05 m

Berat jenis air : 1000 Kg/m³

Koefisien reduksi : 0.3

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

Luas = Luas plat dalam - luas void

$$= 840 - 69.84$$

$$= 770.2 \text{ m}^2$$

beban plat atap = 770.2 x 250 x 0.3

$$= 57762.0 \text{ Kg}$$

Maka total beban yang terjadi adalah :

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

$$= 657338.61 + 57762.0$$

$$= 715100.61 \text{ Kg}$$

3.4.10 Berat Lantai 3

a. Beban Mati (W_{dead})

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

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

$$= 840 - 69.8$$

$$= 770.16 \text{ m}^2$$

$$\text{Maka berat plat} = 770.2 \times 0.12 \times 2400$$

$$= 221806.1 \text{ Kg}$$

- Berat plafon = Berat Plafon + Berat penggantung

$$= 11 + 7$$

$$= 18$$

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

$$= 770.2 \times 18$$

$$= 13862.9 \text{ Kg}$$

- Berat ME = Luas plat x berat

$$= 770.2 \times 35.0$$

$$= 26956 \text{ Kg}$$

- Berat ps Keramik = Berat Keramik + berat spesi

$$\text{per m}^2 = 16.8 + 63$$

$$= 79.8 \text{ Kg/m}^2$$

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

$$= 79.8 \times 770.16$$

$$= 61458.8 \text{ Kg}$$

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

dimana, L : Panjang bentang balok

\sum : Jumlah balok

w : Berat profil baja

Tabel 3.55 Berat balok induk lantai 3

Balok (B ₁)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (Σ)	Berat Kg
Line 1	8	75.96	6	3646.08
Line 2	8	75.96	6	3646.08
Line 3	8	75.96	6	3646.08
Line 4	8	75.96	6	3646.08
Line A	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line B	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line C	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line D	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line E	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line F	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line G	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7

TOTAL	23889.42
--------------	-----------------

- Berat balok anak = $L \times \sum \text{balok} \times w$
 dimana, L : Panjang bentang balok anak
 \sum : Jumlah balok anak
 w : Berat profil baja

Tabel 3.56 Berat balok anak lantai 3

Balok (B ₂)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (\sum)	Berat Kg
Line 1'	8	49.6	6	2378.9
Line 3'	2.8	49.6	1	138.8
Line 3"	8	49.6	4	1585.9
	2.5	49.6	1	123.9
	4	49.6	1	198.2
Line a'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line b'	8	49.6	1	396.5
Line b''	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line b'''	8	49.6	1	396.5
Line c'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line d'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7

Line e'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line f'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
TOTAL				10025.988

• Berat bresing = $L \times \sum \text{bresing} \times w$

dimana, L : Panjang bresing

\sum : Jumlah bresing

w : Berat profil baja

Tabel 3.57 Berat bresing lantai 3

Arah	Panjang bresing (L) m	Jumlah sisi (\sum)	Berat profil (w) Kg/m	Berat Kg
Arah X	64.8	2	66.03	8557.5
Arah Y	21.2	3	66.03	4199.5
TOTAL				12757.0

• Berat Kolom = $H \times \sum \text{kolom} \times w$

dimana, H : Tinggi Kolom

\sum : Jumlah Kolom

w : Berat profil baja

Tabel 3.58 Berat kolom lantai 3

Kolom	Tinggi, H (m)	Jumlah, \sum (buah)	Berat Profil (kg/m)	Berat Kolom (Kg)
Atas	1.75	28	369.7	18115.30
Bawah	2.25	28	369.7	23291.10
TOTAL				41406.4

- Berat Dinding = $t \times h \times B_v \text{ Bata merah} \times L$
 dimana, t : tebal dinding (0.15 m)
 h : tinggi dinding (m)
 B_v : berat volum bata merah (1700 Kg/m³)
 L : Panjang bentang dinding

Tabel 3.59 Berat dinding lantai 3

Dinding	Arah	tebal, t (m)	Tinggi, h (m)	Bv. Bata (kg/m ³)	Panjang (m)	Berat (Kg)
Atas	Arah x	0.15	1.75	1700	194.5	86795.625
	Arah y	0.15	1.75	1700	141	62921.25
Bawah	Arah x	0.15	1.80	1700	160.1	73485.9
	Arah y	0.15	1.80	1700	94.5	43375.5
TOTAL						266578.28

- Berat sambungan = 10 % x berat total baja yg digunakan
 Berat total baja = Berat kolom + berat balok induk + berat balok anak
 + bresing
 = 41406.40 + 23889.42 + 10025.988
 + 12757.00
 = 88078.80 Kg
 Berat sambungan = 10 % x 88078.80
 = 8807.9 Kg

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

Tabel 3.60 Total berat beban mati lantai 3

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	221806.08
Berat Plafon	13862.88
Berat ME	26955.60

Berat pas. Keramik	61458.77
Berat balok induk	23889.42
Berat kolom	41406.40
Berat balok anak	10025.99
Berat Bresing	12757.00
Berat dinding	266578.28
Berat sambungan	8807.88
Total berat ($\sum w_{dead}$)	687548.29

b. Beban Hidup (W_{live})

Diketahui :

Tebal genangan air : 0.05 m

Berat jenis air : 1000 Kg/m³

Koefisien reduksi : 0.3

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

Luas = Luas plat dalam - luas void

= 840 - 69.84

= 770.2 m²

beban plat atap = 770.2 x 250 x 0.3

= 57762.0 Kg

Maka total beban yang terjadi adalah :

$$\begin{aligned}
 \sum W &= W_{dead} + W_{live} \\
 &= 687548.29 + 57762.0 \\
 &= 745310.29 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

3.4.11 Berat Lantai 2

a. Beban Mati (W_{dead})

- Berat plat lantai = Luas plat x tebal plat x berat volum beton
Luas = Luas total - Luas Void
= 840 - 69.8
= 770.16 m²
Maka berat plat = 770.16 x 0.12 x 2400
= 221806.1 Kg
- Berat plafon = Berat Plafon + Berat penggantung
= 11 + 7
= 18
Berat plafon = Luas Plafon x berat plafon per m²
= 770.16 x 18
= 13862.9 Kg
- Berat ME = Luas plat x berat
= 770.16 x 35.0
= 26956 Kg
- Berat ps Keramik = Berat Keramik + berat spesi
per m² = 16.8 + 63
= 79.8 Kg/m²
Berat ps keramik = Berat ps keramik per m² x luasan
= 79.8 x 770.16
= 61458.8 Kg
- Berat balok = $L \times \sum \text{balok} \times w$ (balok luar link +link)
dimana, L : Panjang bentang balok
 \sum : Jumlah balok
w : Berat profil baja

Tabel 3.61 Berat balok induk lantai 2

Balok (B _i)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (∑)	Berat Kg
Line 1	8	75.96	6	3646.08
Line 2	8	75.96	6	3646.08
Line 3	8	75.96	6	3646.08
Line 4	8	75.96	6	3646.08
Line A	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line B	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
Line C	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
Line D	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
Line E	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
Line F	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
Line G	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
TOTAL				21040.92

• Berat balok anak = $L \times \sum \text{balok} \times w$

dimana, L : Panjang bentang balok anak

∑ : Jumlah balok anak

w : Berat profil baja

Tabel 3.62 Berat balok anak lantai 2

Balok (B ₂)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (∑)	Berat Kg
Line 1'	8	49.6	6	2378.9
Line 3'	2.8	49.6	1	138.8
Line 3"	8	49.6	4	1585.9
	2.5	49.6	1	123.9
	4	49.6	1	198.2
Line a'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
Line b'	8	49.6	1	396.5
Line b"	2	49.6	1	99.1
Line b'''	8	49.6	1	396.5
Line c'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
Line d'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
Line e'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
Line f'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
TOTAL				7795.8

• Berat bresing = $L \times \sum \text{bresing} \times w$

dimana, L : Panjang bresing

∑ : Jumlah bresing (terdapat pada 2 sisi bangunan)

w : Berat profil baja

Tabel 3.63 Berat bresing lantai 2

Arah	Panjang bresing (L) m	Jumlah sisi (Σ)	Berat profil (w) Kg/m	Berat Kg
Arah X	69.6	2	66.03	9191.4
Arah Y	22.8	2	66.03	3011.0
TOTAL				12202.3

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

dimana, H : Tinggi Kolom

Σ : Jumlah Kolom

w : Berat profil baja

Tabel 3.64 Berat kolom lantai 2

Kolom	Tinggi, H (m)	Jumlah, Σ (buah)	Berat Profil (kg/m)	Berat Kolom (Kg)
Atas	2.25	28	369.7	23291.10
Bawah	2.25	28	369.7	23291.10
TOTAL				46582.20

• Berat Dinding = $t \times h \times B_v \text{ Bata merah} \times L$

dimana, t : tebal dinding (0.15 m)

h : tinggi dinding (m) (tinggi lantai - h balok)

B_v : berat volum bata merah (1700 Kg/m³)

L : Panjang bentang dinding

Tabel 3.65 Berat dinding lantai 2

Dinding	Arah	tebal, t (m)	Tinggi, h (m)	Bv. Bata (kg/m ³)	Panjang (m)	Berat (Kg)
Atas	Arah x	0.15	2.25	1700	160.1	91857.375
	Arah y	0.15	2.25	1700	94.5	54219.375
Bawah	Arah x	0.15	1.80	1700	160.1	73485.9
	Arah y	0.15	1.80	1700	94.5	43375.5

TOTAL	262938.15
--------------	------------------

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

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

$$= 46582.20 + 21040.92 + 7795.788$$

$$+ 12202.3$$

$$= 87621.25 \text{ Kg}$$

Berat sambungan = 10 % x 87621.25

$$= 8762.1 \text{ Kg}$$

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

Tabel 3.66 Total berat beban mati lantai 2

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	221806.08
Berat Plafon	13862.88
Berat ME	26955.60
Berat pas. Keramik	61458.77
Berat balok induk	21040.92
Berat kolom	46582.20
Berat balok anak	7795.79
Berat Bresing	12202.34
Berat dinding	262938.15
Berat sambungan	8762.13
Total berat ($\sum w$ dead)	683404.86

b. Beban Hidup (W_{live})

Diketahui :

Tebal genangan air : 0.05 m

Berat jenis air : 1000 Kg/m³

Koefisien reduksi : 0.3

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

Luas = Luas plat dalam - luas void

$$= 840 - 69.84$$

$$= 770.2 \text{ m}^2$$

beban plat atap = $770.2 \times 250 \times 0.3$

$$= 57762.0 \text{ Kg}$$

Maka total beban yang terjadi adalah :

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

$$= 683404.86 + 57762.0$$

$$= 741166.86 \text{ Kg}$$

3.4.12 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

$$= 840 - 69.8$$

$$= 770.16 \text{ m}^2$$

Maka berat plat = $770.2 \times 0.12 \times 2400$

$$= 221806.1 \text{ Kg}$$

● Berat plafon = Berat Plafon + Berat penggantung

$$= 11 + 7$$

$$= 18$$

Berat plafon = Luas Plafon x berat plafon per m^2

$$= 770.2 \times 18$$

$$= 13862.9 \text{ Kg}$$

● Berat ME = Luas plat x berat

$$= 770.2 \times 35.0$$

$$= 26956 \text{ Kg}$$

- Berat ps Keramik = Berat Keramik + berat spesi
per m² = 16.8 + 63
= 79.8 Kg/m²

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

$$= 79.8 \times 770.16$$

$$= 61458.8 \text{ Kg}$$

- Berat balok = $L \times \sum \text{ balok } \times w$
dimana, L : Panjang bentang balok
 \sum : Jumlah balok
w : Berat profil baja

Tabel 3.67 Berat balok induk lantai 1

Balok (B ₁)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (\sum)	Berat Kg
Line 1	8	75.96	6	3646.08
Line 2	8	75.96	6	3646.08
Line 3	8	75.96	6	3646.08
Line 4	8	75.96	6	3646.08
Line A	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line B	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line C	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7

Line D	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line E	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line F	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
Line G	8	75.96	1	607.68
	2	75.96	1	151.92
	7.5	75.96	1	569.7
TOTAL				23889.42

- Berat balok anak = $L \times \sum \text{balok} \times w$
dimana, L : Panjang bentang balok anak
 \sum : Jumlah balok anak
w : Berat profil baja

Tabel 3.68 Berat balok anak lantai 1

Balok (B ₂)	Panjang bentang (L) m	Berat baja (w) Kg/m	Jumlah balok (\sum)	Berat Kg
Line 1'	8	49.6	6	2378.9
Line 3'	2.8	49.6	1	138.8
Line 3"	8	49.6	4	1585.9
	2.5	49.6	1	123.9
	4	49.6	1	198.2
Line a'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7

Line b'	8	49.6	1	396.5
Line b''	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line b'''	8	49.6	1	396.5
Line c'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line d'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line e'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
Line f'	8	49.6	1	396.5
	2	49.6	1	99.1
	7.5	49.6	1	371.7
TOTAL				10025.988

• Berat bresing = $L \times \sum \text{bresing} \times w$

dimana, L : Panjang bresing

\sum : Jumlah bresing (terdapat pada 2 sisi bangunan)

w : Berat profil baja

Tabel 3.69 Berat bresing lantai 1

Arah	Panjang bresing (L) m	Jumlah sisi (\sum)	Berat profil (w) Kg/m	Berat Kg
Arah X	63.6	2	66.03	8399.0
Arah Y	20.8	2	66.03	2746.8
TOTAL				11145.9

• Berat Kolom = $H \times \sum \text{kolom} \times w$

dimana, H : Tinggi Kolom

Σ : Jumlah Kolom

w : Berat profil baja

Tabel 3.70 Berat kolom lantai 1

Kolom	Tinggi, H (m)	Jumlah, Σ (buah)	Berat Profil (kg/m)	Berat Kolom (Kg)
Atas	2.25	28	369.7	23291.10
Bawah	1.65	28	369.7	17080.14
TOTAL				40371.24

- Berat Dinding = $t \times h \times B_v$ Bata merah $\times L$

dimana, t : tebal dinding (0.15 m)

h : tinggi dinding (m) (tinggi lantai - h balok)

B_v : berat volum bata merah (1700 Kg/m³)

L : Panjang bentang dinding

Tabel 3.71 Berat dinding lantai 1

Dinding	Arah	tebal, t (m)	Tinggi, h (m)	Bv. Bata (kg/m ³)	Panjang (m)	Berat (Kg)
Atas	Arah x	0.15	2.25	1700	194.5	111594.38
	Arah y	0.15	2.25	1700	141	80898.75
Bawah	Arah x	0.15	1.20	1700	160.1	48990.6
	Aray y	0.15	1.20	1700	94.5	28917
TOTAL						270400.73

- Berat sambungan = 10 % \times berat total baja yg digunakan
 Berat total baja = Berat kolom + berat balok induk + berat balok anak
 + bresing
 = 40371.24 + 23889.42 + 10025.988
 + 11145.86

$$= 85432.51 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat sambungan} = 10 \% \times 85432.51$$

$$= 8543.3 \text{ Kg}$$

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

Tabel 3.72 Total berat beban mati lantai 1

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	221806.08
Berat Plafon	13862.88
Berat ME	26955.60
Berat pas. Keramik	61458.77
Berat balok induk	23889.42
Berat kolom	40371.24
Berat balok anak	10025.99
Berat Bresing	11145.86
Berat dinding	270400.73
Berat sambungan	8543.25
Total berat ($\sum w$ dead)	688459.82

b. Beban Hidup (W_{live})

Diketahui :

Tebal genangan air : 0.05 m

Berat jenis air : 1000 Kg/m³

Koefisien reduksi : 0.3

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

Luas = Luas plat dalam - luas void

$$= 840 - 69.84$$

$$= 770.2 \text{ m}^2$$

$$\text{beban plat atap} = 770.2 \times 250 \times 0.3$$

$$= 57762.0 \text{ Kg}$$

Maka total beban yang terjadi adalah :

$$\begin{aligned} \Sigma W &= W_{dead} + W_{live} \\ &= 688459.82 + 57762.0 \\ &= 746221.82 \text{ Kg} \end{aligned}$$

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

Tabel 3.73 Total berat beban seluruh lantai

Lantai	Berat (Kg)
Atap	84843.42 Kg
Lantai 16	571972.74 Kg
Lantai 15	881271.57 Kg
Lantai 14	867644.69 Kg
Lantai 13	806181.09 Kg
Lantai 12	806181.09 Kg
Lantai 11	806181.09 Kg
Lantai 10	806181.09 Kg
Lantai 9	806181.09 Kg
Lantai 8	806181.09 Kg
Lantai 7	787709.84 Kg
Lantai 6	758454.26 Kg
Lantai 5	735925.01 Kg
Lantai 4	715100.61 Kg
Lantai 3	745310.29 Kg
Lantai 2	741166.86 Kg
Lantai 1	746221.82 Kg
TOTAL	12472707.63 Kg

3.5 Perhitungan Beban Gempa

3.5.1 Kategori Risiko Struktur Bangunan & Faktor Keutamaan

Kategori risiko struktur bangunan dapat ditentukan berdasarkan tabel berikut :

Tabel 3.74 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

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

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

Berdasarkan fungsi gedung Hotel Aria Centra Surabaya yakni : Hotel, maka gedung ini termasuk dalam kategori risiko : II

Adapun faktor keutamaan gempa gedung ini ditentukan berdasarkan tabel berikut

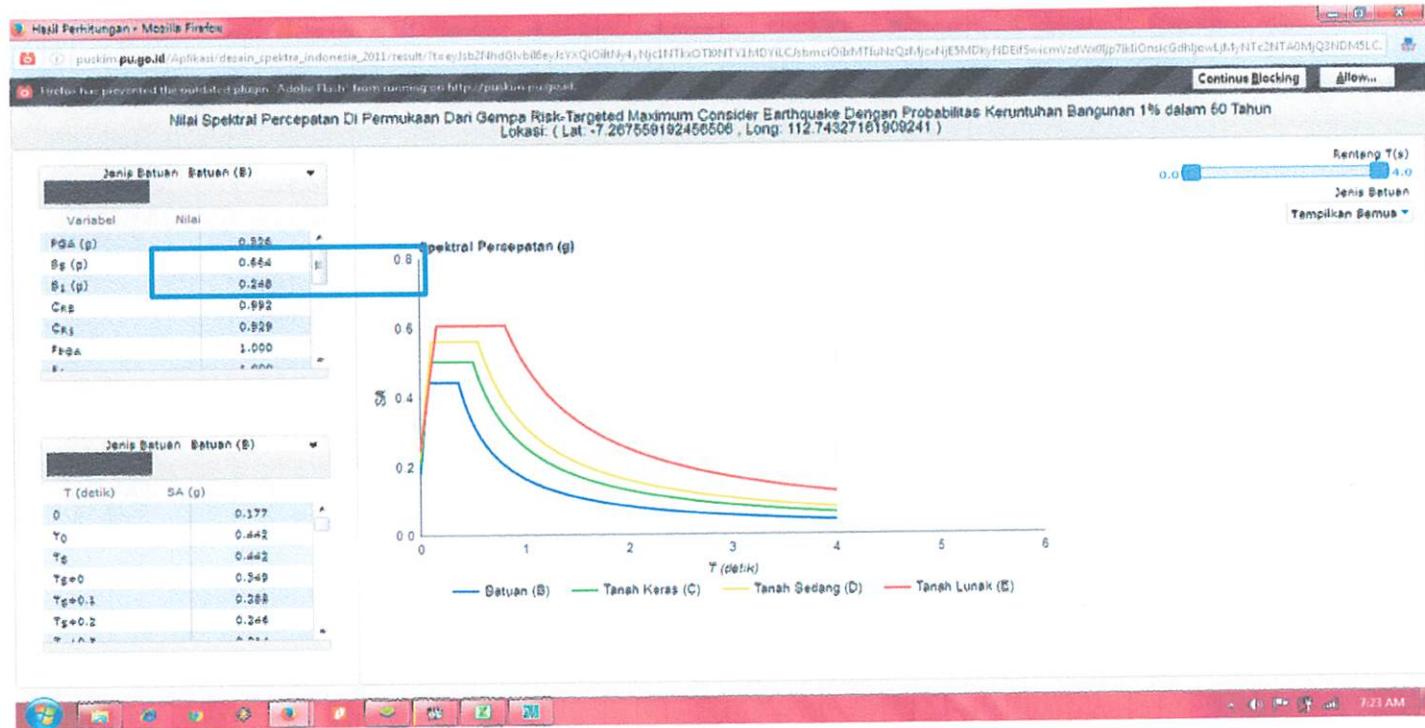
Tabel 3.75 Faktor Keutamaan Gempa

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

Berdasarkan kategori risiko gedung ini yakni : II, maka faktor keutamaan gempa yakni : 1.0

3.5.2 Parameter Percepatan Gempa (S_s , S_1)

Menentukan nilai parameter percepatan gempa dapat menggunakan bantuan puskim.pu.go.id untuk wilayah Surabaya, sebagai berikut :



Gambar 3.8 Nilai Parameter Percepatan Gempa

Berdasarkan hasil penelurusan tersebut, dapat diketahui nilai parameter yakni :

$$S_S : 0.664 \text{ g}$$

$$S_I : 0.248 \text{ g}$$

3.5.3 Kategori Desain Seismik (KDS)

1) Menentukan klasifikasi dan koefisien kelas situs

Klasifikasi situs dapat ditentukan berdasarkan tabel berikut :

Tabel 3.76 Klasifikasi Kelas Situs Tanah

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_a	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$. 2. Kadar air, $w \geq 40 \%$, dan 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25kPa$		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1) Keterangan: N/A = tidak dapat dipakai	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah. - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m), - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7.5$ m dengan Indeks Plastisitas, $PI > 75$), - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa.		

Dengan mengetahui klasifikasi situs tanah yakni : Tanah Sedang , maka dapat ditentukan koefisien F_a dan F_v sesuai tabel berikut :

Tabel 3.77 Koefisien Situs Fa

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa (MCE _R) terpetakan pada perioda pendek, T = 0,2 detik (S _s)				
	S _s ≤ 0,25	S _s ≤ 0,5	S _s ≤ 0,75	S _s ≤ 1,0	S _s ≤ 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 ^b				

Untuk mendapatkan nilai koefisien Fa dilakukan interpolasi linear, sebagai brkt :
 Dengan mengetahui nilai S_s : 0.664 dan berdasarkan tabel diatas maka diketahui
 nilai S_s berada diantara :

$$\begin{aligned} \text{untuk } S_{s_x} = 0.5 & \quad F_{a_x} = 1.4 \\ \text{untuk } S_{s_y} = 0.75 & \quad F_{a_y} = 1.2 \end{aligned}$$

didapat

Sehingga dapat diinterpolasi sebagai berikut :

$$F_a = F_{a_x} + \frac{[S_s - S_{s_y}]}{[S_{s_x} - S_{s_y}]} \times F_{a_x} - F_{a_y}$$

$$F_a = 1.2 + \frac{[0.664 - 0.750]}{[0.500 - 0.750]} \times [1.4 - 1.2] = 1.269$$

Dengan demikian untuk S_s = 0.664 diperoleh F_a = 1.269

Tabel 3.78 Koefisien Situs Fv

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa (MCE _R) terpetakan pada perioda pendek, T = 1 detik (S ₁)				
	S _s ≤ 0,1	S _s ≤ 0,2	S _s ≤ 0,3	S _s ≤ 0,4	S _s ≤ 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	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,5
SF	SS ^b				

Untuk mendapatkan nilai koefisien Fa dilakukan interpolasi linear, sebagai brkt :
 Dengan mengetahui nilai $S_1 : 0.248$ dan berdasarkan tabel diatas maka diketahui nilai S_1 berada diantara :

$$\begin{array}{l} \text{untuk } S_{Ix} = 0.3 \quad \text{didapat} \quad Fv_x = 1.8 \\ \text{untuk } S_{Iy} = 0.2 \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad Fv_y = 2.0 \end{array}$$

Sehingga dapat diinterpolasi sebagai berikut :

$$Fv = Fv_x + \frac{\left[S_1 - S_{1x} \right]}{\left[S_{1y} - S_{1x} \right]} \times \left[Fv_y - Fv_x \right]$$

$$Fv = 1.8 + \frac{\left[0.248 - 0.300 \right]}{\left[0.200 - 0.300 \right]} \times \left[2 - 1.8 \right] = 1.904$$

Dengan demikian untuk $S_1 = 0.248$ diperoleh $Fv = 1.904$

2) Menentukan nilai S_{DS} dan S_{DI}

Dengan mengetahui klasifikasi dan koefisien kelas situs maka dapat ditentukan parameter spektrum respons percepatan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} S_{MS} &= Fa \times Ss \quad \dots\dots\dots (2.1) \\ &= 1.269 \times 0.664 \\ &= 0.842 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{MI} &= Fv \times S_I \quad \dots\dots\dots (2.2) \\ &= 1.904 \times 0.248 \\ &= 0.472 \end{aligned}$$

Adapun parameter percepatan spectral desain ditentukan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} S_{DS} &= \frac{2}{3} \times S_{MS} \quad \dots\dots\dots (2.3) \\ &= \frac{2}{3} \times 1.2688 \times 0.664 \\ &= 0.5617 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{DI} &= \frac{2}{3} \times S_{MI} \dots\dots\dots (2.4) \\
 &= \frac{2}{3} \times 1.904 \times 0.248 \\
 &= 0.3148 \text{ g}
 \end{aligned}$$

Selanjutnya menentukan kategori desain seismik berdasarkan tabel dibawah ini :

Tabel 3.79 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda 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

Diketahui nilai $S_{DS} = 0.5617 \text{ g} > 0.5$ Untuk Kategori Risiko : II maka termasuk kategori desain seismik D

Tabel 3.80 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda 1 detik

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

Diketahui nilai $S_{DI} = 0.3148 \text{ g} > 0.2$ Untuk Kategori Risiko : II maka termasuk kategori desain seismik D

3.5.4 Spectrum Respons Design

$$T_0 = 0.2 \times \frac{S_{DI}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.7)$$

$$T_0 = 0.2 \times \frac{0.3148}{0.5617}$$

$$= 0.1121 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{S_{DI}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (2.8)$$

$$T_s = \frac{0.3148}{0.5617}$$

$$= 0.5605 \text{ detik}$$

Untuk $T = 0$, maka : $S_a = S_{DS} \times 0.4$

$$= 0.5617 \times 0.4$$

$$= 0.2247 \text{ detik}$$

Untuk $T < T_0$, maka : $S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots (2.5)$

$$S_a = 0.56 \left(0.4 + 0.6 \frac{0.01}{0.1121} \right)$$

= 0.2547 detik , selanjutnya ditabelkan yakni :

T	Sa	T	Sa
0.01	0.2547253	0.06	0.4050408
0.02	0.2847884	0.07	0.4351039
0.03	0.3148515	0.08	0.465167
0.04	0.3449146	0.09	0.4952302
0.05	0.3749777	0.1	0.5252933

Tabel 3.81 Nilai Sa untuk $T < T_0$

Untuk $t = T_0$ s/d $t = T_s$ maka $S_a = S_{DS} = 0.5617 \text{ detik}$

Untuk $T_s < T < 1.0$, maka :

$$S_a = \frac{S_{DI}}{T}, \text{ misalkan } T = 0.57 \dots\dots\dots (2.6)$$

$$= \frac{0.3148}{0.57} = 0.5523 \text{ detik, selanjutnya ditampilkan dlm tabel dibawah :}$$

Tabel 3.82 Nilai Sa untuk $T_s < T < 1.0$

T	Sa	T	Sa	T	Sa	T	Sa	T	Sa
0.57	0.5523	0.64	0.4919	0.71	0.4434	0.78	0.4036	0.85	0.3703
0.58	0.5427	0.65	0.4843	0.72	0.4372	0.79	0.3985	0.86	0.366
0.59	0.5336	0.66	0.477	0.73	0.4312	0.8	0.3935	0.87	0.3618
0.6	0.5247	0.67	0.4698	0.74	0.4254	0.81	0.3886	0.88	0.3577
0.61	0.5161	0.68	0.4629	0.75	0.4197	0.82	0.3839	0.89	0.3537
0.62	0.5077	0.69	0.4562	0.76	0.4142	0.83	0.3793	0.9	0.3498
0.63	0.4997	0.7	0.4497	0.77	0.4088	0.84	0.3748	0.91	0.3459

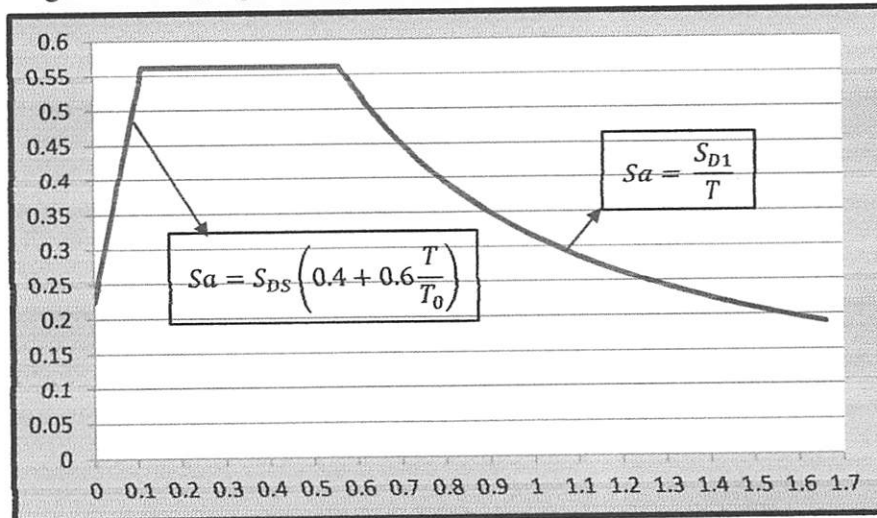
Untuk T = 1.0 maka :

$$Sa = \frac{S_{D1}}{T}$$

$$Sa = \frac{0.3148}{1.0}$$

$$= 0.3148 \text{ detik}$$

Dengan demikian, diperoleh grafik respon spektrum sebagai berikut :



Grafik 3.1 Desain Respon Spektrum

3.5.5 Batasan Periode Fundamental Struktur

Struktur pada gedung ini memiliki ketinggian mencapai 17 lantai + atap yakni lebih besar dari 12 tingkat. Sehingga periode fundamental (T_a) ditentukan sebagai berikut :

Menentukan koefisien C_u

Tabel 3.83 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yg Dihitung

Parameter percepatan respons spectral 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

Diketahui $S_{D1} = 0.3148$ g maka koefisien $C_u = 1.4$

Tabel 3.84 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yg Dihitung

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 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 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua system struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Dengan demikian diperoleh : $C_t = 0.0731$ & $x = 0.75$

- Arah x

$$\begin{aligned}
 T_a &= C_t h_n^x \dots\dots\dots (2.9) \\
 &= 0.0731 \times 64.5^{0.75} \\
 &= 1.6637 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{max} &= C_u \cdot T_a \quad \dots\dots\dots (2.10) \\
 &= 1.4 \times 1.6637 \\
 &= 2.3292 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$T_a < T_{max} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

• Arah y

$$\begin{aligned}
 T_a &= C_t h_n^x \quad \dots\dots\dots (2.9) \\
 &= 0.0731 \times 64.5^{0.75} \\
 &= 1.6637 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_{max} &= C_u \cdot T_a \quad \dots\dots\dots (2.10) \\
 &= 1.4 \times 1.6637 \\
 &= 2.3292 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$T_a < T_{max} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

3.5.6 Pemilihan Parameter Sistem Struktur (R , C_d dan Ω_0)

Sistem Penahan gaya Seismik	R	Ω	C_d	Batasan tinggi struktur, h_n (m)				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
Rangka Baja dengan B्रेसing Eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30
Rangka Baja dengan bresing konsentris Khusus	8	2	5	TB	TB	48	48	30
Rangka Baja dengan bresing konsentris Biasa	3 ¼	2	3 ¼	TB	TB	10	10	TI

Tabel 3.85 Faktor R , C_d dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa

Dari Tebel diatas maka di dapat nilai Faktor R , C_d dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya dengan menggunakan Sistem rangka baja bresing eksentris adalah sebagai berikut :

$$R = 8.00$$

$$C_d = 2.00$$

$$\Omega_0 = 4.00$$

3.5.7 Perhitungan Nilai Base Shear

Perhitungan Geser Dasar Seismik, sebagai berikut :

$$V = C_s \times W \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

Dimana :

W = Berat seismik efektif

C_s = Koefisien respons seismik, perhitungan nilai C_s yakni :

$$= \frac{S_{DS}}{(R/I_e)} = \frac{0.561655467}{(8 / 1)} = 0.0702069 \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

Dengan syarat :

- Nilai C_s tidak perlu melebihi berikut ini $= \frac{S_{DI}}{T \times (R/I_e)} \quad \dots\dots (2.13)$

$$C_{s \max} = \frac{0.314795}{1.66 \times (8 / 1)} = 0.023651$$

- Tidak kurang dari : $C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$

$$\begin{aligned} C_{s \min} &= 0.044 S_{DS} I_e \quad \dots\dots\dots (2.14) \\ &= 0.044 \times 0.5617 \times 1 \\ &= 0.020594 \end{aligned}$$

$$C_{s \min} \geq 0.01$$

Digunakan $C_s \min = 0.020594$

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

$$C_{s \min} = \frac{0,5 \times S_1}{(R/I_e)}$$

Karena nilai $S_1 = 0.248 < 0.6$ maka rumusan ini tidak digunakan.

Sehingga,

$$C_s \min = 0.0206 < C_s \max = 0.0237 < C_s = 0.0702$$

Maka digunakan $C_{s_x} = 0.023651$

$$C_{s_y} = 0.023651$$

Sehingga nilai V_x dan V_y adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_x &= C_{s_x} \cdot W \dots\dots\dots (2.11) \\ &= 0.0237 \times 12472707.63 \\ &= 294992.49 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_x &= C_{s_y} \cdot W \dots\dots\dots (2.11) \\ &= 0.0237 \times 12472707.63 \\ &= 294992.49 \text{ Kg} \end{aligned}$$

3.5.8 Perhitungan Gaya Gempa Lateral (F)

Gaya gempa lateral dihitung dengan rumus :

$$F = C_v \cdot V$$

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

Dimana :

C_v = Faktor distribusi vertikal

V = Gaya lateral design total atau geser di dasar struktur

w_i & w_x = Bagian berat seismik sfektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i & h_x = Tinggi (m) dari dasar sampai tingkat i atau x

K = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

- Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 0,5 detik atau kurang , $K = 1$
- Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 2,5 detik atau lebih , $K = 2$
- Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 0,5 dan 2,5 detik k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

Dengan $T_a = 1.6637465$ detik, dan

$K_1 = 1.0$ untuk $T_{a1} = 0.5$ diinterpolasi sebagai berikut :

$K_2 = 2.0$ untuk $T_{a2} = 2.5$

$$K = K_1 + \frac{(T_a - T_{a1})}{(T_{a2} - T_{a1})} \times (K_2 - K_1)$$

$$K = 1 + \frac{(1.6637 - 0.500)}{(2.500 - 0.500)} \times (2 - 1)$$

$$= 1.5818733$$

Maka digunakan $K_x = 1.5818733$

$K_y = 1.5818733$

Tabel 3.86 (Faktor Distribusi Vertikal)

Lantai	Berat (W_i)	Tinggi (h_i)	$h_i^{K_x}$	$h_i^{K_y}$	$W_i \times h_i^{K_x}$	$W_i \times h_i^{K_y}$
	Kg	m	m	m	kgm	kgm
Atap	84843.4185	64.5	728.608	728.608	61817621.9	61817621.9
Lantai 16	571972.744	61.0	667.061	667.061	381540698	381540698
Lantai 15	881271.568	57.0	599.2	599.2	528057543	528057543
Lantai 14	867644.69	53.0	534.055	534.055	463369894	463369894
Lantai 13	806181.086	49.4	477.817	477.817	385206835	385206835
Lantai 12	806181.086	45.8	423.915	423.915	341752187	341752187
Lantai 11	806181.086	42.2	372.425	372.425	300241637	300241637
Lantai 10	806181.086	38.6	323.43	323.43	260742993	260742993
Lantai 9	806181.086	35.0	277.026	277.026	223332828	223332828
Lantai 8	806181.086	31.4	233.321	233.321	188098614	188098614
Lantai 7	787709.84	27.8	192.44	192.44	151587059	151587059
Lantai 6	758454.262	23.8	150.512	150.512	114156247	114156247
Lantai 5	735925.012	19.8	112.502	112.502	82792989.1	82792989.1
Lantai 4	715100.615	15.8	78.727	78.727	56297712.9	56297712.9
Lantai 3	745310.287	12.3	52.9775	52.9775	39484702.8	39484702.8

Lantai 2	741166.855	7.8	25.7739	25.7739	19102780.8	19102780.8
Lantai 1	746221.816	3.3	6.61033	6.61033	4932774.71	4932774.71
TOTAL	12472707.6				3602515116	3602515116

Tabel 3.87 Gaya Gempa Lateral Per Lantai

Lantai	Cv_x	Cv_y	V_x (Kg)	V_y (Kg)	F_x (Kg)	F_y (Kg)
Atap	0.0171596	0.0171596	294992	294992	5061.9452	5061.9452
Lantai 16	0.1059095	0.1059095	294992	294992	31242.517	31242.517
Lantai 15	0.1465802	0.1465802	294992	294992	43240.071	43240.071
Lantai 14	0.128624	0.128624	294992	294992	37943.113	37943.113
Lantai 13	0.1069272	0.1069272	294992	294992	31542.719	31542.719
Lantai 12	0.0948649	0.0948649	294992	294992	27984.429	27984.429
Lantai 11	0.0833422	0.0833422	294992	294992	24585.331	24585.331
Lantai 10	0.072378	0.072378	294992	294992	21350.979	21350.979
Lantai 9	0.0619936	0.0619936	294992	294992	18287.642	18287.642
Lantai 8	0.0522131	0.0522131	294992	294992	15402.483	15402.483
Lantai 7	0.0420781	0.0420781	294992	294992	12412.729	12412.729
Lantai 6	0.0316879	0.0316879	294992	294992	9347.7014	9347.7014
Lantai 5	0.022982	0.022982	294992	294992	6779.5163	6779.5163
Lantai 4	0.0156273	0.0156273	294992	294992	4609.9466	4609.9466
Lantai 3	0.0109603	0.0109603	294992	294992	3233.2108	3233.2108
Lantai 2	0.0053026	0.0053026	294992	294992	1564.2341	1564.2341
Lantai 1	0.0013693	0.0013693	294992	294992	403.92099	403.92099
TOTAL					294992.49	294992.49

Hasil output dari Program ETABS, untuk menghitung koordinat pusat massa.

Ukuran gedung :

L₁ : 17.50 m

L₂ 48.00 m

Tabel 3.88 Nilai Pusat Massa dan Pusat Kekakuan (Output ETABS 2015)

TABLE: Centers of Mass and Rigidity											
Story	Diaphragm	Mass X kgf-s ² /m	Mass Y kgf-s ² /m	XCM m	YCM m	Cumulative X kgf-s ² /m	Cumulative Y kgf-s ² /m	XCCM m	YCCM m	XCR m	YCR m
Story1	D1	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	23.4859	9.4845
Story2	D2	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	23.652	9.0617
Story3	D3	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	23.6953	8.9053
Story4	D4	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	23.6887	8.8584
Story5	D5	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	23.6872	8.8234
Story6	D6	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	23.6925	8.8007
Story7	D7	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	23.6977	8.7844
Story8	D8	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	23.6978	8.7728
Story9	D9	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	23.6968	8.763
Story10	D10	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	23.6968	8.7548
Story11	D11	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	23.6975	8.7478
Story12	D12	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	23.6988	8.7417
Story13	D13	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	23.7007	8.7362
Story14	D14	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	23.7029	8.7312
Story15	D15	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	9816.81	9816.81	23.695	8.2961	23.7088	8.7267
Story16	D16	4371.52	4371.52	24.2108	8.7943	4371.52	4371.52	24.2108	8.7943	23.7129	8.7269
Atap	DAtap Kiri	326.31	326.31	12	13.5	326.31	326.31	12	13.5	13.1028	13.0361
Atap	DAtap Kanan	326.31	326.31	44	13.5	326.31	326.31	44	13.5	42.0607	12.9708

Menurut SNI 1726 : 2012 pasal 5.4.3 yang menyatakan bahwa : Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana (ed). Apabila ukuran horizontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa, dinyatakan dengan b. maka eksentrisitas rencana (ed) harus ditentukan sebagai berikut :

a) Untuk $ed < 0.3b$, maka $ed = 1.5 e + 0.05 b$

$$\text{atau } ed = e - 0,05 b$$

b) Untuk $ed > 0.3b$, maka $ed = 1.33 e + 0.1 b$

$$\text{atau } ed = 1.17 e - 0,1 b$$

Apabila arah beban gempa searah sumbu X, maka $b = 17.5 \text{ m}$

Apabila arah beban gempa searah sumbu Y, maka $b = 48.0 \text{ m}$

- $0.3 b$ (untuk beban gempa arah x) $= 0.3 \times 17.5$
 $= 5.25 \text{ m}$

- $0.3 b$ (untuk beban gempa arah y) $= 0.3 \times 48$
 $= 14.4 \text{ m}$

Menghitung eksentrisitas rencana (ed) :

Lantai 1, arah x	ed =	Pusat massa - Pusat Rotasi
	=	23.695 - 23.486
	=	0.2091

arah y	ed =	Pusat massa - Pusat Rotasi
	=	8.2961 - 9.485
	=	-1.1884

Selanjutnya untuk lantai 2 dan seterusnya ditampilkan seperti pada tabel berikut :

Tabel 3.89 Eksentrisitas (E)

Lantai	Pusat Massa		Pusat Kekakuan		Eksentrisitas (e)	
	X	Y	X	Y	X	Y
Story1	23.6950	8.2961	23.4859	9.4845	0.2091	-1.1884
Story2	23.6950	8.2961	23.6520	9.0617	0.0430	-0.7656
Story3	23.6950	8.2961	23.6953	8.9053	-0.0003	-0.6092
Story4	23.6950	8.2961	23.6887	8.8584	0.0063	-0.5623
Story5	23.6950	8.2961	23.6872	8.8234	0.0078	-0.5273
Story6	23.6950	8.2961	23.6925	8.8007	0.0025	-0.5046
Story7	23.6950	8.2961	23.6977	8.7844	-0.0027	-0.4883
Story8	23.6950	8.2961	23.6978	8.7728	-0.0028	-0.4767
Story9	23.6950	8.2961	23.6968	8.7630	-0.0018	-0.4669
Story10	23.6950	8.2961	23.6968	8.7548	-0.0018	-0.4587
Story11	23.6950	8.2961	23.6975	8.7478	-0.0025	-0.4517
Story12	23.6950	8.2961	23.6988	8.7417	-0.0038	-0.4456
Story13	23.6950	8.2961	23.7007	8.7362	-0.0057	-0.4401
Story14	23.6950	8.2961	23.7029	8.7312	-0.0079	-0.4351
Story15	23.6950	8.2961	23.7088	8.7267	-0.0138	-0.4306
Story16	24.2108	8.7943	23.7129	8.7269	0.4979	0.0674
Atap kiri	12.0000	13.5000	13.1028	13.0361	-1.1028	0.4639
Atap kanan	44.0000	13.5000	42.0607	12.9708	1.9393	0.5292

Karena nilai $E_d < 0.3b$ maka digunakan rumus eksentrisitas bagian (a)

Tabel 3.90 Eksentrisitas (Rencana (ed))

Lantai	$ed = 1,5e + 0,05b$		$ed = e - 0,05b$	
	X	Y	X	Y
Story1	1.19	0.62	-0.6659	-3.5884
Story2	0.94	1.25	-0.832	-3.1656
Story3	0.87	1.49	-0.8753	-3.0092
Story4	0.88	1.56	-0.8687	-2.9623
Story5	0.89	1.61	-0.8672	-2.9273
Story6	0.88	1.64	-0.8725	-2.9046
Story7	0.87	1.67	-0.8777	-2.8883
Story8	0.87	1.68	-0.8778	-2.8767
Story9	0.87	1.70	-0.8768	-2.8669
Story10	0.87	1.71	-0.8768	-2.8587
Story11	0.87	1.72	-0.8775	-2.8517
Story12	0.87	1.73	-0.8788	-2.8456
Story13	0.87	1.74	-0.8807	-2.8401
Story14	0.86	1.75	-0.8829	-2.8351
Story15	0.85	1.75	-0.8888	-2.8306
Story16	1.62	2.50	-0.3771	-2.3326
Atap Kiri	-0.78	3.10	-1.9778	-1.9361
Atap Kanan	3.78	3.19	1.0643	-1.8708

Koordinat pusat massa yang baru dihitung sebagai berikut :

$$X_{m'} = X_{CR} + ed$$

$$Y_{m'} = Y_{CR} + ed$$

Tabel 3.91 Koordinat Pusat Massa

Lantai	Pusat Kekakuan		ed = 1,5e + 0,05b		Koordinat Pusat Massa	
	X	Y	X	Y	X _{m'}	Y _{m'}
Story1	23.49	9.48	1.19	0.62	24.6746	10.1019
Story2	23.65	9.06	0.94	1.25	24.5915	10.3133
Story3	23.70	8.91	0.87	1.49	24.5699	10.3915
Story4	23.69	8.86	0.88	1.56	24.5732	10.4150
Story5	23.69	8.82	0.89	1.61	24.5739	10.4325
Story6	23.69	8.80	0.88	1.64	24.5713	10.4438
Story7	23.70	8.78	0.87	1.67	24.5687	10.4520
Story8	23.70	8.77	0.87	1.68	24.5686	10.4578
Story9	23.70	8.76	0.87	1.70	24.5691	10.4627
Story10	23.70	8.75	0.87	1.71	24.5691	10.4668
Story11	23.70	8.75	0.87	1.72	24.5688	10.4703
Story12	23.70	8.74	0.87	1.73	24.5681	10.4733
Story13	23.70	8.74	0.87	1.74	24.5672	10.4761
Story14	23.70	8.73	0.86	1.75	24.5661	10.4786
Story15	23.71	8.73	0.85	1.75	24.5631	10.4808
Story16	23.71	8.73	1.62	2.50	25.3348	11.2280
Atap Kiri	13.10	13.04	-0.78	3.10	12.3236	16.1320
Atap Kanan	42.06	12.97	3.78	3.19	45.8447	16.1646

Tabel 3.92 Koordinat Pusat Massa

Lantai	Pusat Kekakuan		ed = e - 0,05b		Koordinat Pusat Massa	
	X	Y	X	Y	X _{m'}	Y _{m'}
Story1	23.4859	9.4845	-0.67	-3.59	22.8200	5.8961
Story2	23.6520	9.0617	-0.83	-3.17	22.8200	5.8961
Story3	23.6953	8.9053	-0.88	-3.01	22.8200	5.8961
Story4	23.6887	8.8584	-0.87	-2.96	22.8200	5.8961
Story5	23.6872	8.8234	-0.87	-2.93	22.8200	5.8961
Story6	23.6925	8.8007	-0.87	-2.90	22.8200	5.8961
Story7	23.6977	8.7844	-0.88	-2.89	22.8200	5.8961
Story8	23.6978	8.7728	-0.88	-2.88	22.8200	5.8961
Story9	23.6968	8.7630	-0.88	-2.87	22.8200	5.8961
Story10	23.6968	8.7548	-0.88	-2.86	22.8200	5.8961
Story11	23.6975	8.7478	-0.88	-2.85	22.8200	5.8961
Story12	23.6988	8.7417	-0.88	-2.85	22.8200	5.8961

Story13	23.7007	8.7362	-0.88	-2.84	22.8200	5.8961
Story14	23.7029	8.7312	-0.88	-2.84	22.8200	5.8961
Story15	23.7088	8.7267	-0.89	-2.83	22.8200	5.8961
Story16	23.7129	8.7269	-0.38	-2.33	23.3358	6.3943
Atap	13.1028	13.0361	-1.98	-1.94	11.1250	11.1000
Atap	42.0607	12.9708	1.06	-1.87	43.1250	11.1000

3.6 Kontrol Simpangan Antar Lantai

Berikut ini tabel simpangan horisontal, yakni :

- Faktor Keutamaan Gempa (I_e) : 1.0 (Kategori II)
- Koefisien modifikasi respon (R) : 8
- Faktor pembesaran Defleksi (c_d) : 2
- Simpangan antar lantai ijin : $0.020 h_i$
- Simpangan Antar Lantai Arah X

$$\begin{aligned} \delta_{ex} \text{ Atap} &= dx \text{ Atap} - dx \text{ lantai 16} \\ &= 49.10 - 48.10 \\ &= 1.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Simpangan Antar Lantai Arah Y

$$\begin{aligned} \delta_{ey} \text{ Atap} &= dy \text{ Atap} - dy \text{ lantai 16} \\ &= 77.20 - 74.80 \\ &= 2.40 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya, ditabelkan seperti dibawah ini :

Tabel 3.93 Simpangan horisontal struktur arah x dan y

Story	Tinggi Lantai	Simpangan Struktur		Simpangan ant lantai	
		Arah x	Arah y	Arah x	Arah y
		dx	dy	δ_x	δ_y
	m	mm	mm	mm	mm
Atap	64.5	49.1	77.2	1	2.4
Story16	61	48.1	74.8	1.1	2.2
Story15	57	47	72.6	1.1	2.7
Story14	53	45.9	69.9	1.4	2.9
Story13	49.4	44.5	67.0	1.6	3.3
Story12	45.8	42.9	63.7	2	3.8
Story11	42.2	40.9	59.9	2.3	4.1

Story10	38.6	38.6	55.8	2.6	4.5
Story9	35	36	51.3	2.8	4.8
Story8	31.4	33.2	46.5	3.2	5.1
Story7	27.8	30	41.4	3.9	6.1
Story6	23.8	26.1	35.3	4.3	6.3
Story5	19.8	21.8	29.0	4.3	6.4
Story4	15.8	17.5	22.6	3.8	5.4
Story3	12.3	13.7	17.2	5.5	7.7
Story2	7.8	8.2	9.5	5.6	7.0
Story1	3.3	2.6	2.5	2.6	2.5
Base	0	0	0	0	0

Dimana :

dx = Simpangan struktur arah x

dy = Simpangan struktur arah y

δ_x = Simpangan antar lantai arah x

δ_y = Simpangan antar lantai arah y

Defleksi arah x lantai 1

Lantai 1 = δ_{e1} = 2.60 mm

Perpindahan yang di perbesar :

$$\delta_{1x} = \frac{C_d \times \delta_{e1}}{I_e} \dots\dots\dots (2.15)$$

$$= \frac{2 \times 2.60}{1.00} = 5.20 \text{ mm}$$

$$\Delta_a = 0.020 \times h_1$$

$$= 0.020 \times 3300$$

$$= 66.0 \text{ mm}$$

$$\Delta_1 = \delta_{1x} \leq \Delta_a$$

$$= 5.20 \leq 66.00$$

Defleksi arah y lantai 1

$$\text{Lantai 1} = \delta_{e1} = 2.50 \text{ mm}$$

Perpindahan yang di perbesar :

$$\begin{aligned} \delta_{1x} &= \frac{C_d \times \delta_{e1}}{I_E} \\ &= \frac{2 \times 2.50}{1.00} = 5.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{a1} &= 0.020 \times h_1 \\ &= 0.020 \times 3300 \\ &= 66.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= \delta_{1x} \leq \Delta_a \\ &= 5.00 \leq 66.00 \end{aligned}$$

Defleksi arah x lantai 2

$$\text{Lantai 2} = \delta_{e2} = 5.60 \text{ mm}$$

$$\text{Lantai 1} = \delta_{e1} = 2.60 \text{ mm}$$

Perpindahan yang di perbesar :

$$\begin{aligned} \delta_{2x} &= \frac{C_d \times \delta_{e2x}}{I_E} \\ &= \frac{2 \times 5.60}{1.00} = 11.20 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{2x} &= \frac{C_d \times (\delta_{e2} - \delta_{e1})}{I_E} \\ &= \frac{2 \times 3.00}{1.00} = 6.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{a2} &= 0.020 \times h_2 \\ &= 0.020 \times 4500 \\ &= 90.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_2 &= \Delta_{2x} \leq \Delta_a \\ &= 6.00 \leq 90.00\end{aligned}$$

Defleksi arah y lantai 2

$$\text{Lantai 2} = \delta_{e2} = 7.00 \text{ mm}$$

$$\text{Lantai 1} = \delta_{e1} = 2.50 \text{ mm}$$

Perpindahan yang di perbesar :

$$\begin{aligned}\delta_{2y} &= \frac{C_d \times \delta_{e2y}}{I_E} \\ &= \frac{2 \times 7.00}{1.00} = 14.00 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{2y} &= \frac{C_d \times (\delta_{e2} - \delta_{e1})}{I_E} \\ &= \frac{2 \times 4.50}{1.00} = 9.00 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{a2} &= 0.020 \times h_2 \\ &= 0.020 \times 4500 \\ &= 90.0 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_2 &= \Delta_{2y} \leq \Delta_a \\ &= 9.00 \leq 90.00\end{aligned}$$

Tabel 3.94 Kontrol Simpangan antar Lantai x

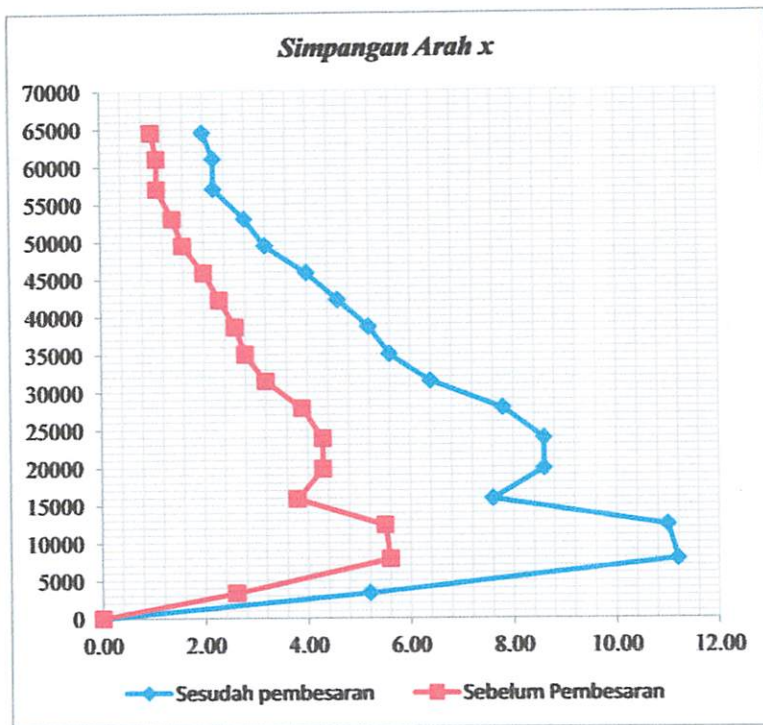
Lantai	Tinggi Lantai	Perpindahan elastis	Perpindahan diperbesar	Simpangan ant. Tingkat desain	Simpangan antar lantai yang diijinkan	
		δ_{ex}	δ_x	Δ_i	Δ_a	$\Delta < \Delta_a$
		mm	mm	mm	mm	
rf	3500	1.00	2.00	-0.20	70	OK
16	4000	1.10	2.20	0.00	80	OK
15	4000	1.10	2.20	-0.60	80	OK

14	3600	1.40	2.80	-0.40	72	OK
13	3600	1.60	3.20	-0.80	72	OK
12	3600	2.00	4.00	-0.60	72	OK
11	3600	2.30	4.60	-0.60	72	OK
10	3600	2.60	5.20	-0.40	72	OK
9	3600	2.80	5.60	-0.80	72	OK
8	3600	3.20	6.40	-1.40	72	OK
7	4000	3.90	7.80	-0.80	80	OK
6	4000	4.30	8.60	0.00	80	OK
5	4000	4.30	8.60	1.00	80	OK
4	3500	3.80	7.60	-3.40	70	OK
3	4500	5.50	11.00	-0.20	90	OK
2	4500	5.60	11.20	6.00	90	OK
1	3300	2.60	5.20	5.20	66	OK
Bs	0	0.00	0.00	0.00	0	OK

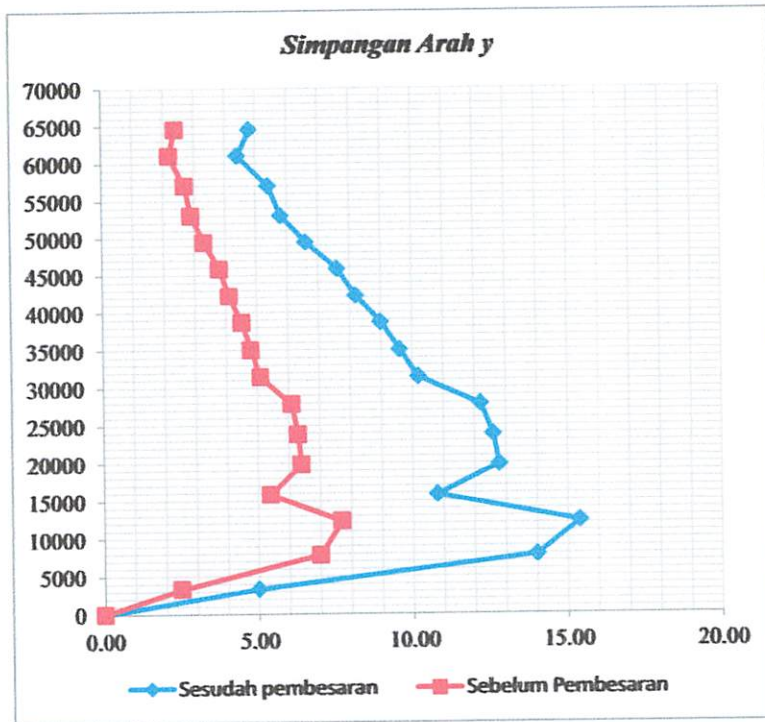
Tabel 3.95 Kontrol Simpangan antar Lantai y

Lantai	Tinggi Lantai mm	Perpindahan elastis	Perpindahan diperbesar	Simpangan ant. Tingkat desain	Simpangan antar lantai yang diijinkan	
		δ_{ey} mm	δ_y mm	Δ_i mm	Δ_u mm	$\Delta < \Delta_u$
rf	3500	2.40	4.80	0.40	70	OK
16	4000	2.20	4.40	-1.00	80	OK
15	4000	2.70	5.40	-0.40	80	OK
14	3600	2.90	5.80	-0.80	72	OK
13	3600	3.30	6.60	-1.00	72	OK
12	3600	3.80	7.60	-0.60	72	OK

11	3600	4.10	8.20	-0.80	72	OK
10	3600	4.50	9.00	-0.60	72	OK
9	3600	4.80	9.60	-0.60	72	OK
8	3600	5.10	10.20	-2.00	72	OK
7	4000	6.10	12.20	-0.40	80	OK
6	4000	6.30	12.60	-0.20	80	OK
5	4000	6.40	12.80	2.00	80	OK
4	3500	5.40	10.80	-4.60	70	OK
3	4500	7.70	15.40	1.40	90	OK
2	4500	7.00	14.00	9.00	90	OK
1	3300	2.50	5.00	5.00	66	OK
Bs	0	0.00	0.00	0.00	0	OK



Grafik 3.2 Kontrol Simpangan Antar Lantai Arah x



Grafik 3.3 Kontrol Simpangan Antar Lantai Arah y

3.7 Kontrol Simpangan Struktur

Persyaratan simpangan antar tingkat struktur gedung tidak boleh melebihi 2% dari jarak antar tingkat (SNI 1729 : 2002), maka :

$$\begin{aligned}
 dm &= 0.02 \times h_i \\
 &= 0.02 \times 3.3 \\
 &= 0.066 \text{ m} \\
 &= 66 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan kontrol simpangan struktur pada arah x dan y dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

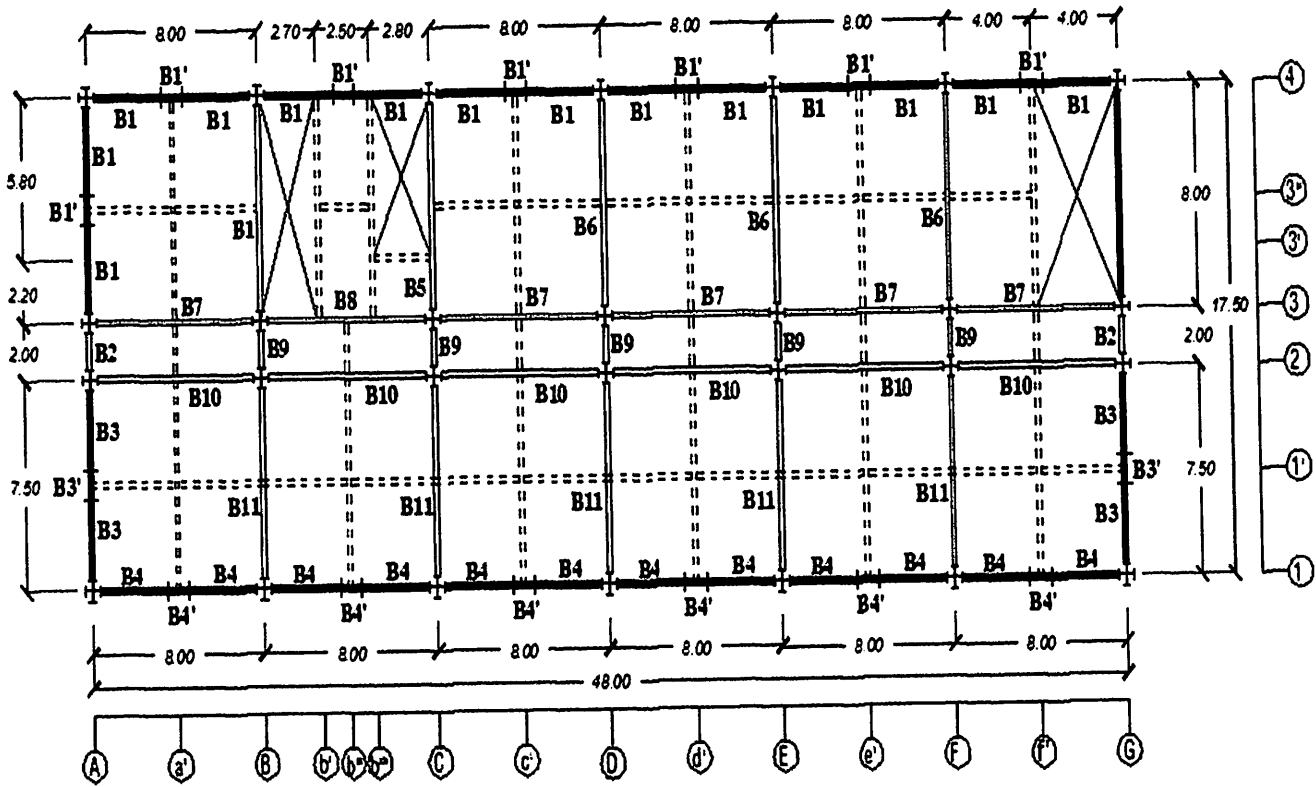
Tabel 3.96 Kontrol Simpangan Struktur

Story	Tinggi Lantai	Simpangan Struktur		Syarat		Ket
		Arah x	Arah y	Arah x	Arah y	
		dx	dy	dm _x	dmy _y	
	m	mm	mm	mm	mm	
Atap	64.5	49.1	77.2	86	86	OK
Story16	61	48.1	74.8	80	80	OK
Story15	57	47	72.6	80	80	OK
Story14	53	45.9	69.9	72	72	OK
Story13	49.4	44.5	67.0	72	72	OK
Story12	45.8	42.9	63.7	72	72	OK
Story11	42.2	40.9	59.9	72	72	OK
Story10	38.6	38.6	55.8	72	72	OK
Story9	35	36	51.3	72	72	OK
Story8	31.4	33.2	46.5	72	72	OK
Story7	27.8	30	41.4	80	80	OK
Story6	23.8	26.1	35.3	80	80	OK
Story5	19.8	21.8	29.0	80	80	OK
Story4	15.8	17.5	22.6	70	70	OK
Story3	12.3	13.7	17.2	90	90	OK
Story2	7.8	8.2	9.5	90	90	OK
Story1	3.3	2.6	2.5	66	66	OK
Base	0	0	0.0	0	0	

BAB 4

PERHITUNGAN KOMPONEN STRUKTUR

4.1 Lebar Efektif Plat & Momen Inersia Komposit (Balok Induk)

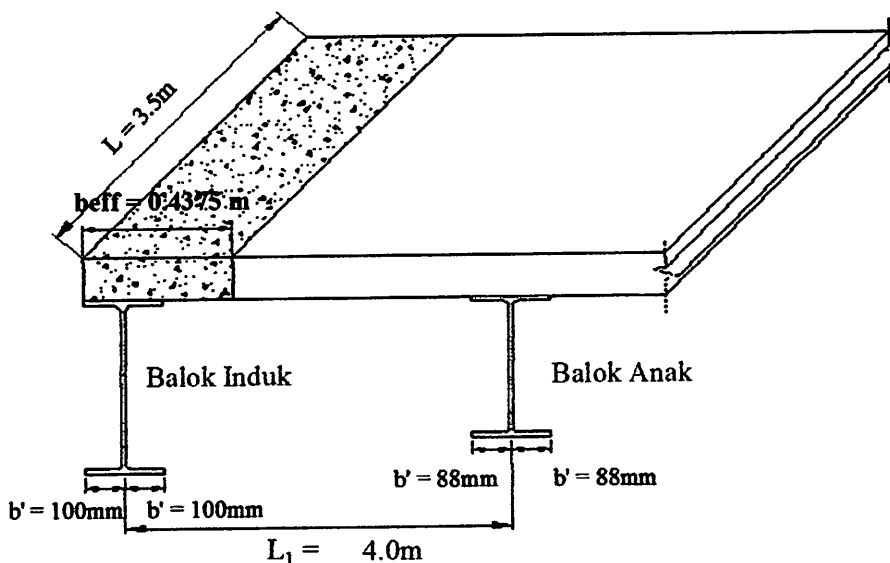


4.1 Denah Pembalokan (Balok Induk Komposit)

Digunakan profil baja WF 450 x 200 x 9 x 14

Dari tabel baja diperoleh :	t_f	: 14.0 mm
d	: 450.0 mm	A_g : 96.76 cm ²
b_f	: 200.0 mm	I_x : 33500 Cm ⁴
t_w	: 9.0 mm	I_y : 1870 Cm ⁴

4.1.1 Balok Tepi (misalkan B1 dgn bentang (L) = 3.50 m)



Gambar 4.2 Lebar efektif plat penampang komposit

1) Lebar Efektif (b_{eff})

Perhitungan lebar efektif pelat beton (b_{eff}) gelagar tepi, yakni :

- $b_{eff} \leq \frac{1}{8} L = \frac{1}{8} \times 3500$
 $\leq 437.5 \text{ mm}$
- $b_{eff} \leq (\frac{L_1}{2}) + b' = (\frac{4000}{2}) + 100$
 $\leq 2100 \text{ mm}$

Maka digunakan b_{eff} terkecil yakni : 437.5 mm

2) Momen Inersia Penampang Komposit

Perbandingan modulus elastisitas baja dan beton (n) :

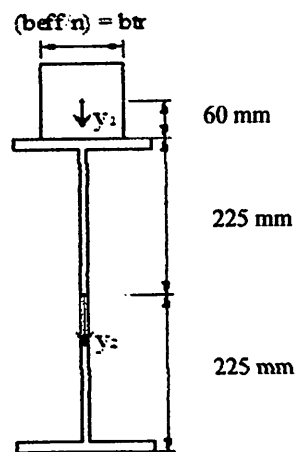
$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{23500} = 8.5106383 \text{ MPa}$$

Lebar transformasi dari lebar efektif pelat beton yakni :

$$b_{tr} = \frac{b_{eff}}{n} = \frac{437.5}{8.5106} = 51.41 \text{ mm}$$

Luas area transformasi pelat beton yakni :

$$\begin{aligned} A_{tr} &= b_{tr} \times t_s \\ &= 51.41 \times 120 \\ &= 6168.8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



Gambar 4.3 Jarak titik berat penampang komposit

Perhitungan titik berat penampang terhadap sisi bawah :

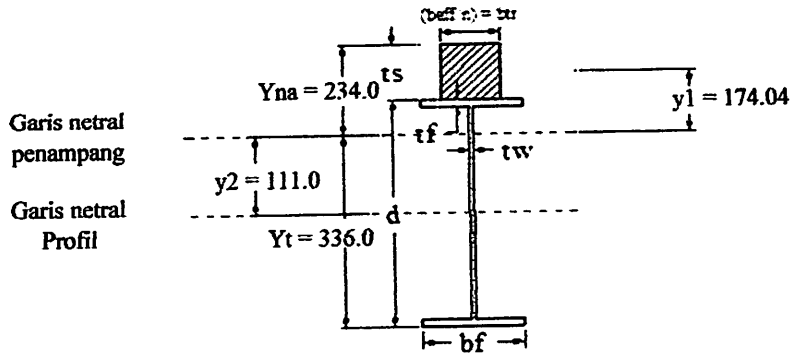
Tabel 4.1 Titik berat terhadap sisi bawah penampang

Elemen	Luas Area (A) (mm ²)	Lengan (y) thdp sisi bawah (mm)	A . Y (mm ³)
Pelat	6168.75	510	3146062.5
Balok	9676	225	2177100.0
TOTAL	15844.75		5323162.5

$$Y_t = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{5323162.5}{15844.75}$$

= 335.95749 mm, dari serat bawah penampang

$$\begin{aligned}
 Y_{na} &= d + t_s - Y_t \\
 &= 450 + 120 - 335.9575 \\
 &= 234.043 \text{ mm, dari serat atas penampang}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.4 Garis Netral Balok Komposit

Perhitungan momen inersia pelat beton :

$$\begin{aligned}
 I_{x \text{ plat}} &= \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 51.4 \times 120^3 \\
 &= 7402500.00 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_{y \text{ plat}} &= \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 120 \times 51.4^3 \\
 &= 1358462.868 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.2 Titik berat terhadap garis netral komposit

Elemen	Luas Area (A) (mm ²)	Lengan (y) thdp grs netral komposit (mm)	A . Y ² (mm ⁴)
Pelat	6168.75	174.043	186856335.3
Balok	9676	110.957	119126707.1
TOTAL	15844.75		305983042.4

Maka momen inersia penampang komposit, yakni :

$$\begin{aligned}
 I_x &= I_x \text{ plat} + I_x \text{ Profil} + \Sigma A \cdot Y^2 \\
 &= 7402500.00 + 335000000.00 + 305983042.4 \\
 &= 648385542.4 \text{ mm}^4 \\
 &= 64838.554 \text{ cm}^4 \\
 I_y &= I_y \text{ plat} + I_y \text{ Profil} \\
 &= 1358462.87 + 18700000.00 \\
 &= 20058462.87 \text{ mm}^4 \\
 &= 2005.8463 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

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

4.3 Tabel Lebar efektif balok tepi

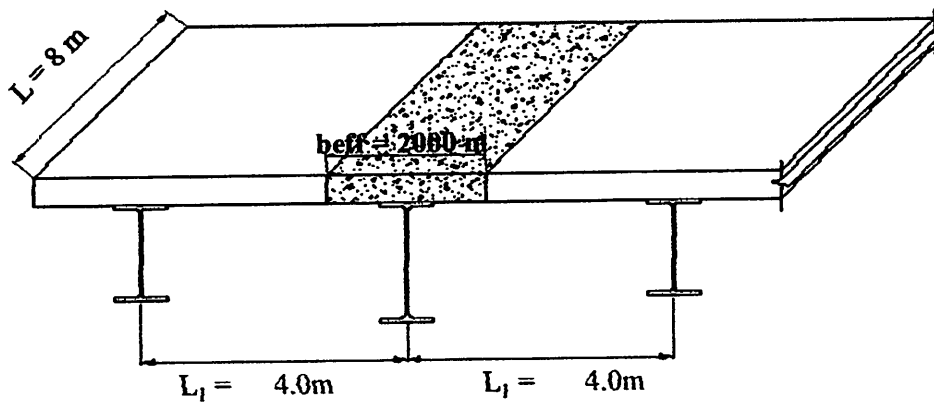
Balok	Panjang (L) (mm)	Jarak sumbu balok ke (mm)		Lebar efektif (beff) (mm)		
		Balok t.dekat (L ₁)	Tepi plat (b')	1/8L	L ₁ /2 + b'	Dipakai yg terkecil
	B1	3500	4000	100	437.5	2100
B1'	1000	4000	100	125	2100	125
B2	2000	4000	100	250	2100	250
B3	3500	4000	100	437.5	2100	437.5
B3'	1000	4000	100	125	2100	125
B4	3500	3750	100	437.5	1975	437.5
B4'	1000	3750	100	125	1975	125

$$\begin{aligned}
 E_s &= 200000 \text{ Mpa} & n &= \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{23500} = 8.51064 \\
 E_c &= 23500 \text{ Mpa} \\
 t_s &= 120 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

4.4 Tabel Momen Inersia Balok Induk Komposit (Tepi)

No	b_r (mm)	Atr (mm ²)	Titik berat thd serat bawah		Garis Netral		Ix Plat (mm ⁴)	Titik berat thd serat bawah		I_r (mm ⁴)
			A . Y (plat) (mm ³)	A . Y (balok) (mm ³)	Yt (mm)	Yna (mm)		A . Y ² (plat) (mm ⁴)	A . Y ² (balok) (mm ⁴)	
B1	51.41	6168.75	3146062.5	2177100	335.957	234.043	7402500	186856335.3	119126707.1	648385542.4
B1'	14.69	1762.5	898875	2177100	268.914	301.086	2115000	102440670.4	18659743.86	458215414.3
B2	29.38	3525	1797750	2177100	301.102	268.898	4230000	153824991.1	56038972.05	549093963.1
B3	51.41	6168.75	3146062.5	2177100	335.957	234.043	7402500	186856335.3	119126707.1	648385542.4
B3'	14.69	1762.5	898875	2177100	268.914	301.086	2115000	102440670.4	18659743.86	458215414.3
B4	51.41	6168.75	3146062.5	2177100	335.957	234.043	7402500	186856335.3	119126707.1	648385542.4
B4'	14.69	1762.5	898875	2177100	268.914	301.086	2115000	102440670.4	18659743.86	458215414.3

4.1.2 Balok Tengah (misalkan B6 dgn bentang (L) = 8 m)



Gambar 4.5 Lebar efektif plat penampang komposit

1) Lebar Efektif (b_{eff})

Perhitungan lebar efektif pelat beton (b_{eff}) gelagar tengah, yakni :

- $b_{\text{eff}} \leq \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \times 8000$
 $\leq 2000\text{ mm}$
- $b_{\text{eff}} \leq \frac{(L_1 + L_2)}{2} = \frac{(4000 + 4000)}{2}$
 $\leq 4000\text{ mm}$

Maka digunakan b_{eff} terkecil yakni : 2000 mm

2) Momen Inersia Penampang Komposit

Perbandingan modulus elastisitas baja dan beton (n) :

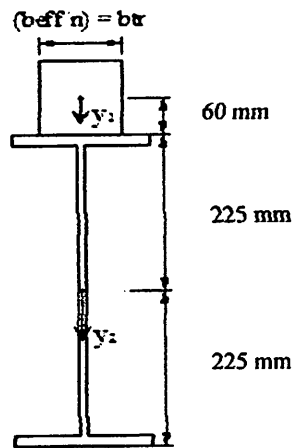
$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{23500} = 8.5106383\text{ MPa}$$

Lebar transformasi dari lebar efektif pelat beton yakni :

$$b_{\text{tr}} = \frac{b_{\text{eff}}}{n} = \frac{2000}{8.5106} = 235.00\text{ mm}$$

Luas area transformasi pelat beton yakni :

$$\begin{aligned} A_{\text{tr}} &= b_{\text{tr}} \times t_s \\ &= 235.00 \times 120 \\ &= 28200\text{ mm}^2 \end{aligned}$$



Gambar 4.6 Jarak titik berat penampang komposit

Perhitungan titik berat penampang terhadap sisi bawah :

Tabel 4.5 Titik berat terhadap sisi bawah penampang

Elemen	Luas Area (A) (mm ²)	Lengan (y) thdp sisi bawah (mm)	A . Y (mm ³)
Pelat	28200	510	14382000.0
Balok	9676	225	2177100
TOTAL	37876		16559100

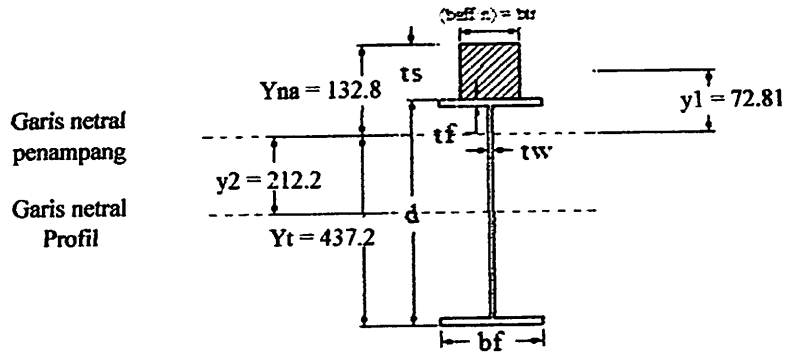
$$Y_t = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{16559100}{37876}$$

$$= 437.19242 \text{ mm, dari serat bawah penampang}$$

$$Y_{na} = d + t_s - Y_t$$

$$= 450 + 120 - 437.1924$$

$$= 132.808 \text{ mm, dari serat atas penampang}$$



Gambar 4.7 Garis Netral Balok Komposit

Perhitungan momen inersia pelat beton :

$$I_{x \text{ plat}} = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 235.0 \times 120^3$$

$$= 33840000.00 \text{ mm}^4$$

$$I_{y \text{ plat}} = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 120 \times 235.0^3$$

$$= 129778750 \text{ mm}^4$$

Tabel 4.6 Titik berat terhadap garis netral komposit

Elemen	Luas Area (A) (mm ²)	Lengan (y) thdp grs netral komposit (mm)	A . Y ² (mm ⁴)
Pelat	28200	72.808	149486623.3
Balok	9676	212.192	435667918.3
TOTAL	37876		585154541.7

Maka momen inersia penampang komposit, yakni :

$$I_x = I_{x \text{ plat}} + I_{x \text{ Profil}} + \Sigma A \cdot Y$$

$$= 33840000.00 + 335000000.00 + 585154541.7$$

$$= 953994541.7 \text{ mm}^4$$

$$= 95399.454 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned}
 I_y &= I_y \text{ plat} + I_y \text{ Profil} \\
 &= 129778750.00 + 18700000.00 \\
 &= 148478750.00 \text{ mm}^4 \\
 &= 14847.875 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

4.7 Tabel Lebar efektif balok tengah

Balok	Panjang (L) (mm)	Jarak sumbu balok ke (mm)		Lebar efektif (beff) (mm)		
		Balok t.dekat (L ₁)	Balok t.dekat (L ₂)	1/4L	(L ₁ + L ₂)/2	Dipakai yg terkecil
B5	8000	2800	4000	2000	3400	2000
B6	8000	4000	4000	2000	4000	2000
B7	8000	4000	2000	2000	3000	2000
B8	8000	2200	2000	2000	2100	2000
B9	2000	4000	4000	500	4000	500
B10	8000	2000	3750	2000	2875	2000
B11	7500	4000	4000	1875	4000	1875

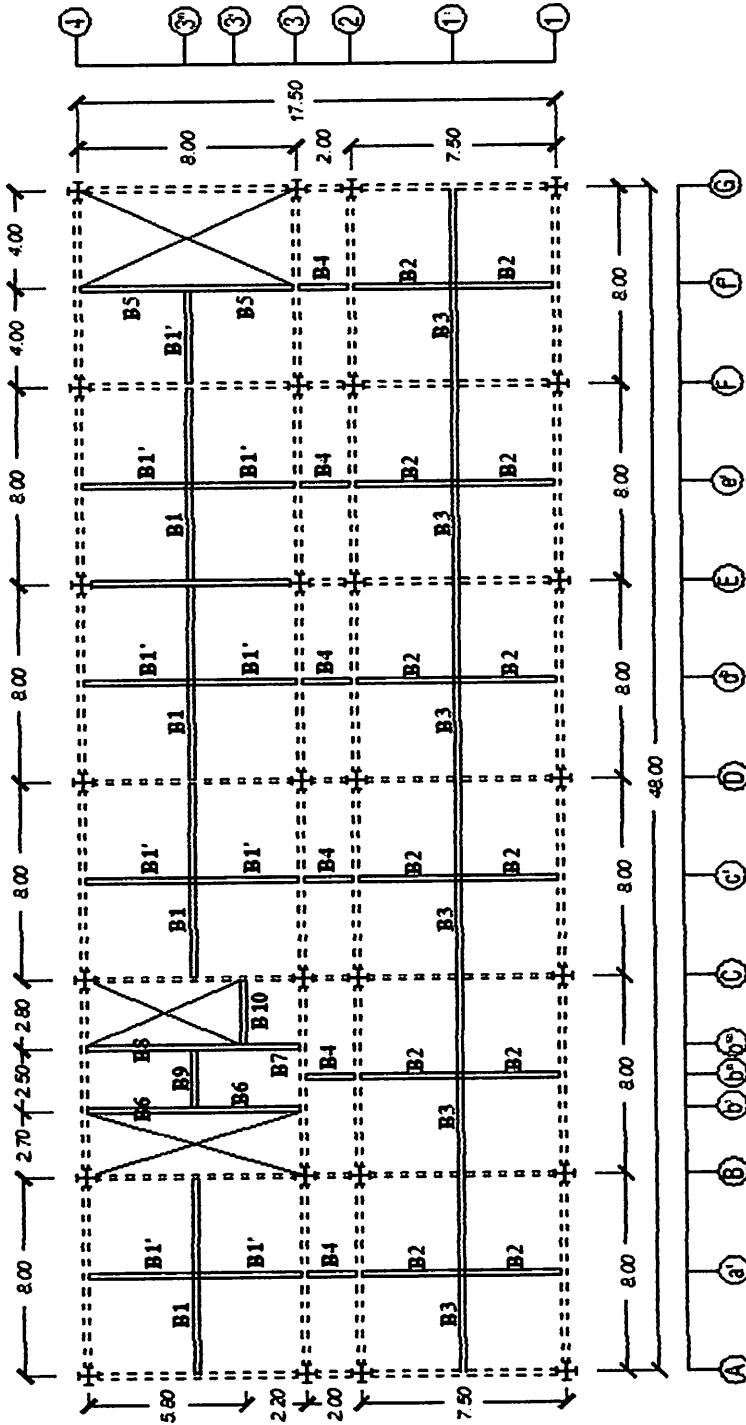
$$\begin{aligned}
 E_s &= 200000 \text{ Mpa} & n &= \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{23500} = 8.51064 \\
 E_c &= 23500 \text{ Mpa} \\
 t_s &= 120 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

4.8 Tabel Momen Inersia Balok Induk Komposit (Tengah)

No	b_{tr} (mm)	Atr (mm ²)	Titik berat thd serat bawah		Garis Netral		Ix Plat (mm ⁴)	Titik berat thd serat bawah		I _{tr} (mm ⁴)
			A . Y (plat) (mm ³)	A . Y (balok) (mm ³)	Yt (mm)	Yna (mm)		A . Y ² (plat) (mm ⁴)	A . Y ² (balok) (mm ⁴)	
B5	235.00	28200	14382000	2177100	437.19	132.81	33840000	149486623.3	435667918.3	953994541.7
B6	235.00	28200	14382000	2177100	437.19	132.81	33840000	149486623.3	435667918.3	953994541.7
B7	235.00	28200	14382000	2177100	437.19	132.81	33840000	149486623.3	435667918.3	953994541.7
B8	235.00	28200	14382000	2177100	437.19	132.81	33840000	149486623.3	435667918.3	953994541.7
B9	58.75	7050	3595500	2177100	345.13	224.87	8460000	191640092.4	139630286.4	674730378.8
B10	235.00	28200	14382000	2177100	437.19	132.81	33840000	149486623.3	435667918.3	953994541.7
B11	220.31	26437.5	13483125	2177100	433.64	136.36	31725000	154156791.4	421198860.4	942080651.8

4.2 Lebar Efektif dan Momen Inersia Komposit

Balok Anak



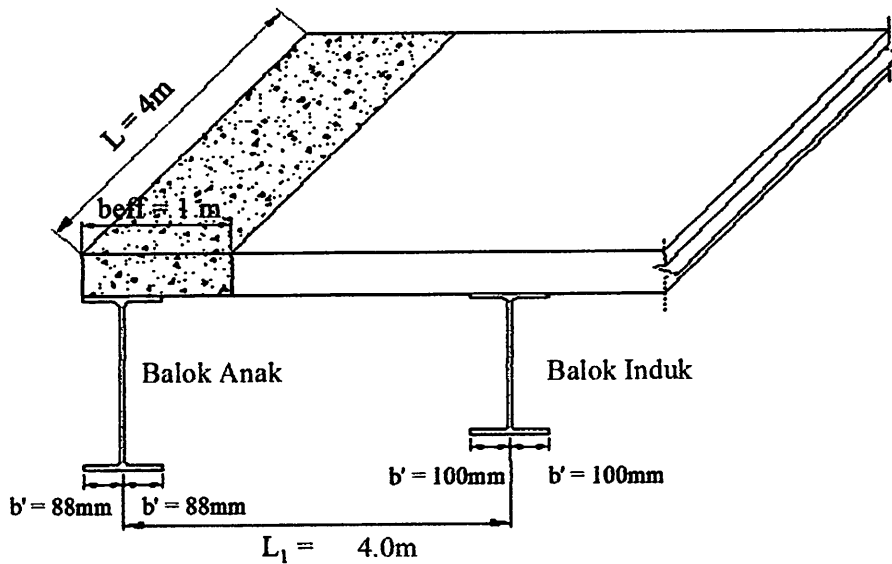
4.8 Denah Pembalokan (Balok Anak Komposit)

Digunakan profil baja WF 350 x 175 x 7 x 11

Dari tabel baja diperoleh :

d	: 350.0 mm	A_g	: 63.14 cm ²
b_f	: 175.0 mm	I_x	: 13600 Cm ⁴
t_w	: 7.0 mm	I_y	: 984 Cm ⁴
t_f	: 11.0 mm		

4.2.1 Balok Tepi (misalkan B5 dgn bentang (L) = 4.0 m)



Gambar 4.9 Lebar efektif Plat penampang komposit

1) Lebar Efektif (b_{eff})

Perhitungan lebar efektif pelat beton (b_{eff}) gelagar tepi, yakni :

- $b_{eff} \leq \frac{1}{8} L = \frac{1}{8} \times 4000$
 $\leq 500 \text{ mm}$
- $b_{eff} \leq (L_1/2) + b' = (4000)/2 + 87.5$
 $\leq 2087.5 \text{ mm}$

Maka digunakan b_{eff} terkecil yakni : 500 mm

2) Momen Inersia Penampang Komposit

Perbandingan modulus elastisitas baja dan beton (n) :

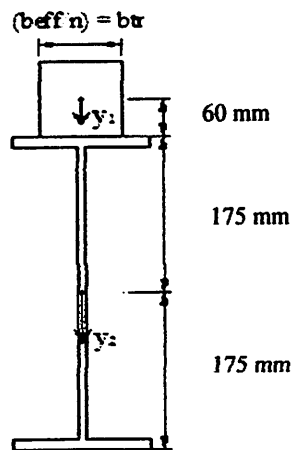
$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{23500} = 8.5106383 \text{ MPa}$$

Lebar transformasi dari lebar efektif pelat beton yakni :

$$b_{tr} = \frac{b_{eff}}{n} = \frac{500}{8.5106} = 58.75 \text{ mm}$$

Luas area transformasi pelat beton yakni :

$$\begin{aligned} A_{tr} &= b_{tr} \times t_s \\ &= 58.75 \times 120 \\ &= 7050 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



Gambar 4.10 Jarak titik berat penampang komposit

Perhitungan titik berat penampang terhadap sisi bawah :

Tabel 4.9 Titik berat terhadap sisi bawah penampang

Elemen	Luas Area (A) (mm ²)	Lengan (y) thdp sisi bawah (mm)	A . Y (mm ³)
Pelat	7050	410	2890500.0
Balok	6314	175	1104950.0
TOTAL	13364		3995450

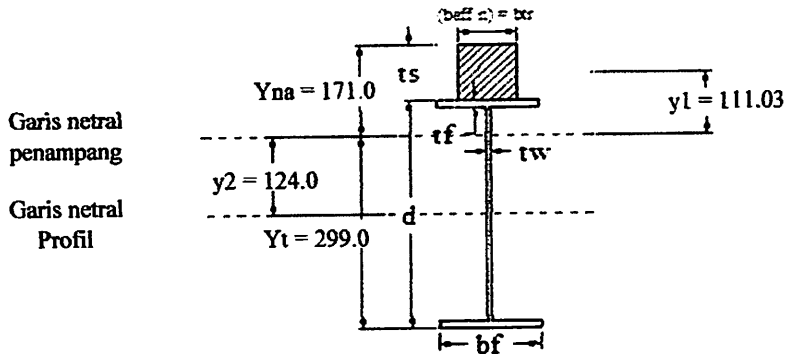
$$Y_t = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{3995450}{13364}$$

$$= 298.97112 \text{ mm, dari serat bawah penampang}$$

$$Y_{na} = d + t_s - Y_t$$

$$= 350 + 120 - 298.9711$$

$$= 171.029 \text{ mm}$$



Gambar 4.11 Garis Netral Balok Komposit

Perhitungan momen inersia pelat beton :

$$I_{x \text{ plat}} = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 58.8 \times 120^3$$

$$= 8460000.00 \text{ mm}^4$$

$$I_{y \text{ plat}} = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 120 \times 58.8^3$$

$$= 2027792.969 \text{ mm}^4$$

Tabel 4.10 Titik berat terhadap garis netral komposit

Elemen	Luas Area (A) (mm ²)	Lengan (y) thdp grs netral komposit (mm)	A . Y ² (mm ⁴)
Pelat	7050	111.029	86908261.55
Balok	6314	123.971	97038841.3
TOTAL	13364		183947102.9

Maka momen inersia penampang komposit, yakni :

$$\begin{aligned}
 I_x &= I_x \text{ plat} + I_x \text{ Profil} + \Sigma A \cdot Y \\
 &= 8460000.00 + 136000000.00 + 183947102.9 \\
 &= 328407102.9 \text{ mm}^4 \\
 &= 32840.71 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_y &= I_y \text{ plat} + I_y \text{ Profil} \\
 &= 2027792.97 + 9840000.00 \\
 &= 11867792.97 \text{ mm}^4 \\
 &= 1186.7793 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

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

4.11 Tabel Lebar efektif balok tepi

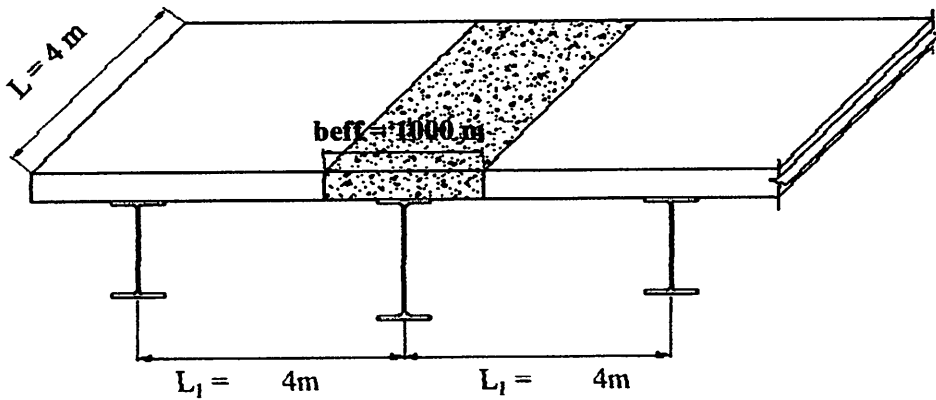
Balok	Panjang (L)	Jarak sumbu balok ke		Lebar efektif (beff)		
	(mm)	(mm)		(mm)		
		Balok t.dekat (L_1)	Tepi plat (b')	$1/8L$	$L_1/2 + b'$	Dipakai yg terkecil
B5	4000	4000	87.5	500	2087.5	500
B6	4000	2500	87.5	500	1337.5	500
B8	5800	2500	87.5	725	1337.5	725
B10	2800	2200	87.5	350	1187.5	350

$$\begin{aligned}
 E_s &= 200000 \text{ Mpa} & n &= \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{23500} = 8.51064 \\
 E_c &= 23500 \text{ Mpa} \\
 t_s &= 120 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

4.12 Tabel Momen Inersia Balok Anak Komposit (Tepi)

No	b_{tr} (mm)	A _{tr} (mm ²)	Titik berat thd serat bawah		Garis Netral		Ix Plat (mm ⁴)	Titik berat thd serat bawah		I _{tr} (mm ⁴)
			A . Y (plat) (mm ³)	A . Y (balok) (mm ³)	Y _t (mm)	Y _{na} (mm)		A . Y ² (plat) (mm ⁴)	A . Y ² (balok) (mm ⁴)	
B5	58.75	7050	2890500	1104950	298.971	171.029	8460000	86908261.55	97038841.3	328407102.9
B6	58.75	7050	2890500	1104950	298.971	271.029	8460000	313958987.4	3628115.467	462047102.9
B8	85.19	10222.5	4191225	1104950	320.272	249.728	12267000	367977095.5	12940782.63	529184878.2
B10	41.13	4935	2023350	1104950	278.096	291.904	5922000	265402048.3	60514.43659	407384562.7

4.2.2 Balok Tengah (misalkan B1' dgn bentang (L) = 4 m)



Gambar 4.12 Lebar efektif plat penampang komposit

1) Lebar Efektif (b_{eff})

Perhitungan lebar efektif pelat beton (b_{eff}) gelagar tengah, yakni :

- $b_{eff} \leq \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \times 4000$
 $\leq 1000 \text{ mm}$
- $b_{eff} \leq \frac{(L_1 + L_2)}{2} = \frac{(4000 + 4000)}{2}$
 $\leq 4000 \text{ mm}$

Maka digunakan b_{eff} terkecil yakni : 1000 mm

2) Momen Inersia Penampang Komposit

Perbandingan modulus elastisitas baja dan beton (n) :

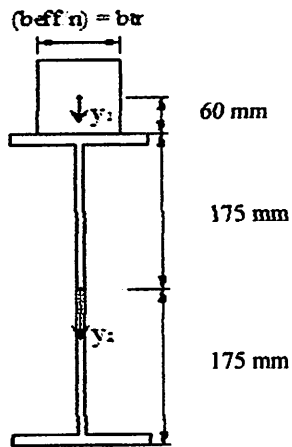
$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{23500} = 8.5106383 \text{ MPa}$$

Lebar transformasi dari lebar efektif pelat beton yakni :

$$b_{tr} = \frac{b_{eff}}{n} = \frac{1000}{8.5106} = 117.50 \text{ mm}$$

Luas area transformasi pelat beton yakni :

$$\begin{aligned} A_{tr} &= b_{tr} \times t_s \\ &= 117.50 \times 120 \\ &= 14100 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



Gambar 4.13 Jarak titik berat penampang komposit

Perhitungan titik berat penampang terhadap sisi bawah :

Tabel 4.13 Titik berat terhadap sisi bawah penampang

Elemen	Luas Area (A) (mm ²)	Lengan (y) thdp sisi bawah (mm)	A . Y (mm ³)
Pelat	14100	410	5781000.0
Balok	6314	175	1104950
TOTAL	20414		6885950

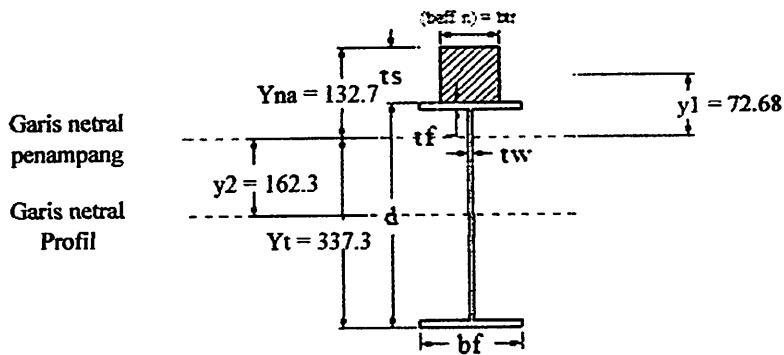
$$Y_t = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{6885950}{20414}$$

$$= 337.31508 \text{ mm, dari serat bawah penampang}$$

$$Y_{na} = d + t_s - Y_t$$

$$= 350 + 120 - 337.3151$$

$$= 132.685 \text{ mm}$$



Gambar 4.14 Garis Netral Balok Komposit

Perhitungan momen inersia pelat beton :

$$I_{x \text{ plat}} = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 117.5 \times 120^3$$

$$= 16920000.00 \text{ mm}^4$$

$$I_{y \text{ plat}} = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 120 \times 117.5^3$$

$$= 16222343.75 \text{ mm}^4$$

Tabel 4.14 Titik berat terhadap garis netral komposit

Elemen	Luas Area (A) (mm ²)	Lengan (y) thdp grs netral komposit (mm)	A . Y ² (mm ⁴)
Pelat	14100	72.685	74491680.42
Balok	6314	162.315	166349809
TOTAL	20414		240841489.4

Maka momen inersia penampang komposit, yakni :

$$I_x = I_x \text{ plat} + I_x \text{ Profil} + \Sigma A \cdot Y$$

$$= 16920000.00 + 136000000.00 + 240841489.4$$

$$= 393761489.4 \text{ mm}^4$$

$$= 39376.149 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned}
 I_y &= I_y \text{ plat} + I_y \text{ Profil} \\
 &= 16222343.75 + 18700000.00 \\
 &= 34922343.75 \text{ mm}^4 \\
 &= 3492.2344 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

4.15 Tabel Lebar efektif balok anak tengah

Balok	Panjang (L) (mm)	Jarak sumbu balok ke (mm)		Lebar efektif (beff) (mm)		
		Balok t.dekat (L ₁)	Balok t.dekat (L ₂)	1/4L	(L ₁ + L ₂)/2	Dipakai yg terkecil
	B1'	4000	4000	4000	1000	4000
B1	8000	4000	4000	2000	4000	2000
B2	3750	4000	4000	937.5	4000	937.5
B3	8000	3750	3750	2000	3750	2000
B4	2000	4000	4000	500	4000	500
B7	2200	2500	2800	550	2650	550
B9	2500	4000	4000	625	4000	625

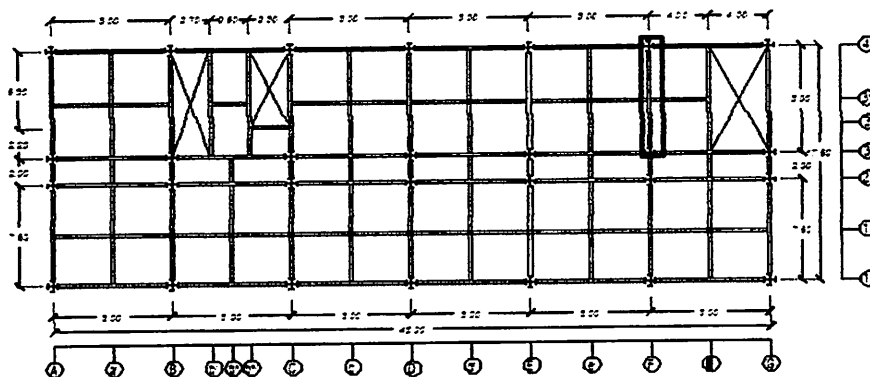
$$\begin{aligned}
 E_s &= 200000 \text{ Mpa} & n &= \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{23500} = 8.51064 \\
 E_c &= 23500 \text{ Mpa} \\
 t_s &= 120 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

4.16 Tabel Momen Inersia Balok Anak Komposit (Tengah)

No	b _{tr} (mm)	A _{tr} (mm ²)	Titik berat thd serat bawah		Garis Netral		I _x Plat (mm ⁴)	Titik berat thd serat bawah		I _r (mm ⁴)
			A . Y (plat) (mm ³)	A . Y (balok) (mm ³)	Y _t (mm)	Y _{na} (mm)		A . Y ² (plat) (mm ⁴)	A . Y ² (balok) (mm ⁴)	
B1'	117.50	14100.0	5781000	1104950	337.32	132.68	16920000	74491680.42	166349809	393761489.4
B1	235.00	28200.0	11562000	1104950	367.01	102.99	33840000	52119878.96	232781214.2	454741093.2
B2	110.16	13218.8	5419687.5	1104950	334.04	135.96	15862500	76279613.8	159696095.2	387838209.0
B3	235.00	28200.0	11562000	1104950	367.01	102.99	33840000	52119878.96	232781214.2	454741093.2
B4	58.75	7050.0	2890500	1104950	298.97	171.03	8460000	86908261.55	97038841.3	328407102.9
B7	64.63	7755.0	3179550	1104950	304.53	165.47	9306000	86258166.49	105944263.7	337508430.2
B9	73.44	8812.5	3613125	1104950	311.91	158.09	10575000	84794387.26	118348200.5	349717587.7

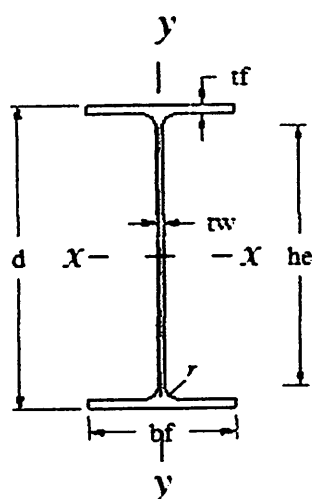
4.3 Perencanaan Balok Induk dengan bentang 8 m

Terdapat pada lantai 14 dengan label B35



Gambar 4.15 Denah lantai 14 (balok yang ditinjau)

Digunakan profil baja WF 450 x 200 x 9 x 14



Dari tabel baja diperoleh :

	d :	450.0 mm
	b_f :	200.0 mm
	t_w :	9.0 mm
	t_f :	14.0 mm
	A_g :	96.80 cm ²
	I_x :	33500 Cm ⁴
	I_y :	1870 Cm ⁴
	r :	18.0 mm
	i_x :	18.61 cm
	i_y :	4.40 cm
	f_y :	290 Mpa
	E_s :	200000 Mpa
	t_s :	120 mm
	f_c :	25 Mpa

4.3.1 Kontrol terhadap lentur

Desain Momen Positif

1) Kontrol Kekompakan Penampang

Menurut pasal I3-2a SNI 1729 : 2015, kekuatas lentur desain

penampang didesain dengan keadaan momen plastis apabila :

- Sayap (*flange*) - Kompak

$$\lambda_f = \frac{bf}{2 \cdot tf} = \frac{200}{2 \times 14} = 7.1429$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 9.9793$$

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

- Badan (*Web*) - Kompak

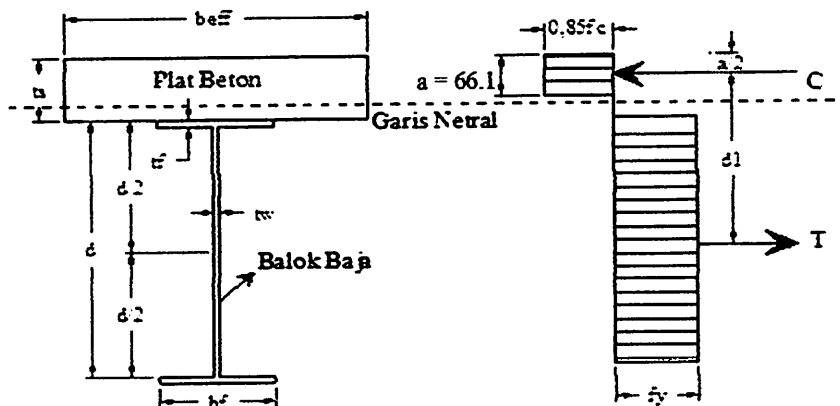
$$\lambda_w = \frac{h_e}{t_w} = \frac{450 - 2(14 + 18)}{9} = 42.89$$

$$\lambda_{pw} = 3.67 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.67 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 96.379$$

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

Maka penampang didesain dengan keadaan momen plastis

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



Gambar 4.16 Garis netral penampang jatuh dalam pelat

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot beff} < t_s$$

$$= \frac{9680.0 \times 290}{0.85 \times 25 \times 2000} < 120$$

$$= 66.051765 < 120$$

Sehingga garis netral jatuh di pelat beton

$$a = \beta_1 \times PNA$$

$$66.052 = 0.85 \times PNA$$

$$PNA = \frac{66.052}{0.85} = 77.708 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya tekan (C)} &= 0.85 \cdot f_c \cdot beff \cdot a \\ &= 0.85 \times 25 \times 2000 \times 66.05 \\ &= 2807200 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang lengan (d1)} &= \frac{d}{2} + ts - \frac{a}{2} \\ &= \frac{450}{2} + 120 - \frac{66.05}{2} \\ &= 311.97412 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dengan demikian diperoleh momen nominal (M_n), yakni :

$$\begin{aligned} M_n &= C \times d1 \\ &= 2807200 \times 312.0 \\ &= 875773743.1 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\phi_b M_n \geq Mu$$

$$0.9 \times 875773743.1 \geq 313713839 \text{ Nmm}$$

$$788196368.8 \text{ Nmm} \geq 313713839 \text{ Nmm}$$

Desain Momen Negatif

Digunakan tulangan pelat dgn diameter 8 - 150 dan jumlah N

tulangan plat dalam beff yakni : 13 buah tulangan, maka didapat

luas tulangan (A_{sr}) yakni :

$$\begin{aligned}
 A_{sr} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times N \\
 &= \frac{1}{4} \times 3.14 \times 8^2 \times 13 \\
 &= 653.12 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan yang menambah kekuatan tarik nominal (T_{sr}) :

$$\begin{aligned}
 T_{sr} &= A_{sr} \times f_{yr} \\
 &= 653.12 \times 240 \\
 &= 156748.8 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Apabila daerah tekan terjadi pada seluruh penampang profil baja maka gaya tekan yang terjadi (C_{max}) sebesar :

$$\begin{aligned}
 C_{max} &= A_s \times f_y \\
 &= 9680 \times 290 \\
 &= 2807200 \text{ N}
 \end{aligned}$$

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

$$C_s = C_{max} - T_s \text{ dimana } C_s = T$$

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

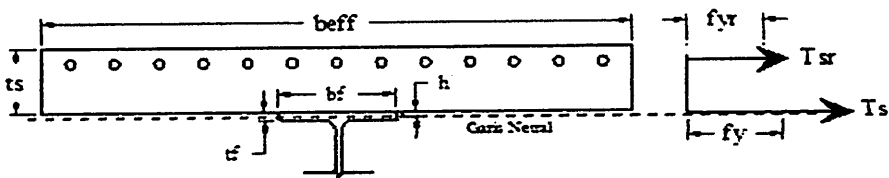
$$T_s + T_{sr} = C_{max} - T_{sr}$$

$$\begin{aligned}
 T_s &= \frac{C_{max} - T_{sr}}{2} = \frac{2807200 - 156748.8}{2} \\
 &= 1325225.6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hukum kesetimbangan yakni $C = T$, maka didapat :

$$C_s = T_{sr} + T_s$$

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



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

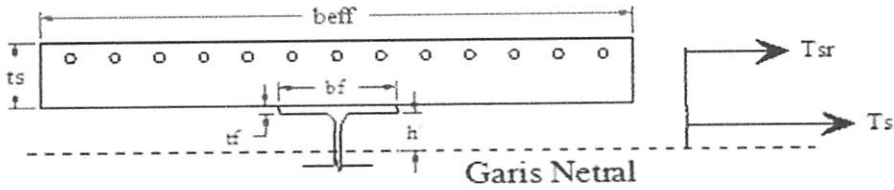
$$T_{sr} + T_s = A_{sr} \times f_{yr} + (b_f \times h') \times f_y$$

$$\text{#####} + 1325226 = 653.12 \times 240 + (200 \times h') \times 290$$

$$1481974.4 = 156748.8 + 58000 h'$$

$$h' = \frac{1325225.6}{58000} = 22.85 \text{ mm} > 14 \text{ mm}$$

Maka garis netral plastis berada pada badan profil baja



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

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

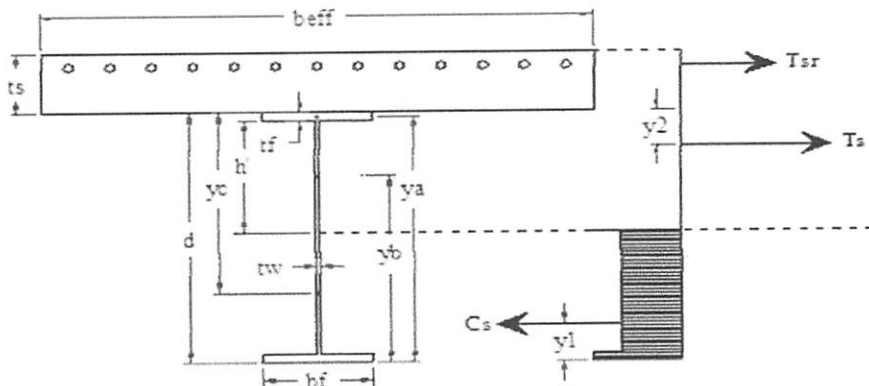
$$T_{sr} + T_s = A_{sr} \times f_{yr} + [(b_f \times t_f) + (h' \times t_w)] \times f_y$$

$$\text{#####} + 1325226 = 653.12 \times 240 + [(200 \times 14) + (h' \times 9)] \times 290$$

$$1481974.4 = 156748.8 + 812000 + 2610 h'$$

$$h' = \frac{513225.6}{2610}$$

$$= 196.63816 \text{ mm} < 386 \text{ mm}$$



Gambar 4.17 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 4.17 Titik Berat Penampang Komposit Daerah Tekan

Elemen	Luas (A) mm ²	Lengan (Y) mm	A . Y mm ³
Profil WF	9680	d/2 = 225	2178000
Flens = -(tf x bf)	-2800	ya = 443	-1240400
Badan = -(h' x tw)	-1769.7	yb = 337.68	-597608.6
TOTAL	5110.3		339991.41

$$Y1 = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{339991.405}{5110.3} = 66.531181 \text{ mm}$$

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

Tabel 4.18 Titik Berat Penampang Komposit Daerah Tarik

Elemen	Luas (A) mm ²	Lengan (Y) mm	A . Y mm ³
Profil WF	9680	d/2 = 225	2178000
Flens = -(tf x bf)	-2800	ya = 443	-1240400
Badan = -(d-h'-2tf)*tw	-2028.3	yc = 323.32	-655774
TOTAL	4851.7		281825.96

$$Y2 = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{281825.9568}{4851.7} = 58.087564 \text{ mm}$$

Momen internal terhadap titik Cs :

$$\begin{aligned} Mn1 &= T_{sr} \times [d - y1 + ts - (p + 1/2 \text{ Ø tulangan plat})] \\ &= 156748.8 \times [450 - 66.53 + 120 - (20 + \frac{1}{2} \cdot 8)] \\ &= 75156161.97 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$Mn2 = Ts \times [d - (Y1 + Y2)]$$

$$= 1325225.6 \times [450 - (66.531 + 58.09)]$$

$$= 431203568.87 \text{ Nmm}$$

Maka momen nominal yakni :

$$M_n = M_{n1} + M_{n2}$$

$$= 75156161.97 + 431203568.87$$

$$= 506359730.84 \text{ Nmm}$$

Syarat :

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

$$0.9 \times 506359730.84 \geq 383949342 \text{ Nmm}$$

$$455723757.8 \text{ Nmm} \geq 383949342 \text{ Nmm}$$

4.3.2 Kontrol terhadap geser

$$\frac{h_e}{t_w} = \frac{450 - 2(14 + 18)}{9}$$

$$= 42.889 < 260 \text{ Maka digunakan } K_n = 5$$

$$1.10 \sqrt{\frac{K_n \cdot E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{290}}$$

$$= 64.594$$

Karena, $\frac{h_e}{t_w} = 42.889 < 1.10 \sqrt{\frac{K_n \cdot E}{f_y}} = 64.594$ Maka,

$$\text{Digunakan } C_v = 1$$

Kuat geser nominal dihitung sebagai berikut :

$$V_n = 0.6 \times f_y \times A_w \times C_v$$

$$= 0.6 \times f_y \times (t_w \times h_e) \times C_v$$

$$= 0.6 \times 290 \times (9 \times 386.0) \times 1$$

$$= 604476.0 \text{ N}$$

Syarat :

$$\phi_b V_n \geq V_u$$

$$0.9 \times 604476.00 \geq 275755.06 \text{ Nmm}$$

$$544028.4 \text{ Nmm} \geq 275755.06 \text{ Nmm}$$

4.3.3 Perhitungan *shear connector*

Digunakan shear connector stud baja berkepala dengan diameter

Diameter maksimum stud yang diijikan :

$$\begin{aligned} 2.5 t_f &= 2.5 \times 14 \\ &= 35.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan stud dengan diameter : $5/8 \text{ in} = 15.875 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Luas stud (Asa)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3.14 \times 15.875^2 \\ &= 197.83 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kuat nominal satu buah stud (Q_n) :

$$\begin{aligned} Q_n &= 0.5 \times A_{sa} \times \sqrt{f_c \times E_c} \leq A_{sa} \times f_u \\ &= 0.5 \times 197.83 \times \sqrt{25 \times 23500} \leq 197.83 \times 410 \\ &= 75817.78 \text{ N} < 81111.229 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\sum Q_n = 81111.23 \text{ N}$$

Gaya geser maksimum pada daerah momen positif adalah yang terkecil dari :

- Kehancuran beton

$$\begin{aligned} V_h &= 0.85 \times f_c \times b_{eff} \times t_s \\ &= 0.85 \times 25 \times 2000 \times 120 \\ &= 5100000 \text{ N} \end{aligned}$$

- Leleh tarik dari penampang baja

$$V_h = f_y \times A_s$$

$$\begin{aligned}
 &= 290 \times 9680 \\
 &= 2807200 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan $V_h = 2807200 \text{ N}$

Gaya geser maksimum pada daerah momen negatif adalah :

$$\begin{aligned}
 V_h &= f_{yr} \times A_{sr} \\
 &= 240 \times 653.12 \\
 &= 156748.8 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Jumlah penghubung geser yang dibutuhkan yakni :

- Momen positif

$$N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{2807200}{75817.78} = 37.025616 \approx 38 \text{ buah}$$

- Momen negatif

$$N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{156748.8}{75817.78} = 2.0674412 \approx 3 \text{ buah}$$

Maka, digunakan stud dengan jumlah : 38 buah pada 1/2 bentang dan sejumlah 76 buah stud sepanjang bentang balok.

Pendetailan jarak stud menurut SNI 1729 : 2015 pasal I8 (3e) yakni :

$$\begin{aligned}
 S_{\min} &= 4 \ d \\
 &= 4 \times 15.875 \\
 &= 63.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\max} &= 32 \times d \\
 &= 32 \times 15.875 \\
 &= 508 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jika $b_f = 200 \text{ mm}$, maka

$$n = \frac{b_f}{S_{\min}} = \frac{200}{63.5} = 3.1496 \approx 2 \text{ buah}$$

dengan n adalah jumlah stud pada penampang melintang balok.

Dengan demikian digunakan 2 stud dalam 1 baris melintang balok dan terdapat 38 baris stud sepanjang bentang balok

$$\text{Panjang bentang (L)} = 8000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar stud (S)} = \frac{8000}{38} = 210.53 \text{ mm}$$

$$\text{Maka digunakan S} = 210 \text{ mm}$$

Syarat :

$$S_{min} = 63.5 \text{ mm} < S = 210 \text{ mm} < S_{max} = 508 \text{ mm}$$

Jarak stud dlm 1 baris melintang (S_a) yakni :

$$S_a = \frac{bf}{n} = \frac{200}{2} = 100 \text{ mm}$$

Syarat :

$$S_{min} = 63.5 \text{ mm} < S = 100 \text{ mm} < S_{max} = 508 \text{ mm}$$

Perhitungan las fillet pada penghubung geser :

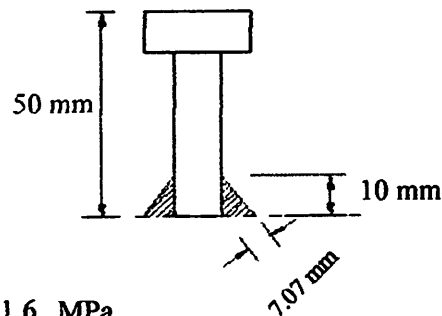
Dicoba las fillet $\frac{1}{2}$ in, electrode = 80 Ksi, tebal efektif las :

$$a = 10 \text{ mm}$$

$$t_e = 0.707 a$$

$$= 0.707 \times 10$$

$$= 7.07 \text{ mm}$$



$$F_{EXX} = 80 \times 6.895 = 551.6 \text{ MPa}$$

Kekuatan desain persatuan panjang las fillet :

$$\phi R_{nw} = 0.75 \times t_e \times (0.6 \times F_{EXX})$$

$$= 0.75 \times 7.07 \times (0.6 \times 551.6)$$

$$= 1754.9154 \text{ N/mm panjang las}$$

Panjang keliling konektor (K) :

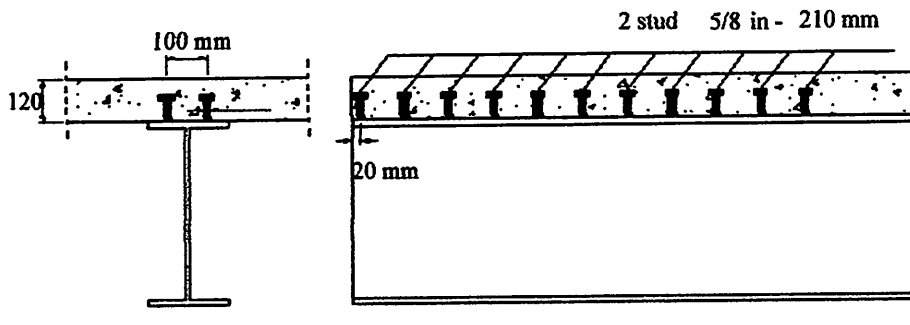
$$\begin{aligned} K &= \pi \times d \\ &= 3.14 \times 15.875 \\ &= 49.8475 \text{ mm} \end{aligned}$$

Las sekeliling konektor

$$\phi R_{nw \text{ perlu}} = \frac{Q_n}{K} = \frac{75817.78}{49.8475} = 1520.9946 \text{ N}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} \phi R_{nw \text{ perlu}} &< \phi R_{nw} \\ 1520.9946 \text{ N} &< 1754.9154 \text{ N} \end{aligned}$$



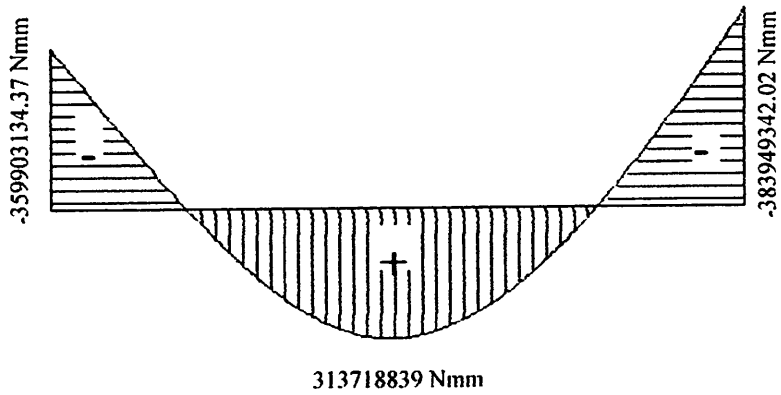
Gambar 4.18 Letak stud pada penampang profil

4.3.4 Kontrol lendutan

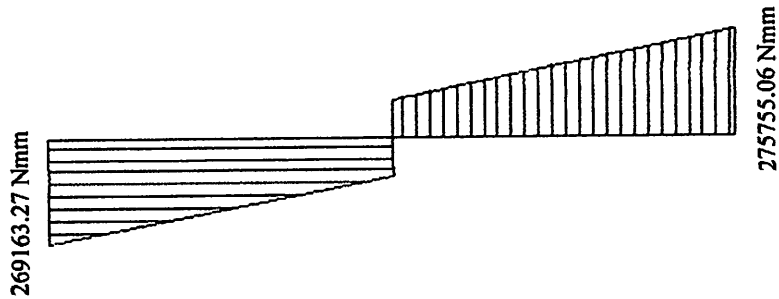
Lendutan yang diijinkan

$$\Delta = \frac{l}{360} L = \frac{l}{360} \times 8000 = 22.222 \text{ mm}$$

Besar lendutan yang terjadi (dihitung menggunakan metode momen area) sebagai berikut :



Gambar 4.19 Bidang momen B35 akibat kombinasi beban 2



Gambar 4.20 Gaya geser B35 akibat kombinasi beban 2

Pembebanan pada balok B35

$$q_d = 25.561 \text{ N/mm} \quad P_d = 134258.08 \text{ N}$$

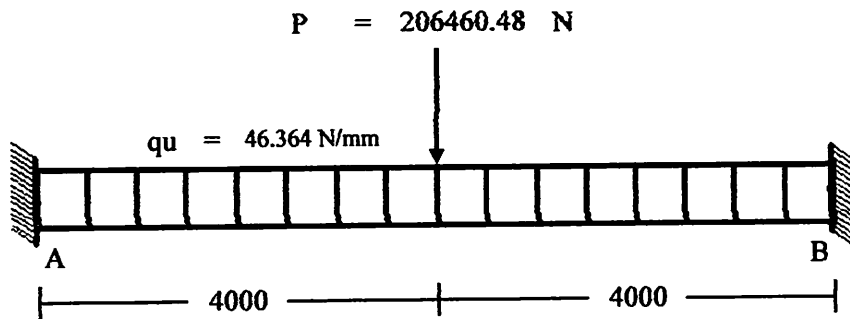
$$q_l = 9.807 \text{ N/mm} \quad P_l = 28344.24 \text{ N}$$

Beban merata terfaktor (q_u) :

$$\begin{aligned} 1.2 D + 1.6 L &= 1.2 \times 25.6 + 1.6 \times 9.807 \\ &= 46.36 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

Beban terpusat terfaktor (P_u) :

$$\begin{aligned} 1.2 D + 1.6 L &= 1.2 \times 134258.08 + 1.6 \times 28344.24 \\ &= 206460.48 \text{ N/mm} \end{aligned}$$



Gambar 4.21 Beban merata B35 akibat beban terfaktor

Menentukan jarak bidang momen (dari A ke M_{max} positif)

Dimana $x \leq 4000 \text{ mm}$

$$M_x = R_a \cdot x - q \cdot x \cdot \frac{1}{2} \cdot x + M_a$$

$$3.14E+08 = 269163.27 x - \frac{1}{2} \cdot 46.364 x^2 + -359903134.4$$

$$0 = -23.18 x^2 + 269163.27 x - 6.74E+08$$

Menghitung nilai x :

$$x_{a,b} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$x_{a,b} = \frac{-269163.3 \pm \sqrt{269163^2 - 4 \times -23.18 \times -673621973.4}}{2 \times -23.1822}$$

$$x_{a,b} = \frac{-269163.3 \pm \sqrt{9984708672.86}}{-46.36}$$

$$x_a = \frac{-269163.3 + 99923.51411}{-46.3644}$$

$$= 4000.000 \text{ mm} \leq 4000 \text{ mm} \quad \text{(Memenuhi)}$$

$$x_b = \frac{-269163.3 - 99923.51411}{-46.3644}$$

$$= 8310.564 \text{ mm} > 8000 \text{ mm} \quad \text{(Tidak Memenuhi)}$$

$$\text{Maka } L_1 = 4000.000 \text{ mm}$$

Menentukan jarak bidang momen (dari B ke momen nol)

Dimana $x < 4000$ mm

$$M_0 = R_a \cdot x - q \cdot x \cdot \frac{1}{2} \cdot x + M_a$$

$$0 = 269163.27 x - \frac{1}{2} \cdot 46.364 x^2 + -359903134.4$$

$$0 = -23.18 x^2 + 269163.27 x - 359903134.4$$

Menghitung nilai x :

$$x_{a,b} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$x_{a,b} = \frac{-269163.3 \pm \sqrt{269163^2 - 4 \cdot (-23.18) \cdot (-359903134.4)}}{2 \cdot (-23.1822)}$$

$$x_{a,b} = \frac{-269163.3 \pm \sqrt{39075480150.72}}{-46.36}$$

$$x_a = \frac{-269163.3 + 197675.1885}{-46.3644}$$

$$= 1891.874 \text{ mm} < 4000 \text{ mm} \quad \text{(Memenuhi)}$$

$$x_b = \frac{-269163.3 - 197675.1885}{-46.3644}$$

$$= 10418.899 \text{ mm} > 4000 \text{ mm} \quad \text{(Tidak Memenuhi)}$$

$$\text{Maka } X_1 = 1891.874 \text{ mm}$$

$$X_2 = L_1 - X_1$$

$$= 4000.000 - 1891.874$$

$$= 2108.126 \text{ mm}$$

$$L_2 = L - L_1$$

$$= 8000.000 - 4000.000$$

$$= 4000.000 \text{ mm}$$

Menentukan jarak bidang momen (dari B ke momen nol)

Dimana $x < 4000$ mm

$$M_0 = -R_b \cdot x + q \cdot x \cdot \frac{1}{2} \cdot x - M_b$$

$$0 = -275755.1 x + \frac{1}{2} \cdot 46.364 x^2 - -383949342$$

$$0 = 23.182 x^2 + -275755.1 x - 383949342$$

Menghitung nilai x :

$$x_{a,b} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$x_{a,b} = \frac{275755.06 \pm \sqrt{-2.76E+05 \cdot 4 \cdot 23.18 \cdot x - 383949342}}{2 \cdot 23.1822}$$

$$x_{a,b} = \frac{275755.06 \pm \sqrt{40437691369.30}}{46.364}$$

$$x_a = \frac{275755.06 + 201091.2513}{46.3644}$$

$$= 10634.751 \text{ mm} > 4000 \text{ mm} \quad \text{(Tidak Memenuhi)}$$

$$x_b = \frac{275755.06 - 201091.2513}{46.3644}$$

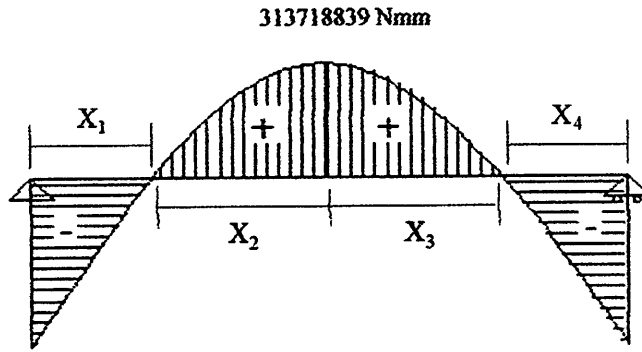
$$= 1960.369 \text{ mm} < 4000 \text{ mm} \quad \text{(Memenuhi)}$$

Maka $X_4 = 1960.369$ mm

$$X_3 = L_2 - X_4$$

$$= 4000.000 - 1960.369$$

$$= 2039.631 \text{ mm}$$

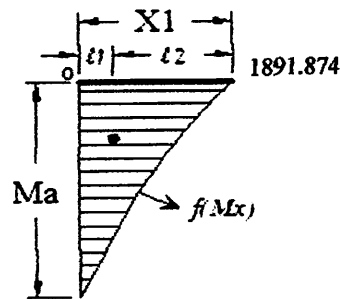


359903134.4 Nmm

383949342.0 Nmm

Gambar 4.22 Bidang momen B35

1) Menentukan Gaya A1 dan titik berat terhadap A1



Gambar 4.23 Bidang momen untuk mencari gaya A1

$$M_x = R_a \cdot x - q \cdot x \cdot \frac{1}{2} \cdot x + M_a$$

$$A1 = \int f(MX) dx$$

$$= \int_{1891.87}^{0.0} \left(R_a \cdot x - \frac{1}{2} q x^2 + M_a \right) dx$$

$$= \frac{1}{2} R_a x^2 - \frac{1}{6} q x^3 + M_a \cdot x \Big|_{1891.87}^0$$

$$= 251523580481.39 \text{ Nmm}$$

Titik berat A1 terhadap A (l_1)

$$A_1 \cdot l_1 = \int x (MX)$$

$$A_1 \cdot l_1 = \int x (MX)$$

$$A_1 \ell_1 = \int_{1891.87}^{0.0} x \left(Ra \cdot x - \frac{1}{2} qx^2 + Ma \right)$$

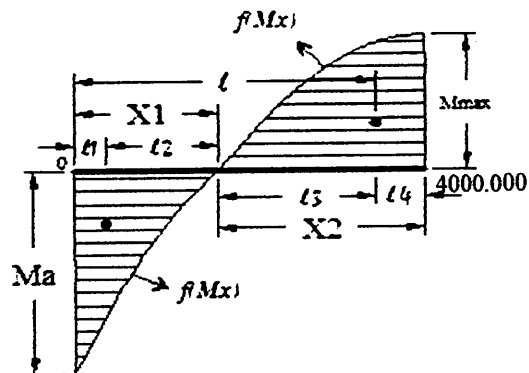
$$A_1 \ell_1 = \int_{1891.87}^{0.0} \left(Ra \cdot x^2 - \frac{1}{2} qx^3 + Ma \cdot x \right)$$

$$251523580481.39 \ell_1 = 110789854655476.00$$

$$\ell_1 = 440.47502 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \ell_2 &= X_1 - \ell_1 \\ &= 1891.874 - 440.47502 \\ &= 1451.399 \text{ mm} \end{aligned}$$

2) Menentukan Gaya A2 dan titik berat terhadap A2



Gambar 4.24 Bidang momen untuk mencari gaya A2

$$M_x = Ra \cdot x - q \cdot x \cdot \frac{1}{2} \cdot x + Ma$$

$$A_2 = \int MX$$

$$= \int_{1891.87}^{4000.0} Ra \cdot x - \frac{1}{2} qx^2 + Ma$$

$$= \frac{1}{2} Ra x^2 - \frac{1}{6} qx^3 + Ma \cdot x \Bigg|_{1891.87}^{4000.0}$$

$$= 470663603001.39 \text{ Nmm}$$

Titik berat A1 terhadap A (ℓ_1)

$$A_2 \ell = \int x (MX)$$

$$A_2 \ell = \int x (MX)$$

$$A_2 \ell = \int_{1891.87}^{4000.0} x \left(Ra \cdot x - \frac{1}{2} qx^2 + Ma \right)$$

$$A_2 \ell = \int_{1891.87}^{4000.0} \left(Ra \cdot x^2 - \frac{1}{2} qx^3 + Ma \cdot x \right)$$

$$470663603001.39 \ell = 1490053739695480.00$$

$$= 3165.8572 \text{ mm}$$

$$\ell_3 = \ell - X_1$$

$$= 3165.857 - 1891.874$$

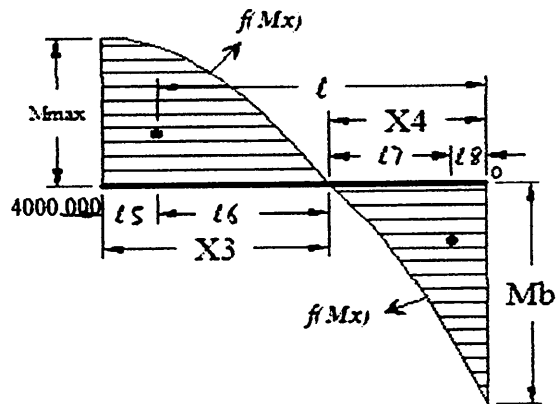
$$= 1273.983 \text{ mm}$$

$$\ell_4 = X_2 - \ell_3$$

$$= 2108.126 - 1273.983$$

$$= 834.143 \text{ mm}$$

3) Menentukan Gaya A3 dan titik berat terhadap A3



Gambar 4.25 Bidang momen untuk mencari gaya A3

$$M_x = - Rb \cdot x + q \cdot x \cdot \frac{1}{2} \cdot x - Mb$$

$$A3 = \int f(MX) dx$$

$$= \int_{4000.00}^{1960.4} - Rb \cdot x + \frac{1}{2} q x^2 - Mb$$

$$= \frac{-1}{2} Rb \cdot x^2 + \frac{1}{6} qx^3 - Mb \cdot x \Bigg|_{4000}^{1960.4}$$

$$= 456718705505.15 \text{ Nmm}$$

Titik berat A1 terhadap A (ℓ_1)

$$A_3 \ell = \int x (MX)$$

$$A_3 \ell = \int x (MX)$$

$$A_3 \ell = \int_{4000.00}^{1960.4} x \left(- Rb \cdot x + \frac{1}{2} qx^2 - Mb \right)$$

$$A_3 \ell = \int_{4000.00}^{1960.4} \left(- Rb \cdot x^2 + \frac{1}{2} qx^3 - Mb \cdot x \right)$$

$$456718705505.15 \ell = 1458387640206440.00$$

$$= 3193.1857 \text{ mm}$$

$$\ell_6 = \ell - X_4$$

$$= 3193.186 - 1960.369$$

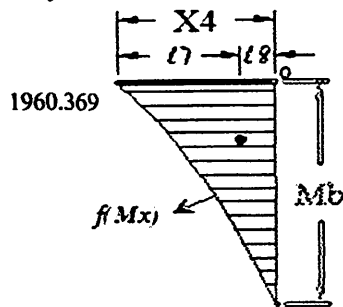
$$= 1232.816 \text{ mm}$$

$$\ell_5 = X_3 - \ell_6$$

$$= 2039.631 - 1232.816$$

$$= 806.814 \text{ mm}$$

4) Menentukan Gaya A4 dan titik berat terhadap A4



Gambar 4.26 Bidang momen untuk mencari gaya A4

$$M_x = - Rb \cdot x + q \cdot x \cdot \frac{1}{2} \cdot x - Mb$$

$$A4 = \int f(MX) dx$$

$$\begin{aligned}
 &= \int_{0.00}^{1960.4} -R_b \cdot x + \frac{1}{2}qx^2 - Mb \\
 &= \left. \frac{-1}{2} R_b x^2 + \frac{1}{6} qx^3 - Mb \cdot x \right|_{0}^{1960.4} \\
 &= 281029193585.15 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Titik berat A1 terhadap A (ℓ_1)

$$A_4 \ell_8 = \int x (MX)$$

$$A_4 \ell_8 = \int x (MX)$$

$$A_4 \ell_8 = \int_{0.00}^{1960.4} x \left(-R_b \cdot x - \frac{1}{2}qx^2 - Mb \right)$$

$$A_4 \ell_8 = \int_{0.00}^{1960.4} \left(-R_b \cdot x^2 - \frac{1}{2}qx^3 - Mb \cdot x \right)$$

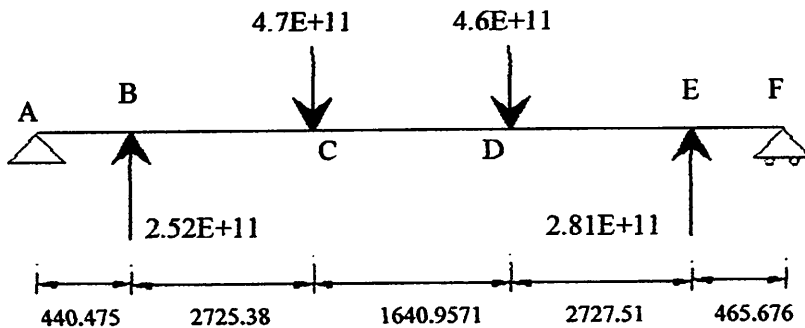
$$281029193585.15 \ell_8 = 130868563033104.00$$

$$= 465.67604 \text{ mm}$$

$$\ell_7 = X_4 - \ell_8$$

$$= 1960.369 - 465.676$$

$$= 1494.693 \text{ mm}$$



Gambar 4.27 Pembebanan akibat momen

Mencari reaksi :

$$\sum M_f = 0$$

$$0 = R_a \times 8000.0 + A_1 \times 7559.5 - A_2 \times 4834.1 - A_3 \times 3193.1857 + A_4 \times 465.676$$

$$0 = R_a \times 8000.0 + 2.52E+11 \times 7559.5 - 4.71E+11 \times 4834.1 - 4.57E+11 \times 3193.2 + 2.81E+11 \times 465.7$$

$$0 = 8000 R_a + -1701375372293330$$

$$R_a = 212671921536.67 \text{ N}$$

$$\sum M_a = 0$$

$$0 = R_b \times 8000.0 + A_4 \times 7534.3 - A_3 \times 4806.8 - A_2 \times 3165.8572 + A_1 \times 440.475$$

$$0 = R_b \times 8000.0 + 2.81E+11 \times 7534.3 - 4.57E+11 \times 4806.8 - 4.71E+11 \times 3165.9 + 2.52E+11 \times 440.5$$

$$0 = 8000 R_b + -1457260903226670$$

$$R_b = 182157612903.33 \text{ N}$$

Menghitung momen maksimal :

$$M_a = 0 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} M_b &= R_a \times 440.48 \\ &= 212671921536.67 \times 440.48 \\ &= 93676669325606.70 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

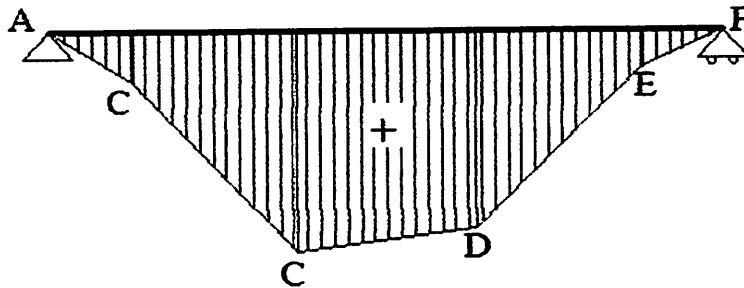
$$\begin{aligned} M_c &= R_a \times 3165.9 + A_1 \times 2725.4 \\ &= 2.13E+11 \times 3165.9 + 2.52E+11 \times 2725.4 \\ &= 1358786801200320.00 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_d &= R_a \times 4806.8 + A_1 \times 4366.3 - A_2 \times 1640.9571 \\ &= 2.13E+11 \times 4806.8 + 2.52E+11 \times 4366.3 - 4.71E+11 \times 1640.96 \\ &= 1348172924751720.00 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_e &= R_a \times 7534.3 + A_1 \times 7093.8 - A_2 \times 4368.5 \\
 &\quad - A_3 \times 2727.5097 \\
 &= 2.13E+11 \times 7534.3 + 2.52E+11 \times 7093.8 - \\
 &\quad 4.71E+11 \times 4368.5 - 4.57E+11 \times 2727.5 \\
 &= 84826436506772.20
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_f &= R_a \times 8000.0 + A_1 \times 7559.5 - A_2 \times 4834.1 \\
 &\quad - A_3 \times 3193.1857 + A_4 \times 465.676 \\
 &= 2.127E+11 \times 8000.0 + 2.515E+11 \times 7559.5 - \\
 &\quad 4.707E+11 \times 4834.1 - 4.567E+11 \times 3193.2 + \\
 &\quad 2.81E+11 \times 465.67604 \\
 &= 0 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Bidang momen digambarkan sebagai berikut :



$$M_x = 1.36E+15 \text{ Nmm}$$

Gambar 4.28 Bidang Momen Kondisi Baru

$$\begin{aligned}
 E_k &= \left\{ E_s \times \left(\frac{A_s}{A_s + A_c} \right) + E_c \left(\frac{A_c}{A_s + A_c} \right) \right\} / 2 \\
 &= \left\{ 23500 \times \left(\frac{9680.00}{9680 + 240000} \right) + 200000 \times \left(\frac{240000.00}{9680 + 240000} \right) \right\} / 2 \\
 &= 96578.58 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka, lendutan dihitung sebagai berikut :

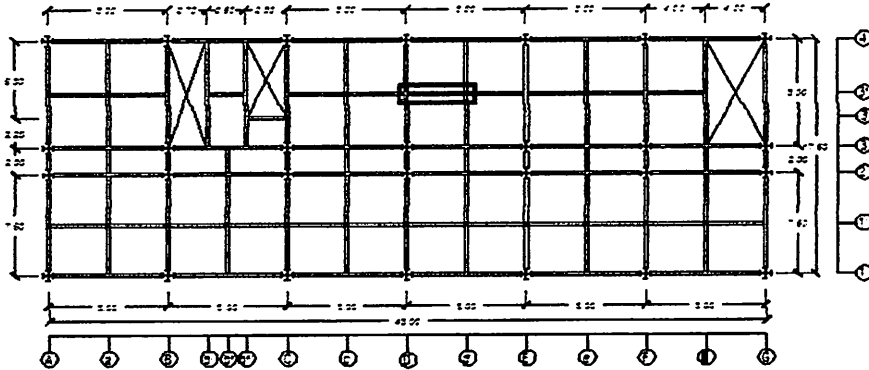
$$\begin{aligned}\Delta_i &= \frac{Mx}{E I} \\ &= \frac{1358786801200320.00}{96578.58 \times 953994541.7} \\ &= 7.1215649 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka :

$$\Delta = 22.222 \text{ mm} > \Delta_i = 7.1216 \text{ mm}$$

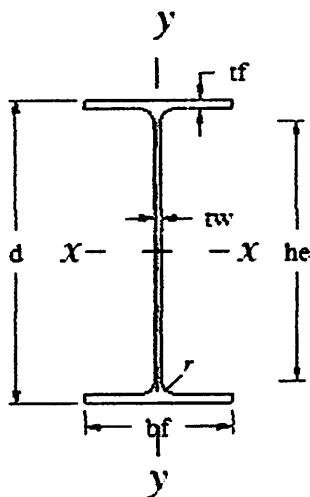
4.4 Perencanaan Balok Anak dengan bentang 4.0 m

Terdapat pada lantai 14 dengan label B98



Gambar 4.29 Denah lantai 8 (balok yang ditinjau)

Digunakan profil baja WF 350 x 175 x 7 x 11



Dari tabel baja diperoleh :

d : 350.0 mm

b_f : 175.0 mm

t_w : 7.0 mm

t_f : 11.0 mm

A_g : 63.14 cm²

I_x : 13600 Cm⁴

I_y : 984 Cm⁴

r : 14.0 mm

t_s : 120.0 mm

h_e : 300.0 mm

E_s : 200000 Mpa

f_y : 290 Mpa

E_c : 23500 Mpa

f_c : 25 Mpa

4.4.1 Kontrol terhadap lentur

Desain Momen Positif

1) Kontrol Kekompakan Penampang

Menurut pasal I3-2a SNI 1729 : 2015, kekuatas lentur desain

penampang didesain dengan keadaan momen plastis apabila :

- Sayap (*flange*) - Kompak

$$\lambda_f = \frac{bf}{2 \cdot tf} = \frac{175}{2 \cdot 11} = 7.9545$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 9.9793$$

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

- Badan (*Web*) - Kompak

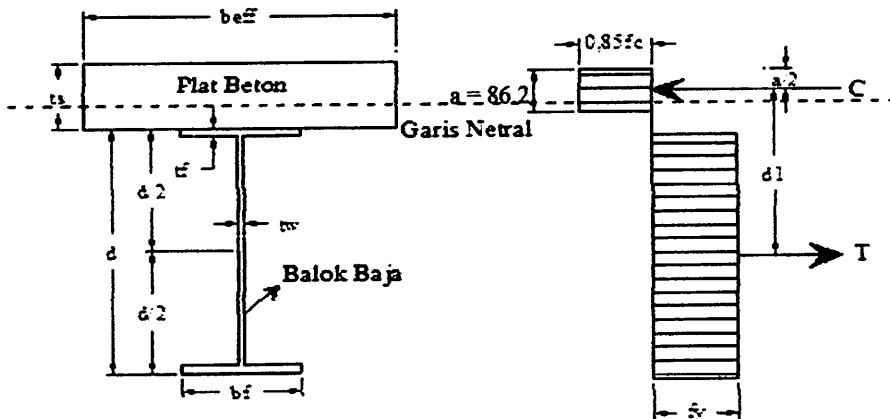
$$\lambda_w = \frac{h_e}{t_w} = \frac{350 - 2(11 + 14)}{7} = 42.86$$

$$\lambda_{pw} = 3.67 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.67 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 96$$

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

Maka penampang didesain dengan keadaan momen plastis

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



Gambar 4.30 Garis netral penampang jatuh dalam pelat

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot beff} < ts$$

$$= \frac{6314.0 \times 290}{0.85 \times 25 \times 1000} < 120$$

$$= 86.167529 < 120$$

Sehingga garis netral jatuh di pelat beton

$$a = \beta_1 \times PNA$$

$$86.168 = 0.85 \times PNA$$

$$PNA = \frac{86.2}{0.85} = 101.37 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya tekan (C)} &= 0.85 \cdot f_c \cdot b_{eff} \cdot a \\ &= 0.85 \times 25 \times 1000 \times 86.17 \\ &= 1831060 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang lengan (d1)} &= \frac{d}{2} + t_s - \frac{a}{2} \\ &= \frac{350}{2} + 120 - \frac{86.17}{2} \\ &= 251.91624 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dengan demikian diperoleh momen nominal (Mn), yakni :

$$\begin{aligned} M_n &= C \times d_1 \\ &= 1831060 \times 251.92 \\ &= 461273741.8 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

$$0.9 \times 461273741.8 \geq 26079777.69 \text{ Nmm}$$

$$415146367.6 \text{ Nmm} \geq 26079777.69 \text{ Nmm}$$

4.4.2 Kontrol terhadap geser

$$\begin{aligned} \frac{h_e}{t_w} &= \frac{350 - 2(11 + 14)}{7} \\ &= 42.857 < 260 \text{ Maka digunakan } K_n = 5 \end{aligned}$$

$$1.10 \sqrt{\frac{K_n \cdot E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{290}}$$

$$= 64.594$$

Karena, $\frac{h_e}{t_w} = 42.857 < 1.10 \sqrt{\frac{K_n \cdot E}{f_y}} = 64.594$ Maka,

Digunakan $C_v = 1$

Kuat geser nominal dihitung sebagai berikut :

$$V_n = 0.6 \times f_y \times A_w \times C_v$$

$$= 0.6 \times f_y \times (t_w \times h_e) \times C_v$$

$$= 0.6 \times 290 \times (7 \times 300.0) \times 1$$

$$= 365400.0 \text{ N}$$

Syarat :

$$\phi_b V_n \geq V_u$$

$$0.9 \times 365400.00 \geq 26079.78 \text{ Nmm}$$

$$328860 \text{ Nmm} \geq 26079.78 \text{ Nmm}$$

4.4.3 Perhitungan *shear connector*

Digunakan shear connector stud baja berkepala dengan diameter

Diameter maksimum stud yang diijikan :

$$2.5 t_f = 2.5 \times 11$$

$$= 27.5 \text{ mm}$$

Maka digunakan stud dengan diameter : $5/8 \text{ in} = 15.875 \text{ mm}$

$$\text{Luas stud (A}_{sa}\text{)} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= \frac{1}{4} \times 3.14 \times 15.875^2$$

$$= 197.83 \text{ mm}^2$$

Kuat nominal satu buah stud (Q_n) :

$$Q_n = 0.5 \times A_{sa} \times \sqrt{f_c \times E_c}$$

$$= 0.5 \times 197.83 \times \sqrt{25 \times 23500}$$

$$= 75817.78 \text{ N}$$

Gaya geser maksimum pada daerah momen positif adalah yang terkecil dari :

- Kehancuran beton

$$V_h = 0.85 \times f_c \times b_{eff} \times t_s$$

$$= 0.85 \times 25 \times 1000 \times 120$$

$$= 2550000 \text{ N}$$

- Leleh tarik dari penampang baja

$$V_h = f_y \times A_s$$

$$= 290 \times 6314$$

$$= 1831060 \text{ N}$$

Maka digunakan $V_h = 1831060 \text{ N}$

Gaya geser maksimum pada daerah momen negatif adalah :

$$V_h = f_{yr} \times A_{sr}$$

$$= 240 \times 351.68$$

$$= 84403.2 \text{ N}$$

Jumlah penghubung geser yang dibutuhkan yakni :

- Momen positif

$$N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{1831060}{75817.78} = 24.150799 \approx 25 \text{ buah}$$

- Momen negatif

$$N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{84403.2}{75817.78} = 1.1132376 \approx 2 \text{ buah}$$

Maka, digunakan stud dengan jumlah : 25 buah pada 1/2 bentang dan sejumlah 50 buah stud sepanjang bentang balok.

Pendetailan jarak stud menurut SNI 1729 : 2015 pasal I8 (3e) yakni :

$$\begin{aligned}
 S_{\min} &= 4 d \\
 &= 4 \times 15.875 \\
 &= 63.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\max} &= 32 \times d \\
 &= 32 \times 15.875 \\
 &= 508 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jika $bf = 175 \text{ mm}$, maka

$$n = \frac{bf}{S_{\min}} = \frac{175}{63.5} = 2.7559 \approx 2 \text{ buah}$$

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

$$\text{Panjang bentang (L)} = 4000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar stud (S)} = \frac{4000}{25} = 160 \text{ mm}$$

$$\text{Maka digunakan } S = 160 \text{ mm}$$

Syarat :

$$S_{\min} = 63.5 \text{ mm} < S = 160 \text{ mm} < S_{\max} = 508 \text{ mm}$$

Jarak stud dlm 1 baris melintang (S_a) yakni :

$$S_a = \frac{bf}{n} = \frac{175}{2} = 88 \text{ mm}$$

$$\text{Maka digunakan } S = 80 \text{ mm}$$

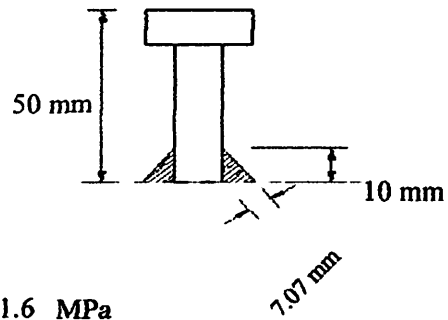
Syarat :

$$S_{\min} = 63.5 \text{ mm} < S = 80 \text{ mm} < S_{\max} = 508 \text{ mm}$$

Perhitungan las fillet pada penghubung geser :

Dicoba las fillet $\frac{1}{2} \text{ in}$, 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) :

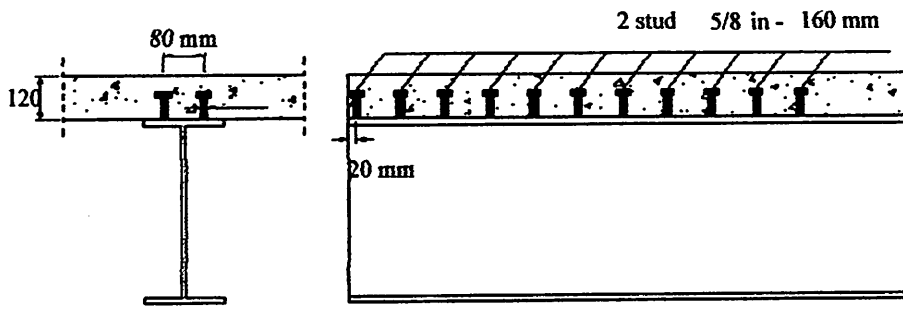
$$\begin{aligned}
 K &= \pi \times d \\
 &= 3.14 \times 15.875 \\
 &= 49.8475 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Las sekeliling konektor

$$\phi R_{nw \text{ perlu}} = \frac{Q_n}{K} = \frac{75817.78}{49.8475} = 1520.9946 \text{ N}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}
 \phi R_{nw \text{ perlu}} &< \phi R_{nw} \\
 1520.9946 \text{ N} &< 1754.9154 \text{ N}
 \end{aligned}$$



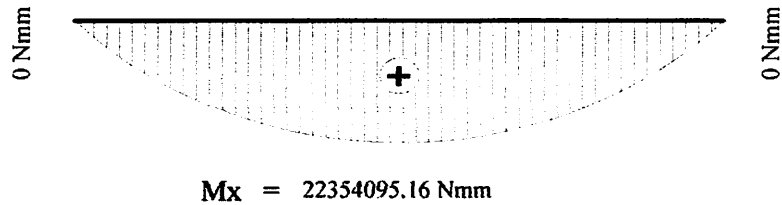
Gambar 4.31 Letak stud pada penampang melintang profil

4.4.4 Kontrol lendutan

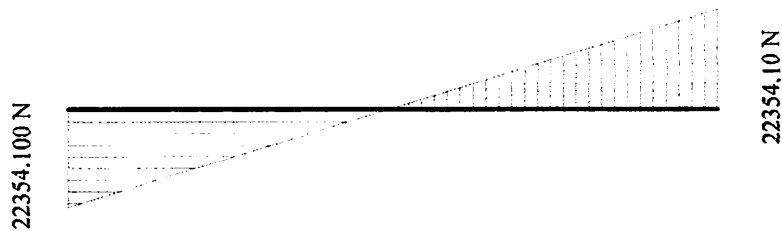
Lendutan yang diijinkan

$$\Delta = \frac{l}{360} L = \frac{l}{360} \times 4000 = 11.111 \text{ mm}$$

Besar lendutan yang terjadi (dihitung menggunakan metode moment area) sebagai berikut :



Gambar 4.32 Bidang momen B98 akibat kombinasi beban 2



Gambar 4.33 Gaya lintang B98 akibat kombinasi beban 2

Pembebanan pada balok B98

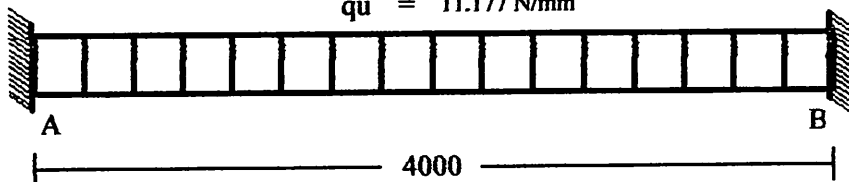
$$q_d = 9.314 \text{ N/mm}$$

$$q_t = 0.000 \text{ N/mm}$$

Beban merata terfaktor (q_u) :

$$\begin{aligned} 1.2 D + 1.6 L &= 1.2 \times 9.3 + 1.6 \times 0 \\ &= 11.18 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$q_u = 11.177 \text{ N/mm}$$



Gambar 4.34 Beban merata B98 akibat beban terfaktor

Menghitung jarak dari A ke titik $M = 0$

Dimana $x < 4000$ mm

$$\begin{aligned} Mx &= R_a \cdot x - q \cdot x \cdot \frac{1}{2} \cdot x \\ &= 22354.1 x - \frac{1}{2} \cdot 11.177 x^2 \\ &= 5.588 x^2 - 22354.1 \end{aligned}$$

$$\frac{dMx}{dx} = 0$$

$$0 = 11.177 x - 22354.1$$

$$x = \frac{22354.1}{11.1768}$$

$$= 2000 \text{ mm} \leq 4000 \text{ mm}$$

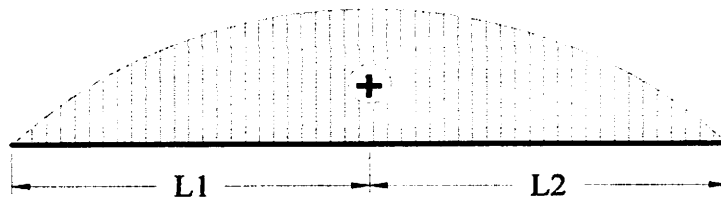
(Memenuhi)

Maka $L_1 = 2000.000$ mm

$$L_2 = L - L_1$$

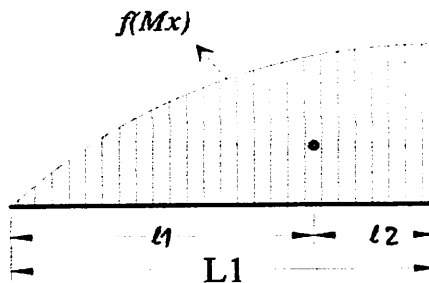
$$= 4000 - 2000.000$$

$$= 2000.000 \text{ mm}$$



Gambar 4.35 Bidang momen B98

1) Menentukan Gaya A1 dan titik berat terhadap A1



Gambar 4.36 Bidang momen untuk mencari gaya A1

$$M_x = R_a \cdot x - q \cdot x \cdot \frac{1}{2} \cdot x$$

$$\begin{aligned} A_1 &= \int f(MX) dx \\ &= \int_{2000.00}^{0.0} \left(R_a \cdot x - \frac{1}{2} q x^2 \right) dx \\ &= \left. \frac{1}{2} R_a x^2 - \frac{1}{6} q x^3 \right|_{2000}^{0} \\ &= -29805800000.00 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Titik berat A1 terhadap A (ℓ_1)

$$A_1 \ell_1 = \int x (MX)$$

$$A_1 \ell_1 = \int x (MX)$$

$$A_1 \ell_1 = \int_{2000.00}^{0.0} x \left(R_a \cdot x - \frac{1}{2} q x^2 \right)$$

$$A_1 \ell_1 = \int_{2000.00}^{0.0} \left(R_a \cdot x^2 - \frac{1}{2} q x^3 \right)$$

$$-29805800000.00 \ell_1 = -37257333333333.30$$

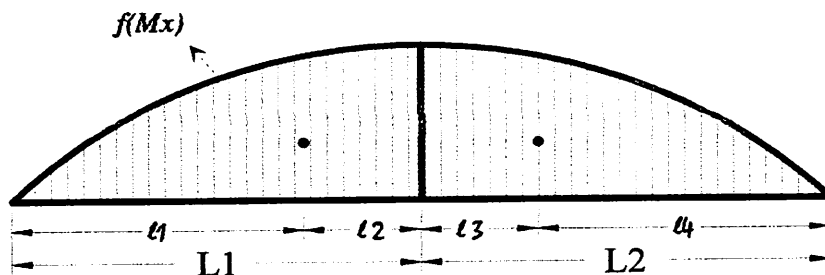
$$\ell_1 = 1250.0028 \text{ mm}$$

$$\ell_2 = L_1 - \ell_1$$

$$= 2000.000 - 1250.0028$$

$$= 749.997 \text{ mm}$$

2) Menentukan Gaya A2 dan titik berat terhadap A2



Gambar 4.37 Bidang momen untuk mencari gaya A2

$$M_x = R_a \cdot x - q \cdot x \cdot \frac{1}{2} \cdot x$$

$$\begin{aligned}
 A_2 &= \int MX \\
 &= \int_{4000.00}^{2000.0} Ra \cdot x - \frac{1}{2}qx^2 \\
 &= \frac{1}{2} Ra x^2 - \frac{1}{6} qx^3 \Bigg|_{4000}^{2000.0} \\
 &= -29807800000.00 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Titik berat A1 terhadap A (ℓ_1)

$$A_2 \ell = \int x (MX)$$

$$A_2 \ell = \int x (MX)$$

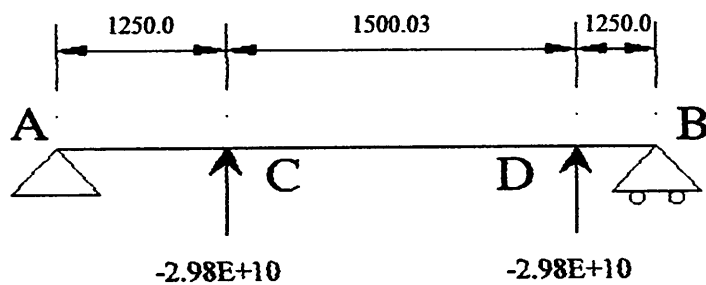
$$A_2 \ell = \int_{4000.00}^{2000.0} x \left(Ra \cdot x - \frac{1}{2} qx^2 + Ma \right)$$

$$A_2 \ell = \int_{4000.00}^{2000.0} \left(Ra \cdot x^2 - \frac{1}{2} qx^3 + Ma x \right)$$

$$\begin{aligned}
 -29807800000.0 \ell &= -81972533333333.30 \\
 &= 2750.0363 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \ell_3 &= \ell - L_1 \\
 &= 2750.036 - 2000.000 \\
 &= 750.036 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \ell_4 &= L_2 - \ell_3 \\
 &= 2000.000 - 750.036 \\
 &= 1249.964 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.38 Pembebanan akibat momen

Mencari reaksi :

$$\sum M_b = 0$$

$$0 = R_a \times 4000.0 + A_1 \times 2750.0 + A_2 \times 1250.0$$

$$0 = R_a \times 4000.0 + -2.98E+10 \times 2750.0 + \\ -2.98E+10 \times 1250.0$$

$$0 = 4000 R_a + -119224533333333$$

$$R_a = 29806133333.33 \text{ N}$$

$$\sum M_a = 0$$

$$0 = R_b \times 4000.0 - A_2 \times 2750.0 - A_1 \times 1250.0$$

$$0 = R_b \times 4000.0 - -2.98E+10 \times 2750.0 - \\ -2.98E+10 \times 1250.0$$

$$0 = 4000 R_b + -1192298666666667$$

$$R_b = 29807466666.67 \text{ N}$$

Menghitung momen maksimal :

$$M_a = 0 \text{ Nmm}$$

$$M_c = R_a \times 1250$$

$$= 29806133333.3 \times 1250$$

$$= 37257750000932.00 \text{ Nmm}$$

$$M_d = R_a \times 2750.0 + A_1 \times 1500.0$$

$$= 2.98E+10 \times 2750.0 + -2.98E+10 \times 1500.0$$

$$= 37258250012114.70 \text{ Nmm}$$

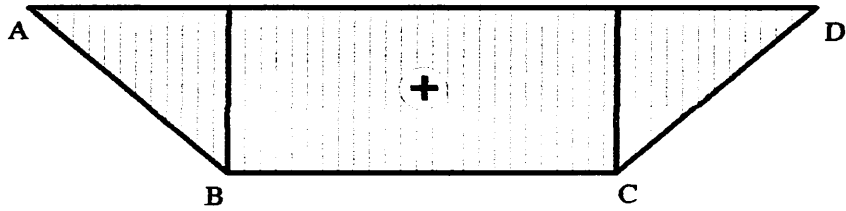
$$M_b = R_a \times 4000.0 + A_1 \times 2750.0 + A_2 \times 1249.9637$$

$$= 2.98E+10 \times 4000.0 + -2.98E+10 \times 2750.0 +$$

$$-2.98E+10 \times 1249.96$$

$$= 0 \text{ Nmm}$$

Bidang momen digambarkan sebagai berikut :



$$M_x = 3.73E+13 \text{ Nmm}$$

Gambar 4.39 Bidang Momen Kondisi Baru

$$\begin{aligned}
 E_k &= \left\{ E_s \times \left(\frac{A_s}{A_s + A_c} \right) + E_c \left(\frac{A_c}{A_s + A_c} \right) \right\} / 2 \\
 &= \left\{ 23500 \times \left(\frac{6314.00}{6314 + 120000} \right) + 200000 \times \left(\frac{120000.00}{6314 + 120000} \right) \right\} / 2 \\
 &= 95588.69 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka, lendutan dihitung sebagai berikut :

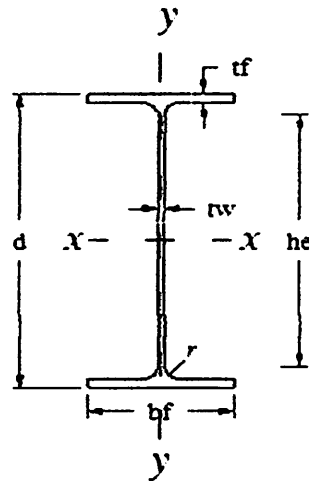
$$\begin{aligned}
 \Delta_j &= \frac{M_x}{E I} \\
 &= \frac{37257750000932.00}{95588.69 \times 393761489.4} \\
 &= 0.9898671 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka :

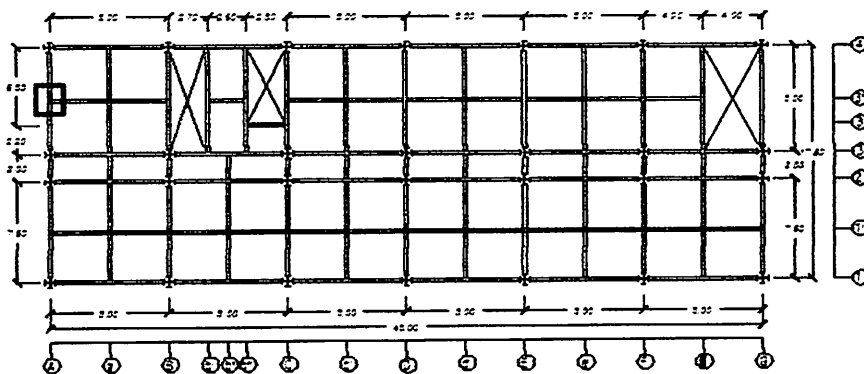
$$\Delta = 11.111 \text{ mm} > \Delta_j = 0.9899 \text{ mm}$$

4.5 Perencanaan Balok Link

Digunakan profil baja WF untuk balok Link 450 x 200 x 9 x 14



d	: 450.0 mm	r	: 18.0 mm
b_f	: 200.0 mm	S_x	: 1489.0 cm ³
t_w	: 9.0 mm	S_y	: 187.0 cm ³
t_f	: 14.0 mm	i_x	: 18.6 cm
A_g	: 96.8 cm ²	i_y	: 4.4 cm
I_x	: 33500.0 cm ⁴	f_y	: 290 MPa
I_y	: 1870.0 cm ⁴	f_u	: 500 MPa
t_s	: 120 mm	E_c	: 23500 MPa
E_s	: 200000 MPa	f_c	: 25 MPa



Gambar 4.40 Letak Link yang direncanakan - Denah lantai 8

4.5.1 Kontrol terhadap lentur

Desain Momen Positif

1) Kontrol Kekompakan Penampang

Menurut pasal I3-2a SNI 1729 : 2015, kekuatan lentur desain penampang didesain dengan keadaan momen plastis apabila :

- Sayap (*flange*) - Kompak

$$\lambda_f = \frac{bf}{2 t_f} = \frac{200}{2 \times 14} = 7.1429$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 9.9793$$

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

- Badan (*Web*) - Kompak

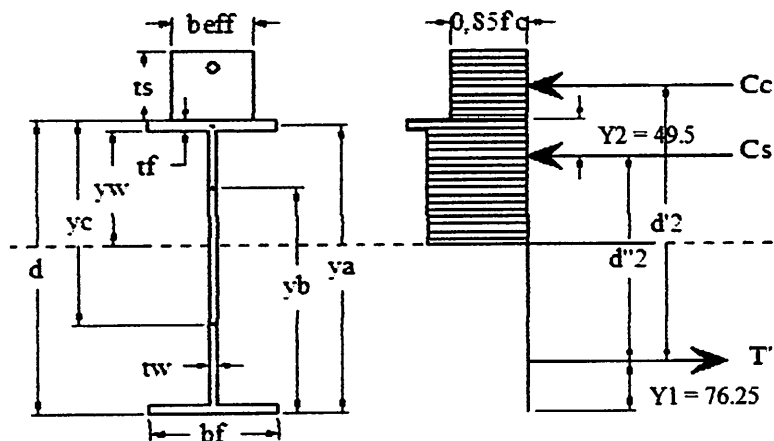
$$\lambda_w = \frac{h_e}{t_w} = \frac{450 - 2(14 + 18)}{9} = 42.89$$

$$\lambda_{pw} = 3.67 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.67 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 96.379$$

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

Maka penampang didesain dengan keadaan momen plastis

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



Gambar 4.41 Garis netral penampang jatuh dalam badan profil

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b_{eff}} < t_s \\
 &= \frac{9676 \times 290}{0.85 \times 25 \times 125} < 120 \\
 &= 1056.3915 > 120
 \end{aligned}$$

Sehingga garis netral jatuh pada profil baja

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya tekan (Cc)} &= 0.85 \cdot f_c \cdot b_{eff} \cdot T_s \\
 &= 0.85 \times 25 \times 125 \times 120 \\
 &= 318750 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan prinsip kesetimbangan, maka didapat gaya tarik :

$$T' = C_c + C_s \quad \dots\dots\dots(1)$$

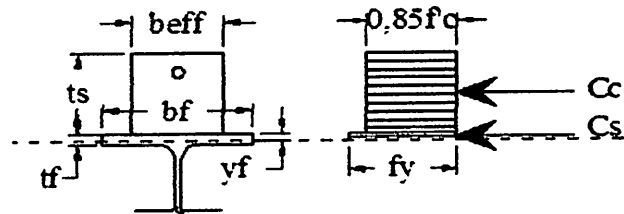
Dikarenakan T' lebih kecil dari pada T pada kondisi garis netral jatuh pada plat, maka :

$$\begin{aligned}
 T' &= T - C_s \\
 &= (A_s \times f_y) - C_s \quad \dots\dots\dots(2)
 \end{aligned}$$

Substitusi persamaan (1) dan (2) :

$$\begin{aligned}
 C_c + C_s &= A_s \times f_y - C_s \\
 2 C_s &= A_s \times f_y - C_c \\
 C_s &= \frac{A_s \times f_y - 0.85 \times f_c \times b_{eff} \times t_s}{2} \\
 &= \frac{(9676 \times 290) - 318750}{2} \\
 &= 1243645.0 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Misalkan garis netral jatuh pada sayap profil ($y_f < t_f$), maka :



$$C_c + C_s = [0.85 \times f_c \times b_{eff} \times t_s] + A \times f_y$$

$$C_c + C_s = [0.85 \times f_c \times b_{eff} \times t_s] + [b_f \times y_f] \times f_y$$

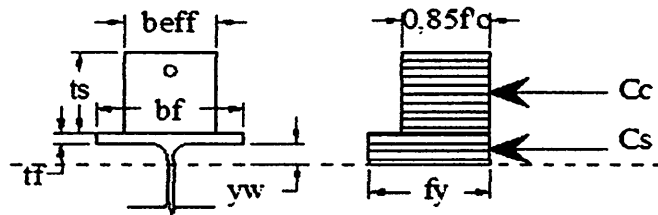
$$C_s = b_f \times y_f \times f_y$$

$$1243645.0 = 200 \times y_f \times 290$$

$$y_f = \frac{1243645.0}{200 \times 290}$$

$$= 21.442 \text{ mm} > 14 \text{ mm}$$

Dengan demikian garis netral jatuh pada badan profil ($y_w < h_e$)



$$C_c + C_s = [0.85 \times f_c \times b_{eff} \times t_s] + A \times f_y$$

$$C_c + C_s = [0.85 \times f_c \times b_{eff} \times t_s] + (b_f \times t_f + t_w \times y_w) \times f_y$$

$$C_s = (b_f \times t_f + t_w \times y_w) \times f_y$$

$$1243645.0 = (200 \times 14 + 9 \times y_w) \times 290$$

$$1243645.0 = 812000 + 2610 \times y_w$$

$$y_w = \frac{1243645.0 - 812000.0}{2610}$$

$$= 165.38 \text{ mm} < h_e = 386.0 \text{ mm}$$

Y1 adalah titik berat dari penampang profil yang mengalami tarik dimana terletak T' yang diukur dari serat bawah penampang :

Tabel 4.19 Titik Berat Penampang Komposit Daerah Tarik

Elemen	Luas (A) mm ²	Lengan (Y) mm	A . Y mm ³
Profil WF	9676	d/2 = 225	2177100
Flens = -(tf x bf)	-2800	ya = 443	-1240400
Badan = -(yw x tw)	-1488.4	yb = 353.31	-525876.66
TOTAL	5387.6		410823.34

$$Y1 = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{410823.3437}{5387.6} = 76.253937 \text{ mm}$$

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

Tabel 4.20 Titik Berat Penampang Komposit Daerah Tekan

Elemen	Luas (A) mm ²	Lengan (Y) mm	A . Y mm ³
Profil WF	9676	d/2 = 225	2177100
Flens = -(tf x bf)	-2800	yd = 443	-1240400
Badan = -(d-yw-2tf)*tw	-2309.6	yc = 307.69	-710632.69
TOTAL	4566.4		226067.31

$$Y2 = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{226067.3092}{4566.4} = 49.506345 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d'2 &= (d + ts) - (ts/2 + Y1) \\ &= (450 + 120) - (120/2 + 76.254) \\ &= 433.74606 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d''2 &= d - (Y2 + Y1) \\ &= 450 - (49.51 + 76.254) \\ &= 324.240 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dengan demikian diperoleh momen nominal (Mn), yakni :

$$Mn = Cc \times d'2 + Cs \times d''2$$

$$= 318750 \times 433.75 + 1243645 \times 324.24$$

$$= 541495662.2 \text{ Nmm}$$

Syarat :

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

$$0.9 \times 541495662.2 \geq 145168720 \text{ Nmm}$$

$$487346096 \text{ Nmm} \geq 145168720 \text{ Nmm}$$

Desain Momen Negatif

Digunakan tulangan pelat dgn diameter 8 - 150 dan jumlah N

tulangan plat dalam beff yakni : 1 buah tulangan, maka didapat

luas tulangan (A_{sr}) yakni :

$$A_{sr} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times N$$

$$= \frac{1}{4} \times 3.14 \times 8^2 \times 1$$

$$= 50.24 \text{ mm}^2$$

Tulangan yang menambah kekuatan tarik nominal (T_{sr}) :

$$T_{sr} = A_{sr} \times f_{yr}$$

$$= 50.24 \times 240$$

$$= 12057.6 \text{ N}$$

Apabila daerah tekan terjadi pada seluruh penampang profil baja

maka gaya tekan yang terjadi (C_{max}) sebesar :

$$C_{max} = A_s \times f_y$$

$$= 9676 \times 290$$

$$= 2806040 \text{ N}$$

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

$$C_s = C_{max} - T_s \text{ dimana } C_s = T$$

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

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

$$T_s = \frac{C_{max} - T_{sr}}{2} = \frac{2806040 - 12057.6}{2}$$

$$= 1396991.2 \text{ N}$$

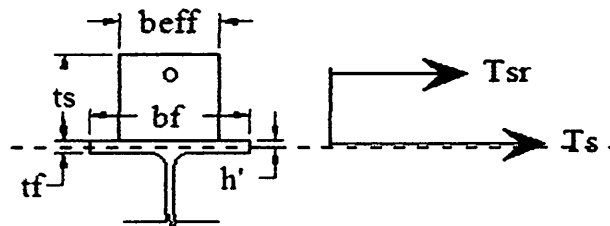
Berdasarkan hukum kesetimbangan yakni $C = T$, maka didapat :

$$C_s = T_{sr} + T_s$$

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

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

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

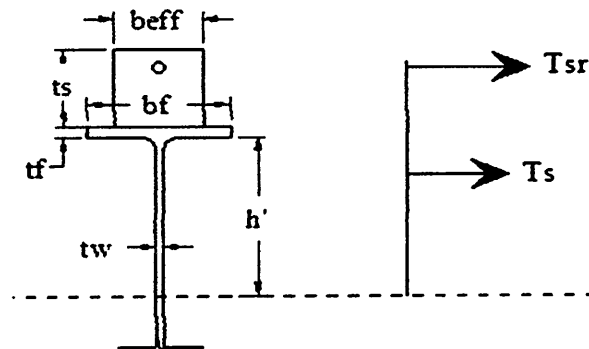


$$12057.6 + 1396991 = 50.24 \times 240 + (200 \times h') \times 290$$

$$1409048.8 = 12057.6 + 58000 h'$$

$$h' = \frac{1396991.2}{58000} = 24.09 \text{ mm} > 14 \text{ mm}$$

Maka garis netral plastis berada pada badan profil baja



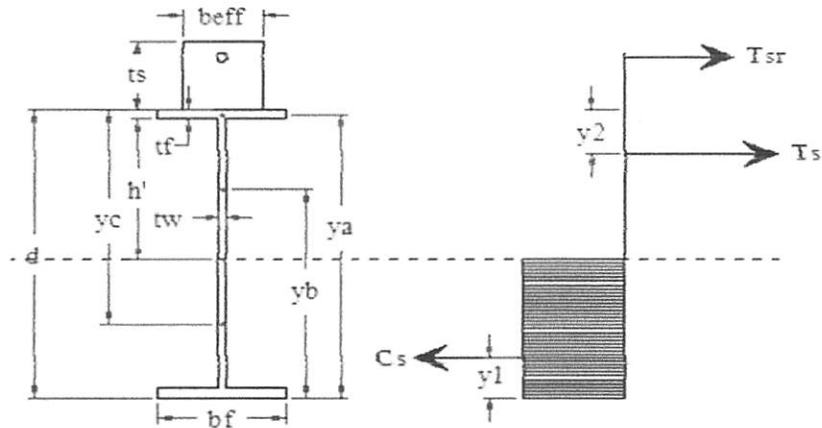
Dimisalkan garis netral jatuh pada sayap profil, maka $h' < h_e$

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

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

$$12057.6 + 1396991 = 50.24 \times 240 + [(200 \times 14) + (h' \times 9)]$$

$$\begin{aligned}
 & \times 290 \\
 1409048.8 &= 12057.6 + 812000 + 2610 h' \\
 h' &= \frac{584991.2}{2610} \\
 &= 224.13456 \text{ mm} < 386 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.42 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 4.21 Titik Berat Penampang Komposit Daerah Tekan

Elemen	Luas (A) mm ²	Lengan (Y) mm	A . Y mm ³
Profil WF	9676	d/2 = 225	2177100
Flens = -(tf x bf)	-2800	ya = 443	-1240400
Badan = -(h' x tw)	-2017.2	yb = 323.93	-653440.66
TOTAL	4858.8		283259.34

$$Y1 = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{283259.3422}{4858.8} = 58.298342 \text{ mm}$$

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

Tabel 4.22 Titik Berat Penampang Komposit Daerah Tarik

Elemen	Luas (A) mm ²	Lengan (Y) mm	A . Y mm ³
Profil WF	9676	d/2 = 225	2177100
Flens = -(tf x bf)	-2800	ya = 443	-1240400
Badan = -(d-h'-2tf)*tw	-1780.8	yc = 337.07	-600245.69
TOTAL	5095.2		336454.31

$$Y_2 = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{336454.3077}{5095.2} = 66.033439 \text{ mm}$$

Momen internal terhadap titik Cs :

$$\begin{aligned} M_{n1} &= T_{sr} \times [d - y_1 + t_s - (p + 1/2 \text{ } \emptyset \text{ tulangan plat) }] \\ &= 12057.6 \times [450 - 58.30 + 120 - (20 + \frac{1}{2} \cdot 8)] \\ &= 5880511.508 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{n2} &= T_s \times [d - (Y_1 + Y_2)] \\ &= 1396991.2 \times [450 - (58.298 + 66.03)] \\ &= 454955635.50 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Maka momen nominal yakni :

$$\begin{aligned} M_n &= M_{n1} + M_{n2} \\ &= 5880511.508 + 454955635.50 \\ &= 460836147.01 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} \phi_b M_n &\geq M_u \\ 0.9 \times 460836147.01 &\geq 177096552 \text{ Nmm} \\ 414752532.3 \text{ Nmm} &\geq 177096552 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

4.5.2 Kontrol terhadap geser

Menurut SNI 1729 : 2002 pasal 15.13.2.4, nilai kuat geser link (Vn) diambil dari yang terkecil dari Vp atau 2 Mp / e, sebagai berikut :

$$\frac{h_e}{t_w} = \frac{450 - 2(14 + 18)}{9}$$

$$= 42.889 < 260 \text{ Maka digunakan } K_n = 5$$

$$1.10 \sqrt{\frac{K_n \cdot E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{290}}$$

$$= 64.594$$

Karena, $\frac{h_e}{t_w} = 42.889 < 1.10 \sqrt{\frac{K_n \cdot E}{f_y}} = 64.594$ Maka,

Digunakan $C_v = 1$

Kuat geser nominal dihitung sebagai berikut :

$$V_p = 0.6 \times f_y \times A_w \times C_v$$

$$= 0.6 \times f_y \times (t_w \times h_e) \times C_v$$

$$= 0.6 \times 290 \times (9 \times 386) \times 1$$

$$= 604476.0 \text{ N}$$

atau

$$V_n = \frac{2 M_p}{e} = \frac{2 \times 487346096.0}{1000.0} = 974692.19 \text{ N}$$

Digunakan V_n sebesar : 604476.0 N

Syarat :

$$\phi_b V_n \geq V_u$$

$$0.9 \times 604476.00 \geq 338792.97 \text{ Nmm}$$

$$544028.4 \text{ Nmm} \geq 338792.97 \text{ Nmm}$$

4.5.3 Perencanaan Pengaku Link

1) Pengecekan sudut rotasi *Link*

$$V_p = 0.6 \times f_y \times (d - 2t_f) \times t_w$$

$$= 0.6 \times 290 \times (450 - 2 \times 14) \times 9$$

$$= 660852.0 \text{ N}$$

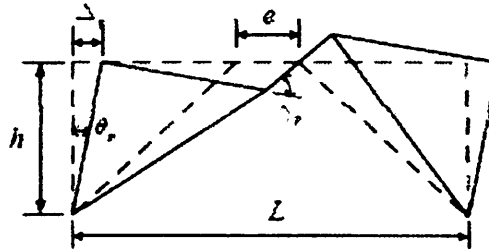
$$M_p = 487346096 \text{ Nmm}$$

$$\frac{1.6 M_p}{V_p} = \frac{1.6 \times 487346096}{660852.0}$$

$$= 1179.9219 \text{ mm} > e = 1000 \text{ mm}$$

Maka sudut rotasi maksimal link adalah sebesar : 0.08 rad

Sudut rotasi link dihitung sebagai berikut :



Gambar 4.43 Sudut Rotasi Link

$$Y_p = \frac{L}{e} \theta_p$$

Dimana, θ_p = Sudut plastis, dihitung dengan Δ_M / h

Δ_M = Simpangan antar lantai rencana

Maka, sudut rotasi dihitung sebagai berikut :

$$Y_p = \frac{L \times \Delta_M}{e \times h} = \frac{8000 \times 7.70}{1000 \times 4500}$$

$$= 0.0137 \text{ rad} < Y_{maks} = 0.08$$

2) Lebar total pengaku

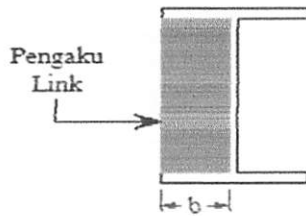
Menurut SNI 1729 : 2002 pasal 15.13.13.2 (5), untuk tinggi profil

link lebih kecil dari 600mm hanya diperlukan pengaku pada salah satu sisi pelat badan link, dengan lebar pengaku tidak lebih kecil dari

$$b = b_f / 2 - t_w$$

$$= 200 / 2 - 9$$

$$= 91 \text{ mm}$$



Maka digunakan pengaku dengan lebar : 96 mm

2) Ketebalan pengaku

Ketebalan pengaku tidak lebih kecil dari harga terbesar antara

- $t_w = 9 \text{ mm}$
- 10 mm

Digunakan tebal pengaku : 10 mm

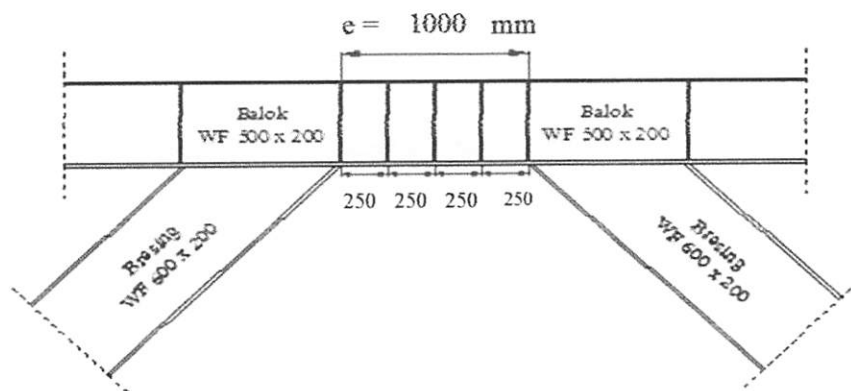
3) Jarak antar Pengaku

Dikarenakan, $0.02 > 0.0137 < 0.08$ maka rumus jarak antar pengaku adalah (SNI 1729 - 2002) :

Maka jarak antar pengaku yakni :

$$\begin{aligned}
 a &= 52.00 t_w - d/5 \\
 &= 52.00 \times 9 - \frac{450}{5} \\
 &= 378.00 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Diambil jarak $a = 250 \text{ mm}$



Gambar 4.44 Pengaku Balok Link

4.5.4 Perhitungan *shear connector*

Digunakan shear connector stud baja berkepala dengan diameter

$$5/8 \text{ in} = 15.875 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas stud (Asa)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3.14 \times 15.875^2 \\ &= 197.83 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kuat nominal satu buah stud (Q_n):

$$\begin{aligned} Q_n &= 0.5 \times A_{sa} \times \sqrt{f_c \times E_c} \\ &= 0.5 \times 197.83 \times \sqrt{25 \times 23500} \\ &= 75817.78 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya geser maksimum pada daerah momen positif adalah yang terkecil dari :

- Kehancuran beton

$$\begin{aligned} V_h &= 0.85 \times f_c \times b_{eff} \times t_s \\ &= 0.85 \times 25 \times 125 \times 120 \\ &= 318750 \text{ N} \end{aligned}$$

- Leleh tarik dari penampang baja

$$\begin{aligned} V_h &= f_y \times A_s \\ &= 290 \times 9676 \\ &= 2806040 \text{ N} \end{aligned}$$

Maka digunakan $V_h = 318750 \text{ N}$

Gaya geser maksimum pada daerah momen negatif adalah :

$$\begin{aligned} V_h &= f_{yr} \times A_{sr} \\ &= 240 \times 50.24 \\ &= 12057.6 \text{ N} \end{aligned}$$

Jumlah penghubung geser yang dibutuhkan yakni :

- Momen positif

$$N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{318750}{75817.78} = 4.204159 \approx 5 \text{ buah}$$

- Momen negatif

$$N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{12057.6}{75817.78} = 0.1590339 \approx 1 \text{ buah}$$

Maka, digunakan stud dengan jumlah : 5 buah pada 1/2 bentang dan sejumlah 10 buah stud sepanjang bentang balok.

Pendetailan jarak stud menurut SNI 1729 : 2015 pasal I8 (3e) yakni :

$$\begin{aligned} S_{\min} &= 4 d \\ &= 4 \times 15.875 \\ &= 63.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 32 \times d \\ &= 32 \times 15.875 \\ &= 508 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jika $b_f = 200 \text{ mm}$, maka

$$n = \frac{b_f}{S_{\min}} = \frac{200}{63.5} = 3.1496 \approx 2 \text{ buah}$$

dengan n adalah jumlah stud pada penampang melintang balok.

Dengan demikian digunakan 2 stud dalam 1 baris melintang balok dan terdapat 5 baris stud sepanjang bentang balok

$$\text{Panjang bentang (L)} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar stud (S)} = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Maka digunakan S} = 200 \text{ mm}$$

Syarat :

$$S_{\min} = 63.5 \text{ mm} < S = 200 \text{ mm} < S_{\max} = 508 \text{ mm}$$

Jarak stud dlm 1 baris melintang (S_a) yakni :

$$S_a = \frac{bf}{n} = \frac{200}{2} = 100 \text{ mm}$$

Syarat :

$$S_{\min} = 63.5 \text{ mm} < S = 100 \text{ mm} < S_{\max} = 508 \text{ mm}$$

Perhitungan las fillet pada penghubung geser :

$$\begin{aligned} \text{Dicoba las fillet } \frac{1}{2} \text{ in, electrode} &= 80 \text{ Ksi, } t_e = 0.354 \text{ in} \\ &= 8.9916 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$F_{EXX} = 80 \times 6.895 = 551.6 \text{ MPa}$$

Kekuatan desain persatuan panjang las fillet :

$$\begin{aligned} \phi R_{nw} &= 0.75 \times t_e \times (0.6 \times F_{EXX}) \\ &= 0.75 \times 8.9916 \times (0.6 \times 551.6) \\ &= 2231.895 \text{ N/mm panjang las} \end{aligned}$$

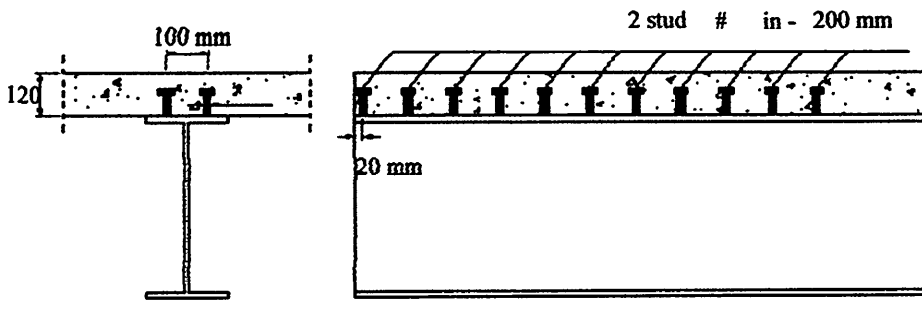
Panjang keliling konektor (K) :

$$\begin{aligned} K &= \pi \times d \\ &= 3.14 \times 15.875 \\ &= 49.8475 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\phi R_{nw \text{ perlu}} = \frac{Q_n}{K} = \frac{75817.78}{49.8475} = 1520.9946 \text{ N}$$

Syarat :

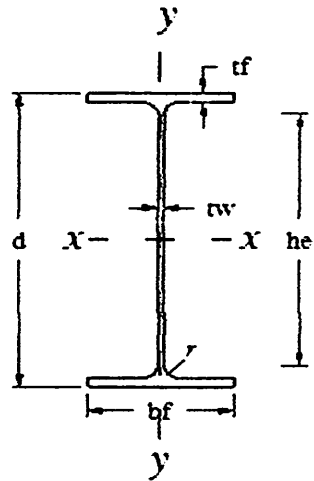
$$\begin{aligned} \phi R_{nw \text{ perlu}} &< \phi R_{nw} \\ 1520.9946 \text{ N} &< 2231.894952 \text{ N} \end{aligned}$$



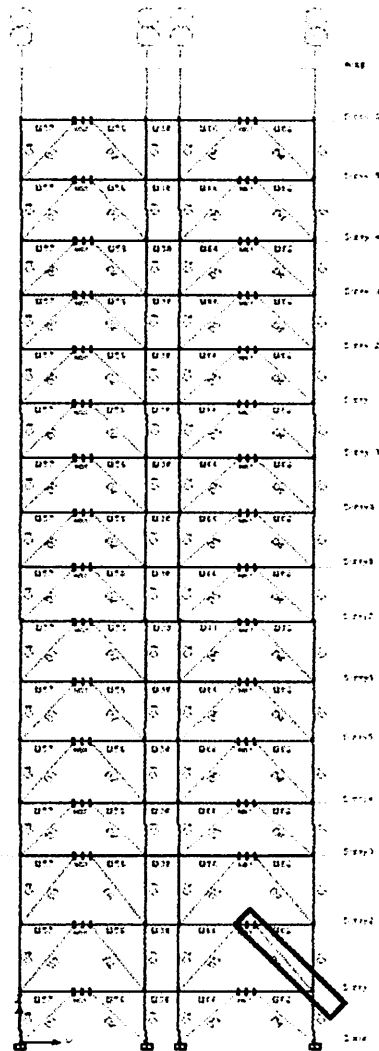
Gambar 4.45 Letak stud pada penampang melintang profil

4.6 Perencanaan Bresing (Batang Tekan)

Digunakan profil baja WF untuk bresing 400 x 200 x 8 x 13



d	: 400.0 mm	r	: 16.0 mm
b_f	: 200.0 mm	S_x	: 1185.0 cm ³
t_w	: 8.0 mm	S_y	: 174.0 cm ³
t_f	: 13.0 mm	r_x	: 16.8 cm
A_g	: 84.1 cm ²	r_y	: 4.6 cm
I_x	: 23700.0 cm ⁴	f_y	: 290 MPa
I_y	: 1740.0 cm ⁴	f_u	: 500 MPa



4.6.1 Cek kelangsingan penampang

Pengecekan kelangsingan untuk elemen yang menahan tekan aksial
(menurut SNI 1729:2015 tabel B4 . 1a), yakni :

- Sayap (*flange*)

$$\frac{bf}{2 \text{ tf}} = \frac{200}{2 \times 13} = 7.6923$$

$$0.56 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0.56 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 14.7063$$

Karena, $bf / 2tf < 0.56 \sqrt{ (E/fy)}$ maka, elemen : non langsing

- Badan (*Web*)

$$\frac{h_e}{t_w} = \frac{400 - 2(13 + 16)}{8} = 42.75$$

$$1.49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.49 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 39.1293$$

Karena, $h_e / t_w > 1.49 \sqrt{E/f_y}$ maka, elemen : langsing

4.6.2 Kontrol Tekuk Lateral

Diketahui :

$$L = 5700.9 \text{ mm}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 46 \times \sqrt{\frac{200000}{290}}$$

$$= 2103.0038 \text{ mm}$$

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

dimana :

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2 S_x} = \frac{17400000 \times 387}{2 \times 1185000}$$

$$= 2841.2658 \text{ maka :}$$

$$= 53.30352543$$

J = Konstanta torsi

$$= \frac{1}{3} \times h_e \times t_w^3 + 2 \left(\frac{1}{3} \times b_f \times t_f^3 \right)$$

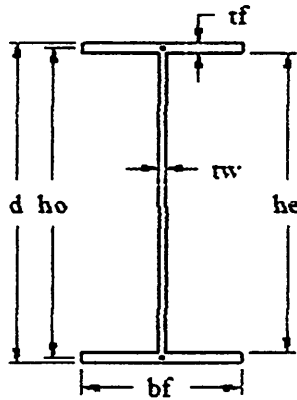
$$= \frac{1}{3} \times 342 \times 8^3 + 2 \left(\frac{1}{3} \times 200 \times 13^3 \right)$$

$$= 351301.33 \text{ mm}^3$$

G = Modulus elastisitas geser baja menurut SNI 1729 : 2015

hal xviii) sebesar :

$$= 77200 \text{ Mpa}$$



c = Untuk profil I = 1

$$L_r = 1,95 \times 25661 \frac{200000}{0,7 \times 290} \sqrt{\frac{8866667 \times 1}{2590006683} + \left(\frac{8866667 \times 1}{2590006683} \right)^2} + 6,76 \left(\frac{0,7 \times 290}{200000} \right)^2$$

$$= 6070.488 \text{ mm}$$

Karena :

$L < L_p$ termasuk Bentang pendek

$L_p < L < L_r$ termasuk Bentang menengah

$L > L_r$ termasuk Bentang panjang

Maka bresing ini termasuk : Bentang menengah

Karena $L_p > L < L_r$ maka diberi pengaku

$$L_b = \frac{L}{3} = \frac{5700.9}{3} = 1900 \text{ mm}$$

Sehingga

$$L_b = 1900.3 \text{ mm} < L_p = 2103 \text{ mm} < L_r = 6070.5 \text{ mm}$$

4.6.3 Kontrol Tekan Penampang

Perhitungan kuat tekan nominal penampang untuk batang bresing dengan elemen langsing :

1) Perhitungan F_{cr}

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q f_y}}$$

Dimana :

K = Menurut SNI 1729 : 2015 lampiran 7 pasal 7.3 (3 a) untuk sistem rangka terbreis dimana ketahanan terhadap beban lateral tidak bergantung pada kekakuan lentur kolom, nilai K (faktor panjang efektif) diambil sebesar 1.0

Rasio kelangsingan efektif yakni :

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 5700.9}{167.9} = 33.954 < 200$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1 \times 5700.9}{45.5} = 125.29 < 200$$

Rasio kelangsingan efektif $x = 33.954 < y = 125.29$ maka arah y menentukan tekuk, sehingga dalam perhitungan selanjutnya ditinjau pada arah y

Q = Faktor reduksi neto, untuk komponen dgn elemen langsing
= $Q_s \times Q_a$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal E7, untuk penampang yg terdiri dari penampang langsing diperkaku maka :

$$Q_s = 1.0$$

Q_a dihitung sebagai berikut :

$$A_g = 8412 \text{ mm}^2$$

Karena, $bf / 2tf < 1.49 \sqrt{(E/f_y)}$ maka :

$$b_e = 1.92 \text{ tf} \times \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.38}{(bf / 2tf)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b$$

f diambil sebagai F_{cr} dan dihitung berdasarkan $Q = 1.0$

Perhitungan F_{cr} :

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{Q f_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{200000}{1 \times 290}} = 123.69$$

Karena, $KL / r > 4.71 \sqrt{(E/f_y)}$ maka :

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

F_e = tegangan tekuk kritis elastis (Mpa). Untuk tekuk kritis lentur, F_e dihitung dengan menggunakan persamaan E3-4 SNI 1729 : 2015 sebagai berikut :

$$= \frac{\pi^2 E}{(KL / r_x)^2} = \frac{3.14^2 \times 200000}{125.29^2}$$

$$= 15738.3 \text{ MPa}$$

Maka,

$$F_{cr} = 0.877 \times 15738.332$$

$$= 13802.51749 \text{ Mpa}$$

$$b_e = 1.92 \times 13 \times \sqrt{\frac{200000}{13802.517}} \left[1 - \frac{0.38}{7.6923} \right]$$

$$\sqrt{\frac{200000}{13802.517}} \leq b/2$$

$$= 77.145776 < 100 \text{ mm}$$

$$A_e = 2 (b_e \times t_f) + h_e \times t_w$$

$$= 2 (77.146 \times 13) + 374 \times 8$$

$$= 4997.7902 \text{ mm}^2$$

Sehingga :

$$Q_a = \frac{A_e}{A_g} = \frac{4997.7902}{8412} = 0.5941$$

$$Q = Q_s \times Q_a$$

$$= 1.0 \times 0.5941$$

$$= 0.594$$

Dengan demikian,

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{Q f_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{200000}{0.6 \times 290}} = 160.47$$

Karena, $KL / r > 4.71 \sqrt{ (E / f_y) }$ maka :

$$F_{cr} = 13802.517 \text{ Mpa}$$

2) Kekuatan tekan nominal (P_n)

$$\begin{aligned} P_n &= F_{cr} \times A_g \\ &= 13803 \times 8412 \\ &= 116106777 \text{ N} \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2002, pasal 15.13.6.1 kuat aksial dan batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial yang yang ditimbulkan oleh $1.25 R V_n$, sebagai berikut :

$$R_y = \text{faktor kuat leleh} = f_{yc} / f_y > 1.0$$

Untuk profil BJ 50 atau yang lebih keras digunakan $R_y = 1.3$

$$\begin{aligned} P_{u \text{ tekan}} &= 1.25 R_y (V_n / V_u \text{ link}) P_u \\ &= 1.25 \times 1.3 \times (604476 / 338793) \\ &\quad \times 571745.75 \\ &= 1326144.9 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\phi_c P_n \geq P_u$$

$$0.9 \times 116106777.14 \geq 1326144.87 \text{ Nmm}$$

$$104496099.4 \text{ Nmm} \geq 1326144.87 \text{ Nmm}$$

4.6.4 Kontrol Lentur Penampang

Pengecekan kelangsingan untuk elemen yang menahan momen lentur (menurut SNI 1729:2015 tabel B4 . 1b), yakni :

- Sayap (*flange*) - Kompak

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 t_f} = \frac{200}{2 \times 13} = 7.6923$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 9.9793$$

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

- Badan (*Web*) - Kompak

$$\lambda_w = \frac{he}{tw} = \frac{400 - 2(13 + 16)}{8} = 42.75$$

$$\lambda_{pw} = 3.67 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3.67 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 96$$

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

Maka penampang didesain dengan keadaan momen plastis

$$M_n = M_p = fy \times Z_x$$

Dimana :

$$\begin{aligned} Z_x &= \{(bf - tw) \cdot tf \cdot (d - tf)\} + \left(\frac{tw \cdot d^2}{4}\right) \\ &= \{(200 - 8) \times 13 \times (400 - 13)\} + \left(\frac{8 \times 400^2}{4}\right) \\ &= 965952.0 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned} M_n &= 290 \times 965952.0 \\ &= 280126080 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2002, pasal 15.13.6.1 kuat lentur dan batang bresing harus direncanakan berdasarkan momen lentur yang yang ditimbulkan oleh $1.25 R V_n$, sebagai berikut :

$$R_y = \text{faktor kuat leleh} = f_{yc} / f_y > 1.0$$

Untuk profil BJ 50 atau yang lebih keras digunakan $R_y = 1.3$

$$\begin{aligned} M_n &= 1.25 R_y (V_n / V_u \text{ link}) M_u \\ &= 1.25 \times 1.3 \times (604476 / 338793) \\ &\quad \times 2270868.7 \\ &= 6584003.6 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

$$0.9 \times 280126080.00 \geq 6584003.577 \text{ Nmm}$$

$$252113472 \text{ Nmm} \geq 6584003.577 \text{ Nmm}$$

4.7 Perencanaan Bresing (Batang Tarik)

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal D2, kekuatan tarik desain $\phi_t P_n$, didapat dari nilai terendah dari :

a) Untuk leleh tarik pada penampang bruto

$$P_n = F_y A_g$$

b) Untuk leleh tarik pada penampang neto

$$P_n = F_y A_e$$

Luas bruto (A_g) dihitung menurut SNI 1729 : 2015 Pasal B4.3a yakni :

$$A_g = \text{Luas penampang melintang total}$$

$$= 8412 \text{ mm}^2$$

Luas netto efektif (A_e) dihitung menurut SNI 1729 : 2013 pasal D3 :

$$A_e = A_n \times U$$

dimana :

A_n (menurut SNI 1729 : 2015 pasal 3b) yakni :

$$A_n = 0.85 \times A_g$$

$$= 0.85 \times 8412$$

$$= 7150.2 \text{ mm}^2$$

$$U = 1.0$$

$$A_e = 7150.2 \times 1.0$$

$$= 7150.2 \text{ mm}^2$$

Dengan demikian, untuk leleh tarik pada penampang bruto

$$P_n = F_y A_g$$

$$= 290 \times 8412$$

$$= 2439480 \text{ N}$$

Untuk leleh tarik pada penampang neto

$$\begin{aligned} P_n &= F_y A_e \\ &= 290 \times 7150.2 \\ &= 2073558 \text{ N} \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2002, pasal 15.13.6.1 kuat lentur dan batang bresing harus direncanakan berdasarkan momen lentur yang yang ditimbulkan oleh $1.25 R V_n$, sebagai berikut :

$$R_y = \text{faktor kuat leleh} = f_{yc} / f_y > 1.0$$

Untuk profil BJ 50 atau yang lebih keras digunakan $R_y = 1.3$

$$\begin{aligned} M_n &= 1.25 R_y (V_n / V_u \text{ link}) M_u \\ &= 1.25 \times 1.3 \times (604476 / 338793) \\ &\quad \times 443278.31 \\ &= 1285211.3 \end{aligned}$$

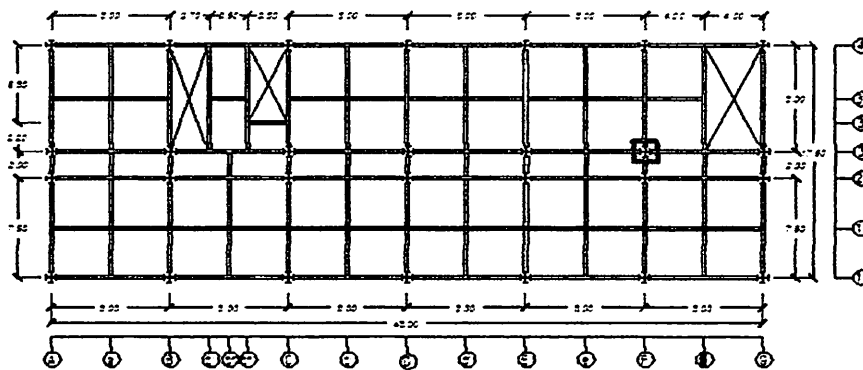
Syarat :

$$\phi_b P_n \geq P_u$$

$$0.9 \times 2073558.00 \geq 1285211.252 \text{ Nmm}$$

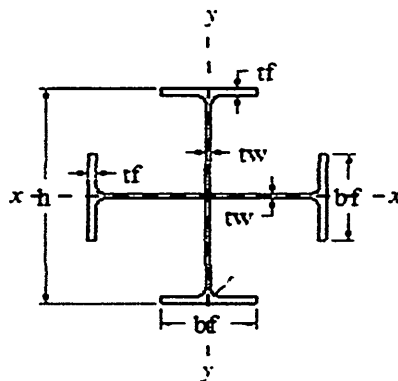
$$1866202.2 \text{ Nmm} \geq 1285211.252 \text{ Nmm}$$

4.8 Perencanaan Kolom dengan tinggi 3.30 m



Gambar 4.46 Denah Lantai Base (Kolom yang Ditinjau)

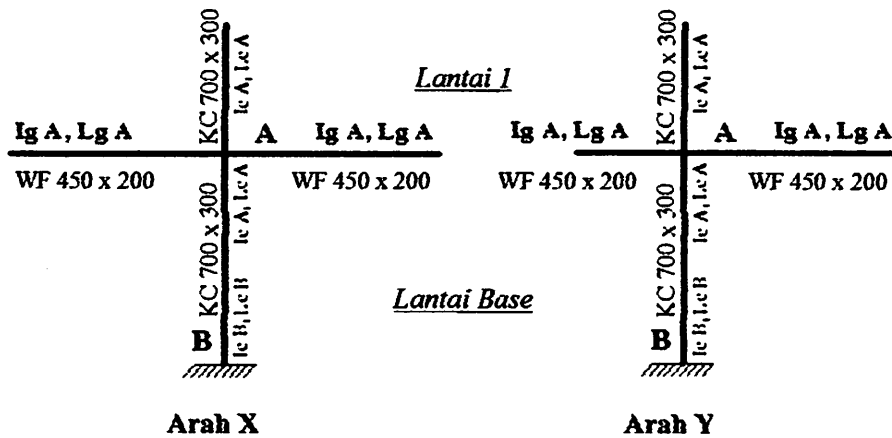
Terdapat pada lantai base dengan label



Digunakan profil baja KC untuk kolom 700 x 300 x 13 x 24

Dari tabel baja diperoleh :

h	: 700.0 mm	r	: 28.0 mm	I_y	: 220791.0 cm ⁴
bf	: 300.0 mm	H ₁	: 52.0 mm	r_x	: 21.21 cm
t _w	: 13.0 mm	H ₂	: 596.0 mm	r_y	: 21.65 cm
tf	: 24.0 mm	w	: 369.70 Kg/m	S _x	: 6051.4 cm ³
A _g	: 471.0 cm ²	I _x	: 211800.0 cm ⁴	S _y	: 6193.3 cm ³
Z _x	: 7356.3 cm ³	f _u	: 500 MPa	E _s	: 200000 MPa
Z _y	: 7505.0 cm ³	f _y	: 290 MPa	h _e	: 596.0 mm



Gambar 4.47 Letak kolom dan balok yang ditinjau

4.8.8 Kontrol Terhadap Tekan

Pengecekan kelangsingan untuk elemen yang menahan tekan aksial (menurut SNI 1729:2015 tabel B4 . 1a), yakni :

- Sayap (*flange*)

$$\frac{bf}{2 \text{ } tf} = \frac{300}{2 \times 24} = 6.25$$

$$0.56 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0.56 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 14.7063$$

Karena, $bf / 2tf < 0.56 \sqrt{ (E/fy)}$ maka, elemen : non langsing

- Badan (*Web*)

$$\frac{he}{tw} = \frac{700 - 2(24 + 28 + 13)}{13} = 43.85$$

$$1.49 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1.49 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 39.1293$$

Karena, $he / tw > 1.49 \sqrt{ (E/fy)}$ maka, elemen : 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.

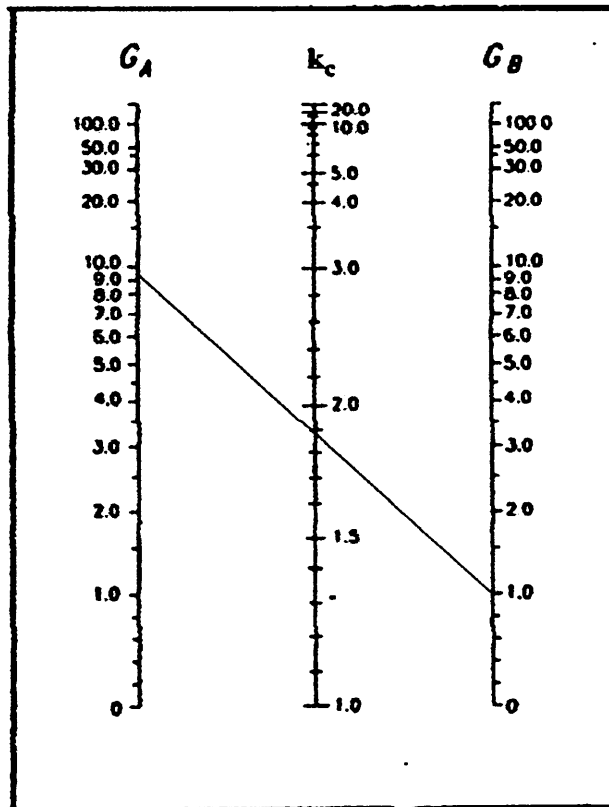
$$G_A = \frac{\sum (EI / L)_{kolom}}{\sum (E_k I_k / L)_{balok}}$$

$$= \frac{\left(\frac{200000 \times 2118000000}{3300} + \frac{200000 \times 2118000000}{4500} \right)}{\left(\frac{96578.58 \times 953994542}{8000} + \frac{96578.58 \times 953994542}{8000} \right)}$$

$$= 9.66$$

$G_B =$ Untuk kolom yang terhubung kaku pada pondasi (tumpuan jepit), nilai G diambil sebesar : 1.0

Kemudian nilai K diperoleh dengan menggunakan *Alignment Chart* untuk struktur bergoyang sebagai berikut :



Gambar 4.48 *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 :

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1.90 \times 3300}{212.1} = 29.562 < 200$$

2) Nilai K (faktor panjang efektif) kolom arah y

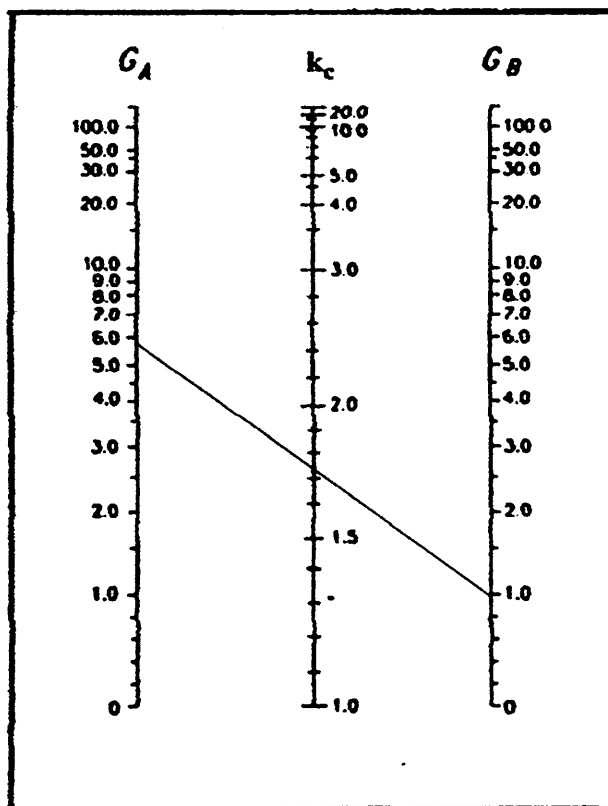
$$G_A = \frac{\sum (EI / L)_{kolom}}{\sum (E_k I_k / L)_{balok}}$$

$$= \frac{\left(\frac{200000 \times 2118000000}{3300} + \frac{200000 \times 2118000000}{4500} \right)}{\left(\frac{78471.27 \times 674730378.75}{2000} + \frac{96578.58 \times 953994541.66}{8000} \right)}$$

$$= 5.856662$$

$G_B =$ Untuk kolom yang terhubung kaku pada pondasi (tumpuan jepit), nilai G diambil sebesar : 1.0

Kemudian nilai K diperoleh dengan menggunakan *Alignment Chart* untuk struktur bergoyang sebagai berikut :



Gambar 4.49 Alignment Chart untuk menghitung K arah x

Sumber : SNI 1729 : 2002

Dari grafik tersebut, nilai K diperoleh sebesar : 1.75

Rasio kelangsingan efektif sebagai berikut :

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1.75 \times 3300}{216.5} = 26.674 < 200$$

Rasio kelangsingan efektif $x = 29.562 > y = 26.674$

maka arah x menentukan tekuk, sehingga dalam perhitungan selanjutnya ditinjau pada arah x

Perhitungam 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 : 1.0

Dengan demikian,

$$\frac{KL}{r} = 29.561528$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{Q f_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{200000}{1 \times 290}} = 123.69$$

Karena, $KL/r < 4.71 \sqrt{(E/Q f_y)}$ Maka F_{cr} dirumuskan :

$$F_{cr} = Q \left(0.658 \sqrt{\frac{Q f_y}{F_e}} \right) f_y$$

Dimana :

F_e = tegangan tekuk kritis elastis (Mpa). Untuk tekuk kritis lentur,
 F_e dihitung dengan menggunakan persamaan E3-4 SNI 1729 :
2015 sebagai berikut :

$$= \frac{\pi^2 E}{(KL/r_x)^2} = \frac{3.14^2 \times 200000}{29.56^2} = 66705.6 \text{ MPa}$$

Maka, tegangan kritis dihitung sebagai berikut :

$$F_{cr} = 1 \times \left(0.658 \sqrt{\frac{1 \times 290}{66705.6}} \right) \times 290$$
$$= 289.47279 \text{ Mpa}$$

Sedangkan untuk tegangan kritis tekuk dan puntir dihitung dgn nilai F_e
ditentukan menurut persamaan E4-4 SNI 1729 : 2015, sebagai berikut :

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \right) \frac{1}{I_x + I_y}$$

dimana :

G = Modulus elastisitas geser baja (menurut SNI 1729 : 2015 hal
xviii) sebesar : 77200 MPa

$$\begin{aligned}
J &= \text{Konstanta torsi} \\
&= \frac{1}{3} \times h_e \times t_w^3 \times x + 2 \left(\frac{1}{3} \times b_f \times t_f^3 \right) \\
&= \frac{1}{3} \times 596 \times 13^3 \times x + 2 \left(\frac{1}{3} \times 300 \times 24^3 \right) \\
&= 3201270.7 \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C_w &= \text{Konstanta pilin} \\
&= \frac{1}{4} h_e^2 I_y \\
&= \frac{1}{4} \times 596.0^2 \times 2207910000 \\
&= 196071239640000.00 \text{ mm}^6
\end{aligned}$$

Karena, kolom bertumpuan jepit-jepit dapat dianggap $K_2L = KL$

Maka nilai F_e adalah :

$$\begin{aligned}
F_e &= \left[\frac{3.14^2 \times 200000 \times 1.96E+14}{6270^2} + (77200 \times 3201270.7) \right] \\
&\quad \times \frac{1}{2118000000 + 2207910000} \\
&= 2330.60705
\end{aligned}$$

Dengan memperoleh nilai F_e , tegangan kritis dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
F_{cr} &= 1 \times \left(0.658 - \frac{1 \times 290}{2330.6} \right) \times 290 \\
&= 275.28316 \text{ Mpa}
\end{aligned}$$

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 puntir

$$\begin{aligned}
P_n &= F_{cr} \times A_g \\
&= 275.28 \times 47100 \\
&= 12965837 \text{ N}
\end{aligned}$$

Syarat :

$$\phi_c P_n \geq P_u$$

$$0.9 \times 12965836.86 \geq 8243502.53 \text{ Nmm}$$

$$11669253.18 \text{ Nmm} \geq 8243502.53 \text{ Nmm}$$

4.8.2 Kontrol Lentur Penampang

Pengecekan kelangsingan untuk elemen yang menahan momen lentur

(menurut SNI 1729:2015 tabel B4 . 1b), yakni :

- Sayap (*flange*) - Kompak

$$\lambda_f = \frac{bf}{2 t_f} = \frac{300}{2 \times 24} = 6.25$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 9.9793$$

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

- Badan (*Web*) - Kompak

$$\lambda_w = \frac{h_e}{t_w} = \frac{700 - 2(24 + 28)}{13} = 45.846$$

$$\lambda_{pw} = 3.67 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.67 \sqrt{\frac{200000}{290}} = 96$$

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

Maka penampang didesain dengan keadaan momen plastis

$$\begin{aligned} M_n &= M_p = f_y \times Z_x \\ &= 290 \times 7356340.0 \\ &= 2133338600 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\phi_c M_n \geq M_u$$

$$0.9 \times 2133338600.0 \geq 268636189 \text{ Nmm}$$

$$1920004740 \text{ Nmm} \geq 268636189 \text{ Nmm}$$

4.8.3 Interaksi Gaya Aksial dan Momen Lentur

Interaksi gaya aksial dan momen lentur menurut SNI 1729 : 2015 pasal

H1-1, dihitung sebagai berikut :

$$P_u = 8243502.5$$

$$P_n = 12965837$$

$$\text{Jika, } \frac{P_u}{P_n} = \frac{8243502.5}{12965837} = 0.6358 > 0.2, \text{ maka :}$$

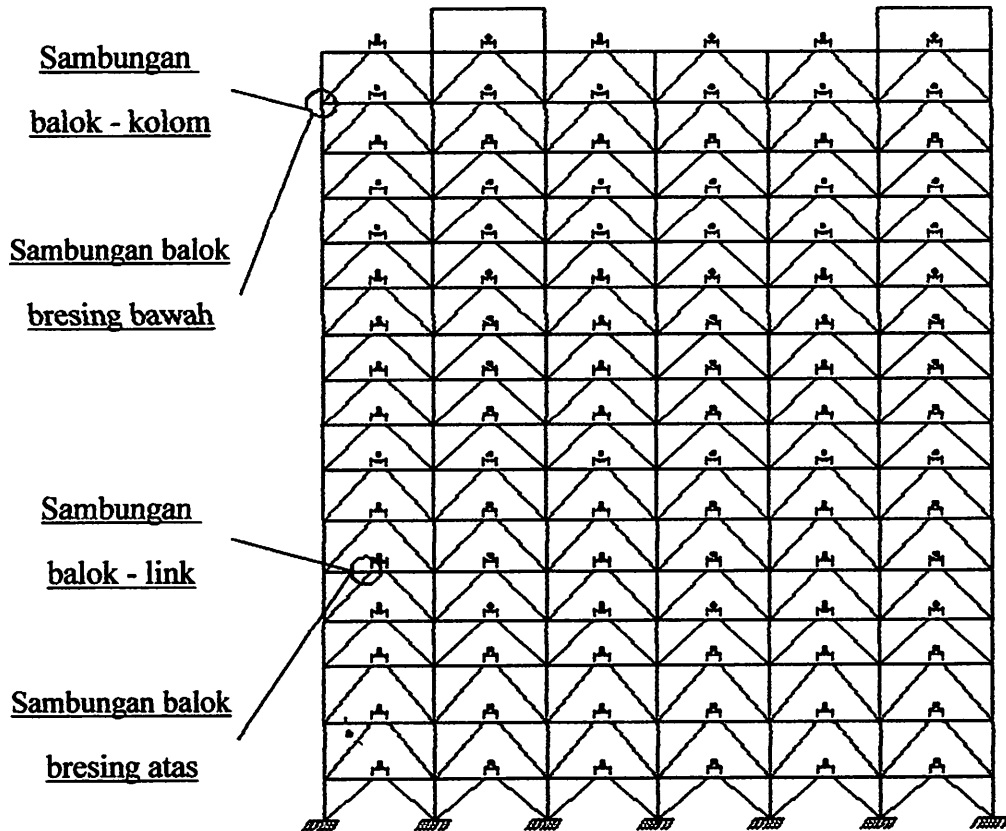
$$\frac{P_u}{P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux} + M_{ux}}{M_{nx} + M_{nx}} \right) \leq 1.0$$

$$0.6358 + \frac{8}{9} \left(\frac{141670620.6}{2133338600} + 0 \right) \leq 1.0$$

$$0.6948157 < 1.0$$

BAB V

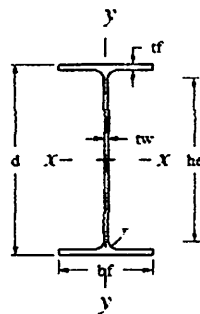
PERENCANAAN SAMBUNGAN Dan *BASE PLATE*



Gambar 5.1 Perencanaan Sambungan

5.1 Sambungan Balok Induk - Balok Anak

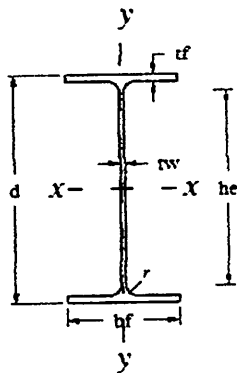
Digunakan profil WF balok induk 450 x 200 x 9 x 14



Dari tabel baja diperoleh :

d	: 450.0 mm	r	: 18.0 mm	I_y	: 1870.0 cm ⁴
b_f	: 200.0 mm	H_1	: 32.0 mm	r_x	: 18.61 cm
t_w	: 9.0 mm	H_2	: 386.0 mm	r_y	: 4.40 cm
t_f	: 14.0 mm	w	: 75.96 Kg/m	S_x	: 1489.0 cm ³
A_g	: 96.8 cm ²	I_x	: 33500.0 cm ⁴	S_y	: 187.0 cm ³
f_u	: 500 MPa	E_s	: 200000 MPa		
$\tilde{\gamma}_y$: 290 MPa	h_e	: 386.0 mm		

Digunakan profil WF balok anak 350 x 175 x 7 x 11



Dari tabel baja diperoleh :

d	: 350.0 mm	r	: 14.0 mm	I_y	: 984.0 cm ⁴
b_f	: 175.0 mm	H_1	: 25.0 mm	r_x	: 14.7 cm ⁴
t_w	: 7.0 mm	H_2	: 300.0 mm	r_y	: 4.0 cm ⁴
t_f	: 11.0 mm	w	: 49.56 Kg/m	S_x	: 777.0 cm ⁴
A_g	: 63.1 mm	I_x	: 13600.0 cm ⁴	S_y	: 112.0 cm ⁴
h_e	: 300.0 mm				

TABLE I

Year	1950	1951	1952	1953	1954
Production (1000 tons)	100	110	120	130	140
Consumption (1000 tons)	100	110	120	130	140
Stocks (1000 tons)	10	15	20	25	30
Imports (1000 tons)	0	0	0	0	0
Exports (1000 tons)	0	0	0	0	0

1950
1951
1952
1953
1954

The following table shows the production, consumption, stocks, imports and exports of cotton yarn in the United Kingdom from 1950 to 1954. The production of cotton yarn in the United Kingdom has increased steadily over the period, from 100,000 tons in 1950 to 140,000 tons in 1954. The consumption of cotton yarn in the United Kingdom has also increased steadily over the period, from 100,000 tons in 1950 to 140,000 tons in 1954. The stocks of cotton yarn in the United Kingdom have increased steadily over the period, from 10,000 tons in 1950 to 30,000 tons in 1954. There are no imports or exports of cotton yarn in the United Kingdom.

Baut yang digunakan yakni :

$$\text{Diameter baut } (d_b) = 7/8 \text{ in} = 22.23 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Baut } (A_b) = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \varnothing^2 = 387.75 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas lubang } (l_b) = d_b + 2 = 24.225 \text{ mm}$$

Mutu baut yang digunakan (menurut SNI 1729 : 2015, Tabel J3.2, hal 125), yakni :

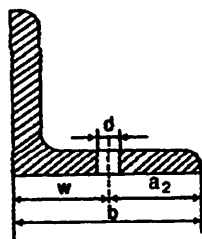
$$\text{Mutu baut} = A325$$

$$\text{Kuat tarik minimum } (f_{ub}) = 620 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan geser baut } (f_{nv}) = 372 \text{ Mpa (ulir drat, 1 bisang geser)}$$

Direncanakan menggunakan plat siku penyambung 80 x 80 x 6

$$\text{Dimensi penampang : } b = 80 \text{ mm (Tabel Profil Konstruksi}$$



$$t = 80 \text{ mm baja, Ir. Morisco, hal 38)}$$

$$w = 45 \text{ mm}$$

$$db_{maks} = 23 \text{ mm}$$

$$t_p = 6 \text{ mm}$$

Mutu siku penyambung yang digunakan yakni : BJ 37

$$f_{yp} = 240 \text{ Mpa}$$

$$f_{up} = 370 \text{ MPa}$$

Hasil output dari program etabs untuk balok anak :

$$M_u : 183209874 \text{ Nmm}$$

$$V_u : 173169.65 \text{ N}$$

1897. 11. 1. 1897.

1897. 11. 1. 1897.

1897. 11. 1. 1897.

1897. 11. 1. 1897.

1897. 11. 1. 1897.

1897. 11. 1. 1897.

1897. 11. 1. 1897.

1897. 11. 1. 1897.

1897. 11. 1. 1897.

1897. 11. 1. 1897.

1897. 11. 1. 1897.

1897. 11. 1. 1897.

1897. 11. 1. 1897.

1897. 11. 1. 1897.

1897. 11. 1. 1897.

1897. 11. 1. 1897.

1897. 11. 1. 1897.

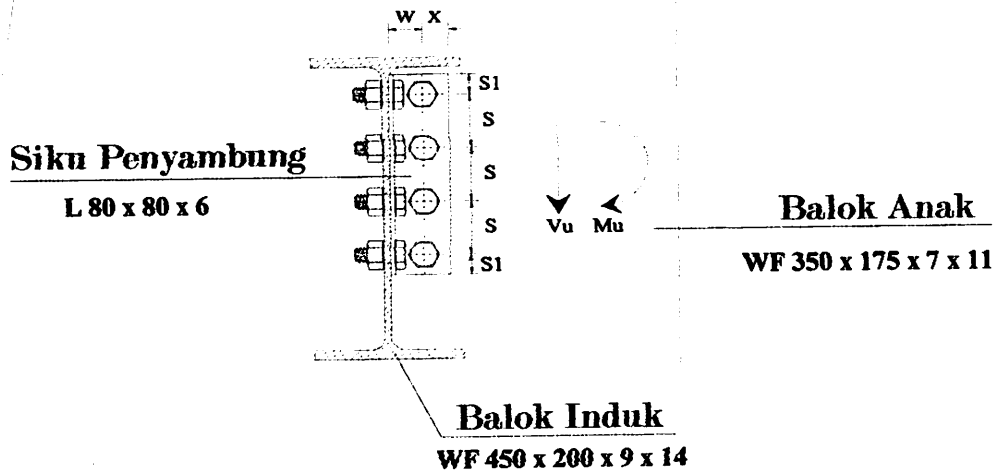
1897. 11. 1. 1897.

1897. 11. 1. 1897.

1897. 11. 1. 1897.

1897. 11. 1. 1897.

Sambungan direncanakan sebagai berikut :



Gambar 5.2 Perencanaan Sambungan Balok Anak - Balok Induk

Kontrol terhadap Geser, Tumpu dan Tarik

1) *Kontrol Nominal tumpu :*

- Pada lubang baut bagian plat siku

$$\begin{aligned}
 R_n &= 2.4 \times d_b \times t_p \times f_{up} \\
 &= 2.4 \times 22.23 \times 6 \times 370 \\
 &= 118414.8 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_{n \text{ siku}} &= 0.75 \times 118414.8 \\
 &= 88811.1 \text{ N}
 \end{aligned}$$

- Pada lubang baut bagian web dari balok anak

$$\begin{aligned}
 R_n &= 2.4 \times d_b \times t_w \times f_u \\
 &= 2.4 \times 22.23 \times 7 \times 500 \\
 &= 186690 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_{n \text{ web}} &= 0.75 \times 186690 \\
 &= 140017.5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Diambil kuat nominal tumpu terkecil yakni = 88811.1 N

Producing the same result as the original text

1991

1992

1993

1994

1995

1996

1997

1998

1999

2000

2001

2002

2003

2004

2005

2006

2007

2008

2009

2010

2011

2) *Kuat Nominal Geser Baut (2 bidang geser)*

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.6, kuat geser baut dihitung :

$$\begin{aligned}R_{nv} &= f_{nv} \times A_b \times m \\ &= 372 \times 387.75 \times 2 \\ &= 288486.92 \text{ N} \\ \phi R_{nv} &= 0.75 \times 288486.92 \\ &= 216365.19 \text{ N}\end{aligned}$$

3) *Kuat Nominal Tarik Baut*

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.6, kuat tarik baut dihitung :

$$\begin{aligned}R_{nt} &= f_{nt} \times A_b \\ &= 620 \times 387.75 \\ &= 240405.77 \text{ N} \\ \phi R_{nt} &= 0.75 \times 240405.77 \\ &= 180304.33 \text{ N}\end{aligned}$$

Diambil yang terkecil yakni : 88811.1 N

5.1.2 Jumlah baut dan jarak antar baut

1) *Perhitungan Jumlah Baut*

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{173169.65}{88811.1} = 1.9499 \approx 4 \text{ baut}$$

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, yakni $1 \ 1/8$ in

Jarak tepi Maksimum (S_{max}) menurut SNI 1729 : 2015 pasal

J3.5 adalah nilai terendah dari :

$$\begin{aligned} S_{maks} &= 12 \text{ tp} \\ &= 12 \times 6 \\ &= 72 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{maks} = 150 \text{ mm}, \text{ Maka } S_{maks} = 72 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan jarak } S_1 = 30 \text{ mm}$$

- Jarak antar baut S

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.3, jarak minimum baut :

$$\begin{aligned} S_{min} &= 3 \text{ d} \\ &= 3 \times 22.225 \\ &= 66.675 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5(a), jarak maksimum baut adalah yang terendah dari :

$$\begin{aligned} S_{maks} &= 24 \text{ tp} \\ &= 24 \times 6 \\ &= 144 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{maks} = 305 \text{ mm}, \text{ Maka } S_{maks} = 144 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan jarak } S = 80 \text{ mm}$$

- Jarak baut ke web balok induk (w)

$$\begin{aligned} w &= 45 \text{ mm} \\ x &= b - w \\ &= 80 - 45 \\ &= 35 \text{ mm} \end{aligned}$$

1. 1990-1991

2. 1991-1992

3. 1992-1993

4. 1993-1994

5. 1994-1995

6. 1995-1996

7. 1996-1997

8. 1997-1998

9. 1998-1999

10. 1999-2000

11. 2000-2001

12. 2001-2002

13. 2002-2003

14. 2003-2004

15. 2004-2005

16. 2005-2006

17. 2006-2007

18. 2007-2008

19. 2008-2009

20. 2009-2010

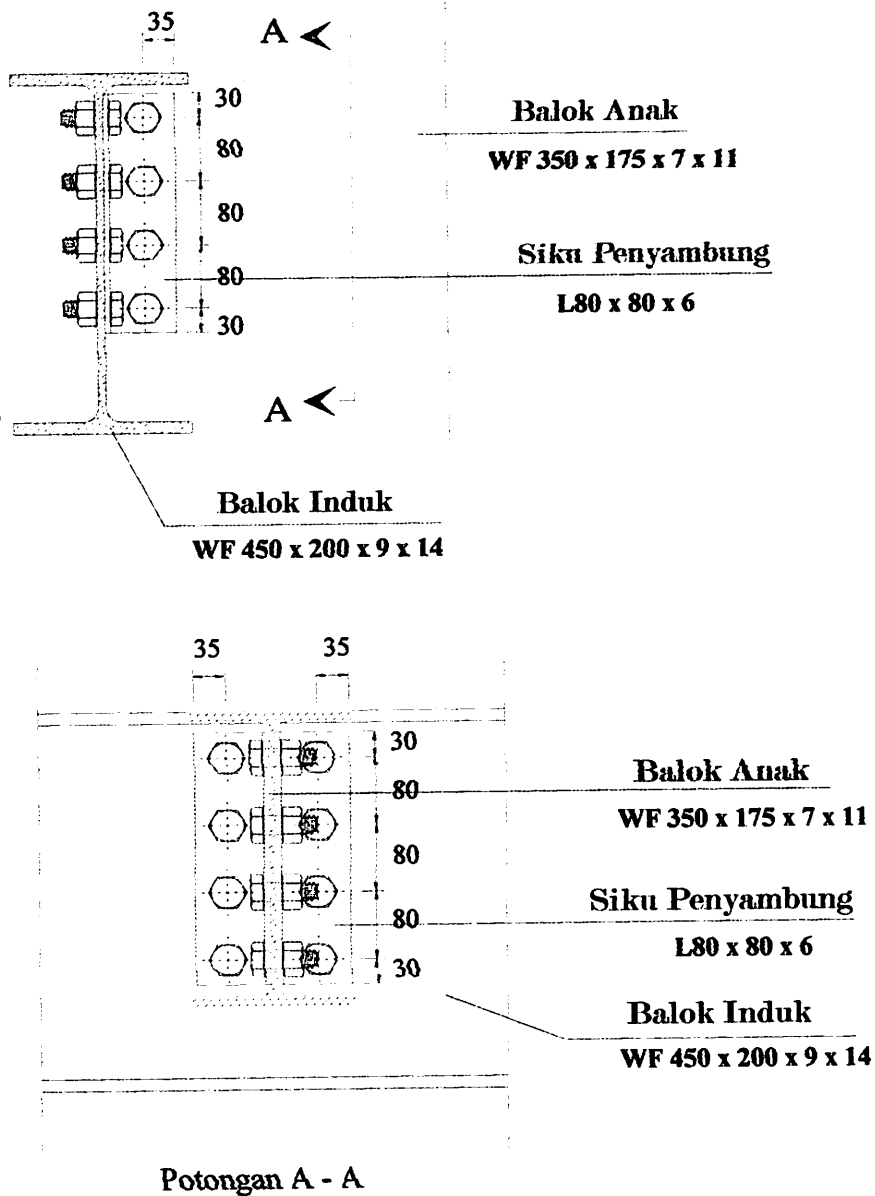
21. 2010-2011

22. 2011-2012

23. 2012-2013

24.

Gambar perencanaan lerak baut sebagai berikut :



Gambar 5.3 Letak dan jarak antar baut

5.1.3 Kontrol Kekuatan Baut Terhadap Geser

$$V_{ub} = \frac{V_u}{n} \leq \phi R_m$$

$$\frac{1}{2} \frac{d}{dt} \left(\frac{1}{2} \right) = \frac{1}{4} \frac{d}{dt} \left(\frac{1}{2} \right)$$

1. The first part of the problem is to find the value of the function $f(x)$ at $x = 1$.

2. The second part of the problem is to find the value of the function $f(x)$ at $x = 2$.

3. The third part of the problem is to find the value of the function $f(x)$ at $x = 3$.

4. The fourth part of the problem is to find the value of the function $f(x)$ at $x = 4$.

5. The fifth part of the problem is to find the value of the function $f(x)$ at $x = 5$.

6. The sixth part of the problem is to find the value of the function $f(x)$ at $x = 6$.

7. The seventh part of the problem is to find the value of the function $f(x)$ at $x = 7$.

8. The eighth part of the problem is to find the value of the function $f(x)$ at $x = 8$.

9. The ninth part of the problem is to find the value of the function $f(x)$ at $x = 9$.

10. The tenth part of the problem is to find the value of the function $f(x)$ at $x = 10$.

11. The eleventh part of the problem is to find the value of the function $f(x)$ at $x = 11$.

12. The twelfth part of the problem is to find the value of the function $f(x)$ at $x = 12$.

13. The thirteenth part of the problem is to find the value of the function $f(x)$ at $x = 13$.

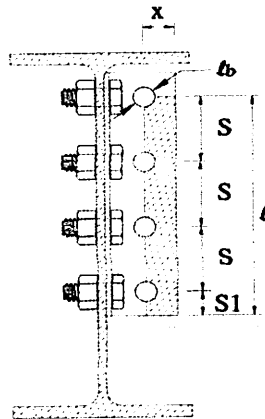
$$\begin{aligned}
 &= \frac{173169.65}{4} \\
 &= 43292.413 \text{ N} < 216365.19 \text{ N}
 \end{aligned}$$

5.1.4 Kontrol Kekuatan Geser Blok Baut

Kontrol kekuatan geser blok pada balok anak sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \ell &= S + S + S + S_1 \\
 &= 80 + 80 + 80 + 30 \\
 &= 270 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 U_{bs} &= \text{Koefisien reduksi, bila tegangan tarik merata maka } U_{bs} \text{ senilai} \\
 &= 1.0
 \end{aligned}$$



1) Luasan Geser pada Pelat Siku

Menghitung Luas bruto (A_{gv}) :

$$\begin{aligned}
 A_{gv} &= tp \times \ell \\
 &= 6 \times 270 \\
 &= 1620 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Menghitung Luas netto (A_{nv}) :

- $\ell_b \text{ total} = \ell_b \times \text{jumlah lubang}$

1. $\int_0^1 (x^2 + 1) dx$

2. $\int_0^1 (x^2 + 1) dx$

$$= \int_0^1 x^2 dx + \int_0^1 1 dx$$

$$= \left[\frac{x^3}{3} + x \right]_0^1$$

$$= \left(\frac{1^3}{3} + 1 \right) - \left(\frac{0^3}{3} + 0 \right)$$

$$= \frac{1}{3} + 1 = \frac{4}{3}$$

3. $\int_0^1 (x^2 + 1) dx$

4.

5.

6.

7. $\int_0^1 (x^2 + 1) dx$

$$= \int_0^1 x^2 dx + \int_0^1 1 dx$$

$$= \left[\frac{x^3}{3} + x \right]_0^1$$

8. $\int_0^1 (x^2 + 1) dx$

9. $\int_0^1 (x^2 + 1) dx$

10. $\int_0^1 (x^2 + 1) dx$

$$= \int_0^1 x^2 dx + \int_0^1 1 dx$$

$$= \left[\frac{x^3}{3} + x \right]_0^1$$

$$= \frac{1}{3} + 1 = \frac{4}{3}$$

$$= 24.225 \times 3.5$$

$$= 84.788 \text{ mm}$$

- $A_{nv} = tp \times (\ell - \ell_b \text{ total})$
 $= 6 \times (270 - 85)$
 $= 1111.3 \text{ mm}^2$

Syarat :

$$A_{nv} < 85\% \times A_{gv}$$

$$1111 \text{ mm}^2 < 85\% \times 1620$$

$$1111 \text{ mm}^2 < 1377 \text{ mm}^2$$

2) Luasan Tarik pada Pelat Siku

Menghitung Luas bruto (A_{gt}) :

$$A_{gt} = tp \times x$$

$$= 6 \times 35$$

$$= 210 \text{ mm}^2$$

Menghitung Luas netto (A_{nt}) :

- $\ell_b \text{ total} = \ell_b \times \text{jumlah lubang}$

$$= 24.225 \times 0.5$$

$$= 12.113 \text{ mm}$$

- $A_{nt} = tp \times (\ell - \ell_b \text{ total})$

$$= 6 \times (35 - 12)$$

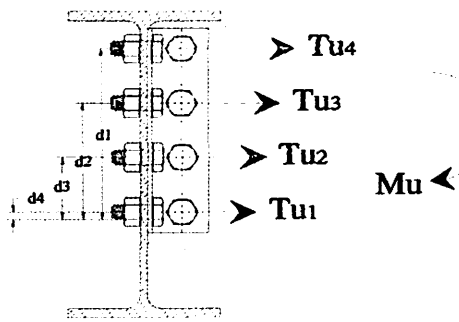
$$= 137.33 \text{ mm}^2$$

Syarat :

$$A_{nt} < 85\% \times A_{gt}$$

$$137 \text{ mm}^2 < 85\% \times 210$$

$$137 \text{ mm}^2 < 179 \text{ mm}^2$$



$$\begin{aligned}
 d_1 &= 251.11 \text{ mm} \\
 d_2 &= 171.11 \text{ mm} \\
 d_3 &= 91.113 \text{ mm} \\
 d_4 &= 11.113 \text{ mm} + \\
 \hline
 d_t &= 524.45 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kontrol terhadap tarik baut

Gaya Tarik Perlu (pada 2 baut dalam 1 baris)

$$T_{u1} = \frac{Mu \times d_4}{d_t^2} = \frac{183209874 \times 11.113}{524^2} = 7402.1 \text{ N}$$

$$T_{u2} = \frac{Mu \times d_3}{d_t^2} = \frac{183209874 \times 91.113}{524^2} = 60690 \text{ N}$$

$$T_{u3} = \frac{Mu \times d_2}{d_t^2} = \frac{183209874 \times 171.11}{524^2} = 113978 \text{ N}$$

$$T_{u4} = \frac{Mu \times d_1}{d_t^2} = \frac{183209874 \times 251.11}{524^2} = 167267 \text{ N}$$

Gaya Tarik pada baut

$$\begin{aligned}
 T_b &= A_b \times f_{ub} \\
 &= 387.75 \times 620 \\
 &= 240405.77 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_d &= \phi T_b \\
 &= 0.75 \times 240405.77 \\
 &= 180304.33 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Karena dalam 1 baris terdiri dari 2 baut, maka

$$T_{d2} = 2 \times T_d$$

$$= 2 \times 180304.33$$

$$= 360608.65 \text{ N}$$

$$\text{Syarat : } T_u < T_d$$

$$T_{u1} = 7402.1 < 360608.65$$

$$T_{u2} = 60690.2 < 360608.65$$

$$T_{u3} = 113978.4 < 360608.65$$

$$T_{u4} = 167266.5 < 360608.65$$

Kontrol kekuatan baut pada balok induk terhadap tarik yang disebabkan oleh momen akibat reaksi dan jarak baut (w) :

$$M_u = w \times V_u$$

$$= 45 \times 173169.65$$

$$= 7792634.3 \text{ Nmm}$$

Kontrol terhadap tarik baut

Gaya Tarik Perlu (pada 2 baut dalam 1 baris)

$$T_{u1} = \frac{M_u \times d_4}{d_t^2} = \frac{7792634.3 \times 11.113}{524^2} = 314.8 \text{ N}$$

$$T_{u2} = \frac{M_u \times d_3}{d_t^2} = \frac{7792634.3 \times 91.113}{524^2} = 2581 \text{ N}$$

$$T_{u3} = \frac{M_u \times d_2}{d_t^2} = \frac{7792634.3 \times 171.11}{524^2} = 4848 \text{ N}$$

$$T_{u4} = \frac{M_u \times d_1}{d_t^2} = \frac{7792634.3 \times 251.11}{524^2} = 7115 \text{ N}$$

Gaya Tarik pada dua baut dalam 1 baris

$$T_{d2} = 360608.65 \text{ N}$$

$$\text{Syarat : } T_u < T_d$$

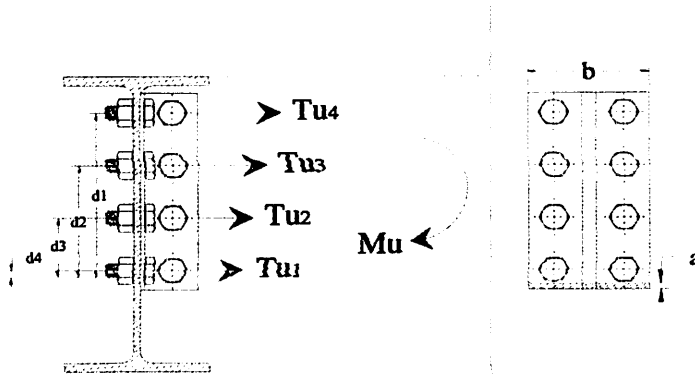
$$T_{u1} = 314.8 < 360608.65$$

$$T_{u2} = 2581.4 < 360608.65$$

$$T_{u3} = 4847.9 < 360608.65$$

$$T_{u4} = 7114.5 < 360608.65$$

5.1.6 Kontrol kekuatan baut terhadap momen



$$\text{Kuat nominal 1 baut terhadap tarik (Td)} = 180304 \text{ N}$$

$$\text{Garis netral diasumsikan } < S_1 = 30 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \sum T &= T_{u1} + T_{u2} + T_{u3} + T_{u4} + T_{u5} \\ &= 7402.1 + 60690.21 + 113978.37 + 167266.52 \\ &= 349337.16 \text{ N} \end{aligned}$$

$$Td_2 \times d_2 = 360608.65 \times 251.11 = 90553340.57 \text{ Nmm}$$

$$Td_2 \times d_3 = 360608.65 \times 171.11 = 61704648.27 \text{ Nmm}$$

$$Td_2 \times d_4 = 360608.65 \times 91.113 = 32855955.97 \text{ Nmm}$$

$$Td_2 \times d_5 = 360608.65 \times 11.113 = 4007263.665 \text{ Nmm}$$

$$\sum_{i=1}^n Td \cdot d_i = 189121208.5 \text{ Nmm}$$

Garis netral pada pelat siku (a) :

$$a = \frac{\sum T}{f_{yp} \times b} = \frac{349337.2}{240 \times 167}$$

$$= 8.715997 \text{ mm} < S_1 = 30 \text{ mm} \text{ Maka asumsi benar.}$$

Momen rencana :

$$\phi M_n = \frac{0.9 \times f_{yp} \times a^2 \times b}{2} + \sum_{i=1}^n T d \cdot d_i$$

$$= \frac{0.9 \times 240.0 \times 8.716^2 \times 167}{2} + 189121208.5$$

$$= 190491378.2 \text{ Nmm}$$

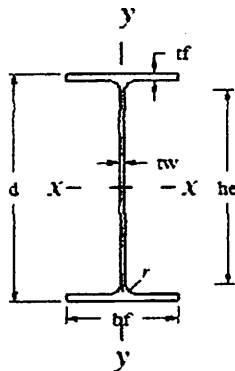
Syarat

$$M_u < \phi M_n$$

$$183209874 < 190491378 \text{ N}$$

5.2 Sambungan Balok Anak - Balok Anak

Digunakan profil WF balok anak 350 x 175 x 7 x 11



Dari tabel baja diperoleh :

d	: 350.0 mm	r	: 14.0 mm	I _y	: 984.0 cm ⁴
b _f	: 175.0 mm	H ₁	: 25.0 mm	r _x	: 14.7 cm ⁴

$$\begin{aligned}
 t_w & : 7.0 \text{ mm} & H_2 & : 300.0 \text{ mm} & r_y & : 4.0 \text{ cm}^4 \\
 t_f & : 11.0 \text{ mm} & w & : 49.56 \text{ Kg/m} & S_x & : 777.0 \text{ cm}^4 \\
 A_g & : 63.1 \text{ mm} & I_x & : 13600.0 \text{ cm}^4 & S_y & : 112.0 \text{ cm}^4 \\
 h_e & : 300.0 \text{ mm} & f_y & : 290 \text{ Mpa} & f_u & : 500 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Baut yang digunakan :

$$\text{Diameter baut } (d_b) = 7/8 \text{ in} = 22.23 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Baut} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \varnothing^2 = 387.75 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas lubang } (l_b) = d_b + 2 = 24.225 \text{ mm}$$

Mutu baut yang digunakan (menurut SNI 1729 : 2015, Tabel J3.2, hal 125), yakni :

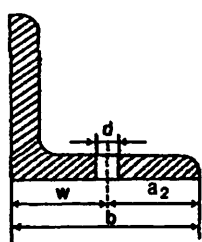
$$\text{Mutu baut} = A325$$

$$\text{Kuat tarik minimum } (f_{ub}) = 620 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan geser baut } (f_{nv}) = 372 \text{ Mpa (ulir drat, 1 bisang geser)}$$

Direncanakan menggunakan plat siku penyambung 80 x 80 x 6

$$\text{Dimensi penampang} : b = 80 \text{ mm (Tabel Profil Konstruksi)}$$



$$t = 80 \text{ mm baja, Ir. Morisco, hal 38)}$$

$$w = 45 \text{ mm}$$

$$d_{b_{maks}} = 23 \text{ mm}$$

$$t_p = 6 \text{ mm}$$

Mutu siku penyambung yang digunakan yakni : BJ 37

$$f_{yp} = 240 \text{ Mpa}$$

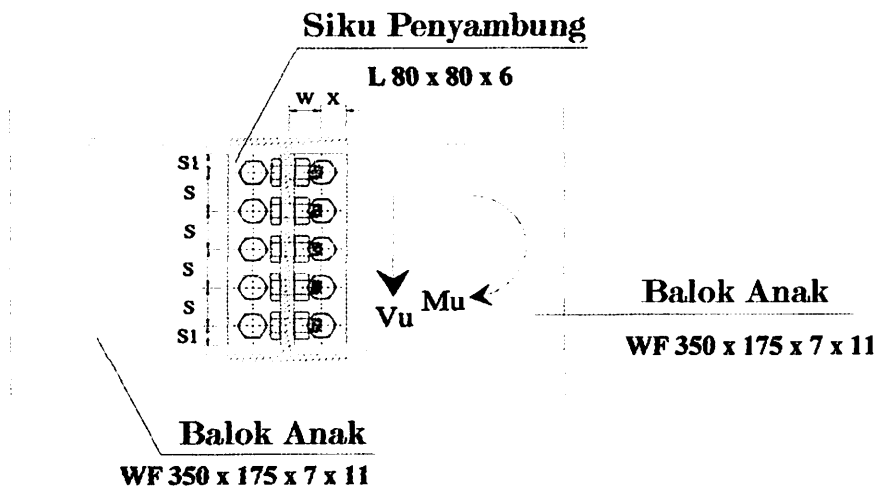
$$f_{up} = 370 \text{ MPa}$$

Hasil output dari program etabs untuk balok anak

$$M_u : 217442068 \text{ Nmm}$$

$$V_u : 117452.93 \text{ N}$$

Sambungan direncanakan sebagai berikut :



Gambar 5.4 Perencanaan Sambungan Balok anak - Balok Anak

5.2.1 Kontrol terhadap Geser, Tumpu dan Tarik

1) *Kontrol Nominal tumpu :*

- Pada lubang baut bagian plat siku

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 2.4 \times 22.23 \times 6 \times 370 \\ &= 118414.8 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{n \text{ siku}} &= 0.75 \times 118414.8 \\ &= 88811.1 \text{ N} \end{aligned}$$

- Pada lubang baut bagian web dari balok anak

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times d_b \times t_w \times f_u \\ &= 2.4 \times 22.23 \times 7 \times 500 \\ &= 186690 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{n \text{ web}} &= 0.75 \times 186690 \\ &= 140017.5 \text{ N} \end{aligned}$$

Diambil kuat nominal tumpu terkecil yakni = 88811.1 N

2) *Kuat Nominal Geser Baut (2 bidang geser)*

$$\begin{aligned} R_{nv} &= f_{nv} \times A_b \times m \\ &= 372 \times 387.75 \times 2 \\ &= 288486.92 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{nv} &= 0.75 \times 288486.92 \\ &= 216365.19 \text{ N} \end{aligned}$$

3) *Kuat Nominal Tarik Baut*

$$\begin{aligned} R_{nt} &= f_{ub} \times A_b \\ &= 620 \times 387.75 \\ &= 240405.77 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{nt} &= 0.75 \times 240405.77 \\ &= 180304.33 \text{ N} \end{aligned}$$

Diambil yang terkecil yakni : 88811.1 N

5.2.2 Jumlah baut dan jarak antar baut

1) *Perhitungan Jumlah Baut*

$$n = \frac{V_u}{\phi R_{nv}} = \frac{117452.93}{88811.1} = 1.3225 \approx 5 \text{ baut}$$

Sehingga jumlah baut memenuhi kuat geser perlu

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, yakni 1 1/8 in

Jarak tepi Maksimum (S_{max}) menurut SNI 1729 : 2015 pasal

J3.5 adalah nilai terendah dari

$$\begin{aligned} S_{maks} &= 12 \text{ tp} \\ &= 12 \times 6 \\ &= 72 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{maks} = 150 \text{ mm}, \text{ Maka } S_{maks} = 72 \text{ mm}$$

Digunakan jarak $S_1 = 30 \text{ mm}$

- Jarak antar baut S

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.3, jarak minimum baut :

$$\begin{aligned} S_{min} &= 3 \text{ d} \\ &= 3 \times 22.23 \\ &= 66.675 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5(a), jarak maksimum baut adalah yang terendah dari :

$$\begin{aligned} S_{maks} &= 24 \text{ tp} \\ &= 24 \times 6 \\ &= 144 \text{ mm} \end{aligned}$$

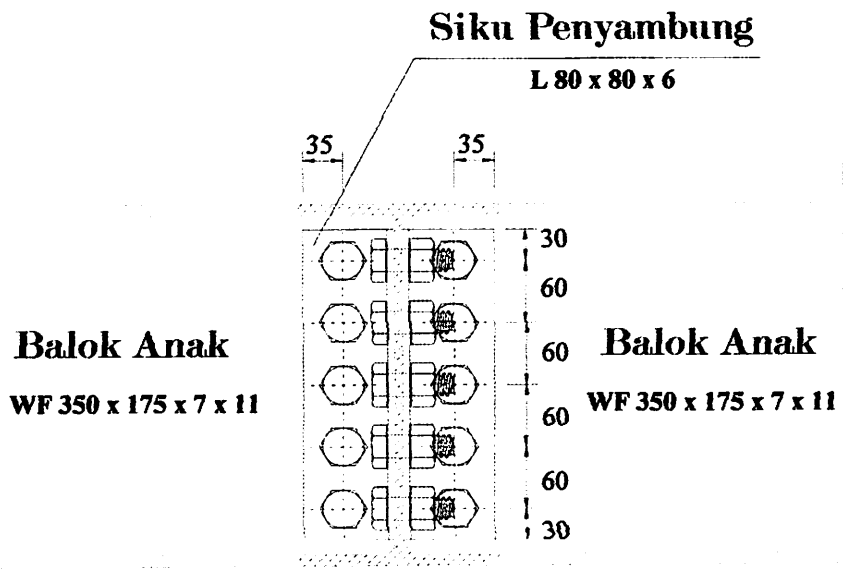
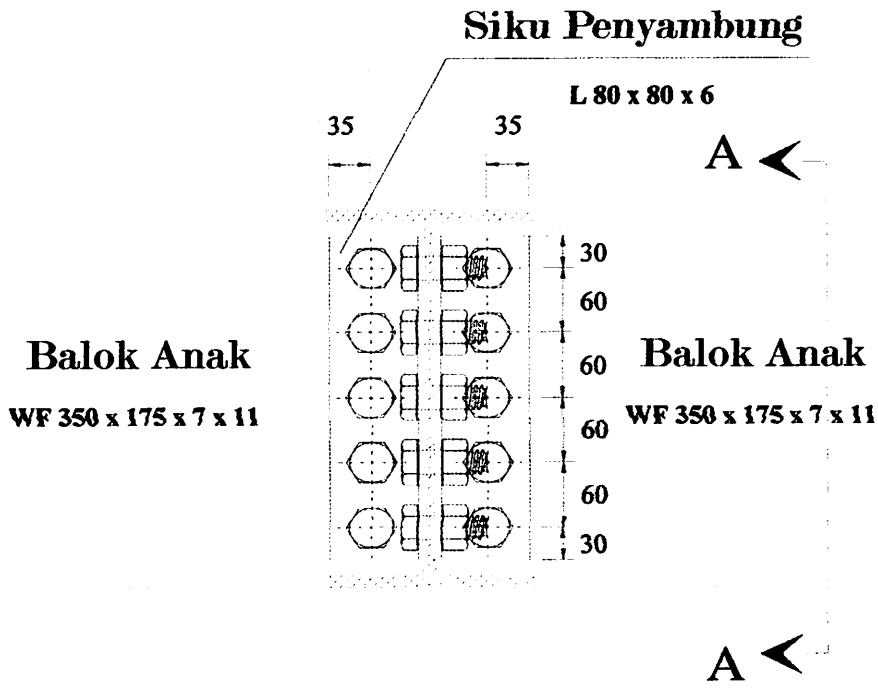
$$S_{maks} = 305 \text{ mm}, \text{ Maka } S_{maks} = 144 \text{ mm}$$

Digunakan jarak $S = 60 \text{ mm}$

- Jarak baut ke web balok induk (w)

$$\begin{aligned} w &= 45 \text{ mm} \\ x &= b - w \\ &= 80 - 45 \\ &= 35 \text{ mm} \end{aligned}$$

Gambar perencanaan lerak baut sebagai berikut :



Potongan A - A

Gambar 5.5 Letak dan jarak antar baut

5.2.3 Kontrol kekuatan baut terhadap geser

$$\begin{aligned}
 V_{ub} &= \frac{V_u}{n} \leq \phi R_{nv} \\
 &= \frac{173169.65}{5} \\
 &= 34633.93 \text{ N} < 216365.19 \text{ N}
 \end{aligned}$$

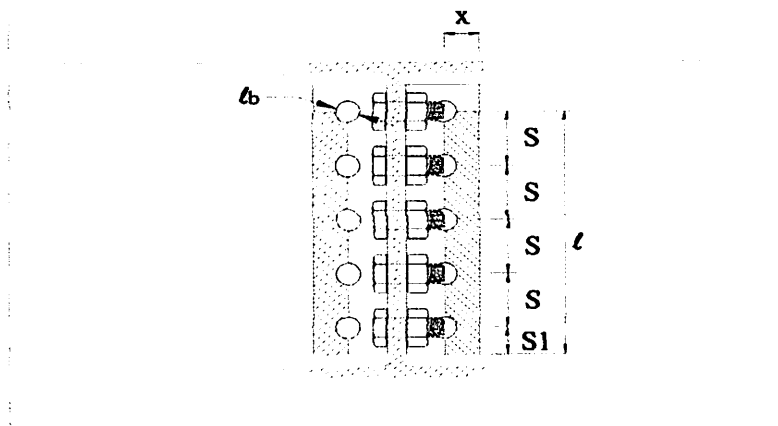
5.2.4 Kontrol kekuatan geser blok plat

Kontrol kekuatan geser blok pada balok anak sebagai berikut :

Dimana :

$$\begin{aligned}
 \ell &= S + S + S + S_1 \\
 &= 60 + 60 + 60 + 30 \\
 &= 210 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 U_{bs} &= \text{Koefisien reduksi, bila tegangan tarik merata maka } U_{bs} \text{ senilai} \\
 &= 1.0
 \end{aligned}$$



1) Luasan Geser pada Pelat Siku

Menghitung Luas bruto (A_{gv}) :

$$A_{gv} = 2 \times t_p \times \ell$$

$$= 2 \times 6 \times 210$$

$$= 2520 \text{ mm}^2$$

Menghitung Luas netto (A_{nv}):

- Lebar lubang (ℓ_b):
- $\ell_b \text{ total} = \ell_b \times \text{jumlah lubang}$

$$= 24.225 \times 4.5$$

$$= 109.01 \text{ mm}$$
- $A_{nv} = tp \times 2 \times (\ell - \ell_b \text{ total})$

$$= 6 \times 2 \times (210 - 109.0)$$

$$= 1211.9 \text{ mm}^2$$

Syarat :

$$A_{nv} < 85\% \times A_{gv}$$

$$1212 \text{ mm}^2 < 85\% \times 2520$$

$$1212 \text{ mm}^2 < 2142 \text{ mm}^2$$

2) Luasan Tarik pada Pelat Siku

Menghitung Luas bruto (A_{gv}):

$$A_{gt} = 2 \times tp \times x$$

$$= 2 \times 6 \times 35$$

$$= 420 \text{ mm}^2$$

Menghitung Luas netto (A_{nv}):

- $\ell_b \text{ total} = \ell_b \times \text{jumlah lubang}$

$$= 24.23 \times 0.5$$

$$= 12.113 \text{ mm}$$
- $A_{nt} = tp \times 2 \times (\ell - \ell_b \text{ total})$

$$= 6 \times 2 \times (35 - 12.11)$$

$$= 274.65 \text{ mm}^2$$

Syarat :

$$A_{nt} < 85\% \times A_{gt}$$

$$275 \text{ mm}^2 < 85\% \times 420$$

$$275 \text{ mm}^2 < 357 \text{ mm}^2$$

3) Kuat nominal dihitung sebagai berikut :

Menurut AISC - LRFD pasal J4.1, kuat putus geser dihitung :

$$\begin{aligned} 0.6 f_u A_{nv} &= 0.6 \times 370 \times 1211.9 \\ &= 269030.7 \text{ N} \end{aligned}$$

Menurut AISC - LRFD pasal J4.2, kuat putus tarik dihitung :

$$\begin{aligned} f_u A_{nt} &= 370 \times 274.65 \\ &= 101620.5 \text{ N} \end{aligned}$$

Menurut, AISC - LRFD pasal J4.3, kuat geser blok dihitung :

Apabila $f_u A_{nt} < 0.6 f_u A_{nv}$, maka :

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi [0.6 F_u A_{nv} + U_{ts} F_u A_{nt}] \leq \phi [0.6 F_y A_{gv} + U_{ts} F_u A_{nt}] \\ &= 0.75 \times [0.6 \times 370 \times 1211.9 + 1 \times 370 \times 275] \\ &\leq 0.75 \times [0.6 \times 240 \times 2520 + 1 \times 370 \times 275] \\ &= 277988.4 \text{ N} < 348375.4 \text{ N} \end{aligned}$$

Konfigurasi blok geser yang menentukan adalah yang menghasilkan

tahanan geser terkecil, maka kuat runtuh/ fraktur pelat menentukan :

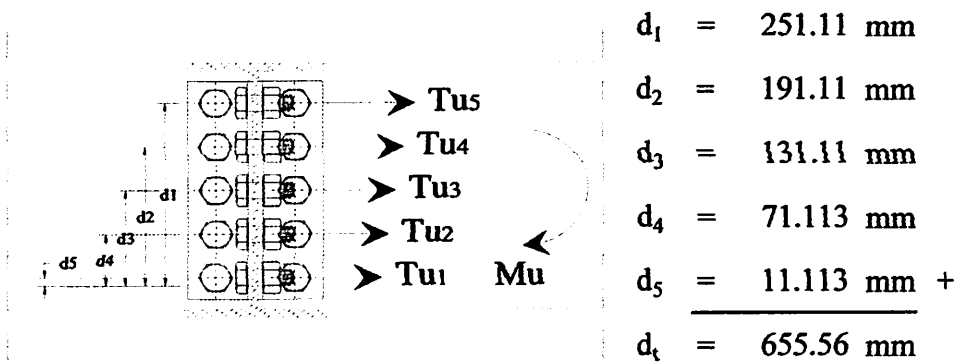
$$\phi R_n = 277988.4 \text{ N}$$

Syarat :

$$\phi R_n > V_u$$

$$277988 \text{ N} > 117453 \text{ N}$$

5.2.5 Kontrol kekuatan baut terhadap tarik



Kontrol terhadap tarik baut

Gaya Tarik Perlu (pasa 2 baut dalam 1 baris)

$$T_{u1} = \frac{Mu \times d_5}{d_t^2} = \frac{217442068 \times 11.113}{656^2} = 5622.5 \text{ N}$$

$$T_{u2} = \frac{Mu \times d_4}{d_t^2} = \frac{217442068 \times 71.113}{656^2} = 35980 \text{ N}$$

$$T_{u3} = \frac{Mu \times d_3}{d_t^2} = \frac{217442068 \times 131.11}{656^2} = 66338 \text{ N}$$

$$T_{u4} = \frac{Mu \times d_2}{d_t^2} = \frac{217442068 \times 191.11}{656^2} = 96695 \text{ N}$$

$$T_{u5} = \frac{Mu \times d_1}{d_t^2} = \frac{217442068 \times 251.11}{656^2} = 127053 \text{ N}$$

Gaya Tarik satu baut

$$\begin{aligned}
 T_b &= A_b \times f_{ub} \\
 &= 387.75 \times 620 \\
 &= 240405.77 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$T_d = \phi T_b$$

$$= 0.75 \times 240405.77$$

$$= 180304.33 \text{ N}$$

Karena dalam 1 baris terdiri dari 2 baut, maka

$$T_{d2} = 2 \times T_d$$

$$= 2 \times 180304.33$$

$$= 360608.65 \text{ N}$$

Syarat :

$$T_u < T_d$$

$$T_{u1} = 5622.5 < 360608.65$$

$$T_{u2} = 35980.0 < 360608.65$$

$$T_{u3} = 66337.6 < 360608.65$$

$$T_{u4} = 96695.1 < 360608.65$$

$$T_{u5} = 127052.6 < 360608.65$$

Kontrol kekuatan baut pada balok induk terhadap tarik yang disebabkan oleh momen akibat reaksi dan jarak baut (w) :

$$M_u = w \times V_u$$

$$= 45 \times 117452.93$$

$$= 5285381.9 \text{ Nmm}$$

Kontrol terhadap tarik baut

Gaya Tarik Perlu (pada 2 baut dalam 1 baris)

$$T_{u1} = \frac{M_u \times d_5}{d_t^2} = \frac{5285381.9 \times 11.113}{656^2} = 136.7 \text{ N}$$

$$T_{u2} = \frac{M_u \times d_4}{d_t^2} = \frac{5285381.9 \times 71.113}{656^2} = 875 \text{ N}$$

$$T_{u3} = \frac{Mu \times d_3}{d_1^2} = \frac{5285381.9 \times 131.11}{656^2} = 1612 \text{ N}$$

$$T_{u4} = \frac{Mu \times d_2}{d_1^2} = \frac{5285381.9 \times 191.11}{656^2} = 2350 \text{ N}$$

$$T_{u5} = \frac{Mu \times d_1}{d_1^2} = \frac{5285381.9 \times 251.11}{656^2} = 3088 \text{ N}$$

Gaya Tarik pada dua baut dalam 1 baris

$$T_{d2} = 360608.65 \text{ N}$$

$$\text{Syarat : } T_u < T_d$$

$$T_{u1} = 136.7 < 360608.65$$

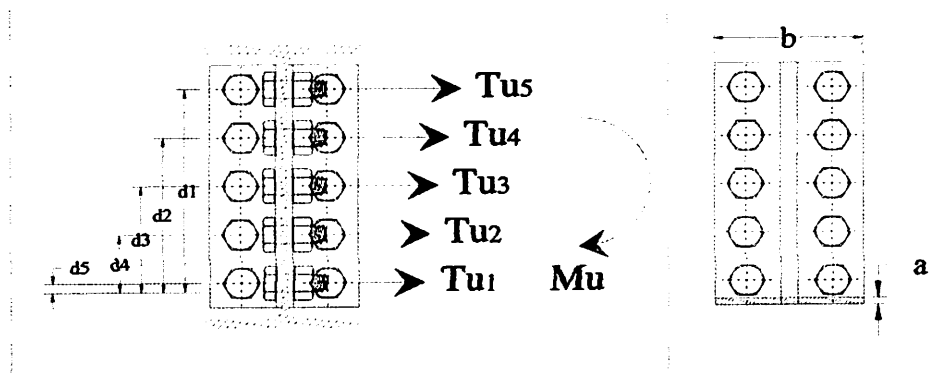
$$T_{u2} = 874.6 < 360608.65$$

$$T_{u3} = 1612.5 < 360608.65$$

$$T_{u4} = 2350.4 < 360608.65$$

$$T_{u5} = 3088.3 < 360608.65$$

5.2.6 Kontrol kekuatan baut terhadap momen



$$\text{Kuat nominal 1 baut terhadap tarik (Td)} = 180304 \text{ N}$$

$$\text{Garis netral diasumsikan } < S_1 = 30 \text{ mm}$$

$$\Sigma T = T_{u1} + T_{u2} + T_{u3} + T_{u4} + T_{u5}$$

$$\begin{aligned}
&= 5622.5 + 35980.0 + 66337.6 + 96695.1 \\
&\quad + 127052.6 \\
&= 331687.8 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$T_d \times d_1 = 360608.65 \times 251.11 = 90553340.57 \text{ Nmm}$$

$$T_d \times d_2 = 360608.65 \times 191.11 = 68916821.35 \text{ Nmm}$$

$$T_d \times d_3 = 360608.65 \times 131.11 = 47280302.12 \text{ Nmm}$$

$$T_d \times d_4 = 360608.65 \times 71.113 = 25643782.89 \text{ Nmm}$$

$$T_d \times d_5 = 360608.65 \times 11.113 = 4007263.665 \text{ Nmm}$$

$$\sum_{i=1}^n T_d \cdot d_i = 236401510.6 \text{ Nmm}$$

Garis netral pada pelat siku (a) :

$$\begin{aligned}
a &= \frac{\sum T}{f_{yp} \times b} = \frac{331687.8}{240 \times 167} \\
&= 8.2756431 \text{ mm} < S_1 = 30 \text{ mm} \text{ Maka asumsi benar.}
\end{aligned}$$

Momen rencana :

$$\begin{aligned}
\phi M_n &= \frac{0.9 \times f_{yp} \times a^2 \times b}{2} + \sum_{i=1}^n T_d \cdot d_i \\
&= \frac{0.9 \times 240.0 \times 8.2756^2 \times 167}{2} + 236401510.6 \\
&= 237636728.9 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

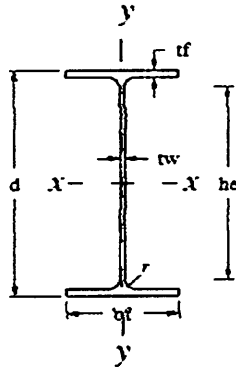
Syarat

$$M_u < \phi M_n$$

$$217442068 < 237636729 \text{ N}$$

5.3 Sambungan Bresing dan Balok Induk

Digunakan profil WF bresing 400 x 200 x 8 x 13

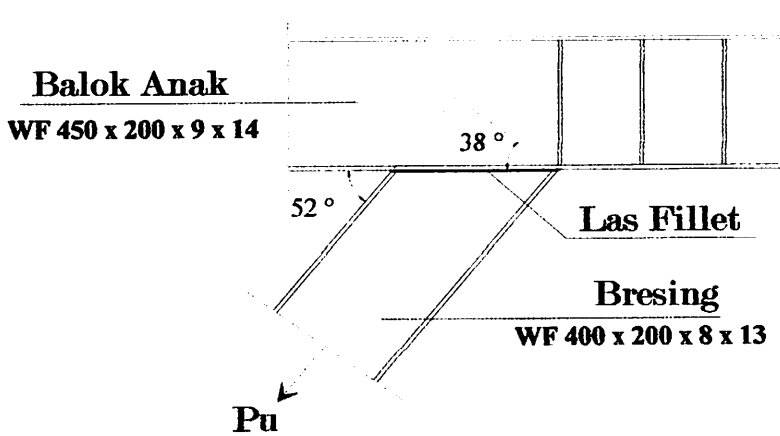


Dari tabel baja diperoleh :

d	: 400.0 mm	r	: 16.0 mm	I_y	: 1740.0 cm ⁴
b_f	: 200.0 mm	H_1	: 29.0 mm	r_x	: 16.8 cm
t_w	: 8.0 mm	H_2	: 342.0 mm	r_y	: 4.6 cm
t_f	: 13.0 mm	w	: 66.03 Kg/m	S_x	: 1185.0 cm ³
A_g	: 84.1 mm	I_x	: 23700.0 cm ⁴	S_y	: 174.0 cm ³
h_e	: 342.0 mm	f_y	: 290 Mpa	f_u	: 500 Mpa

Sambungan las yang digunakan yakni electrode E7014

$$F_{EXX} = 482 \text{ Mpa}$$



Gambar 5.6 Perencanaan Sambungan Bresing dan Balok Induk

Hasil output etabs untuk bresing :

$$P_u = 571745.75 \text{ N}$$

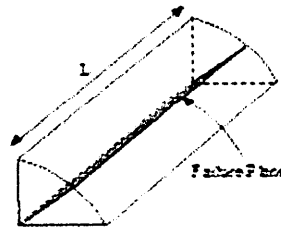
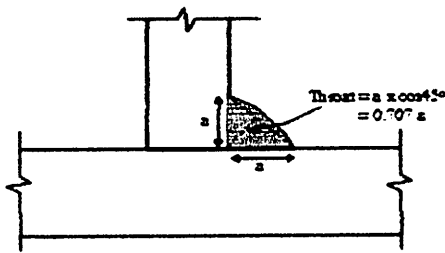
$$V_u = 1593.35 \text{ N}$$

5.3.1 Tebal Las Rencana(a)

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) = 8 mm yang mana $6 \text{ mm} < t = 8 < 13 \text{ mm}$, yakni : 5 mm

Tebal las maksimum yang disyaratkan dalam SNI 1729 : 2015 pasal J2.2b(b) untuk material dengan tebal paling tipis (t) = 8 mm, yakni $a_{\max} = t - 2 = 6 \text{ mm}$ Maka tebal las rencana (a) = 6 mm



$$\text{tebal efektif } (t_e) = a \times \cos 45^\circ$$

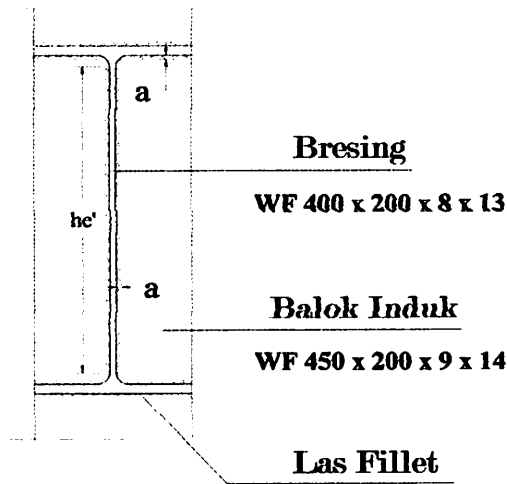
$$\begin{aligned} \text{Throat} &= 6 \times \cos 45 \\ &= 4.2426 \text{ mm} \end{aligned}$$

5.3.2 Kuat Desain Las Fillet

Panjang bagian yang dilas (L) :

$$h_e = 342.0 \text{ mm}$$

$$h_e' = \frac{h_e}{\cos 38^\circ} = \frac{342.0}{\cos 38^\circ} = 434.0042 \text{ mm}$$



Gambar 5.7 Letak Keliling Las Pada Sambungan

$$\begin{aligned}
 L_w &= [2 \times bf] + [2 \pi r] + 2 \times [bf - tw - 2 \times r] \\
 &\quad + 2 \times he' \\
 &= 2 \times 200 + 2 \times 3.14 \times 16 + 2 \times (200 - 8 - \\
 &\quad 2 \times 16) + 2 \times 434.0042 \\
 &= 1688.4885 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J2.2b Panjang las (L_w) minimum yakni

$$\begin{aligned}
 L_{w \min} &= 4 a \\
 &= 4 \times 6 \\
 &= 24 \text{ mm} < L_w = 1688.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sedangkan panjang efektif disyaratkan sebagai berikut :

Untuk $L_w < 300 a$ ($= 1800 \text{ mm}$), maka $L_{w \max}$ yakni :

$$\begin{aligned}
 L_{w \text{ eff}} &= L_w \times (1.2 - 0.002 L_w / a) \\
 &= 1688.5 \times (1.2 - 0.002 \times 1688.5 / 6) \\
 &= 1075.9 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

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 :

$$\begin{aligned}
 A_{we} &= L_{w_{eff}} \times t_e \\
 &= 1075.9 \times 4.2426 \\
 &= 4564.4664 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kekuatan desain Las (ϕP_n , menurut SNI 1729 : 2015 pasal J2.4(a)

yakni :

$$P_n = F_{nw} \times A_{we}$$

Dimana :

$$\begin{aligned}
 F_{nw} &= 0.60 \times F_{EXX} (1.0 + 0.5 \sin^{1.5} \theta) \\
 &= 0.60 \times 482 \times (1.0 + 0.5 \times (\sin^{1.5} 52^\circ)) \\
 &= 390.35 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Kuat nominal las, yakni :

$$\begin{aligned}
 P_{nw} &= F_{nw} \times A_{we} \\
 &= 390.35 \times 4564.4664 \\
 &= 1781740.1 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi P_{nw} &= 0.75 \times 1781740.1 \\
 &= 1336305.1 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol terhadap Tarik bresing

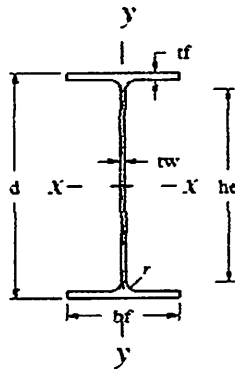
$$\begin{aligned}
 \phi P_n &> P_u \\
 1336305.1 \text{ N} &> 571745.75 \text{ N}
 \end{aligned}$$

5.4 Sambungan Link dengan Balok Induk

Digunakan profil WF Link 450 x 200 x 9 x 14

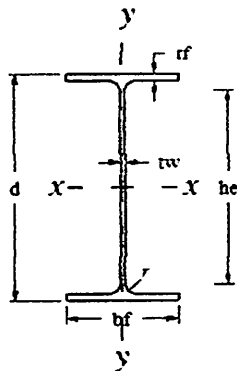
Dari tabel baja diperoleh :

$$\begin{array}{llll}
 d & : & 450.0 \text{ mm} & r & : & 18.0 \text{ mm} & I_y & : & 1870.0 \text{ cm}^4 \\
 b_f & : & 200.0 \text{ mm} & H_1 & : & 32.0 \text{ mm} & r_x & : & 18.6 \text{ cm}^4
 \end{array}$$



t_w : 9.0 mm H_2 : 386.0 mm r_y : 4.4 cm⁴
 t_f : 14.0 mm w : 75.96 Kg/m S_x : 1489.0 cm⁴
 A_g : 96.8 mm I_x : 33500.0 cm⁴ S_y : 187.0 cm⁴
 h_e : 386.0 mm f_y : 290 Mpa f_u : 500 Mpa

Digunakan profil WF balok induk 450 x 200 x 9 x 14



Dari tabel baja diperoleh :

d : 450.0 mm r : 18.0 mm I_y : 1870.0 cm⁴
 b_f : 200.0 mm H_1 : 32.0 mm r_x : 18.6 cm⁴
 t_w : 9.0 mm H_2 : 386.0 mm r_y : 4.4 cm⁴
 t_f : 14.0 mm w : 75.96 Kg/m S_x : 1489.0 cm⁴
 A_g : 96.8 mm I_x : 33500.0 cm⁴ S_y : 187.0 cm⁴
 h_e : 386.0 mm

Baut yang digunakan yakni :

$$\text{Diameter baut } (d_b) = 7/8 \text{ in} = 22.23 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Baut } (A_b) = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \varnothing^2 = 387.75 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas lubang } (l_b) = d_b + 2 = 24.225 \text{ mm}$$

Mutu baut yang digunakan (menurut SNI 1729 : 2015, Tabel J3.2, hal 125), yakni :

$$\text{Mutu baut} = A325$$

$$\text{Kuat tarik minimum } (f_{ub}) = 620 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan geser baut } (f_{nv}) = 372 \text{ Mpa (ulir drat, 1 bisang geser)}$$

Direncanakan menggunakan end plate pada link dgn tebal = 16 mm

Direncanakan menggunakan end plate balok dengan tebal = 16 mm

$$f_{yp} = 240 \text{ Mpa}$$

$$f_{up} = 370 \text{ MPa}$$

Hasil output dari program etabs untuk Balok Induk

$$M_u : 78147408 \text{ Nmm}$$

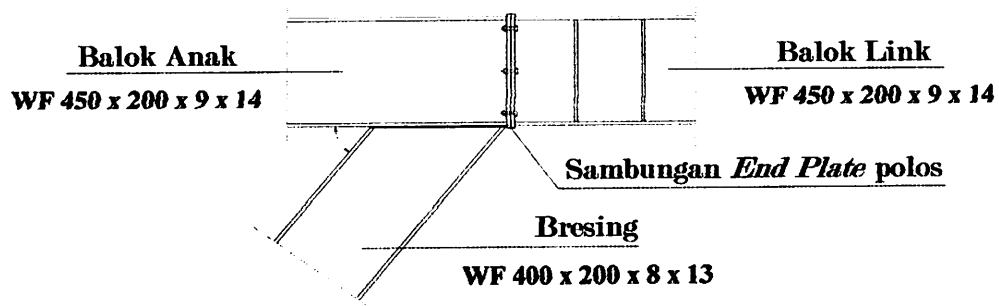
$$V_u : 53336.29 \text{ N}$$

Hasil output dari program etabs untuk Link

$$M_u : 177096552 \text{ Nmm}$$

$$V_u : 338792.97 \text{ N}$$

Sambungan direncanakan sebagai berikut :



Gambar 5.8 Perencanaan Sambungan Link dan Balok Induk

5.4.1 Kontrol terhadap Geser, Tumpu dan Tarik

1) *Kontrol Nominal tumpu :*

- Pada lubang baut bagian Plat Link

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times db \times t_{p1} \times f_u \\ &= 2.4 \times 22.225 \times 16 \times 370 \\ &= 315772.8 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{n \text{ plat}} &= 0.75 \times 315772.8 \\ &= 236829.6 \text{ N} \end{aligned}$$

- Pada lubang baut bagian End plate dari balok induk

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times db \times t_{p2} \times f_u \\ &= 2.4 \times 22.225 \times 16 \times 370 \\ &= 315772.8 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{n \text{ web}} &= 0.75 \times 315772.8 \\ &= 236829.6 \text{ N} \end{aligned}$$

Diambil kuat nominal tumpu terkecil yakni = 236829.6 N

2) *Kuat Nominal Geser Baut (1 bidang geser)*

$$\begin{aligned} R_{nv} &= f_{nv} \times A_b \times m \\ &= 372 \times 387.75 \times 1 \\ &= 144243.46 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{nv} &= 0.75 \times 144243.46 \\ &= 108182.6 \text{ N} \end{aligned}$$

3) *Kuat Nominal Tarik Baut*

$$\begin{aligned} R_{nv} &= f_{ub} \times A_b \\ &= 620 \times 387.75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 240405.77 \text{ N} \\
 \phi R_{nt} &= 0.75 \times 240405.77 \\
 &= 180304.33 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Diambil yang terkecil yakni : 108182.6 N

5.4.2 Jumlah baut dan jarak antar baut

1) *Perhitungan Jumlah Baut*

$$n = \frac{V_u}{\phi R_{nv}} = \frac{338792.97}{108182.6} = 3.1317 \approx 6 \text{ baut}$$

2) *Kontrol kekuatan baut terhadap geser*

$$\begin{aligned}
 V_{ub} &= \frac{V_u}{n} \leq \phi R_n \\
 &= \frac{338792.97}{6} \\
 &= 56465.495 \text{ N} < 108182.6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

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, yakni $1\ 1/8$ in

Jarak tepi Maksimum (S_{max}) menurut SNI 1729 : 2015 pasal

J3.5 adalah nilai terendah dari :

$$\begin{aligned}
 S_{maks} &= 12 \text{ tp} \\
 &= 12 \times 16 \\
 &= 192 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{maks} = 150 \text{ mm}, \text{ Maka } S_{maks} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan jarak } S_1 = 60 \text{ mm}$$

- Jarak antar baut S

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.3, jarak minimum baut :

$$\begin{aligned} S_{min} &= 3 d \\ &= 3 \times 22.23 \\ &= 66.675 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5(a), jarak maksimum baut adalah yang terendah dari :

$$\begin{aligned} S_{maks} &= 24 t_p \\ &= 24 \times 16 \\ &= 384 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{maks} = 305 \text{ mm}, \text{ Maka } S_{maks} = 305 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan jarak } S = 175 \text{ mm}$$

5.4.3 Tebal Plat Ujung Minimum

Diketahui :

$$M_u = 177096552 \text{ Nmm} \qquad P_t = 50 \text{ mm}$$

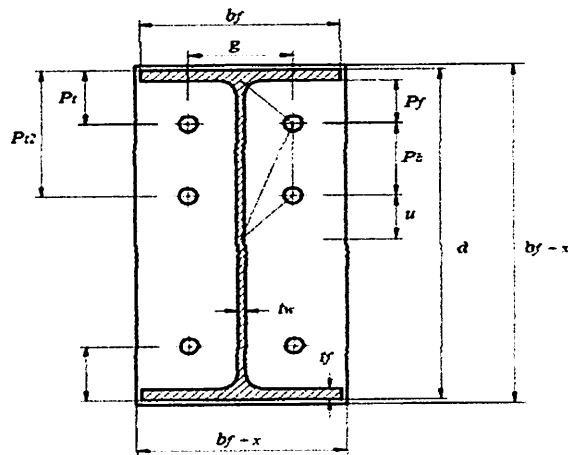
$$F_{yp} = 240 \text{ Mpa} \qquad P_b = 175 \text{ mm}$$

$$\phi = 0.9$$

Maka :

$$\begin{aligned} P_{t_2} &= P_t + P_b & P_f &= P_t - t_f \\ &= 50 + 175 & &= 50 - 14 \\ &= 225 \text{ mm} & &= 36 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 g &= b_f - 2 \times P_t & x &= 20 \text{ mm} \\
 &= 200 - 2 \times 50 \\
 &= 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



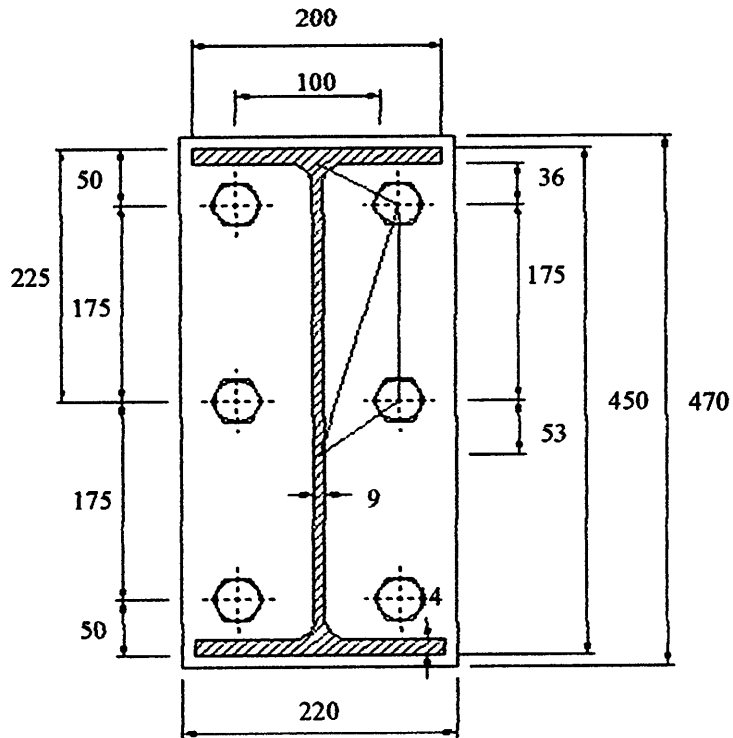
Menentukan jarak u (Struktur Baja : Perilaku, analisis & Desain - AISC 2010, Wiryanto Dewobroto, hal 553)

$$u = \frac{1}{2} x \sqrt{b_f \cdot g \cdot \frac{(d - P_{t2})}{(d - P_t)}}$$

$$u = \frac{1}{2} x \sqrt{200 \times 100 \times \frac{(450 - 225)}{(450 - 50)}} = 53.033 \text{ mm}$$

$$t_p \geq \left[\frac{M_u / \phi F_{yp}}{\frac{b_f (d - P_t)}{2 P_f} + \frac{d - P_{t2}}{P_f} + 2 (P_f + P_b + u) \left(\frac{d - P_t}{g} \right)} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\begin{aligned}
 t_p &\geq \left[\frac{819891.4444}{1736.1111 + 2112.264} \right]^{\frac{1}{2}} \\
 &= 14.596189 \text{ mm} < 16 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Kuat sambungan berdasarkan pada baut tanpa efek prying

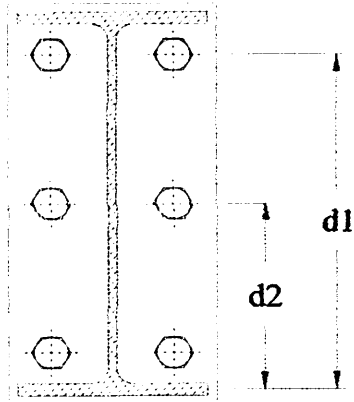
$$\begin{aligned}
 d_1 &= d - \left(\frac{1}{2} t_f \right) - p_t \\
 &= 450 - \left(\frac{1}{2} \times 14 \right) - 50 \\
 &= 393.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_2 &= d_1 - P_b \\
 &= 393.0 - 175 \\
 &= 218.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kekuatan tarik nominal baut :

$$\begin{aligned}
 P_n &= A_b \times f_{ub} \\
 &= 387.75 \times 620 \\
 &= 240405.77 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kapasitas sambungan end plate didasarkan kekuatan baut tanpa efek prying / congkel :



$$\begin{aligned}
 M_{np} &= 2 \times Pn (d_1 + d_2) \\
 &= 2 \times 240405.77 \times (393.0 + 218) \\
 &= 293775850 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_{np} &= 0.75 \times 293775849.9 \\
 &= 220331887.5 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Syarat :

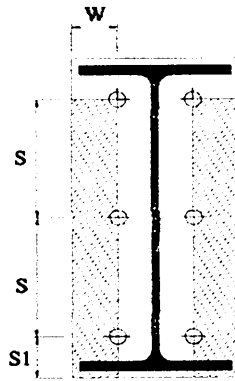
$$\begin{aligned}
 \phi M_{np} &> Mu \\
 220331887.5 &> 177096552 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

5.4.4 Kontrol kekuatan geser blok plat

Kontrol kekuatan geser blok pada balok anak sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \ell &= S + S + S_1 \\
 &= 175 + 175 + 60 \\
 &= 410 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 U_{bs} &= \text{Koefisien reduksi, bila tegangan tarik merata maka } U_{bs} \text{ senilai} \\
 &= 1.0
 \end{aligned}$$



1) Luasan Geser pada Pelat Siku

Menghitung Luas bruto (A_{gv}):

$$\begin{aligned} A_{gv} &= 2 \times tp \times l \\ &= 2 \times 16 \times 410 \\ &= 13120 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menghitung Luas netto (A_{nv}):

- $\ell_b \text{ total} = \ell_b \times \text{jumlah baut}$

$$\begin{aligned} &= 24.225 \times 2.5 \\ &= 60.563 \text{ mm} \end{aligned}$$
- $A_{nv} = tp \times 2 \times (l - \ell_b \text{ total})$

$$\begin{aligned} &= 16 \times 2 \times (410 - 60.56) \\ &= 11182 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} A_{nv} &< 85\% \times A_{gv} \\ 11182 \text{ mm}^2 &< 85\% \times 13120 \\ 11182 \text{ mm}^2 &< 12152 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2) Luasan Tarik pada Pelat Siku

Menghitung Luas bruto (A_{gt}):

$$A_{gt} = 2 \times tp \times w$$

$$= 2 \times 16 \times 60$$

$$= 1920 \text{ mm}^2$$

Menghitung Luas netto (A_{nv}) :

- $\ell_b \text{ total} = \ell_b \times \text{jumlah lubang}$

$$= 24.225 \times 0.5$$

$$= 12.113 \text{ mm}$$

- $A_{nt} = t_p \times 2 \times (\ell - \ell_b \text{ total})$

$$= 16 \times 2 \times (60 - 12.11)$$

$$= 1532.4 \text{ mm}^2$$

Syarat :

$$A_{nt} < 85\% \times A_{gt}$$

$$1532 \text{ mm}^2 < 85\% \times 1920$$

$$1532 \text{ mm}^2 < 1632 \text{ mm}^2$$

3) Kuat nominal dihitung sebagai berikut :

Menurut AISC - LRFD pasal J4.1, kuat putus geser dihitung :

$$0.6 f_u A_{nv} = 0.6 \times 370 \times 11182$$

$$= 2482404 \text{ N}$$

Menurut AISC - LRFD pasal J4.2, kuat putus tarik dihitung :

$$f_u A_{nt} = 370 \times 1532.4$$

$$= 566988 \text{ N}$$

Menurut, AISC - LRFD pasal J4.3, kuat geser blok dihitung :

Apabila $f_u A_{nt} < 0.6 f_u A_{nv}$, maka :

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_u A_{nv} + U_{hs} F_u A_{nt}] \leq \phi [0.6 F_y A_{gv} + U_{hs} F_u A_{nt}]$$

$$= 0.75 \times [0.6 \times 370 \times 11182 + 1 \times 370 \times 1532]$$

$$\leq 0.75 \times [0.6 \times 240 \times 13120 + 1 \times 370 \times 1532]$$

$$= 2287044.0 \text{ N} > 1842201.0 \text{ N}$$

Konfigurasi blok geser yang menentukan adalah yang menghasilkan tahanan geser terkecil, maka kuat leleh pelat menentukan :

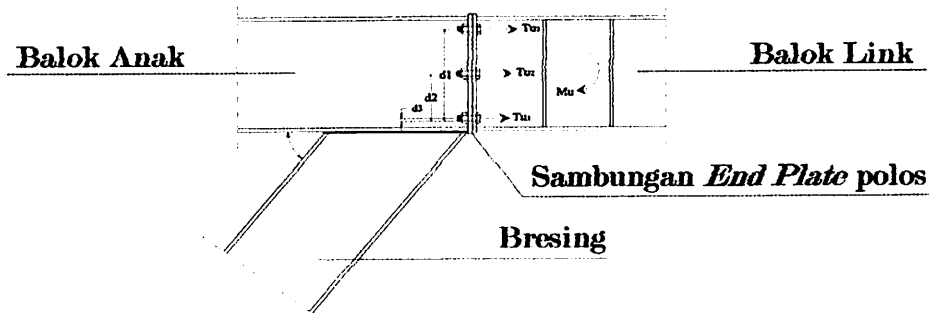
$$\phi R_n = 1842201.0 \text{ N}$$

Syarat :

$$\phi R_n > V_u$$

$$1842201 \text{ N} > 338793 \text{ N}$$

5.4.5 Kontrol kekuatan baut terhadap tarik



$$d_1 = 11.113 \text{ mm}$$

$$d_2 = 186.11 \text{ mm}$$

$$d_3 = 361.11 \text{ mm} +$$

$$d_t = 558.34 \text{ mm}$$

1) Kontrol terhadap tarik baut

Gaya Tarik Perlu (pada 2 baut dalam 1 baris)

$$T_{u1} = \frac{M_u \times d_1}{d_t^2} = \frac{177096552 \times 11.113}{558^2} = 6312.9 \text{ N}$$

$$T_{u2} = \frac{M_u \times d_2}{d_t^2} = \frac{177096552 \times 186.11}{558^2} = 105728 \text{ N}$$

$$T_{u3} = \frac{Mu \times d_3}{d_t^2} = \frac{177096552 \times 361.11}{558^2} = 205144 \text{ N}$$

2) Gaya Tarik satu baut

$$\begin{aligned} T_b &= A_b \times f_{ub} \\ &= 387.75 \times 620 \\ &= 240405.77 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_d &= \phi T_b \\ &= 0.75 \times 240405.77 \\ &= 180304.33 \text{ N} \end{aligned}$$

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 :

$$T_u < T_d$$

$$T_{u1} = 6312.9 < 360608.65$$

$$T_{u2} = 105728.5 < 360608.65$$

$$T_{u3} = 205144.1 < 360608.65$$

2) Kontrol terhadap kombinasi gaya tarik dan geser pada baut

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.7, kuat tarik nominal baut yang menahan gaya tarik dan geser yakni :

$$R_n = f_{nt}' \times A_b$$

Dimana :

$$f_{nt}' = 1.3 f_{ub} - \frac{f_{ub}}{\phi f_{nv}} f_{rv} \leq f_{ub}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1.3 f_{ub} - \frac{f_{ub}}{\phi f_{nv}} \times \frac{V_u}{n \cdot A_b} \leq f_{ub} \\
 &= 1.3 \times 620 - \frac{620}{0.75 \times 372} \times \frac{338792.97}{6 \times 387.75} \\
 &= 482.4 \text{ Mpa} < f_{ub} = 620 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

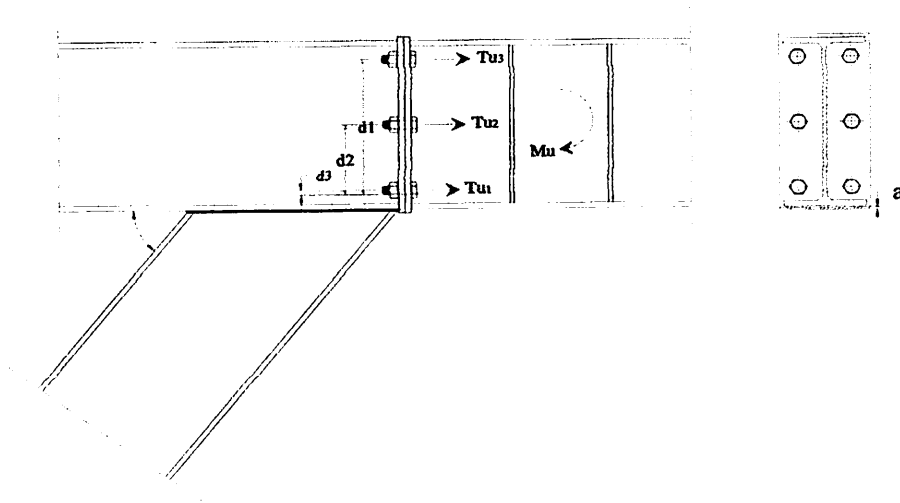
Maka :

$$\begin{aligned}
 R_n &= 482.39 \times 387.75 \\
 &= 187048.62 \text{ N Untuk 1 baut} \\
 2 R_n &= 2 \times 187048.62 \\
 &= 374097.24
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}
 T_{u_{\max}} &< R_n \\
 205144.1 &< 374097.24 \text{ N}
 \end{aligned}$$

5.4.6 Kontrol kekuatan baut terhadap momen



$$\text{Kuat nominal 2 baut terhadap tarik (Td}_2) = 360609 \text{ N}$$

$$\text{Garis netral diasumsikan } < S_1 = 60 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\Sigma T &= T_{u1} + T_{u2} + T_{u3} \\ &= 6312.9 + 105728.5 + 205144.1 \\ &= 317185.5 \text{ N}\end{aligned}$$

$$T_{d2} \times d_1 = 360608.65 \times 11.113 = 4007263.665 \text{ Nmm}$$

$$T_{d2} \times d_2 = 360608.65 \times 186.11 = 67113778.08 \text{ Nmm}$$

$$T_{d2} \times d_3 = 360608.65 \times 361.11 = 130220292.5 \text{ Nmm}$$

$$\sum_{i=1}^n Td \cdot di = 201341334.2 \text{ Nmm}$$

Garis netral pada pelat siku (a) :

$$\begin{aligned}a &= \frac{\Sigma T}{f_{yp} \times b} = \frac{317185.5}{240 \times 220} \\ &= 6.0073 \text{ mm} > S_1 = 60 \text{ mm} \text{ Maka asumsi benar.}\end{aligned}$$

Momen rencana :

$$\begin{aligned}\phi Mn &= \frac{0.9 \times f_{yp} \times a^2 \times b}{2} + \\ &= \frac{0.9 \times 240.0 \times 6.0073^2 \times 220}{2} + 201341334.2 \\ &= 202198777.1 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}Mu &< \phi Mn \\ 177096552 &< 202198777 \text{ N}\end{aligned}$$

5.4.7 Kuat Desain Las Fillet

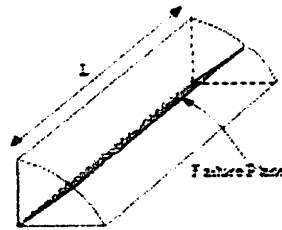
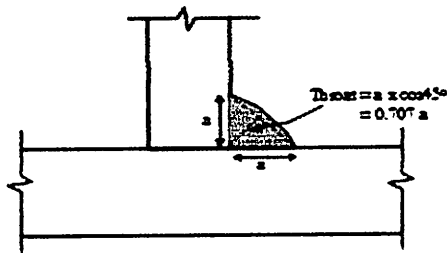
Sambungan las yang digunakan yakni electrode E7014

$$F_{EXX} = 482 \text{ Mpa}$$

Tebal las rencana (a), disyaratkan sebagai berikut :

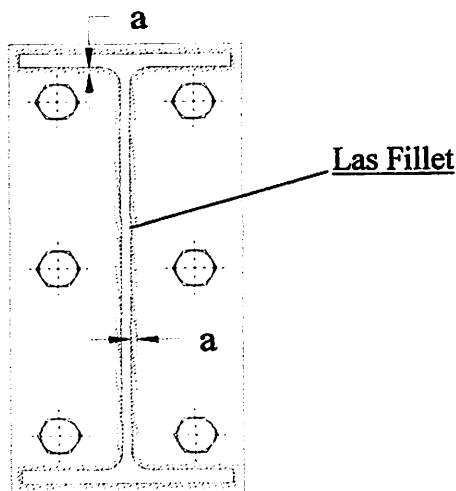
Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J2b tabel J2.4, tebal las minimum (a_{min}) pada bagian yang disambung dengan ketebalan paling tipis (t) = 9 mm yang mana $6 \text{ mm} < t = 9 < 13 \text{ mm}$, yakni : 5 mm

Tebal las maksimum yang disyaratkan dalam SNI 1729 : 2015 pasal J2.2b(b) untuk material dengan tebal paling tipis (t) = 9 mm, yakni $a_{max} = t - 2 = 7 \text{ mm}$ Maka tebal las rencana (a) = 6 mm



$$\begin{aligned} \text{tebal efektif } (t_e) &= a \times \cos 45^\circ \\ \text{Throat} &= 6 \times \cos 45 \\ &= 4.2426 \text{ mm} \end{aligned}$$

Panjang bagian yang dilas (L)



$$\begin{aligned} L &= [2 \times bf] + [2 \pi r] + 2 \times [bf - tw - 2 \times r] \\ &+ 2 \times [d - 2tf - 2r] + 4 \times tf \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 2 \times 200 + 2 \times 3.14 \times 18 + 2 \times (200 - 9 - \\
&\quad 2 \times 18) + 2 \times \{ 450 - 2 \times 14 - 2 \times 18 \} + 4 \times 14 \\
&= 1651.04 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J2.2b Panjang las (L_w) minimum yakni

$$\begin{aligned}
L_{w \min} &= 4 a \\
&= 4 \times 6 \\
&= 24 \text{ mm} < L_w = 1651.0 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Sedangkan panjang efektif disyaratkan sebagai berikut :

Untuk $L_w < 300 a$ ($= 1800 \text{ mm}$), maka $L_{w \max}$ yakni :

$$\begin{aligned}
L_{w \text{ eff}} &= L_w \times (1.2 - 0.002 L_w / a) \\
&= 1651.0 \times (1.2 - 0.002 \times 1651 / 6) \\
&= 1072.6 \text{ mm}
\end{aligned}$$

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 :

$$\begin{aligned}
A_{we} &= L_{w \text{ eff}} \times t_e \\
&= 1072.6 \times 4.2426 \\
&= 4550.6718 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Tegangan nominal las per mm^2 (SNI 1729 : 2015 tabel J2-5 Lanjutan) :

$$\begin{aligned}
f_{nw} &= 0.6 \times f_{EXX} \\
&= 0.6 \times 482 \\
&= 289.2 \text{ Mpa}
\end{aligned}$$

Kekuatan desain Las (ϕP_n , menurut SNI 1729 : 2015 pasal J2.4(a)

yakni :

Kuat nominal las, yakni :

$$P_{nw} = f_{nw} \times A_{we}$$

$$= 289.2 \times 4550.6718$$

$$= 1316054.3 \text{ N}$$

$$\phi P_{nw} = 0.75 \times 1316054.3$$

$$= 987040.72 \text{ N}$$

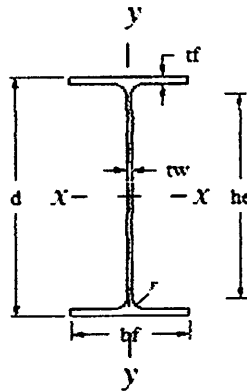
Kontrol terhadap gaya yang bekerja

$$\phi P_n > V_u$$

$$987040.72 \text{ N} > 338792.97 \text{ N}$$

5.5 Perencanaan sambungan Bresing dan Balok induk (bawah)

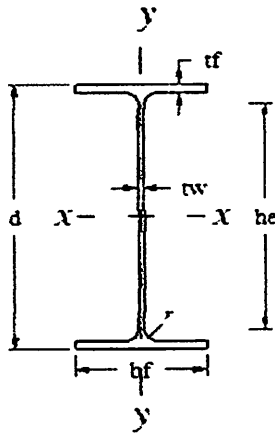
Digunakan profil WF bresing 400 x 200 x 8 x 13



Dari tabel baja diperoleh :

d	: 400.0 mm	r	: 16.0 mm	I_y	: 1740.0 cm ⁴
b_f	: 200.0 mm	H_1	: 29.0 mm	r_x	: 16.8 cm
t_w	: 8.0 mm	H_2	: 342.0 mm	r_y	: 4.6 cm
tf	: 13.0 mm	w	: 66.03 Kg/m	S_x	: 1185.0 cm ³
A_g	: 84.1 mm	I_x	: 23700.0 cm ⁴	S_y	: 174.0 cm ³
he	: 342.0 mm	f_y	: 290 Mpa	f_u	: 500 Mpa

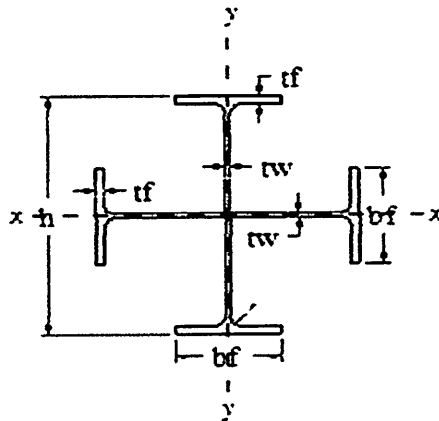
Digunakan profil WF balok induk 450 x 200 x 9 x 14



Dari tabel baja diperoleh :

d	: 450.0 mm	r	: 18.0 mm	I_y	: 1870.0 cm ⁴
b_f	: 200.0 mm	H_1	: 32.0 mm	r_x	: 18.61 cm
t_w	: 9.0 mm	H_2	: 386.0 mm	r_y	: 4.40 cm
t_f	: 14.0 mm	w	: 75.96 Kg/m	S_x	: 1489.0 cm ³
A_g	: 96.8 cm ²	I_x	: 33500.0 cm ⁴	S_y	: 187.0 cm ³

Digunakan profil baja KC untuk kolom 700 x 300 x 13 x 24



Dari tabel baja diperoleh :

h	: 700.0 mm	r	: 28.0 mm	I_y	: 220791.0 cm ⁴
b_f	: 300.0 mm	H_1	: 52.0 mm	r_x	: 21.21 cm
t_w	: 13.0 mm	H_2	: 596.0 mm	r_y	: 21.65 cm

$$\begin{aligned}
 t_f & : 24.0 \text{ mm} & w & : 369.70 \text{ Kg/m} & S_x & : 6051.4 \text{ cm}^3 \\
 A_g & : 471.0 \text{ cm}^2 & I_x & : 211800.0 \text{ cm}^4 & S_y & : 6193.3 \text{ cm}^3 \\
 Z_x & : 7356.3 \text{ cm}^3 & E_s & : 200000 \text{ MPa} \\
 Z_y & : 7505.0 \text{ cm}^3 & h_e & : 596.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Baut yang digunakan :

$$\begin{aligned}
 \text{Diameter baut } (d_b) & = 7/8 \text{ in} = 22.23 \text{ mm} \\
 \text{Luas Baut} & = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \varnothing^2 = 387.75 \text{ mm}^2 \\
 \text{Luas lubang } (l_b) & = d_b + 2 = 24.225 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Mutu baut yang digunakan (menurut SNI 1729 : 2015, Tabel J3.2, hal 125), yakni :

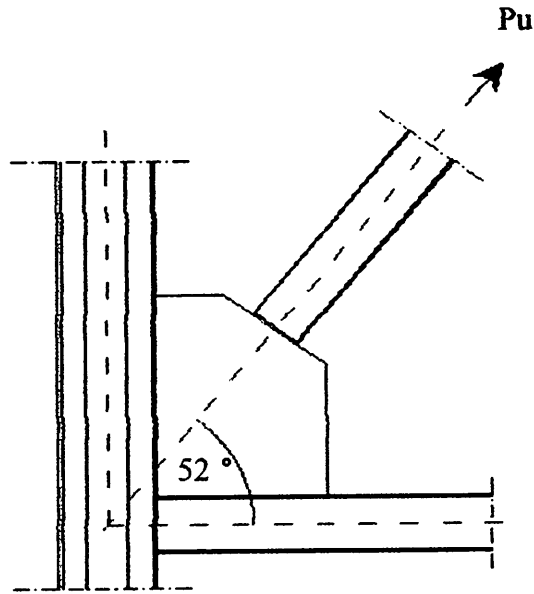
$$\begin{aligned}
 \text{Mutu baut} & = A325 \\
 \text{Kuat tarik minimum } (f_{ub}) & = 620 \text{ Mpa} \\
 \text{Tegangan geser baut } (f_{nv}) & = 372 \text{ Mpa (ulir drat, 1 bisang geser)}
 \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan gusset plate dengan tebal = 10 mm

$$\begin{aligned}
 f_{yp} & = 240 \text{ Mpa} \\
 f_{up} & = 370 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Hasil output etabs untuk bresing :

$$\begin{aligned}
 P_u & = 571745.75 \text{ N} \\
 V_u & = 1593.35 \text{ N} \\
 M_u & = 2270868.7 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.9 Sambungan Bresing terhadap Kolom dan Balok Induk

5.5.1 Sambungan Sayap Bresing ke plate buhul

Mendistribusikan gaya ke daerah web dan flens bresing

Untuk daerah flens

$$\begin{aligned}
 P_{uf} &= \frac{P_u \times (bf \cdot tf)}{A} \\
 &= \frac{571745.75 \times (200 \times 13)}{8412} \\
 &= 176716.47 \text{ N}
 \end{aligned}$$

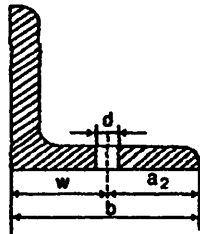
Untuk daerah web

$$\begin{aligned}
 P_{uw} &= P_u - 2 P_{uf} \\
 &= 571745.75 - 2 \times 176716.47 \\
 &= 218312.81 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Desain flens bresing ke plat buhul

Direncanakan menggunakan plat siku penyambung 80 x 80 x 10

Dimensi penampang : b = 80 mm (Tabel Profil Konstruksi



t = 80 mm baja, Ir. Morisco, hal 38)

w = 45 mm

db_{maks} = 23 mm

t_p = 10 mm

A = 19.2 cm²

x = 2.82 cm

1) *Kontrol Nominal tumpu :*

- Pada lubang baut bagian plat siku

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 2.4 \times 22.23 \times 10 \times 370 \\ &= 197358 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{n \text{ siku}} &= 0.75 \times 197358 \\ &= 148018.5 \text{ N} \end{aligned}$$

- Pada lubang baut bagian web dari bresing

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times d_b \times t_f \times f_u \\ &= 2.4 \times 22.23 \times 13 \times 500 \\ &= 346710 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{n \text{ web}} &= 0.75 \times 346710 \\ &= 260032.5 \text{ N} \end{aligned}$$

Diambil kuat nominal tumpu terkecil yakni = 148018.5 N

2) *Kuat Nominal Geser Baut (1 bidang geser)*

$$\begin{aligned}R_{nv} &= f_{nv} \times A_b \times m \\ &= 372 \times 387.75 \times 1 \\ &= 144243.46 \text{ N} \\ \phi R_{nv} &= 0.75 \times 144243.46 \\ &= 108182.6 \text{ N}\end{aligned}$$

Diambil yang terkecil yakni : 108182.6 N

$$n = \frac{P_{uf}}{\phi R_{nv}} = \frac{176716.47}{108182.6} = 1.6335 \approx 4 \text{ baut}$$

Pada salah satu sisi flens dibutuhkan 4 baut, maka pemasangan baut yakni terdapat 4 baut pada plat buhul & dipasang 4 baut pada flens bresing

Pemeriksaan kekuatan tarik siku penyambung.

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi F_y \times A_g \\ &= 0.9 \times 240 \times 1920 \\ &= 414720.0 \text{ N} > P_{uf} = 176716.47 \text{ N}\end{aligned}$$

Pemeriksaan kapasitas tarik dari kriteria faktor penampang berlubang :

$$\begin{aligned}A_n &= A_g - t_b \times t_p \\ &= 1920 - 24.225 \times 10 \\ &= 1677.8 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}U &= 1 - x / b < 0.9 \\ &= 1 - 28 / 80 < 0.9 \\ &= 0.6475 < 0.9\end{aligned}$$

Maka digunakan nilai $U = 0.6475$

$$U A_n = 0.6475 \times 1677.8$$

$$= 66.675 \text{ mm}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5(a), jarak maksimum baut adalah yang terendah dari :

$$\begin{aligned} S_{maks} &= 24 \text{ tp} \\ &= 24 \times 10 \\ &= 240 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{maks} = 305 \text{ mm}, \text{ Maka } S_{maks} = 240 \text{ mm}$$

Digunakan jarak $S = 80 \text{ mm}$

- Jarak baut ke web balok induk (w)

$$\begin{aligned} w &= 45 \text{ mm} \\ x &= b - w \\ &= 80 - 45 \\ &= 35 \text{ mm} \end{aligned}$$

Gambar perencanaan lerak baut sebagai berikut :

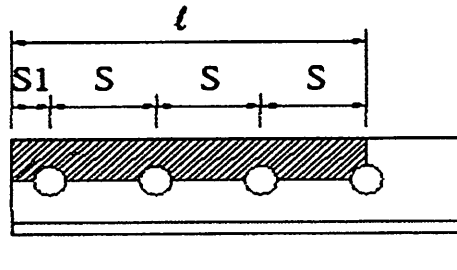
Kontrol kekuatan geser blok plat

Kontrol kekuatan geser blok pada balok anak sebagai berikut :

Dimana :

$$\begin{aligned} l &= S + S + S + S_1 \\ &= 80 + 80 + 80 + 30 \\ &= 270 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_{bs} &= \text{Koefisien reduksi, bila tegangan tarik merata maka } U_{bs} \text{ senilai} \\ &= 1.0 \end{aligned}$$



1) Luasan Geser pada Pelat Siku

Menghitung Luas bruto (A_{gv}):

$$\begin{aligned} A_{gv} &= tp \times l \\ &= 10 \times 270 \\ &= 2700 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menghitung Luas netto (A_{nv}):

- Lebar lubang (l_b):
- $l_b \text{ total} = l_b \times \text{jumlah lubang}$
 $= 24.225 \times 3.5$
 $= 84.788 \text{ mm}$
- $A_{nv} = tp \times (l - l_b \text{ total})$
 $= 10 \times (270 - 84.8)$
 $= 1852.1 \text{ mm}^2$

Syarat :

$$\begin{aligned} A_{nv} &< 85\% \times A_{gv} \\ 1852 \text{ mm}^2 &< 85\% \times 2700 \\ 1852 \text{ mm}^2 &< 2295 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2) Luasan Tarik pada Pelat Siku

Menghitung Luas bruto (A_{gt}):

$$A_{gt} = tp \times x$$

$$= 10 \times 35$$

$$= 350 \text{ mm}^2$$

Menghitung Luas netto (A_{nv}):

- $\ell_b \text{ total} = \ell_b \times \text{jumlah lubang}$

$$= 24.23 \times 0.5$$

$$= 12.113 \text{ mm}$$
- $A_{nt} = tp \times (\ell - \ell_b \text{ total})$

$$= 10 \times (35 - 12.11)$$

$$= 228.88 \text{ mm}^2$$

Syarat :

$$A_{nt} < 85\% \times A_{gt}$$

$$229 \text{ mm}^2 < 85\% \times 350$$

$$229 \text{ mm}^2 < 298 \text{ mm}^2$$

3) Kuat nominal dihitung sebagai berikut :

Menurut AISC - LRFD pasal J4.1, kuat putus geser dihitung :

$$0.6 f_u A_{nv} = 0.6 \times 370 \times 1852.1$$

$$= 411171.75 \text{ N}$$

Menurut AISC - LRFD pasal J4.2, kuat putus tarik dihitung :

$$f_u A_{nt} = 370 \times 228.88$$

$$= 84683.75 \text{ N}$$

Menurut, AISC - LRFD pasal J4.3, kuat geser blok dihitung :

Apabila $f_u A_{nt} < 0.6 f_u A_{nv}$, maka :

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_u A_{nv} + U_{hs} F_u A_{nt}] \leq \phi [0.6 F_y A_{gv} + U_{hs} F_u A_{nt}]$$

$$= 0.75 \times [0.6 \times 370 \times 1852.1 + 1 \times 370 \times 229]$$

$$\leq 0.75 \times [0.6 \times 240 \times 2700 + 1 \times 370 \times 229]$$

$$= 371891.6 \text{ N} > 355112.8 \text{ N}$$

Konfigurasi blok geser yang menentukan adalah yang menghasilkan tahanan geser terkecil, maka kuat leleh pelat menentukan :

$$\phi R_n = 355112.8 \text{ N}$$

Syarat :

$$\phi R_n > P_{uf}$$

$$355113 \text{ N} > 176716 \text{ N}$$

5.5.2 Sambungan Badan Bresing ke plate buhul

Pada plat buhul, baut di pasang 1 baris dengan menggunakan plat 10 x 200

Kontrol terhadap Geser, Tumpu dan Tarik

1) *Kontrol Nominal tumpu :*

- Pada lubang baut bagian plat siku

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 2.4 \times 22.23 \times 10 \times 370 \\ &= 197358 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{n \text{ siku}} &= 0.75 \times 197358 \\ &= 148018.5 \text{ N} \end{aligned}$$

- Pada lubang baut bagian web dari bresing

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times d_b \times t_w \times f_u \\ &= 2.4 \times 22.23 \times 8 \times 500 \\ &= 213360 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{n \text{ web}} &= 0.75 \times 213360 \\ &= 160020 \text{ N} \end{aligned}$$

Diambil kuat nominal tumpu terkecil yakni = 148018.5 N

2) *Kuat Nominal Geser Baut (1 bidang geser)*

$$\begin{aligned}R_{nv} &= f_{nv} \times A_b \times m \\ &= 372 \times 387.75 \times 1 \\ &= 144243.46 \text{ N} \\ \phi R_{nv} &= 0.75 \times 144243.46 \\ &= 108182.6 \text{ N}\end{aligned}$$

Diambil yang terkecil yakni : 108182.6 N

Jumlah baut dan jarak antar baut

1) *Perhitungan Jumlah Baut*

$$n = \frac{P_{uw}}{\phi R_{nv}} = \frac{218312.81}{108182.6} = 2.018 \approx 4 \text{ baut}$$

2) *Menghitung jarak baut*

- **Jarak Tepi Baut**

Jarak tepi minimum (S_1) menurut tabel J3.4M SNI 1729 : 2015

untuk baut dengan diameter : mm in, yakni 1 1/8 in

Jarak tepi Maksimum (S_{maks}) menurut SNI 1729 : 2015 pasal

J3.5 adalah nilai terendah dari

$$\begin{aligned}S_{maks} &= 12 \text{ tp} \\ &= 12 \times 10 \\ &= 120 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$S_{maks} = 150 \text{ mm}, \text{ Maka } S_{maks} = 120 \text{ mm}$$

Digunakan jarak $S_1 = 50 \text{ mm}$

- **Jarak antar baut S**

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.3, jarak minimum baut :

$$\begin{aligned}
 S_{\min} &= 3 d \\
 &= 3 \times 22.23 \\
 &= 66.675 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5(a), jarak maksimum baut adalah yang terendah dari :

$$\begin{aligned}
 S_{\max} &= 24 t_p \\
 &= 24 \times 10 \\
 &= 240 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{\max} = 305 \text{ mm}, \text{ Maka } S_{\max} = 240 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan jarak } S = 100.0 \text{ mm}$$

- Jarak baut ke web balok induk (w)

$$w = 50 \text{ mm}$$

Kontrol tegangan plat penyambung

$$t = 10 \text{ mm}$$

$$\ell = 200 \text{ mm}$$

Ae diambil lebih kecil dari An dan 0.85 Ag

$$\begin{aligned}
 A_n &= t \times \ell - n \times \ell_b \\
 &= 10 \times 200 - 2 \times 24.225 \\
 &= 1951.550 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 0.85 A_g &= 0.85 \times 2000 \\
 &= 1700 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka Ae diambil : 1700 mm²

Pemeriksaan kekuatan tarik dari kriteria leleh penampang utuh

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi F_u \times A_e \\
 &= 0.75 \times 370 \times 1700
 \end{aligned}$$

$$= 471750 \text{ N} > P_{uw} = 218312.81 \text{ N}$$

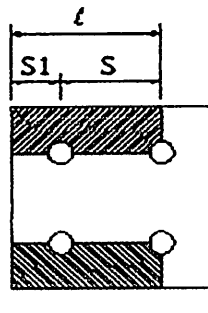
Kontrol kekuatan geser blok plat

Kontrol kekuatan geser blok pada balok anak sebagai berikut :

Dimana :

$$\begin{aligned} \ell &= S + S_1 \\ &= 100 + 50 \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

U_{bs} = Koefisien reduksi, bila tegangan tarik merata maka U_{bs} senilai
= 1.0



1) Luasan Geser pada Pelat Siku

Menghitung Luas bruto (A_{gv}) :

$$\begin{aligned} A_{gv} &= 2 \times tp \times \ell \\ &= 2 \times 10 \times 150 \\ &= 3000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menghitung Luas netto (A_{nv}) :

- Lebar lubang (ℓ_b) :
- ℓ_b total = $\ell_b \times$ jumlah lubang

$$= 24.225 \times 1.5$$

$$= 36.338 \text{ mm}$$

3) Kuat nominal dihitung sebagai berikut :

Menurut AISC - LRFD pasal J4.1, kuat putus geser dihitung :

$$\begin{aligned}0.6 f_u A_{nv} &= 0.6 \times 370 \times 2273.3 \\ &= 504661.5 \text{ N}\end{aligned}$$

Menurut AISC - LRFD pasal J4.2, kuat putus tarik dihitung :

$$\begin{aligned}f_u A_{nt} &= 370 \times 378.88 \\ &= 140183.75 \text{ N}\end{aligned}$$

Menurut, AISC - LRFD pasal J4.3, kuat geser blok dihitung :

Apabila $f_u A_{nt} < 0.6 f_u A_{nv}$, maka :

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi [0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \leq \phi [0.6 F_v A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \\ &= 0.75 \times [0.6 \times 370 \times 2273.3 + 1 \times 370 \times 379] \\ &\leq 0.75 \times [0.6 \times 240 \times 3000 + 1 \times 370 \times 379] \\ &= 483633.9 \text{ N} > 429137.8 \text{ N}\end{aligned}$$

Konfigurasi blok geser yang menentukan adalah yang menghasilkan

tahanan geser terkecil, maka kuat leleh pelat menentukan :

$$\phi R_n = 429137.8 \text{ N}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}\phi R_n &> P_{uw} \\ 429138 \text{ N} &> 218313 \text{ N}\end{aligned}$$

Kontrol kuat tarik fraktur bresing :

Diambil $A_e = A_n$ dimana :

$$\begin{aligned}A_n &= A - n \times t_b \times t_p \\ &= 2000 - 2 \times 24.225 \times 10 \\ &= 1515.5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi R_n &= 0.75 \times f_u \times A_n \\
&= 0.75 \times 370 \times 1515.5 \\
&= 420551.25 \text{ N} \\
&= 420551.25 \text{ N} > P_{uw} = 218312.809 \text{ N}
\end{aligned}$$

Kontrol terhadap plat buhul

Gaya geser pada masing baut :

$$\frac{V_u}{n} = \frac{1593.35}{4} = 398.34 \text{ N/baut}$$

Digunakan plat dengan ketebalan = 10 mm Kontrol nominal tumpu

flens profil bresing pada lubang baut bagian plat buhul :

$$\begin{aligned}
R_n &= 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\
&= 2.4 \times 22.23 \times 10 \times 370 \\
&= 197358 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi R_{n \text{ plat}} &= 0.75 \times 197358 \\
&= 148018.5 \text{ N} > V_u/n = 398.3375
\end{aligned}$$

5.5.3 Sambungan Plat Buhul ke Kolom

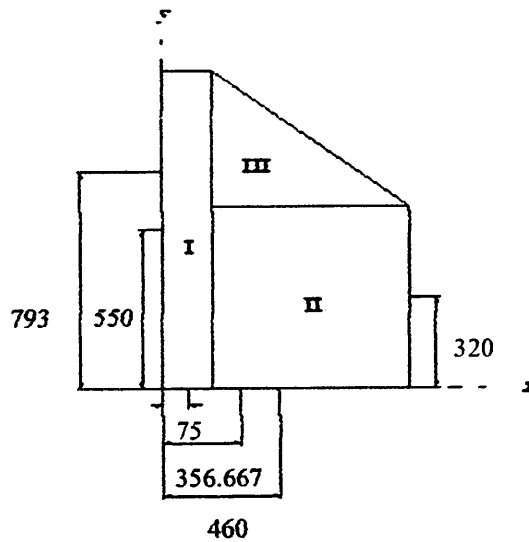
Digunakan plat buhul dengan tebal : 10 mm

Panjang vertikal : 1100 mm

Panjang horizontal : 770 mm

set back : 15 mm

Titik berat buhul dihitung sebagai berikut :



Tabel 5.1 Titik centroid plat buhul

Bidang	Luas (A) (mm ²)	Titik berat terhadap y	A . Y (mm ³)	Titik berat terhadap x	A . X (mm ³)
I	165000	550	90750000	75.000	12375000
II	396800	320	126976000	356.667	141525333
III	142600	793.33	113129333	460.000	65596000
Σ	704400		330855333		219496333

$$\alpha = \frac{\Sigma A \cdot x}{\Sigma A} + sb = 326.60751 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{\Sigma A \cdot Y}{\Sigma A} = 469.69809 \text{ mm}$$

Distribusi gaya dari bresing ke balok dan kolom

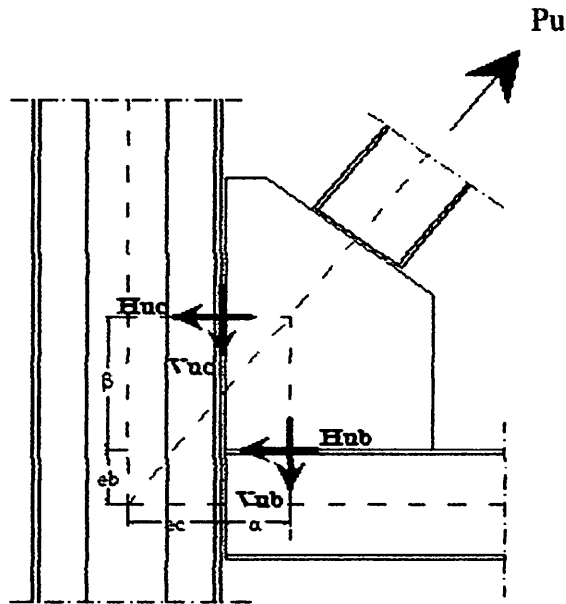
$$e_b = \frac{d_b}{2} = \frac{450}{2} = 225.0 \text{ mm}$$

$$e_k = \frac{d_k}{2} = \frac{700}{2} = 350.0 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 r &= \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} \\
 &= \sqrt{(327 + 350.0)^2 + (470 + 225.0)^2} \\
 &= 969.74386 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menurut Manual AISC - LRFD hal 1825, proyeksi gaya aksial dan geser pada masing masing komponen bresing kolom dan balok sebagai berikut :

Pada sambungan plat buhul ke kolom :



$$\begin{aligned}
 H_{uc} &= \frac{e_c}{r} P_u = \frac{350.0}{969.74} \times 571745.75 \\
 &= 206354.5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{uc} &= \frac{\beta}{r} P_u = \frac{469.7}{969.74} \times 571745.75 \\
 &= 276926.61 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Pada sambungan plat buhul ke balok

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r} P_u = \frac{326.6}{969.74} \times 571745.75$$

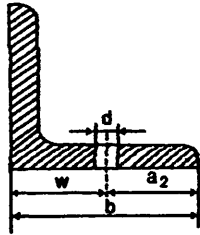
$$= 192562.66 \text{ N}$$

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} P_u = \frac{225.0}{969.74} \times 571745.75$$

$$= 132656.47 \text{ N}$$

Direncanakan menggunakan plat siku penyambung 90 x 90 x 10

Dimensi penampang : b = 90 mm (Tabel Profil Konstruksi



t = 90 mm baja, Ir. Morisco, hal 38)

w = 50 mm

$d_{b_{maks}}$ = 23 mm

t_p = 10 mm

Kontrol terhadap Geser, Tumpu dan Tarik

1) *Kontrol Nominal tumpu :*

- Pada lubang baut bagian plat siku

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u$$

$$= 2.4 \times 22.23 \times 10 \times 370$$

$$= 197358 \text{ N}$$

$$\phi R_{n_{siku}} = 0.75 \times 197358$$

$$= 148018.5 \text{ N}$$

- Pada lubang baut bagian plat buhul

$$R_n = 2.4 \times d_b \times t \times f_u$$

$$= 2.4 \times 22.23 \times 10 \times 370$$

$$= 197358 \text{ N}$$

$$\phi R_{n_{web}} = 0.75 \times 197358$$

$$= 148018.5 \text{ N}$$

Diambil kuat nominal tumpu terkecil yakni = 148018.5 N

2) *Kuat Nominal Geser Baut (2 bidang geser)*

$$\begin{aligned}R_{nv} &= f_{nv} \times A_b \times m \\ &= 372 \times 387.75 \times 2 \\ &= 288486.92 \text{ N} \\ \phi R_{nv} &= 0.75 \times 288486.92 \\ &= 216365.19 \text{ N}\end{aligned}$$

Diambil yang terkecil yakni : 148018.5 N

Jumlah baut dan jarak antar baut

1) *Perhitungan Jumlah Baut*

$$n = \frac{V_{uc}}{\phi R_{nv}} = \frac{276926.61}{148018.5} = 1.8709 \approx 6 \text{ baut}$$

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, yakni $1\ 1/8$ in

Jarak tepi Maksimum (S_{max}) menurut SNI 1729 : 2015 pasal

J3.5 adalah nilai terendah dari

$$\begin{aligned}S_{maks} &= 12 \text{ tp} \\ &= 12 \times 10 \\ &= 120 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$S_{maks} = 150 \text{ mm}, \text{ Maka } S_{maks} = 120 \text{ mm}$$

Digunakan jarak $S_1 = 100 \text{ mm}$

• *Jarak antar baut S*

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.3, jarak minimum baut :

$$S_{min} = 3 \text{ d}$$

$$= 3 \times 22.23$$

$$= 66.675 \text{ mm}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5(a), jarak maksimum baut adalah yang terendah dari :

$$S_{maks} = 24 \text{ tp}$$

$$= 24 \times 10$$

$$= 240 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 305 \text{ mm}, \text{ Maka } S_{maks} = 240 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan jarak } S = 180 \text{ mm}$$

- Jarak baut ke web balok induk (w)

$$w = 50 \text{ mm}$$

Kontrol kekuatan geser blok plat

Kontrol kekuatan geser blok pada balok anak sebagai berikut :

Dimana :

$$\ell = S + S + S + S + S + S_1$$

$$= 180 + 180 + 180 + 180 + 180 + 100$$

$$= 640 \text{ mm}$$

$$U_{bs} = \text{Koefisien reduksi, bila tegangan tarik merata maka } U_{bs} \text{ senilai}$$

$$= 1.0$$

1) Luasan Geser pada Pelat Siku

Menghitung Luas bruto (A_{gv}) :

$$A_{gv} = tp \times \ell$$

$$= 10 \times 640$$

$$= 6400 \text{ mm}^2$$

Menghitung Luas netto (A_{nv}) :

- Lebar lubang (ℓ_b) :
- ℓ_b total = ℓ_b x jumlah lubang
= 24.225 x 5.5
= 133.24 mm
- A_{nv} = tp x (ℓ - ℓ_b total)
= 10 x (640 - 133.2)
= 5067.6 mm²

Syarat :

$$A_{nv} < 85\% \times A_{gv}$$
$$5068 \text{ mm}^2 < 85\% \times 6400$$
$$5068 \text{ mm}^2 < 5440 \text{ mm}^2$$

2) Luasan Tarik pada Pelat Siku

Menghitung Luas bruto (A_{gv}) :

$$A_{gt} = tp \times x$$
$$= 10 \times 40$$
$$= 400 \text{ mm}^2$$

Menghitung Luas netto (A_{nv}) :

- ℓ_b total = ℓ_b x jumlah lubang
= 24.23 x 0.5
= 12.113 mm
- A_{nt} = tp x (ℓ - ℓ_b total)
= 10 x (40 - 12.11)
= 278.88 mm²

Syarat :

$$A_{nt} < 85\% \times A_{gt}$$

$$279 \text{ mm}^2 < 85\% \times 400$$

$$279 \text{ mm}^2 < 340 \text{ mm}^2$$

3) Kuat nominal dihitung sebagai berikut :

Menurut AISC - LRFD pasal J4.1, kuat putus geser dihitung :

$$\begin{aligned} 0.6 f_u A_{nv} &= 0.6 \times 370 \times 5067.6 \\ &= 1125012.8 \text{ N} \end{aligned}$$

Menurut AISC - LRFD pasal J4.2, kuat putus tarik dihitung :

$$\begin{aligned} f_u A_{nt} &= 370 \times 278.88 \\ &= 103183.75 \text{ N} \end{aligned}$$

Menurut, AISC - LRFD pasal J4.3, kuat geser blok dihitung :

Apabila $f_u A_{nt} < 0.6 f_u A_{nv}$, maka :

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi [0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \leq \phi [0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \\ &= 0.75 \times [0.6 \times 370 \times 5067.6 + 1 \times 370 \times 279] \\ &\leq 0.75 \times [0.6 \times 240 \times 6400 + 1 \times 370 \times 279] \\ &= 921147.4 \text{ N} > 768587.8 \text{ N} \end{aligned}$$

Konfigurasi blok geser yang menentukan adalah yang menghasilkan tahanan geser terkecil, maka kuat leleh pelat menentukan :

$$\phi R_n = 768587.8 \text{ N}$$

Syarat :

$$\phi R_n > V_{uc}$$

$$768588 \text{ N} > 276927 \text{ N}$$

5.5.4 Kuat Desain Las Fillet

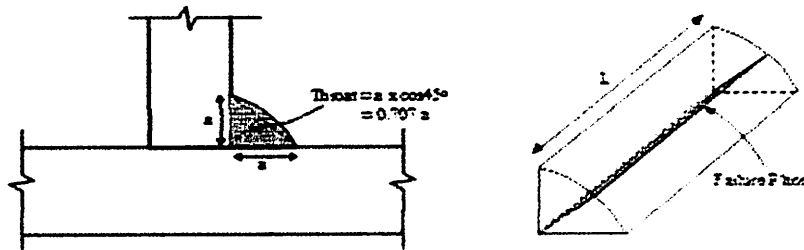
Sambungan las yang digunakan yakni electrode E7014

$$F_{EXX} = 482 \text{ Mpa}$$

Tebal las rencana (a), disyaratkan sebagai berikut :

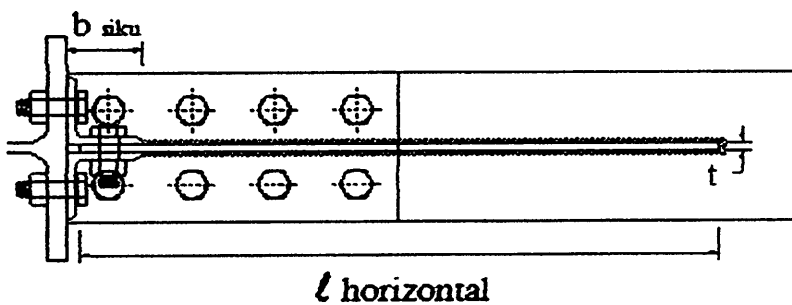
Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J2b tabel J2.4, tebal las minimum (a_{min}) pada bagian yang disambung dengan ketebalan paling tipis (t) = 10 mm yang mana $6 \text{ mm} < t = 10 < 13 \text{ mm}$, yakni : 5 mm

Tebal las maksimum yang disyaratkan dalam SNI 1729 : 2015 pasal J2.2b(b) untuk material dengan tebal paling tipis (t) = 10 mm, yakni $a_{max} = t - 2 = 8 \text{ mm}$ Maka tebal las rencana (a) = 6 mm



$$\begin{aligned} \text{tebal efektif } (t_e) &= a \times \cos 45^\circ \\ \text{Throat} &= 6 \times \cos 45 \\ &= 4.2426 \text{ mm} \end{aligned}$$

Panjang bagian yang dilas (L)



$$\begin{aligned} L &= 2 \times \left(l_{\text{horizontal}} - b_{\text{siku}} \right) + t \\ &= 2 \times \left(770 - 90 \right) + 10 \end{aligned}$$

$$= 1370 \text{ mm}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J2.2b Panjang las (L_w) minimum yakni

$$\begin{aligned} L_{w \min} &= 4 a \\ &= 4 \times 6 \\ &= 24 \text{ mm} < L_w = 1370.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sedangkan panjang efektif disyaratkan sebagai berikut :

Untuk $L_w < 300 a$ (= 1800 mm), maka $L_{w \max}$ yakni :

$$\begin{aligned} L_{w \text{ eff}} &= L_w \times (1.2 - 0.002 L_w / a) \\ &= 1370.0 \times (1.2 - 0.002 \times 1370.0 / 6) \\ &= 1018.4 \text{ mm} \end{aligned}$$

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 :

$$\begin{aligned} A_{we} &= L_{w \text{ eff}} \times t_e \\ &= 1018.4 \times 4.2426 \\ &= 4320.5639 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tegangan nominal las per mm^2 (SNI 1729 : 2015 tabel J2-5 Lanjutan) :

$$\begin{aligned} f_{nw} &= 0.6 \times f_{EXX} \\ &= 0.6 \times 482 \\ &= 289.2 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Kekuatan desain Las (ϕP_n , menurut SNI 1729 : 2015 pasal J2.4(a)

yakni :

Kuat nominal las, yakni :

$$\begin{aligned} P_{nw} &= f_{nw} \times A_{we} \\ &= 289.2 \times 4320.5639 \\ &= 1249507.1 \text{ N} \end{aligned}$$

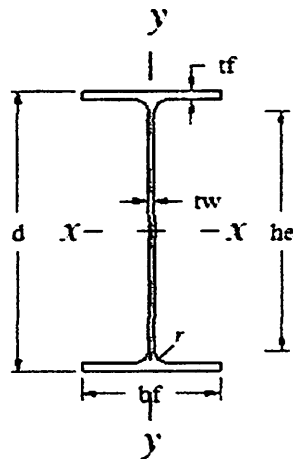
$$\begin{aligned}\phi P_{nw} &= 0.75 \times 1249507.1 \\ &= 937130.3 \text{ N}\end{aligned}$$

Kontrol terhadap gaya yang bekerja

$$\begin{aligned}\phi P_n &> \text{Hub} \\ 937130.3 \text{ N} &> 192562.66 \text{ N}\end{aligned}$$

5.6 Sambungan Balok Induk - Kolom

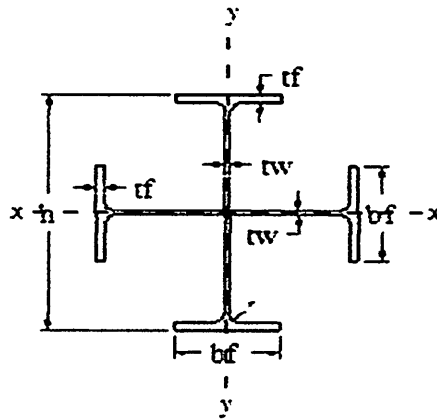
Digunakan profil WF balok induk 450 x 200 x 9 x 14



Dari tabel baja diperoleh :

d	: 450.0 mm	r	: 18.0 mm	I_y	: 1870.0 cm ⁴
b _f	: 200.0 mm	H ₁	: 32.0 mm	r _x	: 18.61 cm
t _w	: 9.0 mm	H ₂	: 386.0 mm	r _y	: 4.40 cm
tf	: 14.0 mm	w	: 75.96 Kg/m	S _x	: 1489.0 cm ³
A _g	: 96.8 cm ²	I _x	: 33500.0 cm ⁴	S _y	: 187.0 cm ³
f _u	: 500 Mpa	E _s	: 200000 MPa		

Digunakan profil kolom :



Digunakan profil baja KC untuk kolom 700 x 300 x 13 x 24

Dari tabel baja diperoleh :

h	: 700.0 mm	r	: 28.0 mm	I_y	: 220791.0 cm ⁴
b_f	: 300.0 mm	H_1	: 52.0 mm	r_x	: 21.21 cm
t_w	: 13.0 mm	H_2	: 596.0 mm	r_y	: 21.65 cm
tf	: 24.0 mm	w	: 369.70 Kg/m	S_x	: 6051.4 cm ³
A_g	: 471.0 cm ²	I_x	: 211800.0 cm ⁴	S_y	: 6193.3 cm ³
Z_x	: 7356.3 cm ³	f_u	: 500 Mpa	E_s	: 200000 MPa
Z_y	: 7505.0 cm ³	f_y	: 290 MPa	h_e	: 596.0 mm
E_c	: 23500 Mpa			f_c	: 25 Mpa

Baut yang digunakan :

Diameter baut (d_b)	=	7/8 in	=	22.225 mm
Luas Baut	=	$\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \varnothing^2$	=	387.75 mm ²
Luas lubang (l_b)	=	$d_b + 2$	=	24.225 mm

Mutu baut yang digunakan (menurut SNI 1729 : 2015, Tabel J3.2, hal 125), yakni :

Mutu baut	=	A325
Kuat tarik minimum (f_{ub})	=	620 Mpa

Tegangan geser baut (f_{nv}) = 372 Mpa (ulir drat, 1 bisang geser)

Plat yang digunakan :

f_{yp} = 240 Mpa

f_{up} = 370 MPa

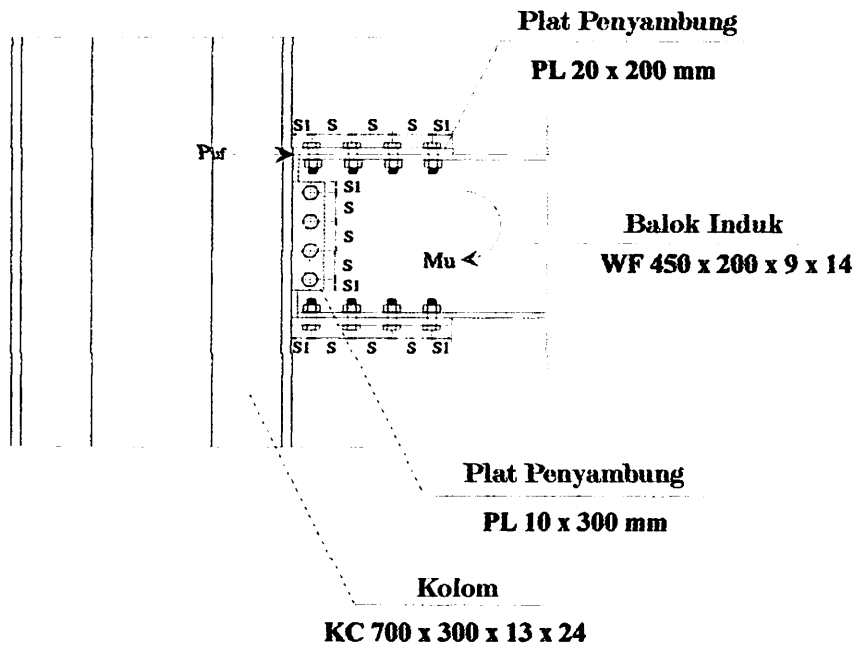
Hasil analisa balok induk yang diperoleh dari program Etabs :

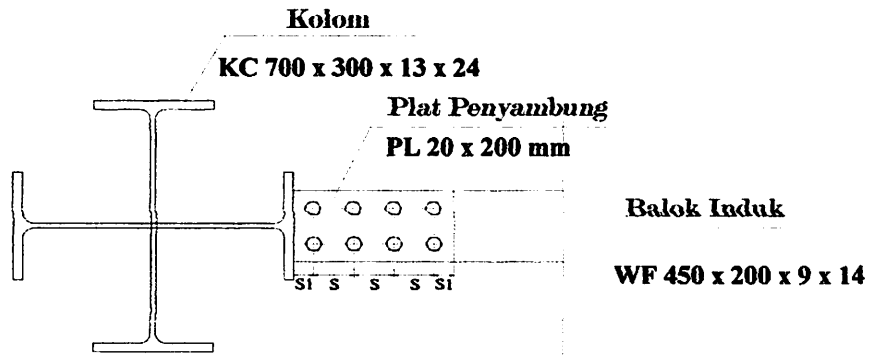
M_u = 383949342 Nmm

V_u = 275755.06 N

M_{pr} = 569654697 Nmm

Sambungan direncanakan sebagai berikut :





Gambar 5.10 Perencanaan bresing dan Balok Induk bawah

Pemeriksaan desain kekuatan lentur balok :

$$Z_{req} = \frac{M_u}{0.9 \times f_y} = \frac{569654697.2}{0.9 \times 290} = 2182585.05 \text{ mm}^3$$

Diasumsikan terdapat : 2 baris baut pada sambungan flens balok & flens kolom.

$$\begin{aligned} A_{fg} &= b_f \times t_f \\ &= 200 \times 14 \\ &= 2800 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{fn} &= A_{fg} - [2 \times l_b \times t_f] \\ &= 2800 - [2 \times 24.225 \times 14] \\ &= 2121.7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menurut *Manual AISC LRFD* pasal B.10 (hal 759) pelubangan salah satu sayap disyaratkan apabila :

$$\begin{aligned} 0.75 \times f_u \times A_{fn} &\geq 0.90 \times f_y \times A_{fg} \\ 0.75 \times 500 \times 2121.7 &\geq 0.90 \times 290 \times 2800 \\ 795637.5 &> 730800 \end{aligned}$$

Maka luas tegangan efektif flens balok adalah :

$$A_{fe} = \frac{5 \times f_u}{6 \times f_y} A_{fn} = \frac{5 \times 500}{6 \times 290} \times 2121.7$$

$$= 2255.8305 \text{ mm}$$

Persentasi reduksi Luas total terhadap luas efektif yakni :

$$\frac{A_{fe}}{A_{fg}} \times 100\% = \frac{2255.8305}{2800} \times 100\% = 80.6\%$$

Maka persentase reduksi yakni :

$$100\% - 80.6\% = 19.43\%$$

Karena terdapat reduksi luas bruto menjadi luas efektif maka modulus plastis efektif penampang (Z_e) dihitung sebagai berikut :

$$Z_x = \{(bf - tw) \cdot tf \cdot (d - tf)\} + \left(\frac{tw \cdot d^2}{4}\right)$$

$$= \{(200 - 9) \times 14 \times (450 - 14)\} + \frac{9 \times 450^2}{4}$$

$$= 1165864.0 \text{ mm}^3$$

$$Z_e \approx Z_x - 2 \left(19.4\% A_{fg} \frac{d}{2}\right)$$

$$\approx 1165864.0 - 2 \left(0.194 \times 2800 \times \frac{450}{2}\right)$$

$$\approx 920987.7 \text{ mm}^3$$

Apabila :

$$Z_{req} = 2182585 \text{ mm}^3 > Z_e = 920987.7 \text{ mm}^3$$

5.6.1 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

$$\begin{aligned}R_n &= 2.4 \times d_b \times t_w \times f_u \\ &= 2.4 \times 22.225 \times 9 \times 500 \\ &= 240030 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi R_{n \text{ web}} &= 0.75 \times 240030 \\ &= 180022.5 \text{ N}\end{aligned}$$

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

Perhitungan jumlah dan jarak antar baut

1) Perhitungan Jumlah Baut

$$n = \frac{V_u}{\phi R_{mv}} = \frac{275755.06}{108182.6} = 2.549 \approx 4 \text{ baut}$$

2) Kontrol kekuatan baut terhadap

$$\begin{aligned} V_{ub} &= \frac{V_u}{n} \leq \phi R_n \\ &= \frac{275755.06}{4} \\ &= 68938.765 \text{ N} < 108182.6 \text{ N} \end{aligned}$$

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, yakni $1 1/8$ in

Jarak tepi Maksimum (S_{max}) menurut SNI 1729 : 2015 pasal

J3.5 adalah nilai terendah dari

$$\begin{aligned} S_{maks} &= 12 \text{ tp} \\ &= 12 \times 10 \\ &= 120 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{maks} = 150 \text{ mm}, \text{ Maka } S_{maks} = 120 \text{ mm}$$

Digunakan jarak $S_1 = 30 \text{ mm}$

- **Jarak antar baut S**

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.3, jarak minimum baut :

$$S_{min} = 3 \text{ d}$$

$$= 3 \times 22.23$$

$$= 66.675 \text{ mm}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5(a), jarak maksimum baut adalah yang terendah dari :

$$S_{maks} = 24 \text{ tp}$$

$$= 24 \times 10$$

$$= 240 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 305 \text{ mm}, \text{ Maka } S_{maks} = 240 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan jarak } S = 80 \text{ mm}$$

- Jarak baut ke tepi plat (w)

$$w = 30 \text{ mm}$$

Kontrol kekuatan geser blok plat :

Kontrol kekuatan geser blok pada balok anak sebagai berikut :

Dimana :

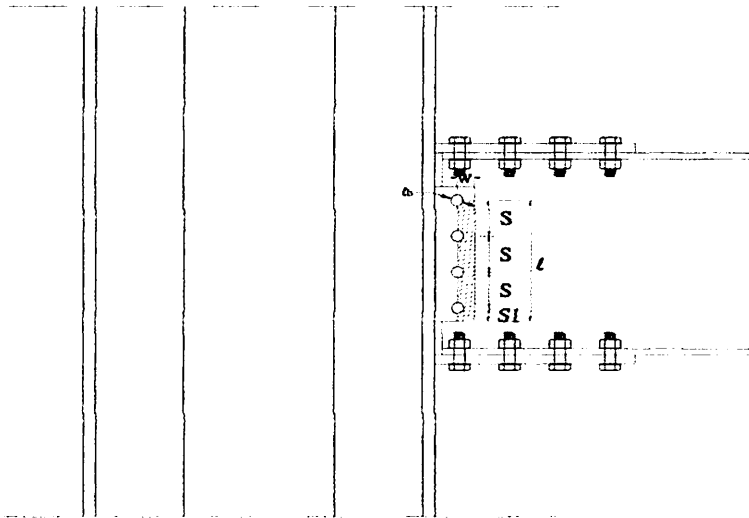
$$l = S + S + S + S_1$$

$$= 80 + 80 + 80 + 30$$

$$= 270.0 \text{ mm}$$

$$U_{bs} = \text{Koefisien reduksi, bila tegangan tarik merata maka } U_{bs} \text{ senilai}$$

$$= 1.0$$



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}) :

- $l_b \text{ total} = l_b \times \text{jumlah baut}$

$$\begin{aligned}
 &= 24.225 \times 3.5 \\
 &= 84.788 \text{ mm}
 \end{aligned}$$
- $A_{nv} = tp \times 2 \times (l - l_b \text{ total})$

$$\begin{aligned}
 &= 10 \times 2 \times (270 - 85) \\
 &= 3704.3 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}
 A_{nv} &< 85\% \times A_{gv} \\
 3704 \text{ mm}^2 &< 85\% \times 5400 \\
 3704 \text{ mm}^2 &< 4590 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

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 total = $\ell_b \times$ jumlah baut
 $= 24.225 \times 0.5$
 $= 12.113 \text{ mm}$
- $A_{nt} = tp \times 2 \times (w - \ell_b \text{ total})$
 $= 10 \times 2 \times (30 - 12.11)$
 $= 357.75 \text{ mm}^2$

Syarat :

$$\begin{aligned} A_{nt} &< 85\% \times A_{gt} \\ 358 \text{ mm}^2 &< 85\% \times 600 \\ 358 \text{ mm}^2 &< 510 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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 :

$$\begin{aligned} f_u A_{nt} &= 370 \times 357.75 \\ &= 132367.5 \text{ N} \end{aligned}$$

Menurut, AISC - LRFD pasal J4.3, kuat geser blok dihitung :

Apabila $f_u A_{nt} < 0.6 f_u A_{nv}$, maka :

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi [0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \leq \phi [0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \\ &= 0.75 \times [0.6 \times 370 \times 3704.3 + 1 \times 370 \times 358] \\ &\leq 0.75 \times [0.6 \times 240 \times 5400 + 1 \times 370 \times 358] \\ &= 716033.3 \text{ N} > 682475.6 \text{ N}\end{aligned}$$

Konfigurasi blok geser yang menentukan adalah yang menghasilkan tahanan geser terkecil, maka kuat leleh pelat menentukan :

$$\phi R_n = 682475.6 \text{ N}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}\phi R_n &> V_u \\ 682476 \text{ N} &> 275755 \text{ N}\end{aligned}$$

Sambungan plat ke flens kolom (las fillet)

Sambungan las yang digunakan yakni electrode 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})

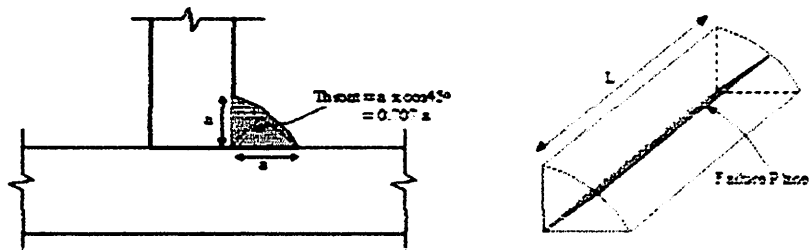
pada bagian yang disambung dengan ketebalan paling tipis (t) = 10 mm

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

$$a_{\max} = t - 2 = 8 \text{ mm} \text{ Maka tebal las rencana (a) = } 6 \text{ mm}$$

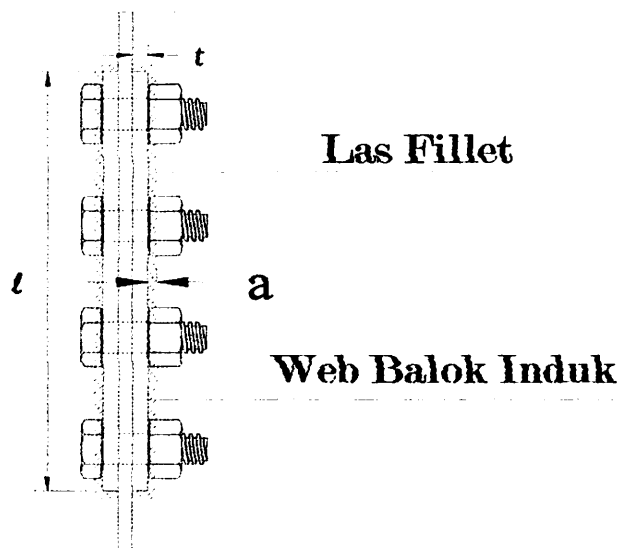


$$\text{tebal efektif } (t_e) = a \times \cos 45^\circ$$

$$\text{Throat} = 6 \times \cos 45$$

$$= 4.2426 \text{ mm}$$

Panjang bagian yang dilas (L)



$$\begin{aligned} L_w &= [2 \times t + l] \times 2 \\ &= [2 \times 10 + 300] \times 2 \\ &= 640 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J2.2b Panjang las (L_w) minimum yakni

$$\begin{aligned} L_{w \min} &= 4 a \\ &= 4 \times 6 \\ &= 24 \text{ mm} < L_w = 640.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sedangkan panjang efektif disyaratkan sebagai berikut :

Untuk $L_w > 100 a$ ($= 600 \text{ mm}$), maka $L_{w_{max}}$ yakni :

$$\begin{aligned} L_{w_{eff}} &= L_w \\ &= 640.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J2.2a luas efektif adalah panjang efektif

($L_{w_{eff}}$) dikalikan dengan throat efektif las, yang dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} A_{we} &= L_{w_{eff}} \times t_e \\ &= 640.0 \times 4.2426 \\ &= 2715.29 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tegangan nominal las per mm^2 (SNI 1729 : 2015 tabel J2-5 Lanjutan) :

$$\begin{aligned} f_{nw} &= 0.6 \times f_{EXX} \\ &= 0.6 \times 482 \\ &= 289.2 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Kekuatan desain Las (ϕP_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

$$\phi P_n > V_u$$

$$588946.41 \text{ N} > 275755.06 \text{ N}$$

5.6.2 Merencanakan Sambungan flens balok dengan kolom

Desain plat pengambung pada flens balok

Menghitung gaya pada sayap balok :

$$P_{uf} = \frac{M_u}{d} = \frac{383949342}{450} = 853220.76 \text{ N}$$

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 flens dari balok induk

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times d_b \times t_f \times f_u \\ &= 2.4 \times 22.225 \times 14 \times 500 \\ &= 373380 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{n \text{ web}} &= 0.75 \times 373380 \\ &= 280035 \text{ N} \end{aligned}$$

Diambil kuat nominal tumpu terkecil yakni = 280035 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

Perhitungan jumlah dan jarak antar baut

1) Perhitungan Jumlah Baut berdasarkan geser

$$n = \frac{P_{uf}}{\phi R_n} = \frac{853220.76}{280035} = 3.0468$$

Perhitungan Jumlah Baut berdasarkan kuat tumpu

$$n = \frac{V_u}{\phi R_{nv}} = \frac{275755.06}{108182.6} = 2.549$$

Maka digunakan jumlah baut terbesar yakni : $3.0468 \approx 8$

2) Kontrol kekuatan baut terhadap

$$\begin{aligned}V_{ub} &= \frac{V_u}{n} \leq \phi R_{nv} \\ &= \frac{275755.06}{8} \\ &= 34469.383 \text{ N} < 108182.6 \text{ N}\end{aligned}$$

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, yakni $1 \ 1/8$ in

Jarak tepi Maksimum (S_{max}) menurut SNI 1729 : 2015 pasal

J3.5 adalah nilai terendah dari

$$\begin{aligned}
 S_{maks} &= 12 \text{ tp} \\
 &= 12 \times 20 \\
 &= 240 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{maks} = 150 \text{ mm}, \text{ Maka } S_{maks} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan jarak } S_1 = 50 \text{ mm}$$

- Jarak antar baut S

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.3, jarak minimum baut :

$$\begin{aligned}
 S_{min} &= 3 \text{ d} \\
 &= 3 \times 22.23 \\
 &= 66.675 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5(a), jarak maksimum baut adalah yang terendah dari :

$$\begin{aligned}
 S_{maks} &= 24 \text{ tp} \\
 &= 24 \times 20 \\
 &= 480 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$S_{maks} = 305 \text{ mm}, \text{ Maka } S_{maks} = 305 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan jarak } S = 100 \text{ mm}$$

- Jarak baut ke tepi plat (w)

$$w = 50 \text{ mm}$$

Pemeriksaan terhadap kuat tarik dari plat penyambung pada sayap balok induk

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0.90 \times f_y \times A_g \\
 &= 0.90 \times 240 \times [20 \times 200] \\
 864000 \text{ N} &> P_{uf} = 853220.76
 \end{aligned}$$

Pemeriksaan terhadap tarik fraktur dari plat penyambung

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0.90 \times f_u \times A_n \\ &= 0.90 \times 370 \times \left[(200 - 2 \times 24.225) \times 20 \right] \\ &= 1009323 \text{ N} > P_{wf} = 853220.76\end{aligned}$$

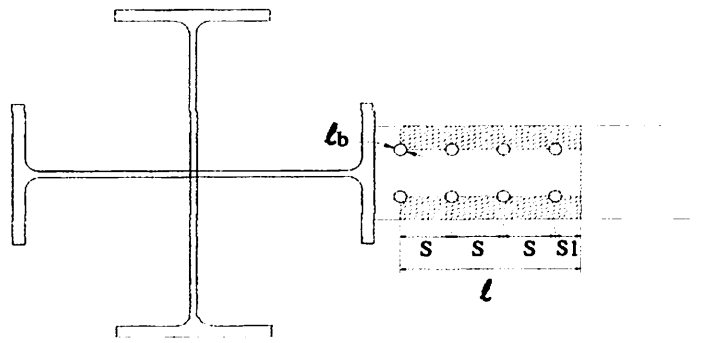
Kontrol kekuatan geser blok plat :

Kontrol kekuatan geser blok pada balok anak sebagai berikut :

Dimana :

$$\begin{aligned}l &= S + S + S + S_1 \\ &= 100 + 100 + 100 + 50 \\ &= 350 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}U_{bs} &= \text{Koefisien reduksi, bila tegangan tarik merata maka } U_{bs} \text{ senilai} \\ &= 1.0\end{aligned}$$



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}) :

- $\ell_b \text{ total} = \ell_b \times \text{jumlah baut}$
 $= 24.225 \times 3.5$
 $= 84.788 \text{ mm}$
- $A_{nv} = tp \times 2 \times (\ell - \ell_b \text{ total})$
 $= 20 \times 2 \times (350 - 85)$
 $= 10609 \text{ mm}^2$

Syarat :

$$A_{nv} < 85\% \times A_{gv}$$
$$10609 \text{ mm}^2 < 85\% \times 14000$$
$$10609 \text{ mm}^2 < 11900 \text{ mm}^2$$

2) Luasan Tarik pada Pelat penyambung

Menghitung Luas bruto (A_{gv}) :

$$A_{gt} = 2 \times tp \times w$$
$$= 2 \times 20 \times 50$$
$$= 2000 \text{ mm}^2$$

Menghitung Luas netto (A_{nt}) :

- $\ell_b \text{ total} = \ell_b \times \text{jumlah baut}$
 $= 24.225 \times 0.5$
 $= 12.113 \text{ mm}$
- $A_{nt} = tp \times 2 \times (w - \ell_b \text{ total})$
 $= 20 \times 2 \times (50 - 12.11)$
 $= 1515.5 \text{ mm}^2$

Syarat :

$$A_{nt} < 85\% \times A_{gt}$$

$$1516 \text{ mm}^2 < 85\% \times 2000$$

$$1516 \text{ mm}^2 < 1700 \text{ mm}^2$$

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 :

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi [0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \leq \phi [0.6 F_v A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \\ &= 0.75 \times [0.6 \times 370 \times 10609 + 1 \times 370 \times 1516] \\ &\leq 0.75 \times [0.6 \times 240 \times 14000 + 1 \times 370 \times 1516] \\ &= 2186866.5 \text{ N} > 1932551.3 \text{ N} \end{aligned}$$

Konfigurasi blok geser yang menentukan adalah yang menghasilkan

tahanan geser terkecil, maka kuat leleh pelat menentukan :

$$\phi R_n = 1932551.3 \text{ N}$$

Syarat :

$$\phi R_n > P_{uf}$$

$$1932551 \text{ N} > 853221 \text{ N}$$

Sambungan plat ke flens kolom (las fillet)

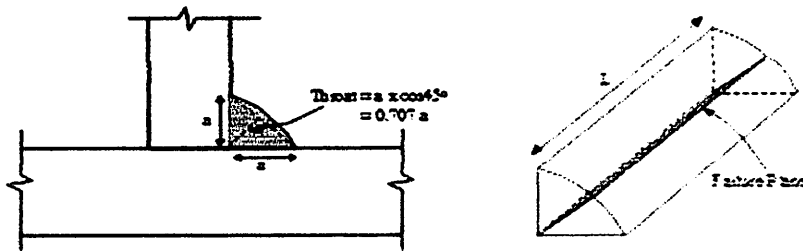
Sambungan las yang digunakan yakni electrode E7014

$$F_{EXX} = 482 \text{ Mpa}$$

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 $19 \text{ mm} < t = 20 \text{ mm}$, 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 $a_{max} = t - 2 = 18 \text{ mm}$ Maka tebal las rencana (a) = 10 mm



$$\begin{aligned} \text{tebal efektif } (t_e) &= a \times \cos 45^\circ \\ \text{Throat} &= 10 \times \cos 45 \\ &= 7.0711 \text{ mm} \end{aligned}$$

Panjang bagian yang dilas (L)

$$\begin{aligned} L_w &= [2 \times t + 2 \times l] \times 2 \\ &= [2 \times 20 + 2 \times 200 \times] \times 2 \\ &= 880 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J2.2b Panjang las (L_w) minimum yakni

$$\begin{aligned} L_{w \min} &= 4 a \\ &= 4 \times 10 \\ &= 40 \text{ mm} < L_w = 880.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sedangkan panjang efektif disyaratkan sebagai berikut :

Untuk $L_w < 100 a$ ($= 1000 \text{ mm}$), maka $L_{w \max}$ yakni :

$$Lw_{eff} = Lw$$

$$= 880.0 \text{ mm}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J2.2a luas efektif adalah panjang efektif (Lw_{eff}) dikalikan dengan throat efektif las, yang dihitung sebagai berikut :

$$A_{we} = Lw_{eff} \times t_e$$

$$= 880.0 \times 7.0711$$

$$= 6222.5397 \text{ mm}^2$$

Tegangan nominal las per mm^2 (SNI 1729 : 2015 tabel J2-5 Lanjutan) :

$$f_{nw} = 0.6 \times f_{EXX}$$

$$= 0.6 \times 482$$

$$= 289.2 \text{ Mpa}$$

Kekuatan desain Las (ϕP_n , menurut SNI 1729 : 2015 pasal J2.4(a) yakni :

Kuat nominal las, yakni :

$$P_{nw} = f_{nw} \times A_{we}$$

$$= 289.2 \times 6222.5397$$

$$= 1799558.5 \text{ N}$$

$$\phi P_{nw} = 0.75 \times 1799558.5$$

$$= 1349668.9 \text{ N}$$

Kontrol terhadap gaya yang bekerja

$$\phi P_n > P_{uf}$$

$$1349668.9 \text{ N} > 853220.76 \text{ N}$$

Pemeriksaan kuat tekan plat penyambung

Diasumsikan $Kc = 0.65$

$$\begin{aligned}
 \ell &= \text{Jarak tepi baut} + \text{setback} \\
 &\text{setback diambil sebesar } 15 \text{ mm} \\
 &= 65.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{200 \times 20^3 / 12}{200 \times 20}} = 5.7735027$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.65 \times 65.0}{5.773502692} = 7.3179$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{200000}{240}} = 135.97$$

Karena, $KL/r < 4.71 \sqrt{(E/Q f_y)}$ 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 :

$$= \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{3.14^2 \times 200000}{7.32^2} = 269464.7 \text{ MPa}$$

Maka, tegangan kritis dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 F_{cr} &= 0.658 \frac{240}{269464.7} \times 240 \\
 &= 239.91055 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Desain kuat tekuk A

$$P_n = F_{cr} \times A$$

$$= 239.91 \times 200 \times 20$$

$$= 959642.19 \text{ N}$$

Syarat :

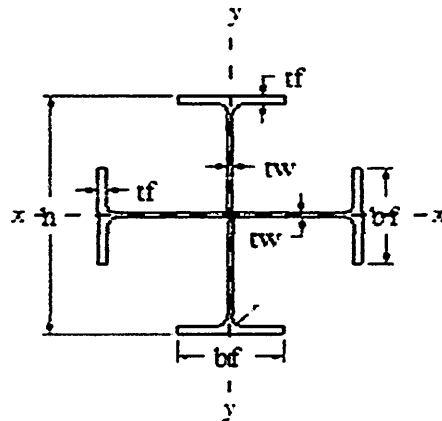
$$\phi P_n > P_{uf}$$

$$0.9 \times 959642.19 > 853220.76 \text{ N}$$

$$863677.9748 \text{ N} > 853220.76 \text{ N}$$

5.7 Sambungan Kolom - Kolom

Digunakan profil kolom :



Digunakan profil baja KC untuk kolom 700 x 300 x 13 x 24

Dari tabel baja diperoleh :

h	: 700.0 mm	r	: 28.0 mm	I_y	: 220791.0 cm ⁴
b_f	: 300.0 mm	H_1	: 52.0 mm	r_x	: 21.21 cm
t_w	: 13.0 mm	H_2	: 596.0 mm	r_y	: 21.65 cm
tf	: 24.0 mm	w	: 369.70 Kg/m	S_x	: 6051.4 cm ³
A_g	: 471.0 cm ²	I_x	: 211800.0 cm ⁴	S_y	: 6193.3 cm ³
Z_x	: 7356.3 cm ³	f_u	: 500 MPa	E_s	: 200000 MPa
Z_y	: 7505.0 cm ³	f_y	: 290 MPa	h_e	: 596.0 mm

$$E_c : 23500 \text{ Mpa} \qquad f_c : 25 \text{ Mpa}$$

Baut yang digunakan :

$$\text{Diameter baut } (d_b) = 7/8 \text{ in} = 22.225 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Baut} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \varnothing^2 = 387.75 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas lubang } (l_b) = d_b + 2 = 24.225 \text{ mm}$$

Mutu baut yang digunakan (menurut SNI 1729 : 2015, Tabel J3.2, hal 125), yakni :

$$\text{Mutu baut} = A325$$

$$\text{Kuat tarik minimum } (f_{ub}) = 620 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan geser baut } (f_{nv}) = 372 \text{ Mpa (ulir drat, 1 bisang geser)}$$

Plat yang digunakan :

$$f_{yp} = 240 \text{ Mpa}$$

$$f_{up} = 370 \text{ MPa}$$

Hasil analisa balok induk yang diperoleh dari program Etabs :

$$P_u = 771289.8 \text{ N}$$

$$V_a = 82017.84 \text{ N}$$

$$M_a = 3580259.6 \text{ Nmm}$$

$$V_b = 10242.71 \text{ N}$$

$$M_b = 10104599 \text{ Nmm}$$

5.7.1 Merencanakan Sambungan Flens Kolom

Digunakan plat 14 mm x 300 mm

$$\begin{aligned} P_{uf} &= P_u \times \frac{b_f \cdot t_f}{A_g} = 771289.8 \times \frac{300 \times 24}{47100} \\ &= 117904.17 \text{ N} \end{aligned}$$

Kontrol baut terhadap geser, tumpu dan tarik

1) Kontrol Nominal tumpu :

- Pada lubang baut bagian plat penyambung

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 2.4 \times 22 \frac{2}{9} \times 14 \times 370 \\ &= 276301.2 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{n_{\text{plat}}} &= 0.75 \times 276301.2 \\ &= 207225.9 \text{ N} \end{aligned}$$

- Pada lubang baut bagian web dari balok induk

$$\begin{aligned} R_n &= 2.4 \times d_b \times t_f \times f_u \\ &= 2.4 \times 22.225 \times 24 \times 500 \\ &= 640080 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{n_{\text{web}}} &= 0.75 \times 640080 \\ &= 480060 \text{ N} \end{aligned}$$

Diambil kuat nominal tumpu terkecil yakni = 207225.9 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 : 207225.9 N

Perhitungan jumlah dan jarak antar baut

1) Perhitungan Jumlah Baut

$$n = \frac{P_{u_f}}{\phi R_{nv}} = \frac{117904.17}{207225.9} = 0.569 \approx 8 \text{ baut}$$

2) Kontrol kekuatan baut terhadap geser

$$\begin{aligned} V_{ub} &= \frac{V_u}{n} \leq \phi R_n \\ &= \frac{82017.84}{8} \\ &= 10252.23 \text{ N} < 207225.9 \text{ N} \end{aligned}$$

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, yakni $1\ 1/8$ in

Jarak tepi Maksimum (S_{max}) menurut SNI 1729 : 2015 pasal

J3.5 adalah nilai terendah dari

$$\begin{aligned} S_{maks} &= 12 \text{ tp} \\ &= 12 \times 14 \\ &= 168 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{maks} = 150 \text{ mm}, \text{ Maka } S_{maks} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan jarak } S_1 = 60 \text{ mm}$$

- Jarak antar baut S

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.3, jarak minimum baut :

$$\begin{aligned} S_{min} &= 3 \text{ d} \\ &= 3 \times 22.23 \\ &= 66.675 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5(a), jarak maksimum baut adalah yang terendah dari :

$$\begin{aligned} S_{maks} &= 24 \text{ tp} \\ &= 24 \times 14 \\ &= 336 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{maks} = 305 \text{ mm}, \text{ Maka } S_{maks} = 305 \text{ mm}$$

$$\text{Digunakan jarak } S = 180 \text{ mm}$$

- Jarak baut ke tepi plat (w)

$$w = 60 \text{ mm}$$

5.7.2 Merencanakan Sambungan Web Kolom

Digunakan plat 13 mm x 200 mm

$$\begin{aligned} P_{uw} &= \frac{\{P_u - 4 \times P_{uf}\}}{4} \\ &= \frac{771289.8 - 4 \times 117904.17}{4} \\ &= 74918.277 \text{ N} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 R_n &= 2.4 \times d_b \times t_w \times f_u \\
 &= 2.4 \times 22.225 \times 13 \times 500 \\
 &= 346710 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_{n_{web}} &= 0.75 \times 346710 \\
 &= 260032.5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

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

$$n = \frac{P_{u_w}}{\phi R_{nv}} = \frac{74918.277}{192424.05} = 0.3893 \approx 8 \text{ baut}$$

- 2) Kontrol kekuatan baut terhadap geser

$$\begin{aligned}
 V_{ub} &= \frac{V_u}{n} \leq \phi R_n \\
 &= \frac{82017.84}{8} \\
 &= 10252.23 \text{ N} < 192424.05 \text{ N}
 \end{aligned}$$

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, yakni $1\ 1/8$ in

Jarak tepi Maksimum (S_{max}) menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5 adalah nilai terendah dari

$$\begin{aligned} S_{maks} &= 12\ tp \\ &= 12 \times 13 \\ &= 156\ mm \end{aligned}$$

$$S_{maks} = 150\ mm, \text{ Maka } S_{maks} = 150\ mm$$

$$\text{Digunakan jarak } S_1 = 50\ mm$$

- Jarak antar baut S

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.3, jarak minimum baut :

$$\begin{aligned} S_{min} &= 3\ d \\ &= 3 \times 22.23 \\ &= 66.675\ mm \end{aligned}$$

Menurut SNI 1729 : 2015 pasal J3.5(a), jarak maksimum baut adalah yang terendah dari :

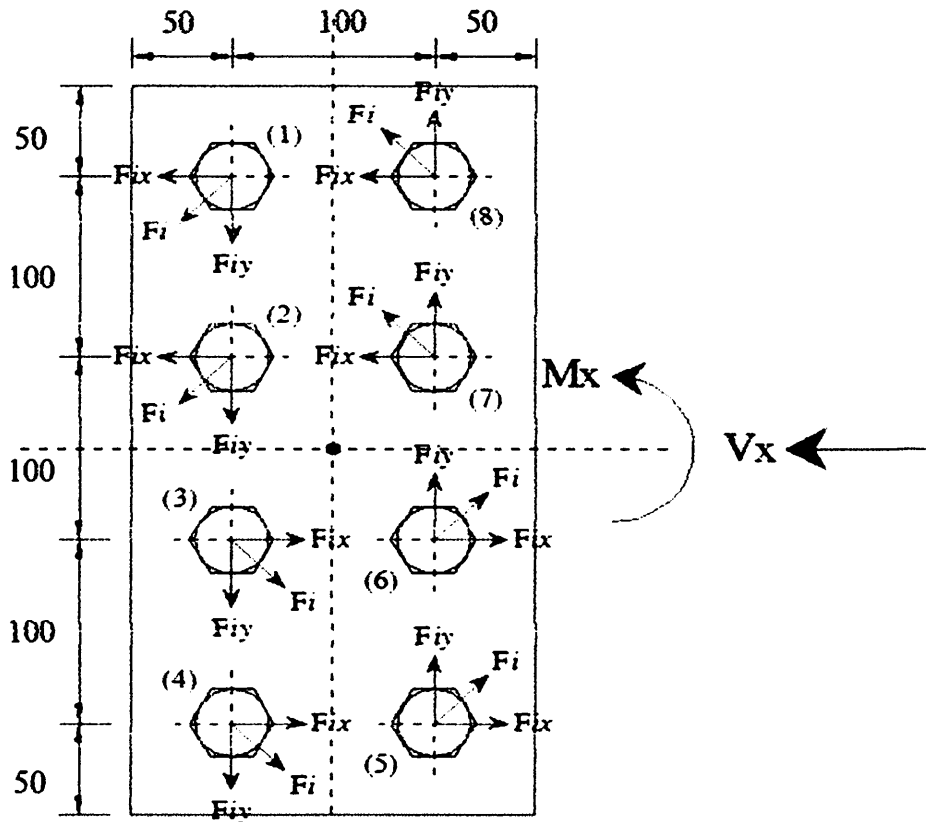
$$\begin{aligned} S_{maks} &= 24\ tp \\ &= 24 \times 13 \\ &= 312\ mm \end{aligned}$$

$$S_{maks} = 305\ mm, \text{ Maka } S_{maks} = 305\ mm$$

$$\text{Digunakan jarak } S = 100\ mm$$

- Jarak baut ke tepi plat (w)

$$w = 50\ mm$$



Gambar 5.11 Jarak Antar Baut dan Gaya Gaya Pada Baut

Kontrol Pada arah sumbu global X - X

Beban yang dipikul baut akibat gaya Geser :

$$V_{ia} = \frac{V_a}{n} = \frac{-82017.84}{8} = -10252.23 \text{ N}$$

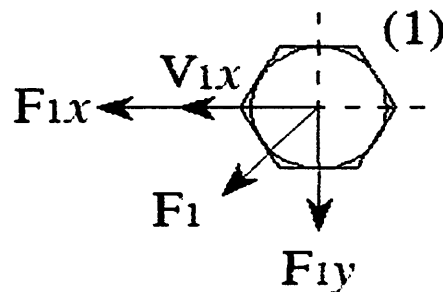
Beban yang bekerja pada masing masing baut dapat diperhatikan pada tabel dibawah ini :

Tabel 5.2 Tabel Jarak Pada Baut

i	x_i (mm)	y_i (mm)	x_i^2 (mm ²)	y_i^2 (mm ²)
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
			$\Sigma xi^2 = 20000$	$\Sigma yi^2 = 100000$
			$\Sigma xi^2 + \Sigma yi^2 = 120000$	

Misalkan gaya yang bekerja pada baut no. 1

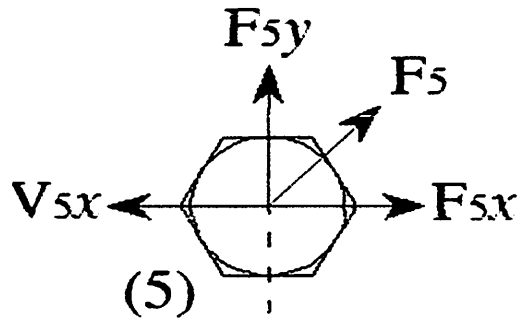


$$F_{1x} = \frac{Ma \cdot y_1}{\Sigma xi^2 + \Sigma yi^2} = \frac{3580259.6 \times 150}{120000} = -4475.3245 \text{ N}$$

$$F_{1y} = \frac{Ma \cdot x_1}{\Sigma xi^2 + \Sigma yi^2} = \frac{3580259.6 \times 50}{120000} = -1491.7748 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 F_1 &= \sqrt{(v_{1a} + F_{1x})^2 + F_{1y}^2} \\
 &= \sqrt{-(10252.23 + 4475.324)^2 + (-1491.8)^2} \\
 &= 14802.914
 \end{aligned}$$

Misalkan gaya yang bekerja pada baut no. 5



$$F_{5x} = \frac{Ma \cdot y_i}{\sum x_i^2 + \sum y_i^2} = \frac{3580259.6 \times 150}{120000} = 4475.3245 \text{ N}$$

$$F_{5y} = \frac{Ma \cdot x_i}{\sum x_i^2 + \sum y_i^2} = \frac{3580259.6 \times 50}{120000} = 1491.7748 \text{ N}$$

$$F_5 = \sqrt{(V_{5a} + F_{5x})^2 + F_{5y}^2}$$

$$= \sqrt{-(10252.23 + 4475.324)^2 + 1491.8^2}$$

$$= 5966.4085$$

Untuk gaya gaya selanjutnya ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 5.3 Tabel Gaya dan Jarak Pada Baut (sumbu x - x)

i	Ma . xi (Nmm ²)	Ma . yi (Nmm ²)	Fix (N)	Fiy (N)	Via (N)	Fi (N)
1	179012978	537038934	-4475.32	-1491.8	-10252.23	14802.91364
2	179012978	179012978	-1491.77	-1491.8	-10252.23	11838.37156
3	179012978	179012978	1491.77	-1491.8	-10252.23	8886.56104
4	179012978	537038934	4475.32	-1491.8	-10252.23	5966.408454
5	179012978	537038934	4475.32	1491.77	-10252.23	5966.408454
6	179012978	179012978	1491.77	1491.77	-10252.23	8886.56104
7	179012978	179012978	-1491.77	1491.77	-10252.23	11838.37156
8	179012978	537038934	-4475.32	1491.77	-10252.23	14802.91364
					Fmax	14802.914

Syarat :

$$F_{\max} < \phi R_m$$

$$14802.914 < 216365.19 \text{ N}$$

Kontrol Pada arah sumbu global Y - Y

Beban yang dipikul baut akibat gaya Geser :

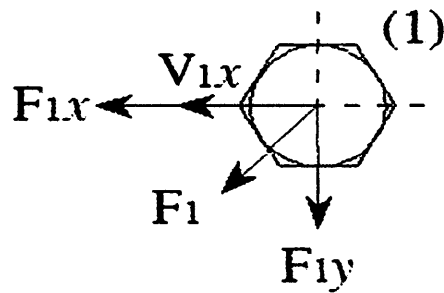
$$V_{ib} = \frac{V_b}{n} = \frac{10242.71}{8} = 1280.3388 \text{ N}$$

Beban yang bekerja pada masing masing baut dapat diperhatikan pada tabel dibawah ini :

Tabel 5.4 Tabel Jarak Pada Baut

i	x_i (mm)	y_i (mm)	x_i^2 (mm ²)	y_i^2 (mm ²)
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



$$F_{1x} = \frac{Mb \cdot y_1}{\Sigma xi^2 + \Sigma yi^2} = \frac{10104599 \times 150}{120000} = -12630.748 \text{ N}$$

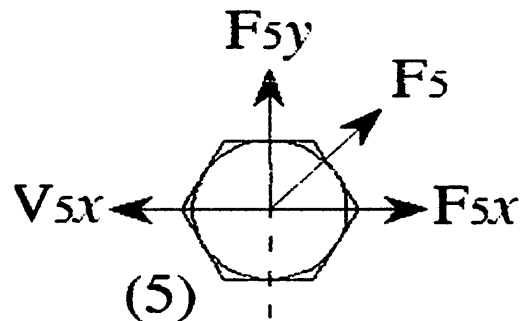
$$F_{1y} = \frac{Mx \cdot x_1}{\Sigma xi^2 + \Sigma yi^2} = \frac{10104599 \times 50}{120000} = -4210.2494 \text{ N}$$

$$F_1 = \sqrt{(V_{1b} + F_{1x})^2 + F_{1y}^2}$$

$$= \sqrt{(1280.34 + (-12630.748))^2 + (-4210.2)^2}$$

$$= 12106.114$$

Misalkan gaya yang bekerja pada baut no. 5



$$F_{5x} = \frac{Mx \cdot y_5}{\Sigma xi^2 + \Sigma yi^2} = \frac{10104599 \times 150}{120000} = 12630.748 \text{ N}$$

$$F_{5y} = \frac{My \cdot x_5}{\Sigma xi^2 + \Sigma yi^2} = \frac{10104599 \times 50}{120000} = 4210.2494 \text{ N}$$

$$F_5 = \sqrt{(V_{5x} + F_{5x})^2 + F_{5y}^2}$$

$$= \sqrt{(1280.34 + 12630.748)^2 + 4210.2^2}$$

$$= 14534.254$$

Untuk gaya gaya selanjutnya ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 5.5 Tabel Gaya dan Jarak Pada Baut (Sumbu y - y)

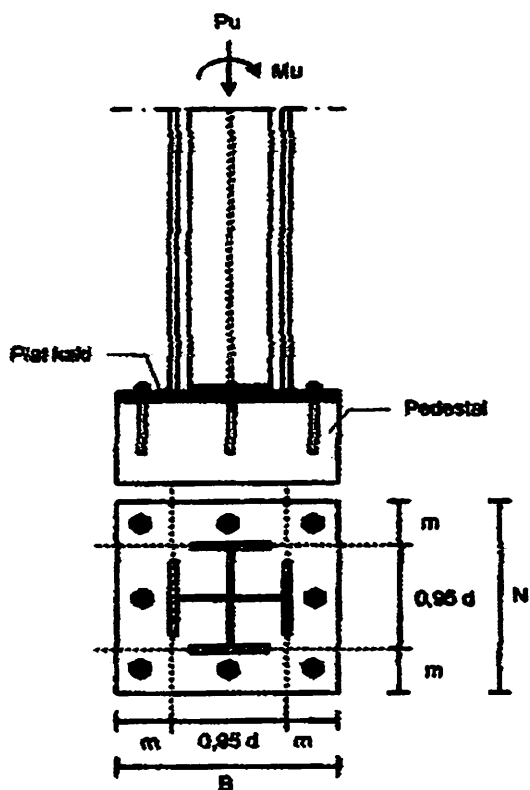
i	Mb . xi (Nmm ²)	Mb . yi (Nmm ²)	Fix (N)	Fiy (N)	Vib (N)	Fi (N)
1	505229932.5	1515689798	-12630.7	-4210.2	1280.33875	12106.11406
2	505229932.5	505229932.5	-4210.25	-4210.2	1280.33875	5129.383683
3	505229932.5	505229932.5	4210.25	-4210.2	1280.33875	6919.014306
4	505229932.5	1515689798	12630.7	-4210.2	1280.33875	14534.25415
5	505229932.5	1515689798	12630.7	4210.25	1280.33875	14534.25415
6	505229932.5	505229932.5	4210.25	4210.25	1280.33875	6919.014306
7	505229932.5	505229932.5	-4210.25	4210.25	1280.33875	5129.383683
8	505229932.5	1515689798	-12630.7	4210.25	1280.33875	12106.11406
					Fmax	14534.254

Syarat :

$$F_{\max} < \phi R_m$$

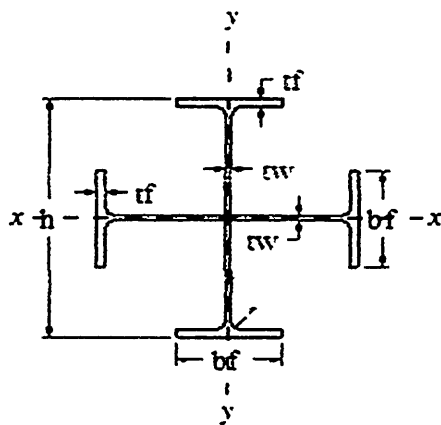
$$14534.254 < 216365.19 \text{ N}$$

5.7 Perhitungan Base Plate



Gambar 5.12 Perencanaan Base Plate

Digunakan profil kolom :



Digunakan profil baja KC untuk kolom 700 x 300 x 13 x 24

Dari tabel baja diperoleh :

h : 700.0 mm r : 28.0 mm I_y : 220791.0 cm⁴
 b_f : 300.0 mm H_1 : 52.0 mm r_x : 21.21 cm
 t_w : 13.0 mm H_2 : 596.0 mm r_y : 21.65 cm
 t_f : 24.0 mm w : 369.70 Kg/m S_x : 6051.4 cm³
 A_g : 471.0 cm² I_x : 211800.0 cm⁴ S_y : 6193.3 cm³
 Z_x : 7356.3 cm³ f_u : 500 Mpa E_s : 200000 MPa
 Z_y : 7505.0 cm³ f_y : 290 MPa h_e : 596.0 mm
 E_c : 23500 Mpa f_c : 35 Mpa

Angkur yang digunakan :

Baut angkur

- ϕ_a (diameter) = $\frac{3}{4}$ in = 19.05 mm

$$f_{yp} = 240 \text{ Mpa}$$

$$f_{up} = 370 \text{ MPa}$$

Hasil analisa yang diperoleh dari program Etabs :

$$P_u = 8243502.5 \text{ N} = 824350.25 \text{ kg}$$

$$V_u = 140588.42 \text{ N}$$

$$M_u = 287796697 \text{ Nmm}$$

Mencari dimensi base plate yang akan digunakan :

a. Dimensi rencana base plate :

Luas bidang plat dasar perlu (A1) :

$$P_u \leq \phi P_p$$

$$P_u \leq \phi (0.85 \times f_c \times a_1)$$

$$8243502.5 \leq 0.6 \times (0.85 \times 35 \times a_1)$$

$$a_1 = 461820.87 \text{ mm}^2$$

Luas plat dasar harus lebih besar dari luas profil kolom.

$$\begin{aligned}
 m &= 0.50 \times (N - 0.95 \times h) \\
 &= 0.5 \times (900 - 665.0) \\
 &= 117.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tebal plat yang dibutuhkan

$$\begin{aligned}
 t_p &= \sqrt{\frac{2 \times P_u \times m^2}{B \times N \times (0.90 \times f_y)}} \\
 &= \sqrt{\frac{2 \times 8243502.5 \times 117.5^2}{900 \times 900 \times (0.90 \times 240)}} \\
 &= 16.069437 \text{ mm} \approx 20 \text{ mm} \\
 t_p &= \sqrt{\frac{2 \times P_u \times n^2}{B \times N \times (0.90 \times f_y)}} \\
 &= \sqrt{\frac{2 \times 8243502.5 \times 330^2}{900 \times 900 \times (0.90 \times 240)}} \\
 &= 26.301398 \text{ mm} \approx 30 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dari perencanaan diatas maka dipakai pelat dasar dengan dimensi

80 cm x 80 cm dengan ketebalan pelat landasan = 30 mm

c. Perencanaan baut angkur

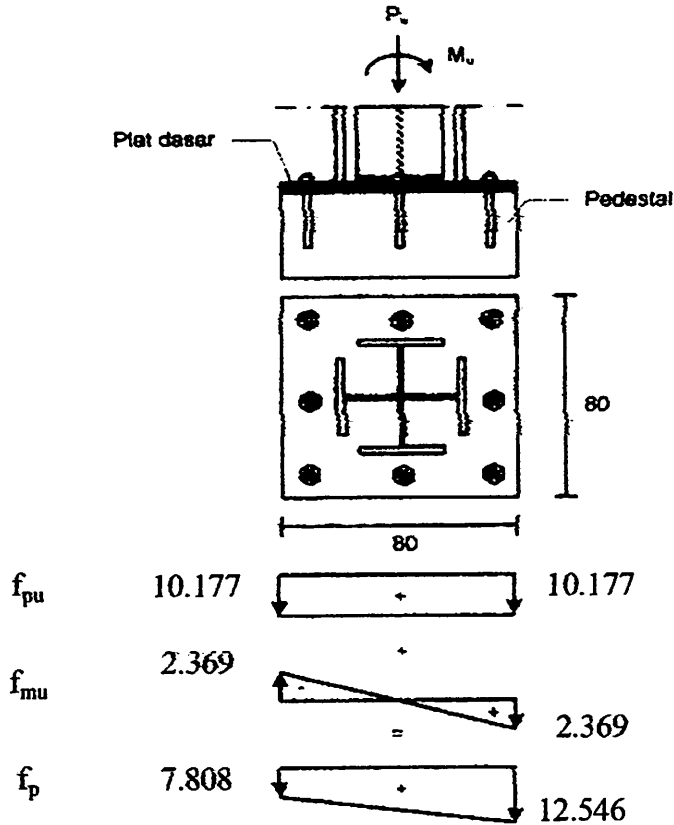
$$M_u = 287796697 \text{ Nmm}$$

$$P_u = 8243502.5 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 f_p &= \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_u}{w} = \frac{8243502.5}{900 \times 900} \pm \frac{287796697}{1/6 \times 900^3} \\
 &= 10.177 \pm 2.369
 \end{aligned}$$

$$f_{p \max} = 10.177 + 2.369 = 12.546 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{p \min} = 10.177 - 2.369 = 7.808 \text{ N/mm}^2$$



Gambar 5.13 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 :

$$R_n = \phi \cdot r_i \cdot f_u^b \cdot m \cdot A_b$$

Dimana :

ϕ = 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

Ab = luas bruto penampang baut (direncanakan gunakan

baut diameter 3/4 ")

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 1 (19.05)^2$$

$$= 284.878 \text{ mm}^2$$

maka :

$$R_n = \phi \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot m \cdot Ab$$

$$R_n = 0.75 \times 0.40 \times 825 \times 1 \cdot 284.878$$

$$= 70507.42 \text{ N/baut}$$

e. Penentuan jumlah angkur :

Gaya angkur akibat gaya geser :

$$V_u = 140588.42 \text{ N}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi \cdot R_n} = \frac{140588.42}{70507.42}$$

$$= 1.994 \approx 3 \text{ baut pada tiap sisi}$$

f. Gaya geser diterima untuk 1 baut :

$$V_u = 140588.42 \text{ N} = 14058.842 \text{ kg}$$

$$V_{\text{baut}} = \frac{R}{n} = \frac{70507.42}{3.00} = 23502.4732 \text{ kg}$$

g. Tegangan geser yang dipikul 1 baut :

$$F_v \text{ baut A325} = 372 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Hal.151, Pusataka 9)}$$

$$F_v = \frac{V_{\text{baut}}}{A_{\text{baut}}} = \frac{23502.47}{284.88} = 82.500 \text{ kg/cm}^2 \leq 372 \text{ kg/cm}^2$$

h. Kuat Desain Tekan dan Tarik Las Fillet

Digunakan sambungan las fillet sebagai berikut :

Sambungan las yang digunakan yakni electrode E7014

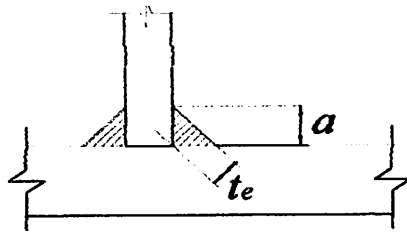
$$f_{uw} = 506 \text{ Mpa}$$

$$\text{tebal las rencana (a)} = 14 \text{ mm}$$

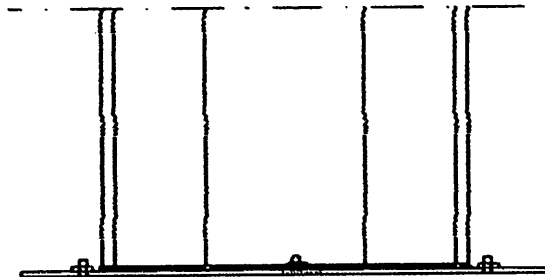
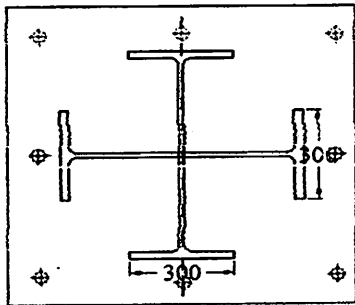
$$\text{tebal efektif (t}_e\text{)} = 0.707 a$$

$$= 0.707 \times 14$$

$$= 9.898 \text{ mm}$$



Panjang bagian yang dilas (L)



$$L = [4 \times bf] + [4 \pi r] + 4 \times [bf - tw - 2 \times r] + 4 \times [d - 2tf - 2r - tw] + [8 \times tf]$$

$$= [4 \times 300] + [4 \times 3.14 \times 28] + 4 \times (300 - 13 -$$

$$\begin{aligned}
& 2 \times 28) + 4 \times \{ 700 - 2 \times 24 - 2 \times 28 - 13 \} \\
& + \{ 8 \times 24 \} \\
& = 4537.68 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Luas efektif las :

$$\begin{aligned}
A_{we} &= L \times t_e \\
&= 4537.7 \times 9.898 \\
&= 44913.957 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Kuat nominal las per mm² :

$$\begin{aligned}
f_{nw} &= 0.6 \times f_{uw} \\
&= 0.6 \times 506 \\
&= 303.6 \text{ Mpa}
\end{aligned}$$

Kuat nominal las, yakni :

$$\begin{aligned}
P_{nw} &= f_{nw} \times A_{we} \\
&= 303.6 \times 44913.957 \\
&= 13635877 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi P_{nw} &= 0.75 \times 13635877 \\
&= 10226908 \text{ N}
\end{aligned}$$

Gaya yang bekerja pada balok

$$P_u = 8243502.5 \text{ N}$$

Kontrol terhadap gaya yang bekerja

$$\begin{aligned}
\phi P_n &> P_u \\
10226908 \text{ N} &> 8243502.5 \text{ N}
\end{aligned}$$

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 ankur.

1/2 in < D = 3/4 in < 1 in maka :

$$\begin{aligned}L_{min} &= 17 D \\ &= 17 \times 19.05 \\ &= 323.85 \text{ mm}\end{aligned}$$

Panjang ankur yang digunakan (L_a) = 800 mm

Panjang ankur yang ditanam minimum yang di perlukan (L) yakni :

$$\begin{aligned}L &= \frac{f_y}{4 \times \sqrt{f_c'}} \times D \\ &= \frac{825}{4 \times \sqrt{35}} \times 19 \\ &= 664.13 \text{ mm}\end{aligned}$$

Karena $L_a = 800\text{mm} > L = 664\text{mm} > L_{min} = 323.85$

BAB VI

KESIMPULAN dan SARAN

6.1 Kesimpulan

Dari hasil perencanaan struktur rangka baja menggunakan bresing eksentris pada gedung Hotel Aria Centra Surabaya, diperoleh kesimpulan sebagai berikut :

1) Profil baja yang digunakan pada struktur yakni :

- Balok Induk digunakan profil WF 450 x 200 x 9 x 14
 - d : 450.0 mm
 - b_f : 200.0 mm
 - t_w : 9.0 mm
 - t_f : 14.0 mm
- Balok anak digunakan profil WF 350 x 175 x 7 x 11
 - d : 350.0 mm
 - b_f : 175.0 mm
 - t_w : 7.0 mm
 - t_f : 11.0 mm
- Kolom digunakan profil KC 700 x 300 x 13 x 24
 - h : 700.0 mm
 - b_f : 300.0 mm
 - t_w : 13.0 mm
 - t_f : 24.0 mm

Dengan data material sebagai berikut :

- Jenis baja profil : BJ 50
- Tegangan putus baja profil (f_u) : 500 MPa
- Tegangan leleh baja profil (f_y) : 290 MPa
- Mutu Baja Tulangan (f_{yt}) : BjTP 24

- : 240 MPa
- Mutu shear conector ($f_{y\ sc}$) : 250 MPa
- $(f_{u\ sc})$: 410 MPa
- Modulus elastisitas baja (E_s) : 200000 Mpa

2) Berdasarkan hasil perencanaan, bresing diletakan pada seluruh sisi luar struktur. Adapun dimensi bresing yang digunakan yakni :

Bresing digunakan profil WF 400 x 200 x 8 x 13

d : 400.0 mm

b_f : 200.0 mm

t_w : 8.0 mm

t_f : 13.0 mm

Gambar letak bresing terlampir.

3) Berdasarkan hasil perhitungan, panjang link bresing yang digunakan pada perencanaan gedung hotel Aria Centra yakni = 1.00 m

4) 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 (ulir drat, 1 bdang geser)

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 6

Diameter baut (d_b) = 7/8 in = 22.23 mm

Jumlah baut (1 sisi) = 4 baut

Jarak baut ke tepi (S_1) = 30 mm

Jarak antar baut (S) = 80 mm

- Sambungan balok anak - balok anak

Digunakan plat siku penyambung dengan dimensi L 80 x 80 x 6

$$\text{Diameter baut } (d_b) = 7/8 \text{ in} = 22.23 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah baut (1 sisi)} = 5 \text{ baut}$$

$$\text{Jarak baut ke tepi } (S_1) = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar baut } (S) = 60 \text{ mm}$$

- Sambungan bresing - balok induk

Dipakai sambungan las fillet dengan mutu las elektroda E7014

$$\text{Tebal las rencana } (a) = 6 \text{ mm}$$

- Sambungan balok Induk - balok link

Digunakan sambungan *end plate* polos, dengan rincian :

$$\text{Tebal plat ujung} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter baut } (d_b) = 7/8 \text{ in} = 22.23 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah baut} = 6 \text{ baut}$$

$$\text{Jarak baut ke tepi } (S_1) = 60 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar baut } (S) = 175 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu las} = E7014$$

$$\text{Tebal las rencana } (a) = 6 \text{ mm}$$

- Sambungan balok Induk - Kolom - Bresing

Sambungan sayap bresing dan plat buhul

$$\text{Siku penyambung} = L \ 80 \times 80 \times 10$$

$$\text{Diameter baut } (d_b) = 7/8 \text{ in} = 22.23 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah baut} = 8 \text{ baut}$$

$$\text{Jarak baut ke tepi } (S_1) = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar baut } (S) = 80 \text{ mm}$$

Sambungan badan bresing dan plat buhul

$$\text{Plat penyambung} = PL \ 10 \times 200 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter baut } (d_b) = 7/8 \text{ in} = 22.23 \text{ mm}$$

Jumlah baut	=	8	baut
Jarak baut ke tepi (S_1)	=	50	mm
Jarak antar baut (S)	=	100	mm

Plat buhul yang digunakan :

Tebal Plat	=	10	mm
Panjang vertikal	=	1100	mm
Panjang horizontal :	=	770	mm
set back	=	15	mm

Sambungan plat buhul dan kolom

Siku penyambung	=	L	90	x	90	x	10
Diameter baut (d_b)	=	7/8	in	=	22.23	mm	
Jumlah baut	=	6	baut				
Jarak baut ke tepi (S_1)	=	100	mm				
Jarak antar baut (S)	=	180	mm				

Sambungan plat buhul dan kolom

Dipakai sambungan las fillet dengan mutu las elektroda

Tebal las rencana (a) = 6 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	in	=	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	in	=	22.23 mm
Jumlah baut (1 sisi)	=	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

Sambungan antar flens kolom

Plat penyambung	=	PL 14	x	300	mm
Diameter baut (d_b)	=	7/8	in	=	22.23 mm
Jumlah baut	=	8	baut		
Jarak baut ke tepi (S_1)	=	60	mm		
Jarak antar baut (S)	=	180	mm		

Sambungan antar flens kolom

Plat penyambung	=	PL 13	x	200	mm
Diameter baut (d_b)	=	7/8	in	=	22.23 mm
Jumlah baut	=	8	baut		
Jarak baut ke tepi (S_1)	=	50	mm		
Jarak antar baut (S)	=	100	mm		

- Base plate menggunakan ukuran 900 x 900 mm

dengan ketebalan = 30 mm

Adapun jumlah angkur yang digunakan = 8 angkur

Diameter angkur (d)	=	3/4	in	=	19.05 mm
Jumlah baut (1 sisi)	=	3	ankur		
Panjang angkur	=	800	mm		