



TUGAS AKHIR – RC18-4803

**MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM *ECCENTRICALLY
BRACED FRAMES* (EBF)**

VANESSA KHONSAA AZIES

NRP. 0311174000045

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., PH.D.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumihan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya

2021



TUGAS AKHIR – RC18-4803

**MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM *ECCENTRICALLY
BRACED FRAMES* (EBF)**

VANESSA KHONSAA AZIES

NRP. 0311174000045

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., PH.D.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumihan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya

2021



FINAL PROJECT – RC18-4803

**MODIFICATION OF 88 AVENUE BUILDING
STRUCTURES USING THE ECCENTRICALLY
BRACED FRAMES (EBF) SYSTEM**

VANESSA KHONSAA AZIES

NRP. 0311174000045

Academic Supervisor:

Budi Suswanto, ST., MT., PH.D.

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil, Planning and Geo Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2021

**MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM
ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF)**

LEMBAR PENGESAHAN

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Program Studi S1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

VANESSA KHONSAA AZIES

NRP. 0311174000045

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D. (Pembimbing)



**SURABAYA
JANUARI**

MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF)

Nama Mahasiswa : Vanessa Khonsaa Azies
NRP : 0311174000045
Jurusan : Teknik Sipil FTSPK-ITS
Dosen Pembimbing : Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D

Abstrak

Struktur baja merupakan salah satu alternatif konstruksi tahan gempa yang sangat baik dibandingkan dengan struktur beton, karena memiliki sifat daktilitas yang tinggi. Daktilitas adalah kemampuan bahan untuk berdeformasi secara nyata dalam menerima gaya tekan maupun gaya tarik sebelum terjadi kegagalan. Pada perencanaan gedung dengan sistem daktail, diupayakan agar kolom lebih kuat dari pada baloknya agar terjadi sendi plastis pada ujung-ujung balok. Pada konsep perencanaan struktur bangunan tahan gempa harus memperhitungkan kemampuan struktur tersebut dalam memikul beban-beban yang bekerja, diantaranya beban gravitasi dan beban lateral. Struktur bangunan tahan gempa harus dapat memperhitungkan dampak dari gaya lateral yang bersifat siklis (bolak-balik) yang dialami oleh struktur selama terjadi gempa.

Sistem Eccentrically Braced Frames (EBF) merupakan salah satu konfigurasi struktur bangunan baja tahan gempa yang paling efektif digunakan di daerah rawan gempa seperti kota Surabaya. Penyerapan energi gempa dilakukan melalui mekanisme pembentukan sendi plastis pada elemen link. Kelebihan sistem ini adalah memiliki daktilitas struktur yang baik dengan merencanakan kelelahan geser yang terjadi pada elemen link terlebih dulu, sedangkan elemen balok, kolom, dan bresing diharapkan tetap berada pada kondisi elastis. Link adalah bagian pada elemen struktur yang dibentuk oleh perpotongan balok dan bresing. Untuk kasus ini menganalisa perilaku struktur

Eccentrically Braced Frames (EBF) tipe Two Story X-Bracing. Sistem struktur akan dimodelkan sebagai struktur 26 lantai dengan fungsi yang sama dan berada di wilayah rawan gempa yaitu Kota Surabaya.

Pada perhitungan struktur gedung dengan sistem Eccentrically Braced Frames (EBF) ini mengacu pada Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung (SNI 1726-2019), Standar Peraturan Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural (AISC 2010), Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2019), Beban Minimum Perencanaan Bangunan Struktural (SNI 1727-2013), dan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983). Dan untuk analisis strukturnya dengan pengaruh beban gempa dinamik ditinjau menggunakan program bantu SAP2000.

Dari analisa, Dari analisa, dan perhitungan yang telah dilakukan didapatkan hasil perencanaan tebal pelat atap dan pelat lantai 10 cm dengan material beton, dimensi balok induk memanjang WF 600.200.12.20, dimensi balok induk melintang WF 600.300.12.17 dengan panjang link 120 cm (Short Link), dimensi bresing 300.300.9.14, kolom menggunakan CFT dengan dimensi 900.900.32; 800.800.32; 700.700.32; dan 600.600.22. Perencanaan pondasi menggunakan borepile beton 800 mm dnegan kedalaman 30 m. Kolom pedestal menggunakan dimensi 1200 x 1200 mm dan dimensi sloof 450 x 650 mm.

Kata kunci: Gempa, Struktur baja, Eccentrically Braced Frames (EBF), Link.

MODIFICATION OF 88 AVENUE BUILDING STRUCTURES USING THE ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF) SYSTEM

Student Name : Vanessa Khonsaa Azies
NRP : 0311174000045
Department : Teknik Sipil FTSPK-ITS
Academic Supervisor : Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D

Abstract

Steel structure is an excellent alternative to earthquake resistant construction compared to concrete structures, because it has high ductility properties. Ductility is the ability of material to deform significantly in accepting compressive and tensile forces before failure occurs. In building planning with a ductile system, efforts are made to make the column stronger than the beam so that plastic joints occur at the ends of the beams. In the concept of earthquake resistant building structure planning must calculate the ability of the structure to carry the workloads, including gravity and lateral loads. Earthquake resistant building structures must be able to calculate the impact of the lateral cyclical forces that are experienced by the structure during an earthquake.

Eccentrically Braced Frames (EBF) system is one of the most effective earthquake resistant steel structure building configurations used in earthquake prone areas such as the City of Surabaya. Absorption of earthquake energy is done through the mechanism of forming plastic joints on the link element. The advantage of this system is that it has good structural ductility by planning the shear discharge that occurs at the link element first, while the beam, column and bracing elements are expected to remain in an elastic condition. Link is part of the structural elements formed by the intersection of the beam and bracing. In this case, we analyze the structural behavior of Eccentrically Braced Frames (EBF) type Two Story X-Bracing. The structural system will be modeled as a 26floor structure with the same

function and located in an earthquake prone area, the City of Surabaya.

In the calculation of building structures with the Eccentrically Braced Frames (EBF) system it refers to the Procedure for Earthquake Resilience Planning for Houses and Buildings (SNI 1726-2019), Specifications for structural steel buildings (AISC 2010), Concrete Structural Requirements For Buildings (SNI 2847-2019), Minimum Structural Building Load (SNI 1727-2013), and Indonesian Loading Regulations for Buildings (PPIUG 1983). And for the structural analysis with the influence of dynamic earthquake loads reviewed using SAP2000 aids program.

The result/output from the analysis, and calculation are: the thickness of the roof and floor plate plate are 9 cm with concrete material, the dimensions of the main beam WF 600.200.12.20, and WF 600.300.12.17 with the length of the link element 120 cm (Short Link), dimensions bracing 300.300.9.14, the dimensions of the columns is CFT 900.900.32; 800,800.32; 700.700.32; and 600.600.22. The foundation design using a concrete boredpile 800 mm in diameter with a depth of 30 m. The dimensions of pedestal column 1200 x 1200 mm and the dimensions of sloof 450 x 650 mm.

Keywords: Earthquake, Steel structure, Eccentrically Braced Frames (EBF), Link.

KATA PENGANTAR

Puji syukur kami panjatkan kehadirat Allah Subhanahu Wa Ta'ala yang telah melimpahkan rahmat dan kemudahan-Nya sehingga kami dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul **“Modifikasi Struktur Gedung 88 Avenue Dengan Menggunakan Sistem *Eccentrically Braced Frames* (EBF)”** dengan baik dan tepat pada waktunya.

Tugas Akhir ini disusun oleh penulis dalam rangka memenuhi salah satu syarat kelulusan di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan ITS. Selama proses penyusunan Tugas Akhir ini, penulis mendapatkan banyak bimbingan, dukungan, serta pengarahan dari berbagai pihak. Oleh karena itu, dengan segala kerendahan hati dan rasa hormat penulis ingin menyampaikan rasa terima kasih yang tulus dan sebesar-besarnya kepada:

1. Tuhan Yang Maha Esa, yang selalu memberikan rahmat dan hidayah-Nya dalam proses pengerjaan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Budi Suswanto, ST., Mt., Ph.D selaku dosen pembimbing yang telah memberikan waktu, tenaga, dan pikiran untuk membimbing dan mengarahkan saya dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Orangtua dan sadara-saudari penulis selaku anggota keluarga yang senantiasa memberikan dukungan moral doa dan dukungan materi selama pengerjaan Tugas Akhir ini tepat pada waktunya.
4. Seluruh dosen di Departemen Teknik Sipil yang telah banyak membrikan ilmu serta bimbingannya selama masa perkuliahan penulis.
5. Seluruh sahabat dan teman-teman satu Angkatan Teknik Sipil 2017 yang telah membantu dan berbagi ilmu pengetahuan selama saya kuliah di Teknik Sipil ITS.

Penulis mengharapkan kritik dan saran yang membangun dari pembaca demi kebaikan penulis untuk kedepannya. Semoga Tugas Akhir ini bisa memberikan manfaat, baik bagi penulis maupun bagi para pembaca. Amin

Surabaya, 22 Januari 2020

Penulis

DAFTAR ISI

Abstrak	i
Abstract	iii
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR TABEL	xvii
BAB I	1
PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	4
1.3 Tujuan	5
1.4 Batasan Masalah	6
1.5 Manfaat	6
BAB II	7
TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Umum.....	7
2.2 Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa	7
2.3 Struktur Rangka Baja Tahan Gempa.....	9
2.3.1 Moment Resisting Frames (MRF).....	9
2.3.2 Concentrically Braced Frames (CBF).....	11
2.3.3 Eccentrically Braced Frames (EBF)	13
2.3.4 Karakteristik <i>Link Beam</i> Dalam Sistem EBF	15
2.3.4.1 Kuat Elemen <i>Link Beam</i>	15
2.3.4.2 Panjang Elemen <i>Link Beam</i>	17

2.3.4.3	Sudut Rotasi <i>Link Beam</i>	18
2.4	Sambungan	19
2.5	Pondasi	21
BAB III	25
METODOLOGI	25
3.1	Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir.....	25
3.2	Studi Literatur.....	27
3.3	Variabel Design	27
3.4	Preliminary Design	28
3.5	Pembebanan Struktur	29
3.5.1	Beban Mati.....	29
3.5.2	Beban Hidup	29
3.5.3	Beban Angin	30
3.5.4	Beban Gempa	30
3.5.5	Kombinasi Pembebanan	41
3.6	Konsep Perencanaan Struktur Sekunder	42
3.6.1	Desain Balok	42
3.7	Konsep Perencanaan Struktur Primer	45
3.7.1	Desain Kolom.....	45
3.7.2	Desain Elemen <i>Link</i>	51
3.7.2.1	Kuat Elemen <i>Link Beam</i>	51
3.7.2.2	Panjang Elemen <i>Link Beam</i>	52
3.7.2.3	Sudut Rotasi <i>Link Beam</i>	53
3.8	Perencanaan Sambungan	53
3.8.1	Perencanaan Sambungan Baut	53

3.8.2	Perencanaan Sambungan Las	54
3.9	Perencanaan Struktur Bawah.....	55
3.9.1	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	55
3.9.2	Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok.....	56
3.9.3	Perencanaan Tebal <i>Poer</i>	56
3.9.4	Perencanaan Penulangan <i>Poer</i>	57
3.9.5	Perencanaan Sloof	58
BAB IV	59
HASIL DAN PEMBAHASAN	59
4.1	Perencanaan Struktur Sekunder	59
4.1.1	Perencanaan Pelat.....	59
4.1.1.1	Perencanaan Pelat Lantai Atap	59
4.1.1.2	Perencanaan Pelat Lantai Apartemen.....	61
4.1.2	Perencanaan Balok Anak	63
4.1.2.1	Perencanaan Balok Anak Atap	63
4.1.2.2	Perencanaan Balok Anak Apartemen.....	69
4.1.3	Perencanaan Balok Lift.....	74
4.1.3.1	Perencanaan Balok Penggantungan Lift	77
4.1.4	Perencanaan Tangga	82
4.1.4.1	Perencanaan Anak Tangga	84
4.1.4.2	Perencanaan Pelat Bordes Tangga	90
4.1.4.3	Perencanaan Balok Utama Tangga	96
4.1.4.4	Balok Penumpu Tangga	102
4.2	Permodelan Struktur	107
4.2.1	Pembebanan Struktur Utama.....	109

4.2.2	Kriteria Desain Seismik	111
4.2.2.1	Kombinasi Pembebanan	117
4.2.3	Kontrol Desain	118
4.2.3.1	Kontrol Berat Total Bangunan.....	118
4.2.3.2	Kontrol Partisipasi Massa.....	122
4.2.3.3	Kontrol Periode Getar Struktur.....	124
4.2.3.4	Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum.....	126
4.2.3.5	Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (<i>Drift</i>)	128
4.3	Perencanaan Struktur Primer	134
4.3.1	Perencanaan Link	134
4.3.1.1	Perencanaan Link Arah X	134
4.3.1.2	Perencanaan <i>Link</i> Arah Y	140
4.3.2	Perencanaan Balok Diluar <i>Link</i>	147
4.3.2.1	Perencanaan Balok Diluar <i>Link</i> Arah X	147
4.3.2.2	Perencanaan Balok Diluar <i>Link</i> Arah Y	151
4.3.3	Perencanaan <i>Bracing</i>	155
4.3.3.1	Perencanaan <i>Bracing</i> Arah X	155
4.3.3.2	Perencanaan <i>Bracing</i> Arah Y	159
4.3.4	Perencanaan Balok Induk Komposit	163
4.3.4.1	Perencanaan Balok Induk Memanjang	163
4.3.4.2	Perencanaan Balok Induk Melintang	175
4.3.5	Perencanaan Kolom Komposit	187
4.4	Perencanaan Sambungan.....	196
4.4.1	Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak	196

4.4.1.1	Sambungan Balok Induk Atap dengan Balok Anak.....	196
4.4.1.2	Sambungan Balok Induk Apartemen dengan Balok Anak	201
4.4.2	Sambungan pada Tangga	207
4.4.2.1	Sambungan balok penumpu ke kolom	207
4.4.3	Sambungan Bresing	213
4.4.4	Sambungan Balok Induk dengan Kolom	229
4.4.5	Sambungan Antar Kolom	240
4.4.6	Sambungan Kolom dengan Base Plate	244
4.5	Perencanaan Struktur Bawah.....	254
4.5.1	Perencanaan Pondasi	254
4.5.1.1	Daya Dukung Tiang	256
4.5.1.2	Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang.....	259
4.5.1.3	Kontrol Tiang Pancang Kelompok	263
4.5.1.4	Kontrol Terhadap Gaya Momen	265
4.5.1.5	Kontrol Terhadap Defleksi Akibat Gaya Horizontal	267
4.5.1.6	Perencanaan Tulangan <i>Bored Pile</i>	271
4.5.2	Perencanaan Poer	274
4.5.2.1	Kontrol Geser Pons	274
4.5.2.2	Penulangan Poer	279
4.5.3	Perencanaan Kolom Pedestal	284
4.5.3.1	Beban yang bekerja pada kolom	284
4.5.3.2	Perencanaan Tulangan Memanjang Kolom.....	285
4.5.3.3	Kontrol Rasio Tulangan	287

4.5.3.4	Penulangan Geser.....	287
4.5.4	Perencanaan Sloof	288
4.5.4.1	Pembebanan pada Sloof	289
4.5.4.2	Perencanaan Penulangan <i>Sloof</i>	289
4.5.4.3	Kontrol Rasio Tulangan	291
4.5.4.4	Periksa Jarak Antar Tulangan	291
4.5.4.5	Penulangan Geser.....	291
BAB V	293
PENUTUP	293
5.1	Kesimpulan.....	293
5.2	Saran	296
DAFTAR PUSTAKA	297
LAMPIRAN	300

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Konfigurasi Sistem MRF	10
Gambar 2. 2 Konfigurasi Sistem CBF	12
Gambar 2. 3 Konfigurasi Sistem EBF	14
Gambar 2. 4 Gaya-gaya yang Bekerja Pada Balok Link.....	16
Gambar 2. 5 Klasifikasi Panjang Link	17
Gambar 2. 6 Sudut Rotasi Link Beam	18
Gambar 2. 7 Pondasi Tiang Panjang.....	22
Gambar 2. 8 Pondasi Pier	23
Gambar 3. 1 Alur Perencanaan Struktur Baja	26
Gambar 3. 2 Parameter Gerak Tanah Ss	33
Gambar 3. 3 Parameter Gerak Tanah S ₁	34
Gambar 3. 4 Spektrum Respons Desain.....	37
Gambar 4. 1 Denah Pelat Atap	59
Gambar 4. 2 Pelat Lantai Atap	61
Gambar 4. 3 Denah Pelat Lantai.....	61
Gambar 4. 4 Pelat Lantai Apartemen.....	62
Gambar 4. 5 Denah Balok Anak Atap	64
Gambar 4. 6 Denah Balok Anak Apartemen.....	69
Gambar 4. 7 Denah Lift	75
Gambar 4. 8 Potongan Lift.....	76
Gambar 4. 9 Pembebanan Balok Penggantung Lift.....	78
Gambar 4. 10 Diagram Momen Balok Penggantung Lift	79
Gambar 4. 11 Perencanaan Tangga	83
Gambar 4. 12 Perencanaan Anak Tangga	84
Gambar 4. 13 Pembebanan Pelat Tangga.....	86
Gambar 4. 14 Perencanaan Bordes	90
Gambar 4. 15 Pembebanan Balok Utama Tangga	98
Gambar 4. 16 Bidang Momen Balok Utama Tangga.....	98
Gambar 4. 17 Bidang Lintang Balok Utama Tangga.....	99
Gambar 4. 18 Bidang Normal Balok Utama Tangga.....	99
Gambar 4. 19 Reaksi Perletakkan dari Balok Utama Tangga ...	103

Gambar 4. 20 Pembebanan Balok Penumpu Tangga.....	103
Gambar 4. 21 Permodelan Struktur 3 Dimensi Gedung Apartemen 88 Avenue Menggunakan Program Bantu SAP2000.....	107
Gambar 4. 22 Denah Struktur.....	108
Gambar 4. 23 Grafik Spektral Percepatan Gempa Surabaya.....	115
Gambar 4. 24 Simpangan Antar Lantai.....	130
Gambar 4. 25 Denah Link.....	134
Gambar 4. 26 Link Nomor 356.....	134
Gambar 4. 27 Gaya Dalam Arah X.....	135
Gambar 4. 28 Pengaku Link Arah X.....	139
Gambar 4. 29 Denah Link.....	140
Gambar 4. 30 Link Nomor 366.....	140
Gambar 4. 31 Gambar Gaya Dalam Link Arah Y.....	141
Gambar 4. 32 Pengaku Link Arah Y.....	145
Gambar 4. 33 Denah Link.....	147
Gambar 4. 34 Link Nomor 356.....	147
Gambar 4. 35 Gaya Dalam Balok diluar Link Arah X.....	148
Gambar 4. 36 Denah Link.....	151
Gambar 4. 37 Link Nomor 366.....	151
Gambar 4. 38 Gaya Dalam Balok diluar Link Arah Y.....	152
Gambar 4. 39 Bresing Arah X.....	155
Gambar 4. 40 Pembebanan Bresing Arah X.....	156
Gambar 4. 41 Bresing Arah Y.....	159
Gambar 4. 42 Pembebanan Bracing Arah Y.....	160
Gambar 4. 49 Denah Balok Induk Memanjang.....	163
Gambar 4. 50 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang.....	164
Gambar 4. 51 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Setelah Komposit.....	168
Gambar 4. 52 Distribusi Tegangan Plastis untuk Momen Positif	170
Gambar 4. 53 Distribusi Tegangan Plastis untuk Momen Negatif	172
Gambar 4. 54 Shear Connector untuk Balok Induk.....	175

Gambar 4. 61 Denah Balok Induk Melintang.....	175
Gambar 4. 62 Gaya Dalam Balok Induk Melintang	176
Gambar 4. 63 Gaya Dalam Balok Induk Melintang sesudah Komposit.....	179
Gambar 4. 64 Distribusi Tegangan Plastis untuk Momen Positif	181
Gambar 4. 65 Distribusi Tegangan Plastis untuk Momen Negatif	183
Gambar 4. 66 Shear Connector untuk Balok Induk.....	186
Gambar 4. 67 Kolom CFT Persegi	187
Gambar 4. 68 Denah Kolom Yang Ditinjau.....	187
Gambar 4. 69 Bidang Geser pada Plat Siku	199
Gambar 4. 70 Sambungan Balok Anak pada Balok Induk.....	200
Gambar 4. 71 Sambungan Balok Anak pada Balok Induk.....	201
Gambar 4. 72 Bidang Geser pada Plat Siku	205
Gambar 4. 73 Sambungan Balok Anak pada Balok Induk Apartemen	206
Gambar 4. 74 Sambungan Balok Anak pada Balok Induk Kelas	207
Gambar 4. 75 Bidang Geser pada Plat Penyambung	209
Gambar 4. 76 (a) Sambungan Balok Penumpu Tangga pada Kolom; (b) Detail Sambungan.....	212
Gambar 4. 77 Bidang Geser pada Plat Penyambung	215
Gambar 4. 78 Bidang Geser pada Plat Penyambung	218
Gambar 4. 79 Bidang Geser Pada Plat Penyambung	221
Gambar 4. 80 Bidang Geser pada Plat Penyambung	224
Gambar 4. 81 Sambungan Bresing	228
Gambar 4. 82 Detail Sambungan Bresing pada Balok Link.....	229
Gambar 4. 83 Detail Sambungan Bresing pada Balok dan Kolom	229
Gambar 4. 84 Bidang Geser pada Plat Penyambung	232
Gambar 4. 85 Bidang Tarik pada Plat Penyambung	237
Gambar 4. 86 Sambungan Balok Induk pada Kolom	239

Gambar 4. 87 Tampak Atas Sambungan Balok Induk pada Kolom	240
Gambar 4. 88 Sambungan Antar Kolom	243
Gambar 4. 89 Tampak Atas Sambungan Antar Kolom	243
Gambar 4. 90 Pembebanan pada Base Plate Arah X	248
Gambar 4. 91 Pembebanan pada Base Plate Arah Y	249
Gambar 4. 92 Sambungan Base Plate	253
Gambar 4. 93 Detail Sambungan Base Plate	253
Gambar 4. 94 Denah Perencanaan Pondasi	254
Gambar 4. 95 Perencanaan Tiang Bor Kelompok	261
Gambar 4. 96 Tiang Pancang	262
Gambar 4. 97 Grafik Immediate Settlement of Isolating Footing	268
Gambar 4. 98 Grafik Influence Value for Laterally Loaded Pile	269
Gambar 4. 99 Grafik Influence Value for Laterally Loaded Pile	270
Gambar 4. 100 Diagram Interaksi Aksial dan Momen	272
Gambar 4. 101 Tulangan Memanjang pada Bored Pile	272
Gambar 4. 102 Perencanaan Poer	274
Gambar 4. 103 Area Kritis Geser Akibat Kolom	276
Gambar 4. 104 Area Kritis Geser Akibat Tiang Pancang	278
Gambar 4. 105 Pembebanan Poer Arah Sumbu X	279
Gambar 4. 106 Detail Pembebanan Arah Sumbu X	280
Gambar 4. 107 Pembebanan Poer Arah Sumbu Y	282
Gambar 4. 106 Detail Pembebanan Arah Sumbu Y	282
Gambar 4. 109 Diagram Interaksi Aksial dan Momen	286
Gambar 4. 110 Tulangan Memanjang pada Kolom Pedestal	286
Gambar 4. 111 Penulangan Kolom Pedestal	287
Gambar 4. 112 Diagram Interaksi Aksial dan Momen	290
Gambar 4. 113 Tulangan Memanjang pada Sloof	290
Gambar 4. 114 Penulangan Sloof	292

DAFTAR TABEL

Tabel 3. 1 Berat Sendiri Bangunan dan Komponen Gedung	29
Tabel 3. 2 Beban Hidup Pada Lantai Bangunan Gedung	30
Tabel 3. 3 Kategori Resiko Gedung dan Nongedung Untuk Beban Gempa	31
Tabel 3. 4 Faktor Keutamaan Gempa	31
Tabel 3. 5 Klasifikasi Situs	32
Tabel 3. 6 Koefisien Situs, F_a	35
Tabel 3. 7 Koefisien Situs, F_v	35
Tabel 3. 8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek	36
Tabel 3. 9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 detik	36
Tabel 3. 10 Faktor R, C_d , Ω_0 untuk sistem pemikul gaya seismik	38
Tabel 3. 11 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	40
Tabel 3. 12 Batas Lendutan Maksimum	45
Tabel 3. 13 Batas Lendutan Maksimum	51
Tabel 4. 1 Rekapitulasi Penulangan Pelat	63
Tabel 4. 2 Rekapitulasi Profil Balok Anak yang Dipakai	74
Tabel 4. 3 Beban Mati Struktur	109
Tabel 4. 4 Beban Hidup	111
Tabel 4. 5 Kategori Risiko Bangunan	112
Tabel 4. 6 Faktor Keutamaan Gempa	112
Tabel 4. 7 Nilai SPT dan Perhitungan N rata-rata	113
Tabel 4. 8 Klasifikasi Situs	114
Tabel 4. 9 Parameter Percepatan Spektral Desain	114
Tabel 4. 10 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek	115
Tabel 4. 11 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik	116

Tabel 4. 12 Faktor R, Cdb , Ω_0g untuk sistem penahan gaya gempa.....	116
Tabel 4. 13 Beban Mati dengan Perhitungan Manual.....	119
Tabel 4. 14 Beban Mati Hasil Analisa Program SAP2000	119
Tabel 4. 15 Beban Mati Tambahan dengan Perhitungan Manual	120
Tabel 4. 16 Beban Mati Tambahan Hasil Analisa Program SAP2000	120
Tabel 4. 17 Beban Hidup dengan Perhitungan Manual	120
Tabel 4. 18 Beban Hidup Hasil Analisa Program SAP2000	121
Tabel 4. 19 Beban Total Bangunan dengan Perhitungan Manual	121
Tabel 4. 20 Beban Total Bangunan Hasil Analisa Program SAP2000	122
Tabel 4. 21 Partisipasi Massa	123
Tabel 4. 22 Partisipasi Massa dalam Persentase.....	123
Tabel 4. 23 Nilai parameter perioda pendekatan C_t dan x	124
Tabel 4. 24 Periode Struktur	125
Tabel 4. 25 Berat Total Bangunan.....	126
Tabel 4. 26 Gaya Geser Gempa Dinamik	127
Tabel 4. 27 Gaya Geser Gempa Dinamik dengan	128
Tabel 4. 28 Simpangan Antar Tingkat Ijin (Δ_a).....	129
Tabel 4. 29 Simpangan Antar Lantai Akibat Gempa X	131
Tabel 4. 30 Simpangan Antar Lantai Akibat Gempa Y	132
Tabel 4. 31 Rekapitulasi Balok Link dan Pengaku.....	146
Tabel 4. 32 Rekapitulasi Balok Induk Komposit.....	186
Tabel 4. 33 Rekapitulasi Profil Kolom	195
Tabel 4. 34 Gaya Maksimum pada Pondasi	256
Tabel 4. 35 Daya Dukung Tanah Kedalaman 0 – 40 m	258
Tabel 4. 36 Kontrol Daya Dukung 1 Tiang.....	263
Tabel 4. 37 Kontrol Daya Dukung Tiang Kelompok.....	265
Tabel 4. 38 Kontrol Gaya Momen	266
Tabel 4. 39 Kontrol Defleksi dan Momen pada Tiang.....	271

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Menurut teori lempeng tektonik, permukaan bumi terpecah menjadi beberapa lempeng tektonik utama, diantaranya Lempeng Afrika, Lempeng Antartika, Lempeng Indo-Australia, Lempeng Eurasia, Lempeng Amerika Utara, Lempeng Amerika Selatan, dan Lempeng Pasifik (Wikipedia). Ada tiga kemungkinan pergerakan satu lempeng tektonik relatif terhadap lempeng lainnya, yaitu apabila kedua lempeng saling menjauhi (*spreading*), saling mendekati (*collision*) dan saling geser (*transform*). Mengingat lagi bahwa Indonesia berada dalam 3 pertemuan lempeng besar yaitu Lempeng Pasifik, Lempeng Indo-Australia, dan Lempeng Eurasia (BMKG wilayah III Denpasar, 2017). Jika salah satu dari lempeng ini bergerak dan bergesekan maka potensi terjadinya gempa di Indonesia sangatlah besar. Dengan kondisi tersebut, merupakan hal yang wajar jika Indonesia sering mengalami bencana gempa bumi yang diakibatkan aktivitas tektonik lempeng-lempeng yang mengelilinginya (Sarah et al, 2012).

Gempa bumi yang terjadi melanda pantai barat Pulau Sulawesi, Indonesia, bagian utara yang memicu terjadinya tsunami hingga ketinggian 5m di kota Palu memberikan kita pengetahuan bahwa bencana yang terjadi dalam hitungan detik mampu merusak sebagian besar bangunan dan menimbulkan korban jiwa yang banyak. Sepanjang tahun 2018, terjadi peningkatan signifikan aktivitas gempa di Indonesia dibandingkan tahun sebelumnya. Berdasarkan catatan dari Badan Meteorologi Klimatologi dan Geofisika (BMKG) per tanggal 18 Desember 2018, terjadi sebanyak 11.417 gempa. Sebanyak 1.052 gempa bumi dirasakan, dengan 373 kali gempa bumi > 5 SR, 20 kali gempa bumi merusak dan 10.365 kali gempa tidak dirasakan (Ainun Rosyida, Ratih Nurmasari, Suprpto, 2019). Maka dari itu, perencanaan pembangunan suatu struktur gedung sebaiknya didesain tahan gempa agar bangunan yang ada tidak hancur.

Seiring dengan kemajuan zaman, pembangunan infrastruktur juga mengalami penambahan yang sangat pesat. Dengan ini, bangunan tahan gempa sangat diperlukan untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur. Dari sekian banyak material yang ada, baja merupakan bahan konstruksi yang mulai diminati pada masa ini. Dalam konstruksi modern saat ini, baja yang dijadikan sebagai bahan baku digunakan hampir di setiap jenis struktur termasuk bangunan industri berat, bangunan bertingkat tinggi, infrastruktur, jembatan, menara, dan lain-lain. Baja merupakan salah satu bahan konstruksi yang sangat baik karena memiliki sifat daktilitas yang tinggi. Daktilitas adalah kemampuan bahan untuk berdeformasi secara nyata dalam menerima gaya tekan maupun gaya tarik sebelum terjadi kegagalan (Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat, 2019). Kelebihan lain dari konstruksi baja dibanding beton adalah kekuatan tariknya yang lebih maksimal sehingga lebih tahan terhadap guncangan gempa bumi (M Hadi H, S.T “Ini Dia Steel Braced Frames, Struktur Pereduksi Dampak Gempa Bumi”, 2019). Berikut keunggulan yang dimiliki baja:

- Memiliki Kekuatan yang Besar
- Mempunyai Sifat yang Seragam
- Daya Elastisitasnya Bisa Diketahui
- Daya Tahannya Sangat Lama
- Memiliki Daktilitas yang Bagus
- Bersifat Liat (*Toughness*)

Dari segi material, kelebihan yang paling unggul dimiliki oleh baja adalah memiliki sifat daktilitas yang tinggi. Hal tersebut dapat mempengaruhi ketahanan bangunan terhadap gempa, yang dimana material baja tidak akan mengalami deformasi yang cukup besar sebelum mengalami keruntuhan. Struktur rangka baja penahan gempa ada beberapa macam menurut Engelhardt, 2013, yaitu: Sistem Rangka Pemikul Momen (*Momen Resisting Frame*), Sistem Rangka Berpengaku Konsentrik (*Concentrically Braced Frames*), Sistem Rangka Berpengaku Eksentrik (*Eccentrically Braced Frames*), Struktur Rangka Berpengaku Tahan Tekuk

(*Buckling-Restrained Braced Frames*), dan Dinding Geser Plat Baja (*Steek Plate Shear Wall*).

Eccentrically Braced Frames (EBF) merupakan sebuah sistem penahan gaya lateral untuk bangunan gedung berstruktur baja di mana sistem ini dapat juga diartikan sebagai suatu hybrid anatar SRPM yang konvensional dan CBF (Reivaldy F. Manope, Hieryco Manalip, Bonny M. M. Ointoe, 2019). Sistem EBF ini mempunyai dua kelebihan yaitu memiliki kekakuan elastik yang tinggi dan daktilitas yang tinggi pada *story drift* yang cukup besar. Sistem ini mendisipasi energi seismik dengan mengatur terjadinya leleh geser, lentur, atau kombinasi keduanya pada sebuah segmen kecil di balok yang disebut *link*. Pada *Eccentrically Braced Frames*, *link* perlu didesain dan dilakukan pendetailan sehingga memiliki kekuatan dan daktilitas yang memenuhi syarat. Struktur lain selain *link* (segmen balok diluar *link*, bresing, kolom dan sambungan) direncanakan secara proporsional sesuai desain dasar kapasitas sehingga elemen elemen tersebut tetap berperilaku elastis selama gempa rencana berlangsung (Popov dan Engelhardt, 1988).

Sebagai bahan studi perencanaan, akan dilakukan modifikasi pada struktur gedung Apartemen 88 Avenue. Gedung yang sebelumnya berada di kota Surabaya didesain dengan menggunakan struktur beton bertulang dengan metode cor in situ akan dimodifikasi berada di kota. Dan perencanaan penambahan jumlah lantai dengan jumlah genap hingga 26 lantai agar memudahkan perencanaan sistem *Eccentrically Braced Frames* tipe *Two Story X-Bracing*. Selain itu, akan direncanakan juga pondasi yang sesuai dengan adanya beban-beban yang bekerja di atasnya. Modifikasi perencanaan ini dilakukan dengan alasan agar gedung ini dapat dibangun dan dapat memikul beban-beban yang terjadi. Baik gravitasi ataupun lateral (gempa) di wilayah yang memiliki resiko gempa yang tinggi. Dipilihnya gedung Apartemen 88 Avenue ini didasari oleh sudah tersedianya kapasitas ruangan, tangga dan lift (elevator) yang didesain sesuai dengan ketentuan gedung apartemen pada umumnya. Kapasitas dan posisi pembagian ruangan ini nantinya akan menjadi acuan

dalam merencanakan dan menganalisis beban pada struktur, baik struktur sekunder maupun struktur primer.

Peraturan yang digunakan pada modifikasi perencanaan gedung dengan menggunakan struktur baja sistem EBF ini yaitu Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural (AISC 2010), Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung (SNI 03-1726-2019), Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2019), Beban Minimum Perencanaan Bangunan Struktural (SNI 03-1727-2013), dan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983).

Dengan demikian, tujuan dari penulisan tugas akhir ini adalah merencanakan modifikasi struktur bangunan baja dengan sistem *Eccentrically Braced Frames* tipe *Two Story X-Bracing* dan penambahan jumlah lantai pada gedung serta kapasitas pondasi yang sesuai dengan besarnya beban untuk meningkatkan kinerja bangunan tahan gempa. Bagaimana perencanaan struktur kolom, struktur balok, struktur pelat, rangka bresing eksentrik (EBF), *link* dan pondasi pada gedung Apartemen 88 Avenue yang merupakan topik dasar perencanaan tugas akhir ini.

1.2 Rumusan Masalah

Permasalahan utama dalam tugas akhir ini adalah bagaimana merencanakan modifikasi struktur baja gedung 88 Avenue dengan sistem *Eccentrically Braced Frames* dan penambahan jumlah lantai gedung serta pondasinya sesuai dengan peraturan yang berlaku. Sedangkan permasalahan detail dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* dimensi penampang elemen struktur tipe rangka bresing eksentrik (EBF), dan *link* pada Gedung 88 Avenue?
2. Beban-beban apa saja yang bekerja pada perencanaan gedung 88 Avenue?
3. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi struktur atap, struktur pelat lantai, struktur balok anak dan tangga?

4. Bagaimana memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000?
5. Bagaimana merencanakan struktur primer yang meliputi balok induk dan kolom?
6. Bagaimana merencanakan rangka bresing eksentrik (EBF) dan *link*?
7. Bagaimana kontrol kemampuan struktur sekunder, primer, rangka bresing eksentrik (EBF), serta *link*?
8. Bagaimana merencanakan sambungan yang memenuhi kriteria perencanaan struktur?
9. Bagaimana merencanakan struktur bawah yang meliputi pondasi, *poer*, dan *sloof*?
10. Bagaimana mengilustrasikan hasil perencanaan modifikasi struktur ke dalam gambar teknik?

1.3 Tujuan

Tujuan utama dalam tugas akhir ini adalah melakukan modifikasi struktur Gedung 88 Avenue dengan sistem *Eccentrically Braced Frames* dan penambahan jumlah lantai gedung serta pondasinya sesuai dengan peraturan yang berlaku. Tujuan detail dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Dapat menentukan *preliminary design* dimensi penampang elemen struktur, tipe rangka bresing eksentrik (EBF), dan *link* pada Gedung 88 Avenue.
2. Dapat menentukan dan menghitung beban-beban apa saja yang bekerja pada perencanaan gedung 88 Avenue.
3. Dapat merencanakan struktur sekunder yang meliputi struktur atap, pelat lantai, balok anak dan tangga.
4. Dapat memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000.
5. Dapat merencanakan struktur primer yang meliputi balok dan kolom baja.
6. Dapat merencanakan rangka bresing eksentrik (EBF) dan *link*.

7. Dapat melakukan kontrol kemampuan struktur sekunder, primer, rangka bresing eksentrik (EBF), serta *link*.
8. Dapat merencanakan sambungan yang memenuhi kriteria perencanaan struktur.
9. Dapat merencanakan struktur bawah yang meliputi pondasi, *poer*, dan *sloof*.
10. Dapat menerapkan hasil perencanaan modifikasi struktur ke dalam gambar Teknik.

1.4 Batasan Masalah

Untuk menghindari penyimpangan pembahasan dari masalah yang telah diuraikan di atas, maka diperlukan pembatasan masalah yang meliputi:

1. Perencanaan gedung ini dimaksudkan sebagai bahan studi.
2. Desain struktur berdasarkan pada AISC 2010.
3. Pembebanan dihitung berdasarkan SNI 1727-2013 dan PPIUG 1983.
4. Perhitungan beban gempa berdasarkan SNI 1726-2019.
5. Tidak membahas analisa biaya dan waktu.
6. Tidak membahas detail metode pelaksanaan.

1.5 Manfaat

Manfaat yang bisa diharapkan dari modifikasi perencanaan ini adalah:

1. Sebagai bahan masukan dan pertimbangan terhadap dunia Teknik sipil dalam perencanaan gedung baja menggunakan sistem *Eccentrically Braced Frames*.
2. Memberi alternatif sistem struktur lain yang lebih efisien
3. Menambah wawasan penulis tentang perencanaan bangun struktur baja
4. Dari perencanaan ini bisa diketahui hal-hal yang harus diperhatikan pada saat perencanaan sehingga kegagalan struktur bisa dihindari.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pada tugas akhir ini direncanakan modifikasi pada Gedung 88 Avenue menggunakan struktur baja. Dari sekian banyak material yang ada, baja merupakan bahan konstruksi yang banyak diminati pada masa ini. Baja menjadi material yang dipilih sebagai bahan konstruksi dikarenakan karakteristik keruntuhannya bersifat daktail, yang dimana pada saat baja mengalami pembebanan yang melebihi kekuatannya, baja tidak langsung hancur tetapi akan merenggang sampai batas daktilitas. Daktilitas adalah kemampuan baja untuk berdeformasi yang besar dibawah pengaruh tegangan tarik yang tinggi tanpa hancur atau putus (Fajri, dkk, 2015). Pada perencanaan gedung dengan sistem daktail, diupayakan agar kolom lebih kuat dari pada baloknya agar terjadi sendi plastis pada ujung-ujung balok. Selanjtnya setelah semua ujung-ujung balok terjadi sendi plastis, barulah gedung tersebut runtuh (Asroni, 2013). Dan untuk menahan beban gempa, struktur menggunakan sistem *Eccentrically Braced Frames* tipe *Two Story X-Bracing*. Tipe ini dipilih karena memiliki geometri yang simetris sehingga terhindar dari masalah *full moment connection* pada kolom. Pondasi pada perancangan tugas akhir ini menggunakan pondasi tiang pancang, dimana pondasi ini cocok untuk daerah yang jenis tanahnya lempung.

2.2 Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

Analisis gempa ini harus menjadi pertimbangan keamanan struktur dan kenyamanan penghuni bangunan. Besarnya beban gempa yang berbeda-beda dari satu wilayah ke wilayah lainnya bergantung pada keadaan geografis dan geologi setempat. Pada konsep perencanaan struktur bangunan tahan gempa harus memperhitungkan kemampuan struktur tersebut dalam memikul beban-beban yang bekerja, diantaranya beban gravitasi dan beban lateral. Beban gravitasi yang diaplikasikan pada model bangunan

meliputi beban hidup (LL) dan beban mati (DL), sedangkan beban lateral disebabkan oleh beban angin dan beban gempa.

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, gaya lateral dan gaya gravitasi harus dipertimbangkan dalam perencanaan bangunan tersebut. Gaya lateral yang berupa tekanan angin dan gempa akan menyebabkan terjadinya perubahan bentuk atau deformasi karena terjadinya tegangan pada elemen-elemen pendukungnya. Untuk menahan gaya gempa dalam perencanaan bangunan, maka diperlukan struktur bangunan yang direncanakan berdasarkan peraturan-peraturan untuk perencanaan tahan gempa. Agar menjamin keselamatan penghuni serta menghindar dan meminimalisir kerusakan struktur bangunan dan korban jiwa akibat gempa bumi tersebut. Oleh karena itu, struktur bangunan tahan gempa harus memiliki kekuatan, kekakuan, dan stabilitas yang cukup untuk mencegah terjadinya keruntuhan bangunan (Arzal, dkk., 2019). Konsep dasar perencanaan bangunan tahan gempa adalah sebagai berikut:

- Saat terjadi gempa ringan, tidak ada kerusakan struktural dan non struktural.
- Saat terjadi gempa sedang, tidak ada kerusakan struktural dan dibolehkan ada kerusakan pada elemen non struktural.
- Saat terjadi gempa besar, diperbolehkan mengalami kerusakan struktural dan non struktural tetapi tidak boleh menyebabkan bangunan runtuh seketika.

Untuk mencapai kriteria tersebut, perencanaan struktur bangunan tahan gempa harus dapat memperhitungkan dampak dari gaya lateral yang bersifat siklis (bolak-balik) yang dialami oleh struktur selama terjadi 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, link, atau dinding geser.

Oleh karena itu, didalam merencanakan suatu struktur dapat dilakukan dengan mengetahui skenario keruntuhan yang terjadi dari struktur tersebut dalam memikul beban-beban ekstrim yang bekerja. Pelaksanaan konsep desain kapasitas struktur adalah

memperkirakan urutan kejadian dari kegagalan suatu struktur berdasarkan beban maksimum yang dialami struktur (Marsaulina, dkk., 2018). Sehingga kita merencanakan bangunan dengan elemen-elemen struktur yang dibuat tidak sama kuat terhadap gaya yang direncanakan, tetapi ada elemen-elemen struktur atau titik pada struktur yang dibuat lebih lemah dibandingkan dengan yang lain. Dengan harapan di elemen atau titik pada struktur yang dibuat lebih lemah tersebut terjadi kegagalan struktur pada saat beban gempa yang bekerja maksimum.

2.3 Struktur Rangka Baja Tahan Gempa

Untuk memperoleh perilaku duktail pada sebuah struktur konsep yang harus diperhatikan ialah (Engelhardt 2013 dalam Rizqi, 2015):

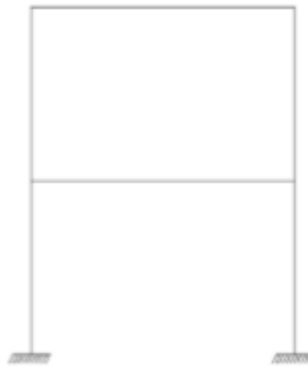
- Terlebih dahulu harus ditentukan elemen pada rangka atau sekering yang akan mengalami leleh terlebih dahulu pada saat terjadi gempa
- Detail elemen atau sekering tersebut harus dicermati sehingga mampu menerima deformasi inelastic yang besar sebelum terjadinya kegagalan atau ketidakstabilan pada struktur.
- Desain seluruh elemen lain selain sekering harus lebih kuat dibandingkan elemen sekering, desain seluruh elemen tersebut berdasarkan kapasitas plastis elemen sekering.

Konfigurasi struktur bangunan baja tahan gempa secara umum terdapat 3 jenis struktur, yaitu sistem rangka pemikul momen (*Moment Resisting Frames*), struktur rangka bresing konsentrik (*Concentrically Braced Frames*) dan, struktur rangka bresing eksentrik (*Eccentrically Braced Frames*). Masing- masing jenis portal ini memiliki karakteristik yang berbeda.

2.3.1 Moment Resisting Frames (MRF)

Moment Resisting Frame (MRF) merupakan suatu sistem struktur dimana hubungan antara balok dengan kolomnya

terhubung secara kaku. Keunggulan sistem MRF dibandingkan sistem struktur rangka dengan pengaku yaitu memiliki daktilitas yang tinggi sehingga memiliki kemampuan penyerapan energi gempa yang baik (Nidiasari, dkk., 2014). Pada sistem MRF, sambungan antara balok dan kolom harus didesain cukup kuat untuk memperkuat kekuatan balok dan mengurangi resiko keruntuhan brittle pada sambungan balok dan kolom. Dengan rentang balok yang cukup lebar (tanpa pengaku), sistem rangka pemikul momen ini dapat memberikan deformasi yang cukup besar sehingga sistem ini memiliki daktilitas yang cukup besar dibandingkan dengan jenis portal baja tahan gempa lainnya. Walaupun demikian, dengan deformasi yang cukup besar, sistem MRF ini memiliki kekakuan yang rendah jika dibandingkan dengan portal baja tahan gempa lainnya. Untuk simpangan yang terjadi begitu besar akan menyebabkan struktur tidak kaku, sehingga mengakibatkan kerusakan non-struktural yang begitu besar dan akan menambah pengaruh efek $P-\Delta$ terutama pada bangunan tinggi (Indah, 2012).



Gambar 2. 1 Konfigurasi Sistem MRF
(Sumber: Hutagalung 2011 dalam Alfredo Simatupang 2015)

Berdasarkan daktilitasnya, moment resisting frames terbagi dalam 2 kategori yaitu sistem rangka batang pemikul

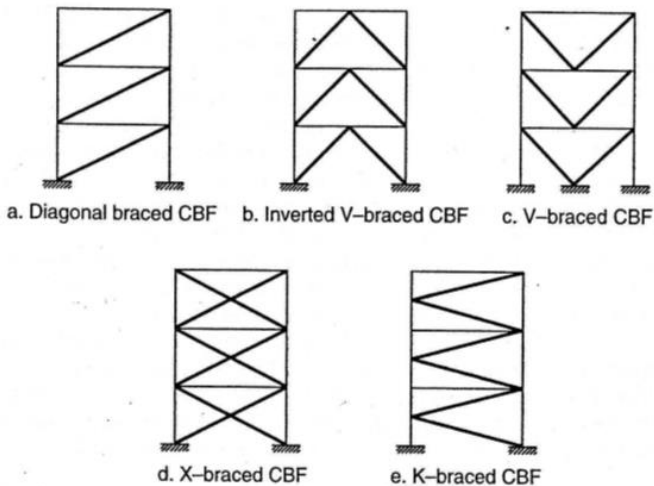
momen khusus (SRBPMK) dan sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB).

- a. Sistem Rangka Batang Pemikul Momen Khusus (SRBPMK)
Sistem rangka batang pemikul momen khusus adalah salah satu sistem struktur rangka batang pemikul momen yang dipasang secara horizontal. Pada SRBPMK ada suatu segmen khusus yang terdiri dari beberapa panel dengan batang-batangnya direncanakan secara khusus. SRBPMK direncanakan mengalami deformasi inelastik yang cukup besar pada segmen khusus saat memikul gaya-gaya akibat beban gempa. Pada sistem ini kolom didesain lebih kuat dari pada balok yang kita kenal dengan “*Strong Colum Weak Beam*” yang mencapai strain-hardening (Pandaleka, 2013).
- b. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)
Sistem rangka pemikul momen biasa diharapkan dapat mengalami deformasi inelastic secara terbatas pada komponen struktur dan sambungan-sambungannya akibat gaya gempa rencana. Kekakuan yang dimiliki SRPMB ini lebih besar dibandingkan dengan SRBPMK, sehingga daktilitas yang dimilikinya lebih kecil.

2.3.2 Concentrically Braced Frames (CBF)

Tujuan penggunaan rangka pengaku (bresing) adalah kemampuan struktur untuk mempertahankan stabilitas akibat beban lateral dan stabilitas struktur secara keseluruhan (Nuur, 2012). Rangka bracing pada umumnya dianalisa dan didesain dengan mengabaikan momen kedua pada sistem tersebut (AISC 2005 dalam Indah, 2012). Distribusi beban lateral pada bidang bresing, batang-batang bresing harus dipasang dengan arah gaya lateral yang sejajar dengan bidang bresing, minimal 30% tapi tidak lebih dari 70% gaya horizontal total harus dipikul oleh batang bresing Tarik, kecuali jika kuat nominal tekan N_n untuk setiap batang bresing lebih besar daripada beban terfaktor N_u (SNI 03-1729-2002 pasal 15.11.2.3).

Concentrically Braced Frames (CBF) adalah sistem penahan gaya lateral dengan karakteristik kekakuan elastik yang tinggi (Syahrir, dkk., 2011). Kekakuan yang tinggi diperoleh dari diagonal brace yang menahan gaya lateral pada struktur frame yang meningkatkan aksi gaya dalam aksial dan aksi lentur yang kecil (Hamzah dan Hidayat, 2010). Pada struktur ini, elemen bresing tersebut diharapkan mampu berdeformasi inelastik yang besar tanpa terjadi kehilangan yang signifikan pada kekuatan dan kekakuan struktur. Sistem ini memiliki sifat daktilitas yang kurang baik sehingga kegagalannya ditentukan oleh tekuk bresing.



Gambar 2. 2 Konfigurasi Sistem CBF
(Sumber: Syahrir Husain, dkk., 2015)

Sistem Rangka Batang Bresing Kosentrik (SRBK) dapat diklasifikasikan menjadi dua yaitu Sistem Rangka Bresing Kosentrik Biasa (SRBKB) dan Sistem Rangka Bresing Kosentrik Khusus (SRBKK) (Agustina, dkk., 2018).

a. Sistem Rangka Bresing Konsentrik Biasa (SRBKB)

Pada sistem rangka bresing konsentrik biasa ini, diharapkan deformasi inelastik terjadi secara terbatas apabila dibebani oleh gaya-gaya yang berasal dari beban gempa berencana (Made dan Ida, 2015)

b. Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus (SRBKK)

Pada sistem rangka bresing konsentrik khusus struktur diharapkan dapat berdeformasi inelastik cukup besar akibat gaya gempa rencana. Sistem rangka bresing konsentrik khusus memiliki daktilitas yang lebih tinggi dibandingkan SRBKB dan penurunan kekuatan lebih kecil pada saat terjadi tekuk pada bresing tekan (AISC 2012 dalam Made dan Ida, 2015)

Secara umum, sistem *centrically braced frame* memiliki kekakuan yang besar dibandingkan dengan struktur *moment resisting frame*, karena adanya elemen bresing pada struktur. Dengan demikian, kekakuan yang besar terjadi pada *centrically braced frame* mengakibatkan deformasi yang terjadi pada struktur lebih terbatas, sehingga daktilitas struktur *centrically braced frame* lebih rendah jika dibandingkan dengan sistem struktur *moment resisting frame*.

2.3.3 Eccentrically Braced Frames (EBF)

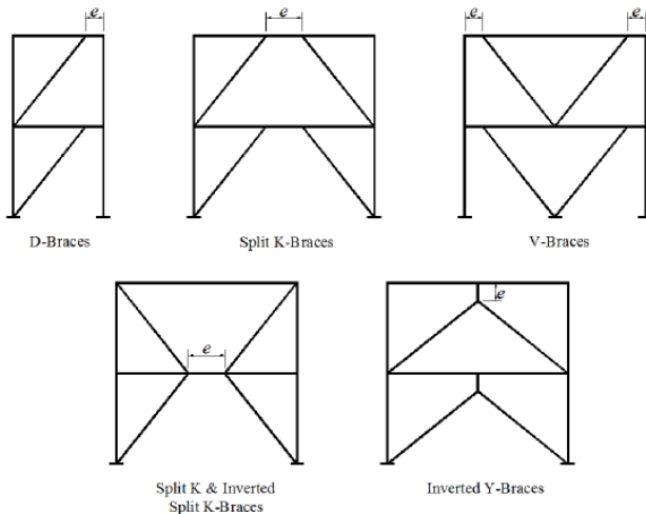
Sistem struktur *Eccentrically Braced Frames* (EBF) merupakan struktur baja penahan gaya lateral yaitu perpaduan antara konsep daktilitas dan disipasi energi yang baik dari desain *Moment Resisting Frames* (MRF) dengan karakteristik kekakuan elastik yang tinggi dari desain *Centrically Braced Frames* (CBF). *Eccentrically braced frames* mengkombinasikan banyak keuntungan individu dari sistem kerangka konvensional, secara spesifik, EBF memiliki elastisitas tinggi, respons inelastis stabil pada muatan lateral siklis, daktilitas, dan kapasitas disipasi energi yang besar (Bruneau, 1998 dalam Hamzah dan Hidayat, 2010).

Konsep desain portal tahan gempa EBF adalah menetapkan elemen *link* sebagai bagian yang akan mengalami leleh/rusak terlebih dahulu, sedangkan elemen balok, kolom, dan

bresing diharapkan tetap berada pada kondisi elastis (Tondi Amirsyah dan Fahrizal Zulkarnain, 2019). Kelehan yang terjadi pada elemen *link* dapat berupa kelelahan geser atau kelelahan lentur dan diijinkan deformasi yang cukup besar (Kurdi dkk, 2013). Tipe kelelahan ini sangat tergantung pada panjang *link* tersebut (Engelhardt dan Popov, 1989 dalam Yurisman, dkk., 2010).

Berdasarkan spesifikasinya, *Eccentrically Braced Frames* (EBF) mempunyai beberapa karakteristik antara lain:

1. Mempunyai kekakuan elastik yang tinggi.
2. Mempunyai respon inelastik yang stabil dibawah pembebanan lateral siklik.
3. Mempunyai kemampuan yang sangat baik dalam hal daktilitas dan dissipasi energi.



Gambar 2. 3 Konfigurasi Sistem EBF

(Sumber: Jusuf Wilson M. R dan Budi Suswanto, 2017)

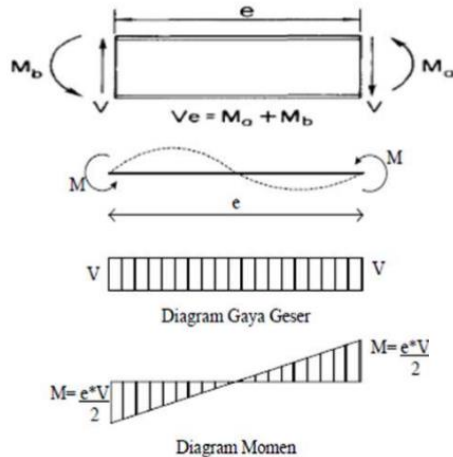
Pada sistem struktur EBF, penyerapan energi gempa dilakukan melalui mekanisme pembentukan sendi plastis pada elemen *link*. Elemen *link* merupakan bagian dari balok yang

direncanakan untuk mendissipasi energi saat terjadinya gempa kuat (Kuardi, dkk., 2013). 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 ini, kekakuan lateral merupakan fungsi dari perbandingan antara panjang *link* (e) dengan panjang elemen balok (L) (Reivaldy, dkk., 2019). Jika panjang elemen link lebih pendek, maka struktur portal menjadi lebih kaku mendekati kekakuan struktur CBF dan jika panjang link lebih panjang, maka kekakuan struktur portal EBF mendekati kekakuan struktur Momen Resisting Frames (MRF). Pada struktur EBF, elemen struktur di luar link direncanakan untuk berperilaku elastis sedangkan bagian link direncanakan untuk dapat berdeformasi inelastis pada saat terjadi beban lateral (gempa) (Reivaldy, dkk., 2019).

2.3.4 Karakteristik *Link Beam* Dalam Sistem EBF

2.3.4.1 Kuat Elemen *Link Beam*

Link beam merupakan elemen struktur yang direncanakan untuk berperilaku inelastis serta mampu untuk berdeformasi plastis yang besar pada saat terjadi beban lateral (Reivaldy, dkk., 2019). *Link* adalah salah satu elemen yang terdapat dalam sistem EBF yang berperilaku sebagai balok pendek yang pada kedua sisinya bekerja gaya geser dengan arah yang berlawanan serta momen lentur yang diakibatkan oleh gaya geser tersebut. Karena gaya geser yang berlawanan arah maka momen yang bekerja pada ujung-ujung elemen link mempunyai besar dan arah yang sama.



Gambar 2. 4 Gaya-gaya yang Bekerja Pada Balok Link
(Sumber: Musbar, dkk., 2015)

Plastifikasi yang terjadi pada elemen *link* disebabkan oleh kedua gaya tersebut di atas, oleh karena itu perilaku elemen *link* secara garis besar dapat dibedakan menjadi dua tipe yaitu: 1) *link* lentur (*moment link*) dan 2) *link* geser (*shear link*) (Popov dan Engelhardt, 1992 dalam Yurisman, dkk., 2010). Dalam kasus ini, persamaan momen ujung sama besarnya yang dimana M di kiri sama dengan M di kanan. Untuk *link* dengan elastis-plastis sempurna dengan tidak ada interaksi antara momen dan geser, $e = 2 M_p/V_p$ dapat membagi panjang *link* antara *link* geser dengan *link* momen (Kurdi dkk, 2013). Dimana M_p dan V_p adalah momen dan kekuatan geser plastis yang sesuai dengan persamaan berikut:

- $M_p = f_y z_x$
- $V_p = 0.6 f_y (d - 2t_f) t_w$

Dimana:

M_p = Momen plastis penampang

z_x = Modulus elastisitas penampang

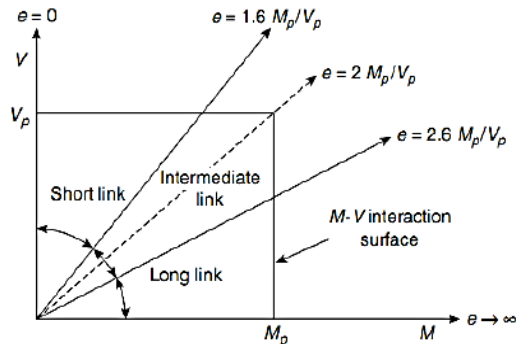
F_y = Tegangan leleh baja

V_p = Gaya geser plastis penampang

h = Tinggi penampang
 t_f = Tebal plat sayap
 t_w = Tebal pelat badan

2.3.4.2 Panjang Elemen *Link Beam*

Elemen *link* merupakan bagian dari balok yang direncanakan untuk mendisipasi energi saat terjadinya gempa. Panjang dari elemen *link* akan menentukan mekanisme leleh dan kegagalan ultimate yang terjadi pada elemen *link*. Mekanisme leleh yang terjadi pada *link* dapat berupa terbentuknya sendi plastis pada kedua ujung *link* akibat tercapainya momen sebesar M_p (momen plastis penampang *link*) dan disebut *link* lentur, atau berupa terjadinya leleh pada pelat badan *link* akibat tercapainya gaya geser sebesar V_p (gaya geser plastis penampang *link*) dan disebut *link* geser (Muslinang dan Arief, 2012). Pada *link* geser, gaya geser mencapai keadaan plastis (V_p) terlebih dahulu sebelum momen lentur mencapai kapasitas plastisnya sehingga *link* mengalami leleh dalam geser. Sedangkan pada *link* lentur, momen plastis (M_p) tercapai dahulu sebelum terjadi kelelahan geser (Budi, dkk., 2018). Panjang dari elemen *link* merupakan faktor penting untuk menentukan perilaku inelastik elemen *link* yang dimana berfungsi untuk mengontrol mekanisme leleh yang terjadi pada *link*.



Gambar 2. 5 Klasifikasi Panjang Link
 (Sumber: Jusuf dan Budi, 2017)

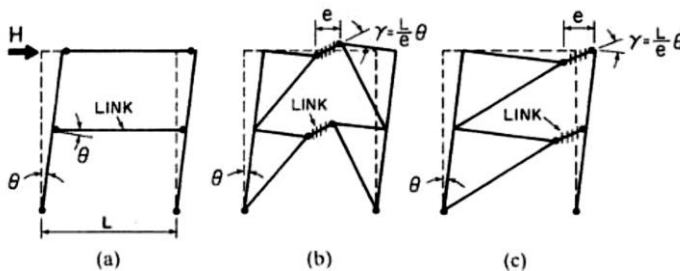
Ketentuan mengenai panjang *link* (e) menurut SNI 1729-2002 adalah sebagai berikut:

- *Link* geser (*short links*) : $e \leq 1,6 \frac{M_p}{V_p}$
- *Link* medium (*intermediate links*) : $1,6 \frac{M_p}{V_p} < e < 2,6 \frac{M_p}{V_p}$
- *Link* lentur (*long link*) : $e \geq 2,6 \frac{M_p}{V_p}$

2.3.4.3 Sudut Rotasi *Link Beam*

Sudut rotasi *link beam* adalah sudut inelastis antara *link beam* dan balok di samping *link* ketika besarnya total *story drift* sama dengan besarnya desain *story drift*, θ . Sudut rotasi *link* tidak boleh melebihi harga-harga berikut:

- 1) 0,08 radian untuk $e \leq 1,6 \frac{M_p}{V_p}$
- 2) 0,02 radian untuk $e \geq 2,6 \frac{M_p}{V_p}$
- 3) Nilai sudut rotasi *link* ditentukan dengan interpolasi linier untuk nilai e yang berada di antara keduanya.



Gambar 2. 6 Sudut Rotasi *Link Beam*

(Sumber: AISC 2010 dalam Musbar, dkk., 2015)

Gambar 2.6 menunjukkan mekanisme kehancuran dari *Eccentrically Braced Frames* (EBF). Pada setiap kasus θ merupakan besar penyimpangan yang terjadi pada rangka, sama halnya dengan besar penyimpangan pada sendi plastis terhadap balok juga disimbolkan θ .

2.4 Sambungan

Komponen sambungan dalam konstruksi struktur baja merupakan salah satu hal yang paling penting untuk diperhatikan karena jika terjadi kegagalan akan berbahaya. Kegagalan struktur paling banyak disebabkan oleh desain sambungan yang buruk dan kurang layak, serta besarnya ketidakcocokan antara perilaku yang dianalisis dan perilaku aktual sehingga perencanaan dan detail dari elemen sambungan merupakan salah satu kepentingan yang utama dalam perencanaan struktur rangka baja (Banu dan Ronny, 2017). Oleh karena itu sambungan harus didesain dengan baik agar aman, hemat (ekonomis) dan praktis dalam pelaksanaannya. Semua sambungan mempunyai tahanan terhadap perputaran sudut antara batang-batang yang disambung bila ada beban yang bekerja. Pada dasarnya, dalam konstruksi baja biasanya digunakan sambungan baut dan las.

- Sambungan Baut, merupakan sambungan dengan batang bulat dan berulir yang dimana salah satu ujungnya dibentuk kepala baut dan ujung lainnya dipasang mur/pengunci. Sambungan baut juga memiliki keuntungan karena kemudahan dalam pelaksanaan konstruksinya dilapangan.
- Sambungan Las, merupakan jenis sambungan tetap. Keuntungan dari penggunaan sambungan las adalah berat lebih ringan, konstruksi sambungan lebih rapi, dan luas penampang batang baja tetap utuh sehingga kekuatannya utuh.

Jenis sambungan berdasarkan atas kemampuan terhadap perputaran dibagi menjadi 2 jenis sambungan sebagai berikut:

1. Type *Fully Restrained* (FR) adalah penahanan penuh atau kaku, mempunyai tahanan yang kaku, dan tidak dapat berputar.
2. Type *Partially Restrained* (PR) adalah penahanan tidak penuh, tidak cukup kaku untuk memepertahankan sudut akibat beban.

Berdasarkan pada ratio tahanan momen sambungan terhadap momen jepit sempurna, sambungan diklasifikasikan sebagai berikut:

2.1 *Simple Connection* (Sambungan Sendi)

- Momen sambungan = $(0 - 20)$ % Momen tahanan jepit sempurna
- Sambungan dapat memberikan perputaran pada ujung balok secara bebas
- Sambungan tidak boleh mengakibatkan momen lentur terhadap elemen struktur yang disambung
- Detail sambungan harus mempunyai kapasitas rotasi yang cukup
- Dapat memikul gaya reaksi yang bekerja

2.2 *Semi-Rigid Connection* (Sambungan Semi-Kaku)

- Momen sambungan = $(20 - 90)$ % Momen tahanan jepit sempurna
- Sambungan tidak memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut-sudut antara elemen yang disambung
- Dianggap mempunyai kapasitas yang cukup untuk memberikan tahanan yang dapat diukur terhadap perubahan sudut tersebut
- Tingkat kapasitas tersebut terhadap beban yang bekerja ditetapkan berdasarkan percobaan

2.3 *Rigid Connection* (Sambungan Kaku)

- Momen sambungan = $(9 - 100)$ % Momen tahanan jepit sempurna
- Sambungan dianggap memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut-sudut diantara elemen-elemen yang disambungkan
- Sambungan mampu memikul momen yang bekerja, sehingga deformasi titik kumpul tidak terlalu berpengaruh terhadap distribusi gaya dalam maupun terhadap deformasi keseluruhan struktur

2.5 Pondasi

Sebuah struktur bangunan tidak dapat didirikan begitu saja diatas permukaan tanah, untuk itu diperlukan adanya struktur bangunan bawah yang disebut pondasi. Pondasi adalah bagian dari bangunan yang berfungsi mendukung seluruh berat dari bangunan dan meneruskannya ke tanah dibawahnya. Secara umum terdapat dua macam jenis pondasi berdasarkan beban yang harus dipikul, yaitu pondasi dangkal (*shallow foundations*) dan pondasi dalam (*deep foundations*).

1. Pondasi Dangkal (*Shallow Foundations*)

Pondasi dangkal biasanya digunakan ketika tanah permukaan yang cukup kuat dan kaku untuk mendukung beban yang dikenakan, dimana jenis struktur yang didukungnya tidak terlalu berat dan juga tidak terlalu tinggi. Pondasi dangkal umumnya tidak cocok dalam tanah kompresif yang lemah atau sangat buruk, seperti tanah urug dengan kepadatan yang buruk, pondasi dangkal juga tidak cocok untuk jenis tanah gambut, lapisan tanah muda, dan jenis tanah deposito aluvial, dan lain sebagainya.

- **Pondasi Telapak**
Pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom atau pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit dibawah permukaan tanah.
- **Pondasi Menerus**
Pondasi menerus biasa digunakan untuk pondasi dinding, terutama digunakan pada bangunan/rumah tinggal tidak bertingkat, seluruh beban atap/beban bangunan umumnya dipikul oleh dinding dan diteruskan ketanah melalui pondasi menerus sepanjang dinding bangunan.
- **Pondasi Rakit (*Raft Foundation*)**
Pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak atau digunakan bila susunan kolom-kolom jaraknya sedemikian dekat disemua arahnya, sehingga

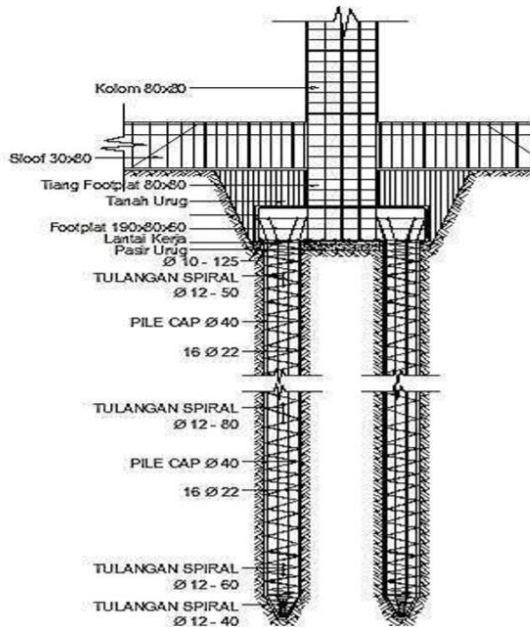
menggunakan pondasi telapak, sisinya berhimpit satu sama lainnya.

2. Pondasi Dalam (*Deep Foundations*)

Pondasi dalam adalah pondasi yang didirikan di permukaan tanah dengan kedalaman tertentu dimana daya dukung dasar pondasi dipengaruhi oleh beban structural dan kondisi permukaan tanah. Pondasi dalam biasanya dipasang pada kedalaman lebih dari 3m di bawah elevasi permukaan tanah.

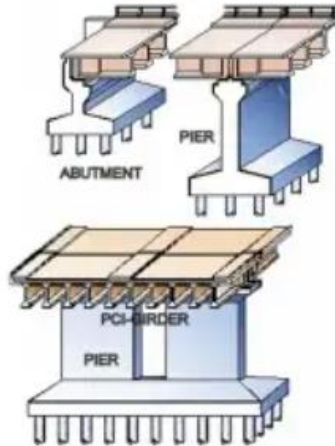
- Pondasi Tiang Pancang (Pile Cap)

Pondasi ini merupakan jenis pondasi yang relatif panjang yang mengirimkan beban pondasi melalui lapisan tanah dengan daya dukung rendah ke tanah yang lebih dalam atau lapisan batuan yang memiliki daya tahan tinggi.



Gambar 2. 7 Pondasi Tiang Panjang
(Sumber: Suwarno dkk., 2018)

- Pondasi Pier (Pier Foundation)
Pondasi ini merupakan pondasi peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang pancang. Digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam.



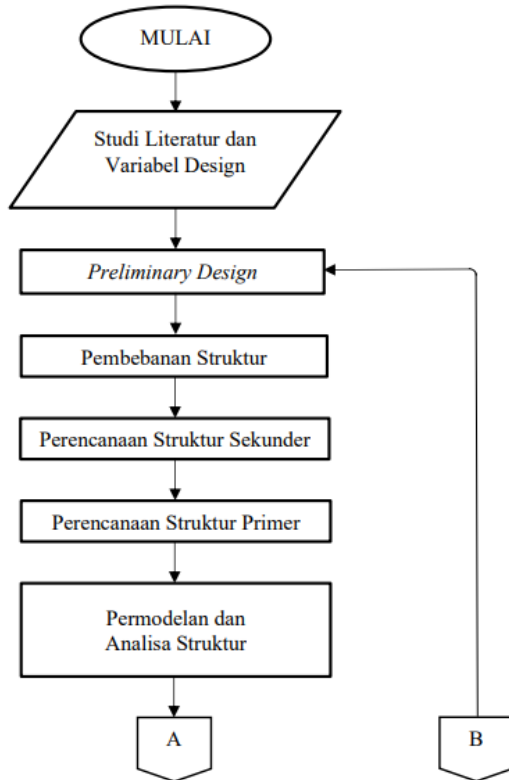
Gambar 2. 8 Pondasi Pier

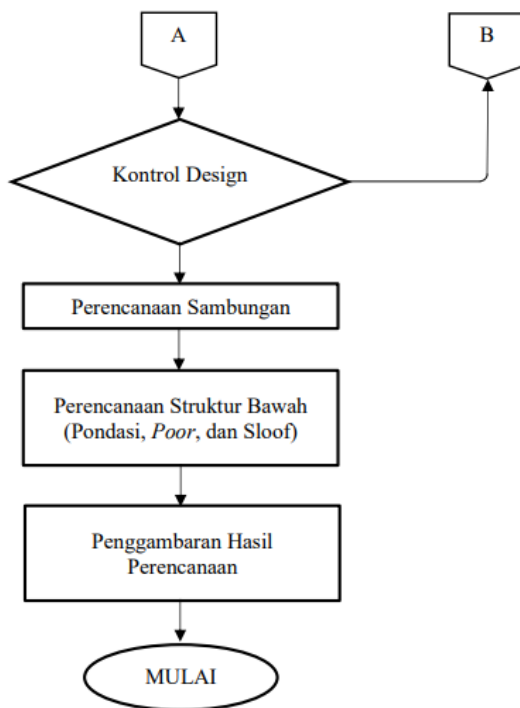
(Sumber: Hendra Maulana Turmono, 2016)

BAB III METODOLOGI

3.1 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir

Dalam tugas akhir ini, akan membahas tentang perencanaan struktur baja dengan menggunakan sistem baja dengan menggunakan sistem *Eccentrically Braced Brames* (EBF) tipe Two Strory X-Bracing. Urutan tahapan-tahapan pekerjaan yang harus dilakukan adalah sebagai berikut:





Gambar 3. 1 Alur Perencanaan Struktur Baja

3.2 Studi Literatur

Melakukan studi terhadap literatur yang berkaitan dengan topik Tugas Akhir mengenai perencanaan struktur baja dengan sistem *Eccentrically Braced Frames* (EBF). Dalam perencanaan struktur bangunan baja ini digunakan peraturan dan literatur yang tercantum pada beberapa literatur yaitu:

1. ANSI/AISC 341-10 *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*
2. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2019)
3. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung (SNI 03-1726-2019)
4. Beban Minimum Perencanaan Bangunan Struktural (SNI 1727-2013)
5. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983)
6. Michel B., Chia-Ming U., & Andrew W. 1998. *Ductile Design of Steel Structures*
7. Buku Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD (Agus Setiawan)
8. Jurnal-jurnal yang berkaitan dengan struktur baja dan sistem *Eccentrically Braced Frames* (EBF)

3.3 Variabel Design

Dalam perencanaan tugas akhir ini, struktur atas akan direncanakan menggunakan struktur baja dengan sistem *Eccentrically Braced Frames* (EBF) dan struktur bawah direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang (pile cap). Pada permodelan struktur baja direncanakan sistem rangka baja tipe *Two Story X-Bracing*. Tipe ini dipilih karena memiliki geometri yang simetris sehingga terhindar dari masalah *full moment connection* pada kolom.

3.4 Preliminary Design

Struktur yang akan direncanakan pada tugas akhir ini adalah struktur bangunan baja dengan sistem EBF yang akan dianalisa gaya dalamnya dengan menggunakan program SAP2000. Dengan data spesifikasi struktur yang direncanakan sebagai berikut:

1. Data Perencanaan Modifikasi

Nama Gedung : Apartemen 88 Avenue
 Lokasi Rencana : Surabaya
 Fungsi : Apartemen
 Struktur Utama : Baja
 Sistem Struktur : Eccentrically Braced (EBF)
 Jumlah Lantai : 26 Lantai
 Rencana Pondasi : Tiang Pancang

2. Data Material

Profil Kolom : CFT Penampang Persegi
 Profil Balok : Profil WF (BJ 41)
 : $F_y = 250 \text{ MPa}$; $F_u = 410 \text{ MPa}$
 Profil Bracing : Profil WF (BJ41)
 : $F_y = 250 \text{ MPa}$; $F_u = 410 \text{ MPa}$

3. Panjang *Link* dan Bresing

$$\text{Short Links (Link Geser): } e \leq \frac{1,6M_p}{V_p} \quad (3.1)$$

$$\text{Intermediate Links: } \frac{1,6M_p}{V_p} < e < \frac{2,6M_p}{V_p} \quad (3.2)$$

$$\text{Long Links (Link Lentur): } e \geq \frac{2,6M_p}{V_p} \quad (3.3)$$

Untuk profil bresing akan direncanakan.

4. Data Tanah

Data tanah yang digunakan berdasarkan nilai SPT di lokasi Jl. Citraland, Surabaya, Jawa Timur dan data terlampir.

3.5 Pembebanan Struktur

Dalam melakukan perencanaan struktur bangunan, hal yang harus diperhatikan adalah beban-beban yang akan terjadi pada bangunan tersebut. Sehingga diperlukannya suatu pendekatan dengan asumsi yang mendekati keadaan yang sesungguhnya.

3.5.1 Beban Mati

Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap berupa balok, kolom, dinding dan juga termasuk segala unsur tambahan finishing, mesin-mesin serta peralatan-peralatan tetap yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung tersebut.

Tabel 3. 1 Berat Sendiri Bangunan dan Komponen Gedung

Nama Bahan Bangunan dan Komponen Gedung	Berat Sendiri
Bahan Bangunan	
Baja	7850 kg/m ³
Beton	2200 kg/m ³
Beton Bertulang	2400 kg/m ³
Komponen Gedung	
Adukan per cm tebal dari semen	21 kg/m ²
Aspal, per cm tebal	14 kg/m ²
Dinding setengah bata	250 kg/m ²
Plafond	11 kg/m ²
Penggantung langit-langit	7 kg/m ²
Penutup lantai tanpa adukan per cm tebal	24 kg/m ²

(Sumber: PPIUG 1983)

3.5.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan kedalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung tersebut, termasuk beban akibat

air hujan pada atap (Achmad Saprudin dan Nurul Chayati, 2013). Beban ini tergantung oleh peruntukan gedung yang direncanakan sesuai dengan peraturan PPIUG 1983 dan SNI 1727-2013 Pasal 4 Tabel 4-1.

Tabel 3. 2 Beban Hidup Pada Lantai Bangunan Gedung

NO	Keterangan	Beban Hidup (kg/m ²)
a.	Lantai dan tangga rumah tinggal.	200
b.	Lantai dan tangga rumah tinggal sederhana dan Gudang tidak penting yang bukan untuk took, pabrik, atau bengkel.	125
c.	Lantai ruang olah raga, perpustakaan, ruang arsip pabrik, bengkel, gudang, took buku, took besi, dan ruang mesin.	400

(Sumber: PPIUG 1983)

3.5.3 Beban Angin

Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (isapan), yang bekerja tegak lurus pada bidang-bidang yang ditinjau. Berdasarkan SNI 03 1727-2013 Pasal 27.4.1, tekanan angin desain untuk SPBAU bangunan gedung dari semua ketinggian ditentukan persamaan berikut:

$$p = qGC_p - q_i(GC_{pi}) \left(\frac{lb}{ft^2} \right) \left(\frac{N}{m^2} \right) \quad (3.4)$$

3.5.4 Beban Gempa

Beban gempa yang terjadi pada struktur direncanakan berdasarkan SNI 1726-201. Terdapat 2 jenis peta wilayah gempa, yaitu untuk gempa dengan periode $T = 0,2$ detik dan gempa dengan periode $T = 1$ detik. Grafik respons spektrum tidak disediakan, melainkan harus direncanakan sendiri menggunakan parameter-parameter percepatan yang dapat dihitung berdasarkan wilayah gempa dan struktur gedung yang dibangun. Langkah-langkah

untuk menentukan beban gempa dan membuat respons spektrum desain adalah sebagai berikut:

- a. Kategori risiko struktur bangunan dan faktor keutamaan gempa ditentukan berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 4.1.2.

Tabel 3. 3 Kategori Risiko Gedung dan Nongedung Untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan.	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori I, III, IV.	II
Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan.	III
Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting.	IV

(Sumber: SNI 1726-2019 Tabel 3)

Pada tugas akhir ini pemnfaat gedung sebagai fasilitas apartement, maka didapatkan kategori risiko II. Untuk factor keutamaan gempa, I_e , berdasarkan tabel berikut:

Tabel 3. 4 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1.0
III	1.25
IV	1.50

(Sumber: SNI 1726-2019 Tabel 4)

Faktor keutamaan gempa berdasarkan tabel diatas adalah $I_e = 1,0$.

- b. Menentukan klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 5.3 sesuai dengan tabel dibawah.

Tabel 3. 5 Klasifikasi Situs

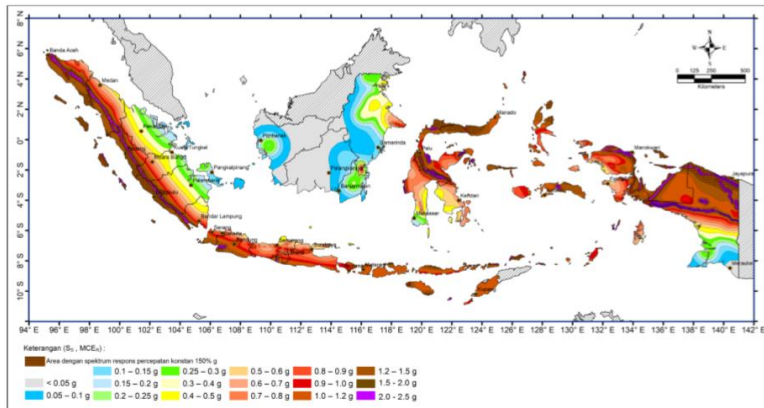
Kelas Situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500 m/s	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100 kN/m ²
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : Indeks plastisitas, $PI > 20$ Kadar air, $w \geq 40\%$ Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	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 senditif, tnah tersementasi lemah Lempung sangat organik dan/ atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)		

(Sumber; SNI 1726-2019 Tabel 5)

c. Penentuan parameter percepatan *respon spectrum* berdasarkan wilayah gempa untuk mendapatkan nilai periode pendek (S_s) dan periode 1 detik (S_1) sesuai peta gempa pada gambar 15 dan 16 dalam SNI 1726-2019 yang tersaji pada gambar berikut:

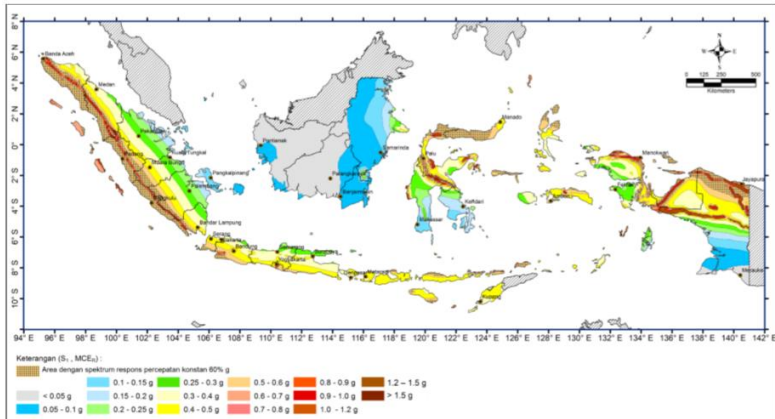
1) Mencari nilai S_s dan S_1

S_s merupakan parameter respon spektral percepatan gempa terpetakan untuk perioda pendek (0,2 detik), ditentukan berdasarkan peta pada Gambar 3.2 berikut.



Gambar 3. 2 Parameter Gerak Tanah S_s
(Sumber: SNI 1726:2019 Gambar 15)

S_1 merupakan parameter respon spektral percepatan gempa terpetakan untuk perioda 1 detik, ditentukan berdasarkan peta pada Gambar 3.3 berikut:



Gambar 3. 3 Parameter Gerak Tanah S_1
(Sumber: SNI 1726:2019 Gambar 16)

2) Faktor Amplifikasi

Setelah jenis tanah ditentukan dengan nilai S_s dan S_1 yang diperoleh pada Langkah pertama, untuk penentuan respons spectral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu factor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik dan disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs.

- $S_{MS} = F_a S_s$ (3.5)

- $S_{M1} = F_v S_1$ (3.6)

Nilai F_a dan F_v akan diperoleh melalui Tabel 3.6 untuk F_a dan Tabel 3.7 untuk F_v pada SNI 1726-2019 pasal 6.2.

Tabel 3. 6 Koefisien Situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0.2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
SC	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
SD	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
SE	2.4	1.7	1.3	1.1	0.9	0.8
SF	$SS^{(a)}$					

(Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 6)

Tabel 3. 7 Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SC	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
SD	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
SE	4.2	3.3	2.8	2.4	2.2	2.0
SF	$SS^{(a)}$					

(Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 7)

3) Menghitung Parameter Percepatan Spektral Desain

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

$$\bullet S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.7)$$

$$\bullet S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.8)$$

d. Kategori Desain Seismik

Ditetapkan kategori desain seismik berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spectral percepatan desainnya, S_{DS} dan S_{D1} .

Tabel 3. 8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek

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

(Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 8)

Tabel 3. 9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 detik

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,033 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

(Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 9)

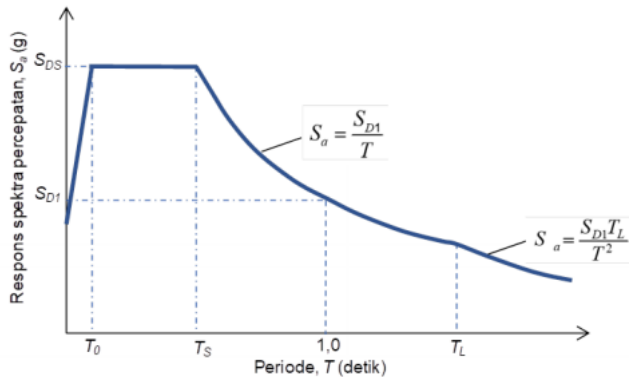
e. Spektrum Respon Desain

1. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan berikut:

$$\bullet S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.9)$$

2. Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS} ;

3. Untuk periode lebih besar dari T_s tetapi lebih kecil dari atau sama dengan T_L , respons spectral percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:
- $S_a = \frac{S_{D1}}{T}$ (3.10)
4. Untuk periode lebih besar dari T_L , respons spectral percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:
- $S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2}$ (3.11)
 - $T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{s_{DS}}$ (3.12)
 - $T_s = \frac{S_{D1}}{s_{DS}}$ (3.13)
 - T_L = Peta transisi periode panjang yang ditunjukkan pada gambar 3 yang nilainya diambil dari gambar 20 (SNI 1726-2019 Pasal 6.4)



Gambar 3. 4 Spektrum Respons Desain
(Sumber: SNI 1726:2019 Gambar 3)

f. Parameter Desain

Berdasarkan sistem Struktur, kita dapat menentukan koefisien modifikasi respons (R), factor kuat lebih sistem (Ω_0), dan factor pembesaran defleksi (C_d) berdasarkan kategori desain seismik. (Tabel 12 SNI 1726-2019 Pasal 7.2.2)

Tabel 3. 10 Faktor R , C_d , Ω_0 untuk sistem pemikul gaya seismik

Sistem Pemikul Gaya Seismik	R^a	Ω_0^b	C_d^c	Batasan Sistem Struktur				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya seismik yang ditetapkan								
Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB

(Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 12)

g. Analisis Beban Gempa

Prosedur analisis gempa yang digunakan untuk merencanakan bangunan tahan gempa dapat diklasifikasikan menjadi dua, yaitu analisis static (analisis gaya lateral ekuivalen) dan analisis dinamik (analisis spektrum respons ragam dan analisis Riwayat respons seismik).

1) Prosedur Gaya Lateral Ekuivalen

Penentuan prosedur gaya lateral ekuivalen direncanakan berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.8, seperti penentuan geser dasar seismik yang diatur dalam pasal 7.8.1, penentuan periode pada pasal 7.8.2, hingga distribusi gaya vertikal dan horizontal pada pasal 7.8.3.

- Gaya Geser Dasar Seismik

Berdasarkan pasal 7.8.1, gaya geser dasar seismik V dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\bullet \quad V = C_s W \quad (3.14)$$

Keterangan:

C_s = Koefisien respons seismik

W = Berat seismik efektif

- Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Berdasarkan pasal 7.8.1.1, perhitungan koefisien respons seismik C_s , harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\bullet \quad C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.15)$$

Keterangan:

S_{DS} = Parameter percepatan respons spectral desain dalam rentang periode pendek

R = Koefisien modifikasi respon

I_e = Faktor keutamaan gempa

Nilai C_s yang dihitung sesuai dengan persamaan (3.15) tidak perlu melebihi berikut ini:

Untuk $T \leq T_L$

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

Untuk $T > T_L$

$$\bullet \quad C_s = \frac{S_{D1}T_L}{T^2\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.17)$$

C_s harus tidak kurang dari

$$\bullet \quad C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01 \quad (3.18)$$

Untuk struktur yang berlokasi di S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0.6g, maka C_s harus tidak kurang dari:

$$\bullet \quad C_s = \frac{0.5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.19)$$

Keterangan:

S_{D1} = Parameter percepatan respons spectral desain pada periode sebesar 1.0 detik

T = Periode fundamental struktur (detik)

S_1 = Parameter percepatan respons spectral maksimum yang dipetakan

- h. Periode Fundamental Pendekatan
Periode fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$\bullet T_a = C_t h_n^x \quad (3.20)$$

Keterangan:

h_n adalah ketinggian struktur, dalam (m), diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur. Dan koefisien C_t dan x ditentukan berdasarkan tabel dibawah ini:

Tabel 3. 11 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

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

(Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 18)

- i. Distribusi Vertikal Gaya Seismik

Berdasarkan pasal 7.8.3 gaya seismik lateral, F_x , (kN) di sebarang tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$\bullet F_x = C_{vx} V, \text{ dan} \quad (3.21)$$

$$\bullet C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.22)$$

Keterangan:

C_{vx} = Faktor distribusi vertical

V = Gaya lateral desain total

w_i dan w_x = Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i dan x
 h_i dan h_x = Tinggi dari dasar sampai tingkat i dan x
 k = Eksponen yang terkait dengan periode struktur dengan nilai sebagai berikut:

- Untuk struktur dengan $T \leq 0.5$ detik, $k = 1$
- Untuk struktur dengan $T \geq 2.5$ detik, $k = 2$
- Untuk struktur dengan $0.5 < T < 2.5$ detik, $k = 2$ atau
- ditentukan dengan linier antara 1 dan 2

- j. Distribusi Horizontal Gaya Seismik
 Berdasarkan pasal 7.8.4 geser tingkat desain seismik di semua tingkat, V_x (kN), harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$\bullet V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (3.23)$$

Keterangan

F_i adalah bagian dari geser dasar seismik (V) pada tingkat ke- i (kN).

Geser tingkat desai seismik, V_x (kN), harus didistribusikan pada berbagai elemen vertical sistem pemikul gaya seismik di tingkat yang ditinjau berdasarkan pada kekakuan lateral relatif elemen pemikul vertical dan diafragma.

3.5.5 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan struktur, komponen, dan fondasi harus dirancang sedemikian rupa berdasarkan SNI 1727-2013 pasal 2.3.2 sehingga kekuatan desainnya sama atau melebihi efek dari beban terfaktor dalam kombinasi berikut:

1. 1,4D (3.24)

2. 1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr atau S atau R) (3.25)

3. 1,2D + 1,6 (Lr atau S atau R) + (L atau 0,5W) (3.26)

4. 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr atau S atau R) (3.27)

5. 1,2D + 1,0E + L + 0.2S (3.28)

6. 0,9D + 1,0W (3.29)

7. 0,9D + 1,0E (3.30)

3.6 Konsep Perencanaan Struktur Sekunder

3.6.1 Desain Balok

Pada elemen balok bekerja gaya lentur dan gaya geser. Kapasitas lentur dan gaya geser harus dikontrol agar tidak melebihi dari kekuatan nominal yang dibalok dan harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

- $\phi M_n \geq M_u$ (3.31)

Dengan Φ merupakan faktor reduksi yang nilainya sebesar (0.9). Nilai momen (M_u) untuk perencanaan balok diambil dari nilai yang terbesar dari persamaan-persamaan tersebut. Pada perencanaan elemen balok harus dilakukan pengecekan terhadap hal-hal sebagai berikut:

a. Kontrol Penampang (AISC 2010 Tabel B4.1)

Sayap (*Flange*):

- Penampang Kompak

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} < \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.32)$$

- Penampang Tidak Kompak

$$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \quad (3.33)$$

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.34)$$

Badan (*Web*):

- Penampang Kompak

$$\lambda = \frac{h-2(tf+r)}{tw} \leq \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.35)$$

- Penampang Tidak Kompak

$$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \quad (3.36)$$

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.37)$$

Dimana:

bf = Lebar sayap

tf = Tebal sayap

h = Tinggi penampang profil

- t_w = Tebal pelat badan
 f_y = Kuat leleh profil baja
 r = Jari-jari kelengkungan
 λ = Faktor kelangsingan penampang
 λ_r = Batas kelangsingan untuk penampang non kompak

b. Kuat Nominal Lentur Penampang Dengan Pengaruh Tekuk Lokal (AISC 2010 Pasal F2.2 dan Pasal F3.2)

- Penampang Kompak

$$M_n = M_p \quad (3.38)$$

$$M_p = F_y \cdot Z_x \quad (3.39)$$

- Penampang Tidak Kompak

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad (3.40)$$

- Penampang Langsing

$$M_n = \frac{0.9E k_c S_x}{\lambda^2} \quad (3.41)$$

c. Kuat Nominal Lentur Penampang Dengan Pengaruh Tekuk Lateral (AISC 2010 Pasal F2.1 dan Pasal F2.2)

- Bentang Pendek

Syarat bentang pendek: $L_b < L_p$

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.42)$$

Kapasitas lentur: $M_n = M_p$

- Bentang Menengah

Syarat bentang menengah: $L_p \leq L_b \leq L_r$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \quad (3.43)$$

Kapasitas lentur:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \leq M_p \quad (3.44)$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{maks}}{2.5 M_{maks} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c} \leq M_p \quad (3.45)$$

- Bentang Panjang

Syarat bentang Panjang: $L_b > L_r$

Kapasitas lentur: $M_n = M_{cr} \leq M_p$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (3.46)$$

d. Kuat Geser Rencana (AISC 2010 Pasal G2.1)

Kuat geser balok tergantung perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (t_w). Pelat badan tak diperkaku yang memikul gaya geser terfaktor perlu (V_n) harus memenuhi:

- $\phi V_n \geq V_u$ (3.47)

Dimana:

Φ = Faktor Tahanan (0.9)

V_n = Tahanan geser nominal plat badan

Kekuatan geser nominal dari plat badan yang tak diperkaku menurut keadaan batas dari pelehan geser dan tekuk geser adalah:

$$v_n = 0.6 f_y A_w C_v \quad (3.48)$$

Dengan ketentuan nilai C_v sebagai berikut:

(a) Bila $\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

- $C_v = 1.0$ (3.49)

(b) Bila $1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

- $C_v = 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$ (3.50)

(c) Bila $\frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} / \frac{h}{t_w}$

- $C_v = \frac{k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$ (3.51)

Koefisien tekuk geser pelat badan ditentukan sebagai berikut:

- k_v untuk badan tanpa pengaku transversal dan dengan $\frac{h}{t_w} < 260$, $k_v = 5$ (Kecuali untuk badan profil T dimana $k_v = 1.2$)

- k_v untuk badan dengan pengaku transversal,

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

$$k_v = 5 \text{ dimana } a/h > 3 \text{ atau } a/h > \left[\frac{260}{(h/t_w)} \right]^2$$

e. Kontrol Lentutan

Berdasarkan SNI 1729-2002, batas-batas lentutan untuk keadaan kemampuan layan batas harus sesuai dengan struktur, fungsi penggunaan, sifat pembebanan, serta elemen-elemen yang didukung oleh struktur tersebut. Batas lentutan maksimum diberikan dalam tabel dibawah ini

Tabel 3. 12 Batas Lentutan Maksimum

Komponen Struktur dengan Beban Tidak Terfaktor	Beban Tetap	Beban Sementara
Balok pemikul dinding atau finishing yang getas	L/360	-
Balok biasa	L/240	-
Kolom dengan analisis orde pertama saja	h/500	h/200
Kolom dengan analisis orde kedua	h/300	h/200

(Sumber: SNI 1729:2002 Tabel 6.4-1)

3.7 Konsep Perencanaan Struktur Primer

3.7.1 Desain Kolom

Dalam perencanaan kolom, digunakan kolom komposit jenis *Concrete Filled Tube* (CFT) yang menerima gaya kombinasi normal dan lentur. Perencanaan kolom CFT komposit berdasarkan AISC 2010 pasal I mengenai desain komponen struktur komposit.

Kolom komposit baja terisi beton atau *Concrete Filled Tube* (CFT) dibuat dengan cara mengisi beton pada profil baja berongga berbentuk lingkaran atau segi empat.

- a. Komponen Struktur Komposit Terbungkus Beton
- Kriteria Untuk Kolom Komposit Bagi Struktur Tekan (AISC 2010 Pasal I2.1.1a)
 - Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_{sr}}{A_g} \times 100\% \geq 4\% \quad (3.52)$$
 - Luas penampang inti baja harus terdiri dari paling sedikit 1% dari total penampang komposit.
 - Tulangan transversal minimum harus minimal 0.009 in (0.229 mm) dari jarak.

- Kuat Nominal Tekan (AISC 2010 Pasal I2.1.1b)
Kekuatan tekan desain komponen struktur komposit terbungkus beton yang dibebani secara aksial simetris ganda harus ditentukan untuk keadaan batas dari tekuk lentur berdasarkan kelangsingan komponen struktur sebagai berikut:

- Bila $P_e \geq 0.44 P_o$

$$P_n = P_o \left[0.658 \frac{P_n}{P_e} \right] \quad (3.53)$$

- Bila $P_e < 0.44 P_o$

$$P_n = 0.877 P_e \quad (3.54)$$

Keterangan:

$$P_o = F_y A_s + F_{yr} A_{sr} + 0.85 f'_c A_c \quad (3.55)$$

$$P_n = \frac{\pi^2 E I_{eff}}{(KL)^2} \quad (3.56)$$

Dimana:

$$E I_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c \quad (3.57)$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.3 \quad (3.58)$$

- Kuat Nominal Tarik (AISC 2010 Pasal I2.1.1c)
Kekuatan Tarik yang tersedia dari komponen struktur komposit terbungkus beton yang dibebani secara aksial harus ditentukan untuk keadaan batas leleh sebagai berikut:

$$P_n = F_y A_s + F_{yr} A_{sr} \quad (3.59)$$

- b. Komponen Struktur Komposit Terisi Beton
- Kuat Nominal Tekan (AISC 2010 Pasal I2.2.2b)
Kekuatan tekan yang tersedia dari komponen struktur komposit terisi beton simetris ganda yang dibebani secara aksial harus ditentukan untuk keadaan batas tekuk lentur menurut pasal I1.1b dengan modifikasi sebagai berikut:

$$P_o = P_p \quad (3.60)$$

Dengan:

$$P_p = F_y A_s + F_{yr} A_{sr} + C_2 f'_c A_c \quad (3.61)$$

$C_2 = 0.85$ untuk penampang persegi dan 0.95 untuk penampang bundar.

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (3.62)$$

$$C_3 = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9 \quad (3.63)$$

- Kuat Nominal Tarik (AISC 2010 Pasal I2.2.2c)
Kekuatan Tarik yang tersedia dari komponen struktur komposit terbungkus beton yang dibebani secara aksial harus ditentukan untuk keadaan batas leleh sebagai berikut:

$$P_n = F_y A_s + F_{yr} A_{sr} \quad (3.64)$$

- Amplifikasi Momen
Kekuatan lentur orde kedua yang diperlukan, M_r , dan ketentuan aksial P_r , dari semua komponen struktur harus ditentukan sebagai berikut:

$$M_r = B_1 M_{rt} + B_2 M_{lt} \quad (3.65)$$

$$P_r = P_{rt} + B_2 P_{lt} \quad (3.66)$$

- Pengali B1 untuk efek P- δ

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1 \quad (3.67)$$

Dengan,

$\alpha = 1.00$ (DFBK)

C_m = Koefisien dengan asumsi tanpa translasi lateral dari portal yang ditentukan sebagai berikut:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (3.68)$$

Dengan M_1 dan M_2 dihitung dari analisis orde pertama, adalah momen terkecil dan terbesar pada ujung-ujung bagian komponen.

P_{e1} = Kekuatan tekuk kritis elastis komponen struktur dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi tanpa translasi pada ujung-ujung komponen struktur.

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad (3.69)$$

- Pengali B2 untuk efek P- δ

$$B_2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e story}} \right)} \geq 1 \quad (3.70)$$

Dengan,

$\alpha = 1$ (DFBK)

P_{story} = beban vertikal total didukung oleh tingkat menggunakan kombinasi beban DFBK yang sesuai, termasuk beban-beban dalam kolom-kolom yang bukan merupakan bagian dari sistem penahan gaya lateral.

$P_{e story}$ = Kekuatan tekuk kritis elastis untuk tingkat pada arah translasi yang diperhitungkan, ditentukan dengan analisis tekuk sidesway, atau dengan rumusan:

$$P_{e story} = R_M \frac{HL}{\Delta H} \quad (3.71)$$

Dengan,

$$R_M = 1 - 0,15 \left(\frac{Pmf}{P_{story}} \right) \quad (3.72)$$

- Momen Nominal (AISC 2010 Pasal F7.2)
Balok yang menerima beban lentur M_u harus dikontrol agar tidak melebihi dari kekuatan nominal yang dimiliki balok itu sendiri.

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.73)$$

Dimana:

M_n = Momen nominal balok

M_u = Momen ultimate yang terjadi

ϕ = Faktor tahanan (0.9)

Untuk Komponen Struktur Berpenampang Kotak, HSS Persegi Panjang, dan Anggota Box-Shaped

- Untuk Penampang Kompak

$$M_n = M_p = f_y Z \quad (3.74)$$

- Untuk Penampang Nonkompak

$$M_n = M_p - (M_p - f_y S) \left[3,57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4 \right] < M_p \quad (3.75)$$

- Untuk Penampang Langsing

$$M_n = f_y S_{eff} \quad (3.76)$$

Dimana,

S_e = Modulus penampang efektif yang ditentukan dengan lebar efektif b_e , dari sayap yang diambil sebesar:

$$b_e = 1.92 \cdot t \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(1 - \frac{0,38}{b} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq b \quad (3.77)$$

- Kontrol Kombinasi Aksial dan Lentur
Perhitungan interaksi kekuatan aksial dan lentur diperhitungkan berdasarkan AISC 2010 Pasal H1.1

- Bila $\frac{Pr}{P_c} \geq 0,2$, maka

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (3.78)$$

- Bila $\frac{Pr}{P_c} < 0,2$, maka

$$\frac{Pr}{2P_c} + \left(\frac{Mrx}{M_{cx}} + \frac{Mry}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (3.79)$$

Dimana :

P_r = Kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK (N)

M_r = Kekuatan momen perlu menggunakan kombinasi beban DFBK (Nmm)

P_c = $\varphi_c P_n$ Kekuatan aksial desain (N)

M_c = $\varphi_b M_n$ Kekuatan lentur desain (Nmm)

φ_c = Faktor ketahanan untuk tekan (0.9)

φ_b = Faktor ketahanan untuk lentur (0.9)

- Kontrol *Strong Column Weak Beam*

Menurut SNI 2847-2019 Pasal 21.6.2 tentang kekuatan lentur minimum kolom menyatakan persamaan:

$$\frac{\sum M_{*pc}}{\sum M_{*pb}} > 1 \quad (3.80)$$

Di mana $\sum M_{nc}$ adalah momen kapasitas kolom dan $\sum M_{nb}$ merupakan momen kapasitas balok. M_{nc} dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur rendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat strong column weak beam. Setelah didapat jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan strong column weak beam. $\sum M_{nc}$ didapat dari diagram interaksi aksial dan momen kolom.

- Kontrol Lendutan

Berdasarkan SNI 1729-2002, batas-batas lendutan untuk keadaan kemampuan layan batas harus sesuai dengan struktur, fungsi penggunaan, sifat pembebanan, serta elemen-elemen yang didukung oleh struktur tersebut. Batas lendutan maksimum diberikan dalam tabel dibawah ini:

Tabel 3. 13 Batas Lendutan Maksimum

Komponen Struktur dengan Beban Tidak Terfaktor	Beban Tetap	Beban Sementara
Balok pemikul dinding atau finishing yang getas	L/360	-
Balok biasa	L/240	-
Kolom dengan analisis orde pertama saja	h/500	h/200
Kolom dengan analisis orde kedua	h/300	h/200

(Sumber: SNI 1729:2002 Tabel 6.4-1)

3.7.2 Desain Elemen *Link*

Link harus berupa profil I, profil built-up. HSS tidak diperkenankan untuk digunakan sebagai link. Link harus memenuhi persyaratan D1.1 untuk elemen dengan daktilitas tinggi. Pelat badan link harus berupa pelat tunggal tanpa pelat pengganda dan anpa penetrasi.

3.7.2.1 Kuat Elemen *Link Beam*

Link dapat mengalami geser dan lentur, sehingga dapat mengalami kelelahan akibat geser atau akibat lentur.

$$\bullet \quad M_p = Z_x f_y \quad (3.81)$$

$$\bullet \quad V_p = 0,6 f_y (d - 2t_f) t_w \quad (3.82)$$

Keterangan:

M_p = Momen plastis penampang

Z_x = Modulus plastis penampang

F_y = Tegangan leleh penampang

V_n = Gaya geser plastis penampang

h = Tinggi penampang

t_f = Tebal flens (sayap)

t_w = Tebal web (badan)

Kuat geser rencana link, ϕV_n harus lebih besar dari pada V_u dengan:

$$\bullet \quad \phi_v \cdot V_n = \phi \cdot 0,6 \cdot f_y (d - 2t_f) t_w \quad (3.83)$$

Dimana:

V_n = Kuat geser nominal link, diambil yang terkecil diantara V_p atau $2M_p/e$

ϕ_v = Faktor reduksi geser (0.9)

e = Panjang *link*

Kapasitas kekuatan *link* harus memenuhi syarat berikut:

$$\bullet \quad M_n = M_p \quad (3.84)$$

$$\bullet \quad \phi M_n \geq M_u \quad (3.85)$$

$$\bullet \quad \phi V_n \geq V_u \quad (3.86)$$

Keterangan:

M_n = Momen lentur rencana link

M_u = Momen lentur perlu

ϕ = Factor reduksi lentur (0.9)

3.7.2.2 Panjang Elemen Link Beam

Jika $P_r/P_c > 0,15$, panjang dari link harus dibatasi dengan persamaan sebagai berikut:

Ketika $\rho' \leq 0,5$

$$e \leq \frac{1,6M_p}{V_p} \quad (3.87)$$

Ketika $\rho' > 0,5$

$$e \leq \frac{1,6M_p}{V_p} (1,15 - 0,3\rho') \quad (3.88)$$

Dimana

$$\rho' = \frac{P_r/P_c}{V_r/V_c} \quad (3.89)$$

$V_r = V_u$ (LRFD) atau V_a (ASD), disesuaikan, kips (N)

V_u = kekuatan geser perlu menggunakan kombinasi beban LRFD, kips (N)

V_a = kekuatan geser perlu menggunakan kombinasi beban ASD, kips (N)

$V_c = V_y$ (LRFD) atau $V_y/1,5$ (ASD), disesuaikan, kips (N)

V_y = kekuatan geser nominal = $0,6F_y A_{tw}$

Untuk link dengan gaya aksial kecil tidak ada batasan panjang link. Batasan hanya pada sudut rotasi link.

3.7.2.3 Sudut Rotasi Link Beam

Besarnya sudut rotasi link dengan persamaan sebagai berikut:

$$\gamma = \frac{L}{e}\theta \quad (3.90)$$

Dimana: γ = rotasi *link*
 L = panjang balok (m)
 e = panjang *link* (m)
 θ = radian

Berdasarkan AISC 341-10, sudut rotasi *link* adalah sudut inelastis antara link dan bagian balok di luar link pada saat simpangan antar lantai sama dengan simpangan antar lantai rencana, Δ_M . Sudut rotasi *link* tidak boleh melebihi harga-harga berikut:

- 0,08 radian untuk panjang link $e \leq 1,6M_p/V_p$
- 0,02 radian untuk panjang link $e \leq 2,6M_p/V_p$
- Interpolasi linier antara 0,08-0,02 median jika panjang link $1,6M_p/V_p \leq e \leq 2,6M_p/V_p$

Dimana:

M_p = kekuatan momen plastis, kip-in (N-mm)

V_p = kekuatan geser plastis, kips (N)

3.8 Perencanaan Sambungan

3.8.1 Perencanaan Sambungan Baut

Perencanaan sambungan baut pada tugas akhir ini berdasarkan AISC 2010 Pasal J.3 secara lengkap.

- Kekuatan Tarik dan Geser Dari Baut dan Bagian-bagian Berulir

$$Rn = F_n A_{ab} \quad (3.91)$$

- Kombinasi Gaya Tarik dan Geser Dalam Sambungan Tipe Tumpuan

$$R_n = F'_{nt} A_{ab} \quad (3.92)$$

$$F'_{nt} = 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt} \quad (3.93)$$

Dimana:

F_{nt} = Tegangan tarik nominal dari Tabel J3.2 pada AISC 2010

F_{nv} = Tegangan geser dari Tabel J3.2 pada AISC 2010

F_{rv} = Tegangan geser yang diperlukan

- Baut Kekuatan Tinggi Dalam Sambungan Kritis-Slip

$$R_n = \mu D_u h_{sc} T_b N_s \quad (3.94)$$

1) Untuk lubang ukuran standar, $h_{sc} = 1.00$

2) Untuk lubang ukuran berlebih dan lubang slot pendek, $h_{sc} = 0.85$

3) Untuk lubang ukuran panjang dan slot panjang, $h_{sc} = 0.70$

- Baut Kekuatan Tinggi Dalam Sambungan Kritis-Slip

- Untuk Pelelehan Geser Dari Elemen

$$R_n = 0.6 F_y A_g ; \phi = 1.00 \quad (3.95)$$

A_{gv} adalah luas bruto yang menahan geser (mm^2)

- Untuk Keruntuhan Geser Dari Elemen

$$R_n = 0.6 F_u A_e ; \phi = 0.75 \quad (3.96)$$

A_{nv} adalah luas netto yang menahan geser (mm^2)

- Kekuatan Geser Blok

Kekuatan yang tersedia untuk keadaan batas keruntuhan balok geser sepanjang alur kegagalan geser atau alur-alur dan alur kegagalan tarik tegak lurus harus diambil sebesar:

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (3.97)$$

Dimana: Bila tegangan tarik adalah merata, $U_{bs}=1$; bila tegangan tarik tidak merata, $U_{bs}= 0.5$.

3.8.2 Perencanaan Sambungan Las

Berdasarkan AISC 2010 Pasal J2.4, kekuatan desain ϕR_n harus merupakan nilai terendah dari kekuatan material dasar yang

ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan Tarik dan keruntuhan geser dan kekuatan logam las yang ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan berikut ini:

- Untuk Logam Dasar:

$$Rn = F_{BM}A_{BM} \quad (3.98)$$

- Untuk Logam Las:

$$Rn = F_w A_w \quad (3.99)$$

Dimana:

F_{BM} = Tegangan nominal dari logam dasar (MPa)

F_w = Tegangan nominal dari logam las (MPa)

A_{BM} = Luas penampang logam dasar (mm²)

A_w = Luas efektif (mm²)

3.9 Perencanaan Struktur Bawah

3.9.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Perencanaan struktur pondasi ini menggunakan pondasi tiang pancang. Data tanah yang digunakan adalah hasil dari *Soil Penetration Test* (SPT). Daya dukung tiang pancang pada pondasi dihitung dengan menggunakan metode Luciano Dacourt dengan persamaan berikut ini:

$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.100)$$

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.101)$$

$$Q_p = qp \times Ap \quad (3.102)$$

$$Q_s = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s \quad (3.103)$$

Dimana:

SF = 3

Q_u = Daya dukung tanah ultimate pada pondasi

Q_p = Daya dukung ultimate didasar pondasi

Q_s = Daya dukung ultimate akibat beban lateral

3.9.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Dalam penggunaan pondasi tiang kelompok, terjadi repartisi beban-beban yang bekerja pada tiang pancang. Untuk itu, beban maksimum terfaktor akan didistribusikan kepada masing-masing tiang dengan persamaan berikut:

$$P = \frac{Q}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\sum_{i=1}^n (X_i)^2} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\sum_{i=1}^n (Y_i)^2} \quad (3.104)$$

Dengan P adalah beban max yang diterima 1 tiang pancang, Q adalah jumlah beban vertikal, n adalah banyaknya tiang pancang, Mx adalah momen arah X, My adalah momen arah Y, Xi adalah absis maksimum (jarak terjauh) tiang ke pusat berat kelompok tiang, Yi adalah ordinat maksimum (jarak terjauh) tiang ke pusat berat kelompok tiang. Daya dukung tiang pancang pada pondasi dihitung dengan menggunakan persamaan berikut ini:

$$Ql(\text{group}) = Ql(1 \text{ tiang}) \times n \times Ce \quad (3.105)$$

Proses pemancangan dapat menurunkan kepadatan disekeliling tiang, sehingga perlu memperhitungkan jarak antar tiang dalam pondasi kelompok. Sebaiknya, jarak minimum antar tiang dalam kelompok adalah 2 s/d 2.5 diameter tiang dan harus dikoreksi terlebih dahulu dengan yang koefisien efisiensi Ce.

$$Ce = \frac{1 - \arctan(\frac{\emptyset S}{90^\circ})}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \quad (3.106)$$

Dimana:

- \emptyset = Diameter tiang pancang
- S = Jarak As ke As antar tiang dalam grup
- M = Jumlah baris tiang dalam grup
- n = Jumlah kolom tiang dalam grup

3.9.3 Perencanaan Tebal Poer

Untuk merencanakan tebal poer harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar

dari geser ponds yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari:

$$\bullet Vc = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (3.107)$$

$$\bullet Vc = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (3.108)$$

$$\bullet Vc = 0,33 \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (3.109)$$

Dimana:

β = Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom, beban terpusat atau daerah reaksi

b_o = Keliling pada penampang kritis pada poer
 $= 2(b_{kolom} + d) + (2(h_{kolom} + d))$

α_s = 30, untuk kolom tepi
 40, untuk kolom interior
 20, untuk kolom sudut

Untuk memenuhi syarat akan kebutuhan tebal poer dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\bullet \emptyset Vc > V \quad (3.110)$$

Dimana:

$$\emptyset = 0.75$$

Vc = Kuat geser ponds beton

Vu = Gaya geser akibat beton

3.9.4 Perencanaan Penulangan Poer

Perencanaan tulangan lentur berdasarkan momen ultimate yang terjadi akibat tiang pancang terhadap muka kolom dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\bullet m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad (3.111)$$

$$\bullet Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} \quad (3.112)$$

$$\bullet \rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}}\right) \quad (3.113)$$

$$\bullet As = \rho b d \quad (3.114)$$

Dari persamaan diatas dapat menghasilkan kebutuhan tulangan yang memenuhi persyaratan beban yang ada.

3.9.5 Perencanaan Sloof

Struktur balok *sloof* berfungsi agar penurunan yang terjadi pada pondasi (pilecap) bergerak bersama-sama, dengan kata lain balok *sloof* merupakan pengaku yang menghubungkan antar pondasi (pilecap). Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sloof sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.2.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horizontal antara poer harus diporoposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450 sebagai berikut:

$$\frac{l}{20} \leq b \leq 450 \text{ mm} \quad (3.115)$$

Untuk perencanaan penulangan sloof berdasarkan SNI 2847-2013

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Perencanaan Struktur Sekunder

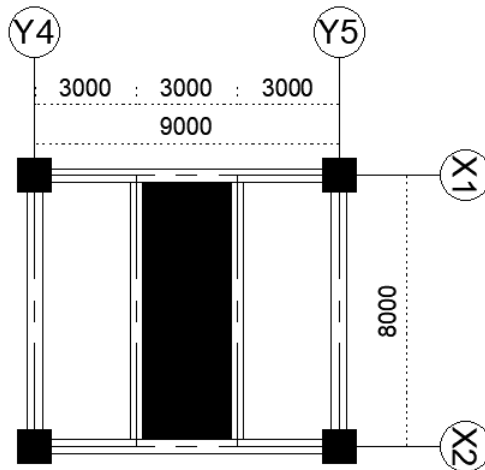
4.1.1 Perencanaan Pelat

Perencanaan pelat lantai pada gedung ini menggunakan bantuan tabel perencanaan praktis dari PT. Super Steel Indah dan tulangan negative menggunakan tulangan wiremesh dari PT. Union Metal. Untuk spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Struktur lantai direncanakan tanpa penyangga (no props) selama proses pengerasan pelat beton.
- Beton menggunakan $F_c' = 30$ Mpa
- Bondex dengan tebal 0,75 mm dan berat 10,1 kg/m²
- Mutu baja tulangan U-50

4.1.1.1 Perencanaan Pelat Lantai Atap

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai atap hotel ini menggunakan PPIUG 1983 dan SNI 1727-2013.



Gambar 4. 1 Denah Pelat Atap

Beban Mati:

- Berat spesi 2cm, (2 x 21) = 42 kg/m²
 - Berat aspal 2cm, (2 x 14) = 28 kg/m²
 - Berat plafon + penggantung, (11 + 7) = 18 kg/m²
 - Berat ducting dan plumbing = 20 kg/m²
- qD total= 108 kg/m²

Beban Hidup (Tabel 4.1 SNI 1727-2013):

- Lantai atap 20 psf = 97,64 kg/m²
- qL total = 97,64 kg/m²

Beban Berguna:

$$\begin{aligned}
 Q &= qD + qL \\
 &= 108 + 97,64 \\
 &= 205,64 \text{ kg/m}^2 \approx 300 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

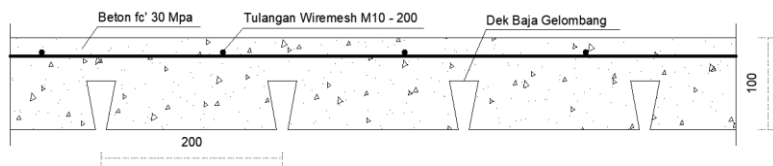
Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negative tanpa penyangga, didapatkan data-data sebagai berikut:

- Bentang 3,0 m
- Beban berguna = 300 kg/m²
- Tebal pelat 9 cm (Tebal pelat yang digunakan 10 cm)
- Tulangan negatif 3,87 cm²/m

Untuk tulangan negatif pada pelat bondex, digunakan tulangan wiremesh dari PT. Union Metal. Dari tabel tersebut diperoleh data-data sebagai berikut:

- Konversi tulangan Ø10 dengan spasi 200 mm (tulangan konvensional) diganti dengan tulangan wiremesh, dengan hasil konversi M10 – 200 mm, sebagai berikut:

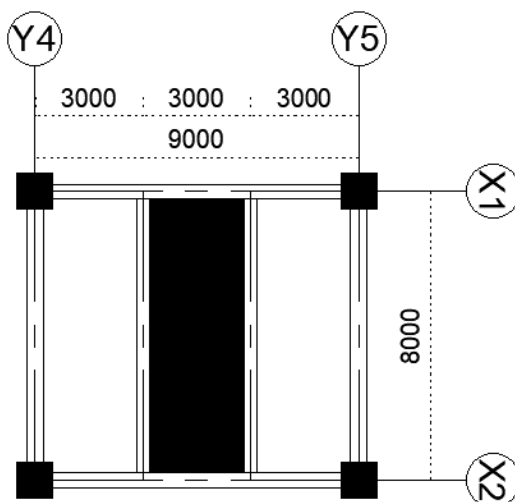
$$\begin{aligned}
 \text{As perlu (U-50)} &= \text{As (U-48)} \times \frac{\text{Tegangan leleh U-48}}{\text{Tegangan leleh U-50}} \\
 &= 3,87 \times \frac{4800 \text{ kg/m}^2}{5000 \text{ kg/m}^2} \\
 &= 3,715 \text{ cm}^2/\text{m}
 \end{aligned}$$
- Jumlah luas penampang kawat menurut spasinya setiap arah 3,93 cm²/m



Gambar 4. 2 Pelat Lantai Atap

4.1.1.2 Perencanaan Pelat Lantai Apartemen

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai atap hotel ini menggunakan PPIUG 1983 dan SNI 1727-2013.



Gambar 4. 3 Denah Pelat Lantai

Beban Mati:

- Berat spesi 2cm, (2 x 21) = 42 kg/m²
 - Berat keramik 1cm, (1 x 24) = 24 kg/m²
 - Berat plafon + penggantung, (11 + 7) = 18 kg/m²
 - Berat ducting dan plumbing = 20 kg/m²
- $q_D \text{ total} = 104 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup (Tabel 4.1 SNI 1727-2013):

- Lantai kamar apartemen 60 psf = 292,92 kg/m²
- qL total = 292,92 kg/m²

Beban Berguna:

$$\begin{aligned} Q &= qD + QI \\ &= 104 + 292,92 \\ &= 396,92 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negative tanpa penyangga, didapatkan data-data sebagai berikut:

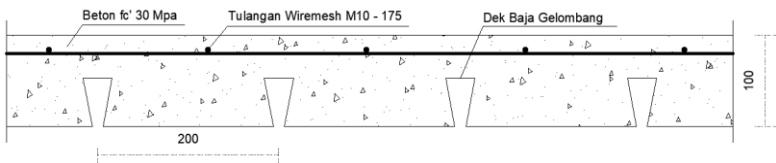
- Bentang 3,0 m
- Beban berguna = 400 kg/m²
- Tebal pelat 10 cm
- Tulangan negatif 4,10 cm²/m

Untuk tulangan negatif pada pelat bondex, digunakan tulangan wiremesh dari PT. Union Metal. Dari tabel tersebut diperoleh data-data sebagai berikut:

- Tulangan Ø10 dengan spasi 200 mm (tulangan konvensional) diganti dengan tulangan wiremesh, dengan hasil konversi M10 – 175 mm, sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{As perlu (U-50)} &= \text{As (U-48)} \times \frac{\text{Tegangan leleh U-48}}{\text{Tegangan leleh U-50}} \\ &= 4,10 \times \frac{4800 \text{ kg/m}^2}{5000 \text{ kg/m}^2} \\ &= 3,936 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

- Jumlah luas penampang kawat menurut spasinya setiap arah 4,49 cm²/m



Gambar 4. 4 Pelat Lantai Apartemen

Tabel 4. 1 Rekapitulasi Penulangan Pelat

Jenis Pelat	Tebal	Tulangan Negatif
Pelat Atap	10 cm	M10 – 200 mm
Pelat Lantai Apartemen	10 cm	M10 – 175 mm

4.1.2 Perencanaan Balok Anak

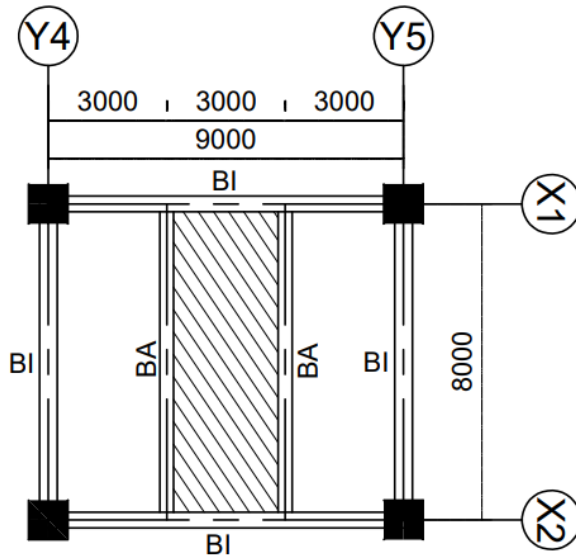
Balok anak berfungsi sebagai balok yang meneruskan serta membagi beban yang dipikul pelat lantai ke balok induk. Balok anak didesain sebagai struktur sekunder sehingga dalam perhitungan tidak menerima beban lateral yang diakibatkan oleh gempa.

4.1.2.1 Perencanaan Balok Anak Atap

Balok anak yang terletak pada lantai atap direncanakan menggunakan profil WF 400 x 200 x 8 x 13, dengan data-data sebagai berikut:

d	$= 400 \text{ mm}$	i_x	$= 16,8 \text{ cm}$
bf	$= 200 \text{ mm}$	i_y	$= 4,54 \text{ cm}$
tf	$= 13 \text{ mm}$	Z_x	$= 1286 \text{ cm}^3$
tw	$= 8 \text{ mm}$	Z_y	$= 166 \text{ cm}^3$
A	$= 84,12 \text{ cm}^2$	S_x	$= 1190 \text{ cm}^3$
q	$= 66 \text{ kg/m}$	S_y	$= 145 \text{ cm}^3$
I_x	$= 23700 \text{ cm}^4$	h	$= d - 2(tf+r)$
I_y	$= 1740 \text{ cm}^4$		$= 342 \text{ mm}$
r	$= 16 \text{ mm}$		
BJ-41	$: F_y = 250 \text{ MPa}$		
	$F_u = 410 \text{ MPa}$		
	$E = 200000 \text{ MPa}$		

Denah balok anak atap dapat dilihat pada gambar 4.5 berikut ini:



Gambar 4. 5 Denah Balok Anak Atap

a. Pembebanan pada balok anak lantai atap

Beban Mati:

- Berat spesi 2cm, (2 x 21) = 42 kg/m²
 - Berat aspal 2cm, (2 x 14) = 28 kg/m²
 - Berat plafon + penggantung, (11 + 7) = 18 kg/m²
 - Berat ducting dan plumbing = 20 kg/m²
 - Berat bondex = 10,1 kg/m²
 - Berat beton, (0,10 x 2400) = 240 kg/m²
- qD1 = 358,1 kg/m²
- qD1 x 3 m = 1074,3 kg/m
 - Berat profil = 66 kg/m
- qD total = 1140,3 kg/m

Beban Hidup (Tabel 4.1 SNI 1727-2013):

- Lantai atap 20 psf (qL) = 97,64 kg/m²
 - qL x 3 m = 292,92 kg/m
- qL total = 292,92 kg/m

Beban Berfaktor:

$$\begin{aligned} qU &= 1,2 qD + 1,6 qI \\ &= 1,2 (1140,3) + 1,6 (292,92) \\ &= 1837,032 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

b. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

- Momen

$$\begin{aligned} Mu &= 1/8 \cdot qU \cdot L^2 \\ &= 1/8 \times 1837,032 \times 8^2 \\ &= 14696,256 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Geser

$$\begin{aligned} Vu &= 1/2 \cdot qU \cdot L \\ &= 1/2 \times 1837,032 \times 8 \\ &= 7343,128 \text{ kg} \end{aligned}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk local

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 13} = 7,692$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,748$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 7,692 < \lambda_{pf} = 10,748 \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{342}{8} = 42,75$$

$$\lambda_{pf} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,349$$

$$\frac{h}{t_w} = 42,75 < \lambda_{pf} = 106,349 \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= F_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 1286 \text{ cm}^3 \\ &= 3215000 \text{ kg.cm} = 32150 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang:

$$\begin{aligned} \phi \cdot M_n &\geq M_u \\ 0,9 \times 32150 &\geq 14696,256 \text{ kg.m} \\ 24480 \text{ kg.m} &\geq 14696,256 \text{ kg.m (Ok)} \end{aligned}$$
- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
 Jarak penahan lateral (L_b) = 800 cm
 Profil yang dipakai dengan mutu baja BJ41:
 $L_p = 226,003 \text{ cm}$
 $L_r = 669,037 \text{ cm}$
 $L_b \geq L_r \rightarrow$ Bentang Panjang
 $800 \text{ cm} \geq 622,037 \text{ cm} \rightarrow$ Bentang Panjang
 Maka momen nominal yang diperoleh: $M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p$
 Data-data yang diperlukan untuk menghitung momen nominal:

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

$$h_o = d - t_f = 400 - 13 = 387 \text{ mm} = 38,7 \text{ cm}$$

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1 h t_w}{6 b_f t_f}\right)}} = \frac{20}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1 \times 34,2 \times 0,8}{6 \times 20 \times 1,3}\right)}} = 5,325 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} J &= \sum \frac{1}{3} b t^3 = \frac{1}{3} (d - 2 t_f) t_w^3 + 2 \frac{1}{3} b_f t_f^3 \\ &= \frac{1}{3} (40 - 2 \cdot 1,3) 0,8^3 + 2 \frac{1}{3} (20) 1,3^3 \\ &= 35,676 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Untuk profil simetris ganda, $C = 1$

$M_A = M_C$, momen di $1/4$ bentang

$$\begin{aligned} M_A &= \frac{3}{4} \left(\frac{1}{8} \times q_u \times L^2 \right) \\ &= \frac{3}{4} \left(\frac{1}{8} \times 1837,032 \times 8^2 \right) \\ &= 11022,192 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$M_B = M_{\text{MAKS}}$, momen di $\frac{1}{2}$ bentang

$$\begin{aligned} M_B &= \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 1837,032 \times 8^2 \\ &= 14696,256 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{12,5M_{\text{max}}}{2,5M_{\text{max}} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 2,3 \\ &= \frac{12,5(14696,256)}{2,5(14696,256) + 3(11022,192) + 4(14696,256) + 3(11022,192)} \\ &= 1,064 \leq 2,3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \frac{1,064\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{\left(\frac{800}{5,28}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{21,934 \times 1}{1010 \times 38,5} \left(\frac{800}{5,28}\right)^2} \\ &= 1430,575 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= F_{cr} \cdot S_x \leq M_p \\ &= 1430,575 \times 1190 \leq 3215000 \text{ kg.cm} \\ &= 1702384,218 \text{ kg.cm} \leq 3215000 \text{ kg.cm (Ok)} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi \cdot M_n &\geq M_u \\ 0,9 \times 17023,842 &\geq 14606,016 \text{ kg.m} \\ 15321,458 \text{ kg.m} &\geq 14606,016 \text{ kg.m (Ok)} \end{aligned}$$

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

Kekuatan geser nominal (V_n) untuk badan yang tidak diperkuat atau diperkaku menggunakan perumusan sebagai berikut:

$$V_n = 0,6F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Nilai C_v dihitung dengan harga $K_v = 5$ untuk badan tanpa pengaku transversal dan $\frac{h}{t_w} < 260$, dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} \quad ; C_v = 1,0$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{342}{8} = 42,75 < 260 \rightarrow K_v = 5$$

$$1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 200000}{250}} = 69,57$$

$$\frac{h}{t_w} = 42,75 \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} = 69,57 \rightarrow \text{Kondisi geser plastis}$$

Karena nilai $\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}$ maka didapatkan nilai $C_v = 1,0$. Maka untuk perhitungan kontrol gesernya adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 F_y \cdot A_w \cdot C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (40 \times 0,8) \times 1 \\ &= 48000 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot V_n &\geq V_u \\ 0,9 \times 48000 &\geq 7343,128 \text{ kg} \\ 37422 \text{ kg} &\geq 7343,128 \text{ kg} \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

e. Kontrol lendutan

$$L = 800 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Fmaks} &= \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{348 EI} \\ &= \frac{5 \cdot (1140,3 + 292,92) / 100 \cdot 800^4}{348 \cdot 2000000 \cdot 23700} \\ &= 1,613 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Fijin} &= \frac{L}{360} = \frac{800}{360} = 2,222 \text{ cm} \\ \text{Fmaks} &< \text{Fijin} \\ 1,613 \text{ cm} &< 2,222 \text{ cm} \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

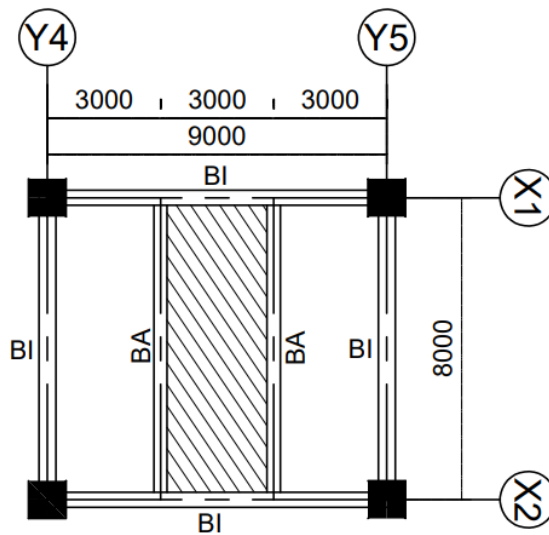
“Profil WF 400 x 200 x 8 x 13 dapat digunakan sebagai balok anak pada lantai atap”.

4.1.2.2 Perencanaan Balok Anak Apartemen

Balok anak yang terletak pada lantai apartemen direncanakan menggunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16, dengan data-data sebagai berikut:

d	= 500 mm	i_x	= 20,5 cm
bf	= 200 mm	i_y	= 4,33 cm
tf	= 16 mm	Z_x	= 2096 cm ³
tw	= 10 mm	Z_y	= 332 cm ³
A	= 114,2 cm ²	S_x	= 1910 cm ³
q	= 89,6 kg/m	S_y	= 214 cm ³
I_x	= 47800 cm ⁴	r	= 20 mm
I_y	= 2140 cm ⁴	h	= 464 mm
BJ-41	: F_y = 250 MPa		
	F_u = 410 MPa		
	E = 200000 MPa		

Denah balok anak apartemen dapat dilihat pada Gambar 4.6.



Gambar 4. 6 Denah Balok Anak Apartemen

a. Pembebanan pada balok anak lantai apartemen

Beban Mati:

- Berat spesi 2cm, (2 x 21) = 42 kg/m²
 - Berat keramik 1cm, (1 x 24) = 24 kg/m²
 - Berat plafon + penggantung, (11 + 7) = 18 kg/m²
 - Berat ducting dan plumbing = 20 kg/m²
 - Berat bondex = 10,1 kg/m²
 - Berat beton, (0,10 x 2400) = 240 kg/m²
- $$qD1 = 354,1 \text{ kg/m}^2$$
- qD1 x 3 m = 1062,3 kg/m
 - Berat profil = 89,6 kg/m
- $$qD \text{ total} = 1151,9 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup (Tabel 4.1 SNI 1727-2013):

- Lantai atap 60 psf (qL) = 292,92 kg/m²
- $$qL1 = 292,92 \text{ kg/m}^2$$
- qL1 x 3 m = 878,76 kg/m
- $$qL \text{ total} = 878,76 \text{ kg/m}$$

Beban Berfaktor:

$$\begin{aligned}
 qU &= 1,2 qD + 1,6 qL \\
 &= 1,2 (1151,9) + 1,6 (878,76) \\
 &= 2788,296 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

b. Gaya dalam pada balok anak lantai apartemen

- Momen

$$\begin{aligned}
 Mu &= 1/8 \cdot qU \cdot L^2 \\
 &= 1/8 \times 2788,296 \times 8^2 \\
 &= 22306,368 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$
- Geser

$$\begin{aligned}
 Vu &= 1/2 \cdot qU \cdot L \\
 &= 1/2 \times 2788,296 \times 8 \\
 &= 11153,184 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk local

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 16} = 6,25$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,748$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 6,25 < \lambda_{pf} = 10,748 \rightarrow \text{Penampang sayap kompak}$$

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h_{tw}}{t_w} = \frac{464}{10} = 46,4$$

$$\lambda_{pf} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,349$$

$$\frac{h_{tw}}{t_w} = 46,4 < \lambda_{pf} = 106,349 \rightarrow \text{Penampang badan kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = F_y \cdot Z_x$$

$$= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 2096 \text{ cm}^3$$

$$= 5240000 \text{ kg.cm}$$

$$= 52400 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang:

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 52400 \geq 22306,4 \text{ kg.m}$$

$$47160 \text{ kg.m} \geq 22306,4 \text{ kg.m (Ok)}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Jarak penahan lateral (L_b) = 800 cm

Profil yang dipakai dengan mutu baja BJ-41:

$$L_p = 215,549 \text{ cm}$$

$$L_r = 653,690 \text{ cm}$$

$L_b \geq L_r \rightarrow$ Bentang Panjang

$800 \text{ cm} \geq 653,690 \text{ cm} \rightarrow$ Bentang Panjang

Maka momen nominal diperoleh dengan rumus:

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p$$

Data-data yang diperlukan untuk menghitung momen nominal:

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

$$h_o = d - t_f = 500 - 16 = 484 \text{ mm} = 48,4 \text{ cm}$$

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\left(\sqrt{12\left(1 + \frac{1h \cdot t_w}{6b_f \cdot t_f}\right)}\right)}$$

$$= \frac{200}{\left(\sqrt{12\left(1 + \frac{46,4 \cdot 1}{6 \cdot 20 \cdot 1,6}\right)}\right)}$$

$$= 5,181 \text{ cm}$$

$$J = \sum \frac{bt^3}{3} = \frac{1}{3} \left[(2 \times b_f \times t_f^3) + ((D - 2t_f) \times t_w^3) \right]$$

$$= \frac{1}{3} \left[(2 \times 20 \times 1,6^3) + ((50 - 2 \cdot 1,6) \times 1^3) \right]$$

$$= 70,213 \text{ cm}^4$$

Untuk profil simetris ganda, $c = 1$

$M_A = M_C$, momen di $\frac{1}{4}$ bentang

$$M_A = \frac{3}{4} \left(\frac{1}{8} \times q_u \times L^2 \right)$$

$$= \frac{3}{4} \left(\frac{1}{8} \times 2788,296 \times 8^2 \right)$$

$$= 16729,776 \text{ kg.m}$$

$M_B = M_{MAKS}$, momen di $\frac{1}{2}$ bentang

$$M_B = \left(\frac{1}{8} \times q_u \times L^2 \right)$$

$$= \left(\frac{1}{8} \times 2788,296 \times 8^2 \right)$$

$$= 22306,368 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 2,3$$

$$= \frac{12,5(22306,368)}{2,5(22306,368) + 3(16729,776) + 4(22306,368) + 3(16729,776)}$$

$$= 1,064 \leq 2,3$$

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

$$= \frac{1,136 \cdot 3,14^2 \cdot 2000000}{\left(\frac{800}{5,181}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{70,213}{1910 \cdot 48,4} \left(\frac{800}{5,181}\right)^2}$$

$$= 1368,093 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} M_n &= F_{cr} \cdot S_x && \leq && M_p \\ &= 1368,093 \times 1910 && \leq && 5240000 \text{ kg.cm} \\ &= 2613057,593 \text{ kg.cm} && \leq && 5240000 \text{ kg.cm} \quad \text{(Ok)} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi \cdot M_n &&& \geq && M_u \\ 0,9 \times 26130,576 &&& \geq && 22306,368 \text{ kg.m} \\ 23517,518 \text{ kg.m} &&& \geq && 22306,368 \text{ kg.m} \quad \text{(Ok)} \end{aligned}$$

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

Kekuatan geser nominal (V_n) untuk badan yang tidak diperkuat atau diperkaku menggunakan perumusan sebagai berikut:

$$V_n = 0,6F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Nilai C_v dihitung dengan harga $K_v = 5$ untuk badan tanpa pengaku transversal dan $\frac{h}{t_w} < 260$, dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} \quad ; C_v = 1,0$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{464}{10} = 46,4 < 260 \rightarrow K_v = 5$$

$$1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 200000}{250}} = 69,57$$

$$\frac{h}{t_w} = 46,4 \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 69,57 \rightarrow \text{Kondisi geser plastis}$$

Karena nilai $\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$ maka didapatkan nilai $C_v = 1,0$. Maka untuk perhitungan kontrol gesernya adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6F_y \cdot A_w \cdot C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (50 \times 1) \times 1 \\ &= 75000 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot V_n &\geq V_u \\ 0,9 \times 75000 &\geq 11153,184 \text{ kg} \\ 67500 \text{ kg} &\geq 11153,184 \text{ kg (Ok)} \end{aligned}$$

e. Kontrol lendutan

$$L = 800 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Fmaks} &= \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{348 EI} \\ &= \frac{5 \cdot (1151,9 + 878,76) / 100 \cdot 800^4}{348 \cdot 2000000 \cdot 47800} \\ &= 1,133 \text{ cm} \\ - \text{ Fijin} &= \frac{L}{360} = \frac{800}{360} = 2,222 \text{ cm} \\ \text{Fmaks} &< \text{Fijin} \\ 1,133 \text{ cm} &< 2,222 \text{ cm (Ok)} \end{aligned}$$

“Profil WF 500 x 200 x 10 x 16 dapat digunakan sebagai balok anak pada lantai apartemen”.

Tabel 4. 2 Rekapitulasi Profil Balok Anak yang Dipakai

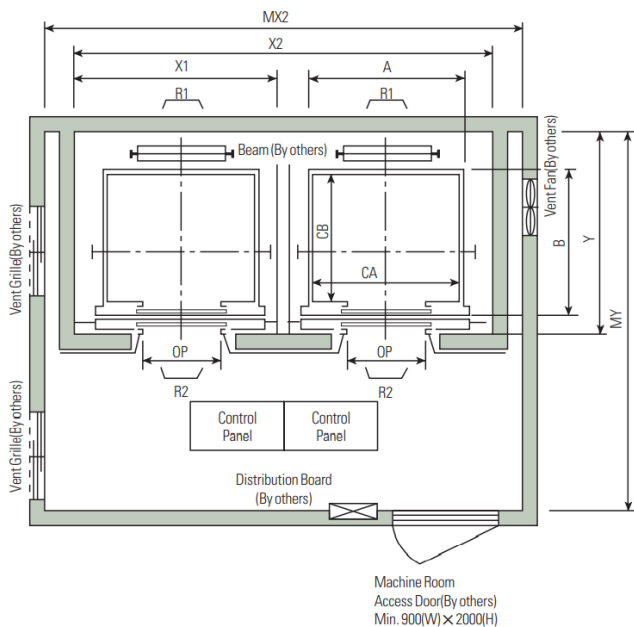
Balok Anak	Profil Baja	Bentang
Atap (BA2)	WF 400 x 200 x 7 x 11	8 m
Atap (BA3)	WF 350 x 250 x 9 x 14	6 m
Apartemen (BA1)	WF 500 x 200 x 10 x 16	8 m
Apartemen (BA2)	WF 400 x 200 7 x 11	6 m

4.1.3 Perencanaan Balok Lift

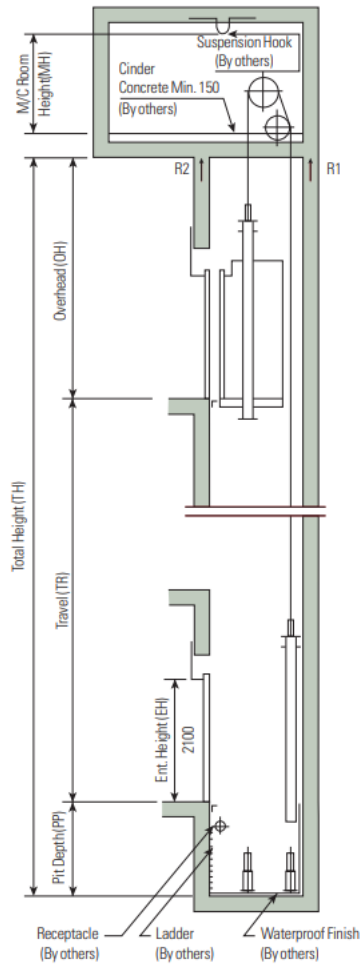
Pada perencanaan balok lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift yaitu terdiri dari balok penumpu dan balok penggantung lift. Pada bangunan ini menggunakan lift penumpang dengan data-data sebagai berikut (untuk lebih jelasnya bisa lihat lampiran brodur lift):

- Tipe lift : *Passenger Elevators*
- Merk : Hyundai
- Kapasitas : 15 Orang / 1000 kg
- Clear Opening (OP) : 900 mm

- Hoistway Size : 2 Cars (X2) = 4200 mm
Depth (Y) = 2130 mm
- Car
Internal (CA x CB) : 1600 X 1500 mm²
Eksternal (A x B) : 1660 X 1655 mm²
- M/C Room Size : 2 Cars (MX2) = 4400 mm
Depth (MY) = 3850 mm
- M/C Room Reaction : R₁ = 5450 kg
R₂ = 4300 kg



Gambar 4. 7 Denah Lift



Gambar 4. 8 Potongan Lift

4.1.3.1 Perencanaan Balok Penggantung Lift

Balok penggantung lift direncanakan menggunakan profil WF 500 X 200 X 10 X 16 (BJ 41) dengan data-data sebagai berikut:

d	= 500 mm	ix	= 20,5 cm
bf	= 200 mm	iy	= 4,33 cm
tf	= 16 mm	Zx	= 2096 cm ³
tw	= 10 mm	Zy	= 332 cm ³
A	= 114,2 cm ²	Sx	= 1910 cm ³
q	= 89,6 kg/m	Sy	= 214 cm ³
Ix	= 47800 cm ⁴	r	= 20 mm
Iy	= 2140 cm ⁴	h	= 464 mm
BJ-41	: Fy = 250 MPa		
	Fu = 410 MPa		
	E = 200000 MPa		

a. Pembebanan

- Beban Mati

Berat profil balok penggantung lift	= 89,6 kg/m
Berat sambungan, dll (10%)	= 8,96 kg/m
qD	= 98,56 kg/m

- Beban Ultimate

$$\begin{aligned}
 qU &= 1,4 qD \\
 &= 1,4 \times 98,56 \\
 &= 137,984 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

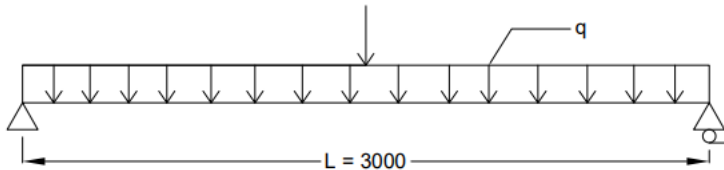
- Beban Terpusat Lift

Pada Peraturan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013 Pasal 4.6) Impact Load menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 50% untuk mesin yang bergerak maju dan mundur atau unit tenaga-driven. Semua presentase harus meningkat bila diisyaratkan oleh produsen.

$$P_{U1} = R_1 \cdot KLL = 5450 \times (1 + 0,5) = 8175 \text{ kg (menentukan)}$$

$$P_{U2} = R_2 \cdot KLL = 4300 \times (1 + 0,5) = 6450 \text{ kg}$$

b. Perhitungan Gaya Dalam Pada Balok Penggantung Lift



Gambar 4. 9 Pembebanan Balok Penggantung Lift

- Reaksi Perletakan

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L + P_u}{2}$$

$$R_A = R_B = \frac{137,984 \cdot 3 + 8175}{2}$$

$$R_A = R_B = 4294,476 \text{ kg}$$

- Momen Maksimum

$$M_u = \frac{1}{8} \cdot q \cdot L^2 + \frac{1}{4} \cdot P_u \cdot L$$

$$= \frac{1}{8} \cdot 137,984 \cdot 3^2 + \frac{1}{4} \cdot 8175 \cdot 3$$

$$= 6286,482 \text{ kg.m}$$

- Gaya Geser

$$V_u = R_A$$

$$= 4294,476 \text{ kg}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 16} = 6,25$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,748$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 6,25 < \lambda_{pf} = 10,748 \rightarrow \text{Penampang sayap kompak}$$

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{464}{10} = 46,4$$

$$\lambda_{pf} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,349$$

$$\frac{h}{t_w} = 46,4 < \lambda_{pf} = 106,349 \rightarrow \text{Penampang badan kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= F_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 2096 \text{ cm}^3 \\ &= 5240000 \text{ kg.cm} \\ &= 52400 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang:

$$\begin{aligned} \phi \cdot M_n &\geq M_u \\ 0,9 \times 52400 &\geq 6286,482 \text{ kg.m} \\ 47160 \text{ kg.m} &\geq 6286,482 \text{ kg.m} \quad (\mathbf{Ok}) \end{aligned}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Jarak penahan lateral (L_b) = 300 cm

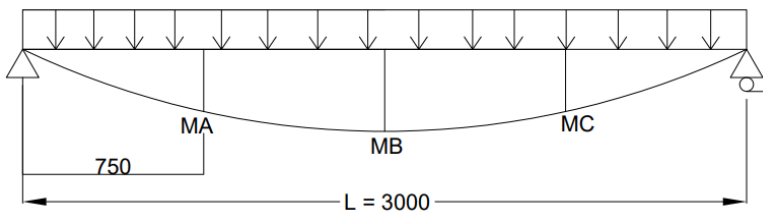
$$L_p = 215,549 \text{ cm}$$

$$L_r = 653,690 \text{ cm}$$

$$L_p \leq L_b \leq L_r \rightarrow \text{Bentang menengah}$$

$$215,549 \text{ cm} \leq 300 \text{ cm} \leq 653,690 \text{ cm} \rightarrow \text{Bentang menengah}$$

Karena bentang menengah, maka:



Gambar 4. 10 Diagram Momen Balok Penggantung Lift

$M_A = M_C$, momen di $\frac{1}{4}$ bentang

$$\begin{aligned} M_A &= R_A \cdot \frac{L}{4} - q \cdot \frac{L}{4} \cdot \frac{L}{8} \\ &= 4294,476 \cdot \frac{3}{4} - 137,984 \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{3}{8} \\ &= 3182,049 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$M_B = M_{MAKS}$, momen di $\frac{1}{2}$ bentang

$$M_B = 6286,482$$

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 2,3 \\ &= \frac{(12,5 \cdot 6286,482)}{(2,5 \cdot 6286,482) + (3 \cdot 3182,049) + (4 \cdot 6286,482) + (3 \cdot 6286,482)} \\ &= 2,258 \leq 2,3 \end{aligned}$$

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

$$M_n = 2,258 \left[5240000 - (5240000 - 0,7 \cdot 2500 \cdot 1910) \times \left(\frac{300 - 215,549}{653,69 - 215,549} \right) \right]$$

$$M_n = 11003757,16 \text{ kg.cm} \leq M_p = 52400 \text{ kg.m}$$

$$M_n = 110037,572 \text{ kg.m} \leq M_p = 52400 \text{ kg.m (Ok)}$$

Karena nilai $M_n \geq M_p$, maka nilai M_p yang dipakai sebagai nilai perencanaan:

- Cek kemampuan penampang

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 52400 \geq 6286,482 \text{ kg.m}$$

$$47160 \text{ kg.m} \geq 6286,482 \text{ kg.m (Ok)}$$

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

Kekuatan geser nominal (V_n) untuk badan yang tidak diperkuat atau diperkaku menggunakan perumusan sebagai berikut:

$$V_n = 0,6F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Nilai C_v dihitung dengan harga $K_v = 5$ untuk badan tanpa pengaku transversal dan $\frac{h}{t_w} < 260$, dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}; C_v = 1,0$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{464}{10} = 46,4 < 260 \rightarrow K_V = 5$$

$$1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 200000}{250}} = 69,57$$

$$\frac{h}{t_w} = 46,4 \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} = 69,57 \rightarrow \text{Kondisi geser plastis}$$

Karena nilai $\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}$ maka didapatkan nilai $C_v = 1,0$. Maka

untuk perhitungan kontrol gesernya adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 F_y \cdot A_w \cdot C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (50 \times 0,1) \times 1 \\ &= 75000 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

$$0,9 \times 75000 \geq 4294,476 \text{ kg}$$

$$67500 \text{ kg} \geq 4294,476 \text{ kg (Ok)}$$

e. Kontrol lendutan

$$L = 300 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Fmaks} &= \frac{5 \cdot qD \cdot L^4}{348 EI} + \left(\frac{P_u \times L^3}{48 \cdot EI} \right) \\ &= \frac{5 \cdot (98,56) / 100 \cdot 300^4}{348 \cdot 2000000 \cdot 47800} + \frac{8175 \times 300^3}{48 \cdot 2000000 \cdot 47800} \\ &= 0,049 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$- \text{ Fijin} = \frac{L}{360} = \frac{300}{360} = 0,833 \text{ cm}$$

$$\text{Fmaks} < \text{Fijin}$$

$$0,049 \text{ cm} < 0,833 \text{ cm (Ok)}$$

“Berdasarkan kontrol, maka profil WF 500 X 200 X 10 X 16 dapat digunakan sebagai balok penggantung lift”.

4.1.4 Perencanaan Tangga

Tangga merupakan bagian dari struktur bangunan bertingkat sebagai penunjang antara struktur bangunan lantai dasar dengan struktur bangunan tingkat atasnya. Pada gedung Apartemen 88 Avenue Surabaya ini, struktur tangga direncanakan sebagai tangga darurat. Tangga lantai GF sampai dengan Lantai 25 ini menggunakan konstruksi dari baja.

- Mutu baja = BJ 41
- Tinggi antar lantai = 340 cm
- Tinggi bordes = 170 cm
- Panjang tangga = 250 cm
- Lebar tangga = 120 cm
- Lebar bordes = 100 cm
- Lebar injakan = 30 cm
- Lebar pegangan tangga = 10 cm

- Persyaratan jumlah injakan tangga:
 $60 \text{ cm} \leq (2T + i) \leq 65 \text{ cm}$
 $25^\circ < a < 40^\circ$
 Dimana:
 T = Tinggi injakan (cm)
 i = Lebar injakan (cm)
 a = Kemiringan tangga

- Perhitungan jumlah injakan tangga:
 Tinggi injakan (T) = 17 cm
 $\text{Jumlah tanjakan} = \frac{(170)}{17} = 10 \text{ buah}$
 $\text{Jumlah injakan (n)} = 10 - 1 = 9 \text{ buah}$

- Cek Persyaratan:
 $60 \text{ cm} \leq (2T + i) \leq 65 \text{ cm}$
 $60 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + 30) \leq 65 \text{ cm}$
 $60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm (Ok)}$

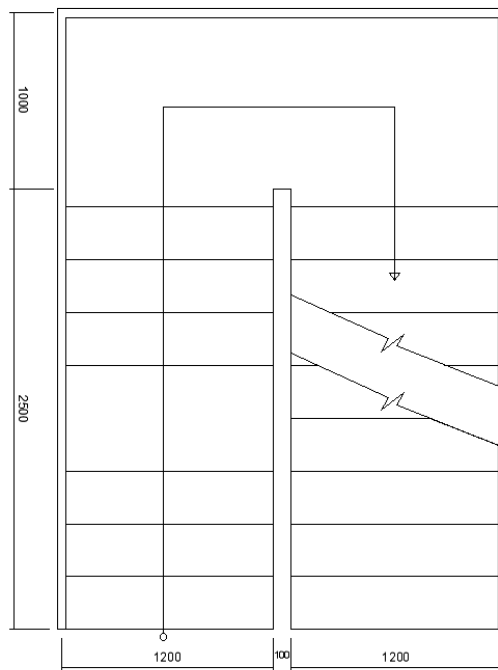
- Sudut kemiringan tangga:

$$a = \text{arc tg} \left(\frac{170}{250} \right)$$
$$= 34,22^\circ$$

- Cek Persyaratan:

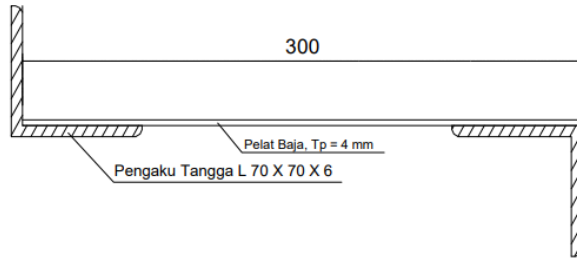
$$25^\circ < a < 40^\circ$$

$$25^\circ < 34,22^\circ < 40^\circ \text{ (Ok)}$$



Gambar 4. 11 Perencanaan Tangga

4.1.4.1 Perencanaan Anak Tangga



Gambar 4. 12 Perencanaan Anak Tangga

a. Perencanaan tebal pelat anak tangga

Tebal pelat tangga = 4 mm

Berat jenis baja = 7850 kg/m³

Mutu baja 41 → Fy = 2500 kg/m²

Momen Inersia (Ix) = $\frac{1}{12} \times 120 \times 0,4^3 = 0,64 \text{ cm}^4$

• Perencanaan pembebanan pelat tangga

Beban Mati:

Berat pelat, (0,004 x 1,2 x 7850) = 37,68 kg/m

Alat penyambung (10%) = 3,768 kg/m

qD = 41,448 kg/m

Beban Hidup:

Tangga dan jalan keluar 40 spf (qL) = 195,786 kg/m²

qL x 1,2 m = 234,943 kg/m

qL = 234,943 kg/m

P_L = 300 lb = 135,622 kg

• Perhitungan M_D dan M_L

M_D = $\frac{1}{8} \cdot qD \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 41,448 \cdot 0,3^2 = 0,466 \text{ kg.m}$

M_{L1} = $\frac{1}{8} \cdot qL \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 234,943 \cdot 0,3^2 = 2,643 \text{ kg.m}$

M_{L2} = $\frac{1}{4} \cdot P_L \cdot L^2 = \frac{1}{4} \cdot 135,622 \cdot 0,3^2 = 10,172 \text{ kg.m}$

Maka yang menentukan, M_{L2} = 10,172 kg.m

- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U

$$\begin{aligned} M_{U1} &= 1,4 M_D \\ &= 1,4 \times 0,466 \\ &= 0,653 \text{ kg.m} \\ M_{U2} &= 1,2 M_D + 1,6 M_L \\ &= 1,2 \times 0,466 + 1,6 \times 10,172 \\ &= 16,835 \text{ kg.m (Menentukan)} \end{aligned}$$

- Kontrol momen lentur

$$Z_x = \frac{1}{4} \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{4} \cdot 120 \cdot (0,4)^2 = 4,8 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} M_n &= Z_x \cdot F_y \\ &= 4,8 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 12000 \text{ kg.cm} \approx 120 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi \cdot M_n &\geq M_u \\ 0,9 \times 120 &\geq 16,835 \text{ kg.m} \\ 108 \text{ kg.m} &\geq 16,835 \text{ kg.m (Ok)} \end{aligned}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 30 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Fmaks} &= \frac{5 \cdot q_d \cdot L^4}{384 EI} + \frac{PL^3}{48 EI} \\ &= \frac{5 \cdot (41,448)/100 \cdot 30^4}{384 \cdot 2000000 \cdot 0,64} + \frac{135,622 \cdot 30^3}{48 \cdot 2000000 \cdot 0,64} \\ &= 0,063 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Fijin} &= \frac{L}{240} \\ &= \frac{30}{240} \\ &= 0,125 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Fmaks} &< \text{Fijin} \\ 0,063 \text{ cm} &< 0,125 \text{ cm (Ok)} \end{aligned}$$

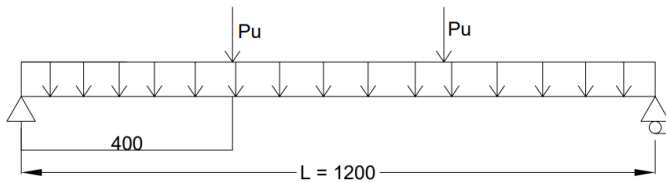
“Berdasarkan kontrol yang telah dilakukan, maka pelat baja dengan tebal 4 mm dapat digunakan sebagai pelat anak tangga”.

b. Perencanaan pengaku anak tangga

Direncanakan dengan menggunakan profil siku 70 X 70 X 6 dengan data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 B &= 70 \text{ mm} & Z_x &= 7,32 \text{ cm}^3 \\
 t_w &= 6 \text{ mm} & i_x &= 2,14 \text{ cm} \\
 W &= 6,38 \text{ kg/m} & i_y &= 2,14 \text{ cm} \\
 I_x &= 37,1 \text{ cm}^4 & d &= 70 \text{ mm} \\
 I_y &= 37,1 \text{ cm}^4 & A &= 8,13 \text{ cm}^2 \\
 \text{BJ -41: } F_y &= 250 \text{ MPa} \\
 &F_u &= 410 \text{ MPa} \\
 &E &= 200000 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Perencanaan Pembebanan:



Gambar 4. 13 Pembebanan Pelat Tangga

Diasumsikan pembebanan maksimum pada saat simpangan 2 orang secara bersamaan melewati anak tangga.

Beban Mati ($\frac{1}{2}$ Lebar injakan):

$$\text{Beban Mati, } \left(\frac{0,3}{2} \times 0,004 \times 7850\right) = 4,71 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban baja siku } 70 \text{ X } 70 \text{ X } 6 = 6,38 \text{ kg/m}$$

$$q_{D1} = 11,09 \text{ kg/m}$$

Alat penyambung, (10%)

$$= 1,109 \text{ kg/m}$$

$$q_{D \text{ total}} = 12,199 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup ($\frac{1}{2}$ Lebar injakan):

$$\text{Tangga dan jalan keluar } 40 \text{ spf } (q_L) = 195,786 \text{ kg/m}^2$$

$$qL \times \frac{0,3}{2} \text{ m} = 29,368 \text{ kg/m}$$

$$qL = 29,368 \text{ kg/m}$$

$$P_L = 300 \text{ lb} = 135,622 \text{ kg}$$

- Perhitungan M_D dan M_L

$$M_D = \frac{1}{8} \cdot qD \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 12,199 \cdot 1,2^2 = 2,196 \text{ kg.m}$$

$$M_{L1} = \frac{1}{8} \cdot qL \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 29,368 \cdot 1,2^2 = 5,286 \text{ kg.m}$$

$$M_{L2} = \frac{1}{4} \cdot P_L \cdot L^2 = \frac{1}{4} \cdot 135,622 \cdot 1,2^2 = 40,687 \text{ kg.m}$$

Maka yang menentukan, $M_{L2} = 40,687 \text{ kg.m}$

- Perhitungan kombinasi pembebanan M_u

$$M_u = 1,2 M_D + 1,6 M_L$$

$$= 1,2 \times 2,196 + 1,6 \times 40,687$$

$$= 67,734 \text{ kg.m}$$

- Perhitungan V_D dan V_L

$$V_D = \frac{1}{2} \cdot qD \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 12,199 \cdot 1,2 = 7,319 \text{ kg}$$

$$V_L = \frac{1}{2} \cdot qL \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 29,368 \cdot 1,2 = 17,621 \text{ kg}$$

$$V_L = \frac{1}{2} \cdot P_L = \frac{1}{2} \cdot 135,622 = 67,811 \text{ kg (Menentukan)}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan V_u

$$V_u = 1,2 V_D + 1,6 V_L$$

$$= 1,2 \times 7,319 + 1,6 \times 67,811$$

$$= 117,281 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang profil terhadap tekuk lokal

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f} = \frac{70}{6} = 11,667$$

$$\lambda_{pf} = 0,54 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,54 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15,274$$

$$\frac{b_f}{t_f} = 11,667 < \lambda_{pf} = 15,274 \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} Z_x &= (t_f \times d) \frac{1}{2} \cdot d + (t_f \times (b - t_f)) \frac{1}{2} \cdot t_w \\ &= (0,6 \times 7) \frac{1}{2} \cdot 7 + (0,6 \times (7 - 0,6)) \frac{1}{2} \cdot 0,6 \\ &= 15,852 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= Z_x \cdot F_y \\ &= 15,852 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 39630 \text{ kg.cm} \approx 396,3 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 396,3 \geq 67,454 \text{ kg.m}$$

$$356,67 \text{ kg.m} \geq 67,454 \text{ kg.m (Ok)}$$

- Kontrol kuat geser

Kekuatan geser nominal (V_n) untuk badan yang tidak diperkuat atau diperkaku menggunakan perumusan sebagai berikut:

$$V_n = 0,6F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Nilai C_v dihitung dengan harga $K_V = 5$ untuk badan tanpa pengaku transversal dan $\frac{h}{t_w} < 260$, dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} \quad ; C_v = 1,0$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{(70-6)}{6} = 10,667 < 260 \rightarrow K_V = 5$$

$$1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 200000}{250}} = 69,57$$

$$\frac{h}{t_w} = 10,667 \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} = 69,57 \rightarrow \text{Kondisi geser plastis}$$

Karena nilai $\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}$ maka didapatkan nilai $C_v = 1,0$. Maka untuk perhitungan kontrol gesernya adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6F_y \cdot A_w \cdot C_v \\
 &= 0,6 \times 2500 \times (7 \times 0,6) \times 1 \\
 &= 6300 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \emptyset \cdot V_n &\geq V_u \\
 0,9 \times 6300 &\geq 116,349 \text{ kg} \\
 5670 \text{ kg} &\geq 116,349 \text{ kg} \text{ (Ok)}
 \end{aligned}$$

- Kontrol lendutan

$$L_b = 120 \text{ cm}$$

$$I_x = 37,1 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Fmaks} &= \frac{5 \cdot q_d \cdot L^4}{384 EI} + \frac{PL^3}{48 EI} \\
 &= \frac{5 \cdot (12,199)/100 \cdot 120^4}{384 \cdot 2000000 \cdot 37,1} + \frac{135,622 \cdot 120^3}{48 \cdot 2000000 \cdot 37,1} \\
 &= 0,07 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

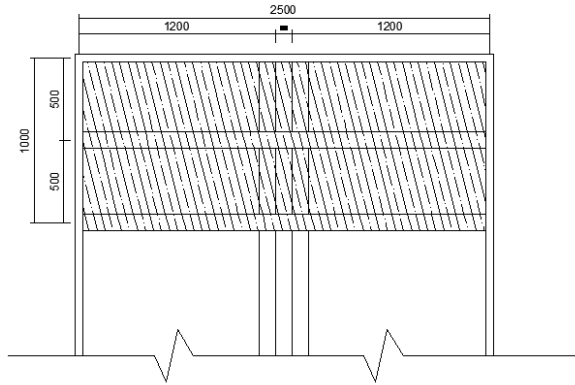
$$\begin{aligned}
 - \text{ Fijin} &= \frac{L}{240} \\
 &= \frac{120}{240} \\
 &= 0,5 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Fmaks} < \text{Fijin}$$

$$0,07 \text{ cm} < 0,5 \text{ cm} \text{ (Ok)}$$

“Berdasarkan kontrol yang telah dilakukan, maka profil siku L 70 x 70 x 6 dapat digunakan sebagai pengaku pelat anak tangga.”

4.1.4.2 Perencanaan Pelat Bordes Tangga



Gambar 4. 14 Perencanaan Bordes

a. Pelat bordes

Tebal pelat bordes	= 5 mm
Berat jenis baja	= 7850 kg/m ³
Mutu baja BJ 41 → F _y	= 2500 kg/m ²
Momen Inersia (I _x)	= $\frac{1}{12} \times 100 \times 0,5^3 = 1,042 \text{ cm}^4$

- Perencanaan pembebanan pelat tangga

Beban Mati:

Berat pelat, (0,005 x 1,2 x 7850)	= 47,1 kg/m
Alat penyambung (10%)	= 4,71 kg/m
q_D	= 51,81 kg/m

Beban Hidup:

Tangga dan jalan keluar 40 spf (q _L)	= 195,786 kg/m ²
q _L x 1,2 m	= 234,943 kg/m
q_L	= 234,943 kg/m

- Perhitungan M_D dan M_L

$$M_D = \frac{1}{12} \cdot q_D \cdot L^2 = \frac{1}{12} \cdot 51,81 \cdot 0,5^2 = 1,079 \text{ kg.m}$$

$$M_L = \frac{1}{12} \cdot q_L \cdot L^2 = \frac{1}{12} \cdot 234,943 \cdot 0,5^2 = 4,895 \text{ kg.m}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U

$$\begin{aligned} M_U &= 1,2 M_D + 1,6 M_L \\ &= 1,2 \times 1,079 + 1,6 \times 4,895 \\ &= 9,127 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Kontrol momen lentur

$$Z_x = \frac{1}{4} \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{8} \cdot 120 \cdot (0,5)^2 = 7,5 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} M_n &= Z_x \cdot F_y \\ &= 7,5 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 18750 \text{ kg.cm} \approx 187,5 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 187,5 \geq 9,127 \text{ kg.m}$$

$$168,75 \text{ kg.m} \geq 9,127 \text{ kg.m} \text{ (Ok)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 50 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 120 \cdot (0,5)^3 = 1,25 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} - \text{ Fmaks} &= \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 EI} \\ &= \frac{5 \cdot (51,81 + 234,943) / 100 \cdot 50^4}{384 \cdot 2000000 \cdot 1,25} \\ &= 0,093 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Fijin} &= \frac{L}{\frac{240}{50}} \\ &= \frac{240}{50} \\ &= 0,208 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Fmaks} < \text{Fijin}$$

$$0,093 \text{ cm} < 0,208 \text{ cm} \text{ (Ok)}$$

“Berdasarkan kontrol yang telah dilakukan, maka pelat baja dengan tebal 5 mm dapat digunakan sebagai pelat bordes tangga”.

b. Perencanaan balok bordes tangga

Direncanakan dengan menggunakan profil WF 100 X 50 X 5 X 7 dengan data sebagai berikut:

$W = 9,3 \text{ kg/m}$	$Z_x = 42 \text{ cm}^3$
$t_w = 5 \text{ mm}$	$i_x = 2,14 \text{ cm}$
$t_f = 7 \text{ mm}$	$r = 8 \text{ mm}$
$I_x = 187 \text{ cm}^4$	$d = 100 \text{ mm}$
$I_y = 14,8 \text{ cm}^4$	$b_f = 50 \text{ mm}$
$A = 11,85 \text{ cm}^2$	$h_w = 70 \text{ mm}$
$d = 100 \text{ mm}$	$S_x = 37,5 \text{ cm}^3$
BJ-41: $F_y = 250 \text{ MPa}$	
$F_u = 410 \text{ MPa}$	
$E = 200000 \text{ MPa}$	

Perencanaan Pembebanan:

Beban Mati:

Berat pelat, $(0,005 \times 0,5 \times 7850)$	$= 19,625 \text{ kg/m}$
Berat profil	$= 9,3 \text{ kg/m}$
	$qD1 = 28,925 \text{ kg/m}$
Alat penyambung, (10%)	$= 2,893 \text{ kg/m}$
	$qD \text{ total} = 31,818 \text{ kg/m}$

Beban Hidup:

Tangga dan jalan keluar 40 spf (q_L)	$= 195,786 \text{ kg/m}^2$
$q_L \times \frac{1,00}{2} \text{ m}$	$= 97,893 \text{ kg/m}$
	$q_L = 97,893 \text{ kg/m}$

Beban Berfaktor:

$$\begin{aligned} q_U &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\ &= 1,2 \times 31,818 + 1,6 \times 97,893 \\ &= 194,81 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Perhitungan M_D dan M_L

$$M_D = \frac{1}{8} \cdot q_D \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 31,818 \cdot 1,2^2 = 5,727 \text{ kg.m}$$

$$M_L = \frac{1}{8} \cdot q_L \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 97,893 \cdot 1,2^2 = 17,621 \text{ kg.m}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan Mu

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 1,2 M_D + 1,6 M_L \\ &= 1,2 \times 5,727 + 1,6 \times 17,621 \\ &= 35,066 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Perhitungan V_D dan V_L

$$\begin{aligned} V_D &= \frac{1}{2} \cdot q_D \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 31,818 \cdot 1,2 = 19,091 \text{ kg} \\ V_L &= \frac{1}{2} \cdot q_L \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 97,893 \cdot 1,2 = 58,736 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan Vu

$$\begin{aligned} V_u &= 1,2 V_D + 1,6 V_L \\ &= 1,2 \times 19,091 + 1,6 \times 58,736 \\ &= 116,886 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang profil terhadap tekuk local

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f} = \frac{50}{7} = 7,143$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,748$$

$$\frac{b_f}{t_f} = 7,143 < \lambda_{pf} = 10,748 \rightarrow \text{Penampang sayap kompak}$$

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h_{tw}}{t_w} = \frac{70}{5} = 14$$

$$\lambda_{pf} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,349$$

$$\frac{h_{tw}}{t_w} = 14 < \lambda_{pf} = 106,349 \rightarrow \text{Penampang badan kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_n &= Z_x \cdot F_y \\ &= 42 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 105000 \text{ kg.cm} \approx 1050 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 1050 \geq 35,066 \text{ kg.m}$$

$$945 \text{ kg.m} \geq 35,066 \text{ kg.m (Ok)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap tekuk lateral

Jarak penahan lateral (L_b) = 120 mm

$$L_p = 55,754 \text{ cm}$$

$$L_r = 286,927 \text{ cm}$$

$L_p \leq L_b \leq L_r \rightarrow$ Bentang menengah

$55,754 \text{ cm} \leq 120 \text{ cm} \leq 281,167 \text{ cm} \rightarrow$ Bentang menengah

Maka, momen nominal diperoleh dengan rumus:

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

Data-data yang diperlukan untuk menghitung momen nominal:

$M_A = M_C$, momen di $\frac{1}{4}$ bentang

$$M_A = \frac{3}{4} \left(\frac{1}{8} \times q_u \times L^2 \right)$$

$$= \frac{3}{4} \left(\frac{1}{8} \times 194,81 \times 1,2^2 \right)$$

$$= 26,299 \text{ kg.m}$$

$M_B = M_{MAKS}$, momen di $\frac{1}{2}$ bentang

$$M_B = \left(\frac{1}{8} \times q_u \times L^2 \right)$$

$$= \left(\frac{1}{8} \times 194,81 \times 1,2^2 \right)$$

$$= 35,066 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 2,3$$

$$= \frac{12,5 \cdot 35,066}{2,5 \cdot 35,066 + 3 \cdot 26,299 + 4 \cdot 35,066 + 3 \cdot 26,299} \leq 2,3$$

$$= 1,136 \leq 2,3$$

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

$$M_n = 1,136 \left[105000 - (105000 - 0,7 \cdot 2500 \cdot 37,5) \times \left(\frac{120 - 55,754}{281,167 - 55,754} \right) \right]$$

$$M_n = 80734,647 \text{ kg.cm} \leq M_p = 1050 \text{ kg.m}$$

$$M_n = 807,346 \text{ kg.m} \leq M_p = 1050 \text{ kg.m (Ok)}$$

Karena nilai $M_n \geq M_p$, maka nilai M_p yang dipakai sebagai nilai perencanaan:

- Cek kemampuan penampang

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 807,345 \geq 35,066 \text{ kg.m}$$

$$726,612 \text{ kg.m} \geq 35,066 \text{ kg.m (Ok)}$$

- Kontrol kuat geser

Kekuatan geser nominal (V_n) untuk badan yang tidak diperkuat atau diperkaku menggunakan perumusan sebagai berikut:

$$V_n = 0,6F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Nilai C_v dihitung dengan harga $K_V = 5$ untuk badan tanpa pengaku transversal dan $\frac{h}{t_w} < 260$, dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}; C_v = 1,0$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{(70-6)}{6} = 10,667 < 260 \rightarrow K_V = 5$$

$$1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 200000}{250}} = 69,57$$

$$\frac{h}{t_w} = 10,667 \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} = 69,57 \rightarrow \text{Kondisi geser plastis}$$

Karena nilai $\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}$ maka didapatkan nilai $C_v = 1,0$. Maka untuk perhitungan kontrol gesernya adalah sebagai berikut:

$$V_n = 0,6F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (10 \times 0,5) \times 1$$

$$= 7500 \text{ kg}$$

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

$$0,9 \times 7500 \geq 116,886 \text{ kg}$$

$$6750 \text{ kg} \geq 116,886 \text{ kg (Ok)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 120 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Fmaks} &= \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 EI} \\ &= \frac{5 \cdot (31,818 + 97,893)/100 \cdot 120^4}{384 \cdot 2000000 \cdot 187} \\ &= 0,009 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Fijin} &= \frac{L}{240} \\ &= \frac{120}{240} \\ &= 0,5 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Fmaks} < \text{Fijin}$$

$$0,009 \text{ cm} < 0,5 \text{ cm (Ok)}$$

“Berdasarkan kontrol yang telah dilakukan, maka profil WF 100 x 50 x 5 x7 dapat digunakan sebagai balok bordes tangga.”

4.1.4.3 Perencanaan Balok Utama Tangga

Balok utama tangga direncanakan menggunakan profil baja WF 250 x 125 x 5 x 8 dengan data-data sebagai berikut:

d = 248 mm	ix = 10,4 cm
bf = 124 mm	iy = 2,79 cm
tf = 8 mm	Zx = 305 cm ³
tw = 5 mm	Zy = 63 cm ³
A = 32,68 cm ²	Sx = 285 cm
q = 25,7 kg/m	Sy = 41,1 cm ³
Ix = 3540 cm ⁴	h = d - 2(tf+r)
Iy = 255 cm ⁴	= 240 mm
r = 12 mm	

$$\text{BJ-41: } F_y = 250 \text{ MPa}$$

$$F_u = 410 \text{ MPa}$$

$$E = 200000 \text{ MPa}$$

- Perencanaan pembebanan anak tangga

Beban Mati:

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pelat } (0,003 \times \frac{1,2}{2} \times 7850) &= 14,13 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat profil siku } 6,38 \times 2 &= 12,76 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat profil balok } \frac{25,7}{\cos(34,22)} &= 31,079 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat alat penyambung (10\%)} & \\
 \text{qD} &= 57,969 \text{ kg/m} \\
 \text{qD1} &= 5,797 \text{ kg/m} \\
 &= 63,766 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup:

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup tangga } 40 \text{ psf} &= 195,786 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{qL1} = 195,786 \times \frac{0,6}{\cos(34,22)} &= 142,058 \text{ kg/m} \\
 \text{qU1} = 1,2 \text{ qD} + 1,6 \text{ qL} & \\
 = 1,2 (63,766) + 1,6 (142,058) & \\
 = 303,811 \text{ kg/m} &
 \end{aligned}$$

- Perencanaan pembebanan bordes

Beban Mati:

$$\begin{aligned}
 \text{Berat bordes } (0,005 \times \frac{2,5}{4} \times 7850) &= 24,531 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat profil} &= 25,7 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat alat penyambung (10\%)} & \\
 \text{qD} &= 50,231 \text{ kg/m} \\
 &= 5,023 \text{ kg/m} \\
 \text{qD2} &= 55,254 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

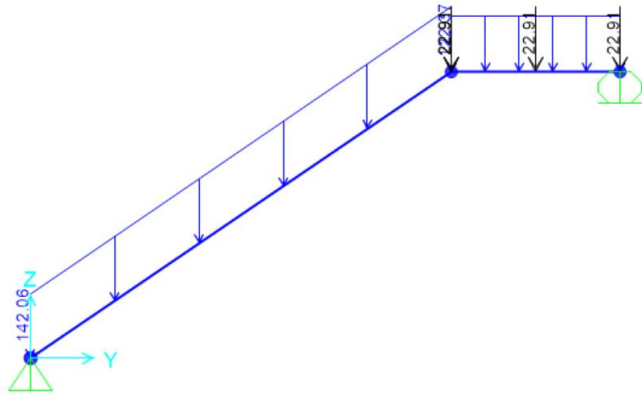
Beban Hidup:

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup tangga } 40 \text{ psf} &= 195,786 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{qL2} = 195,786 \times (\frac{2,5}{4}) &= 122,366 \text{ kg/m} \\
 \text{qU2} = 1,2 \text{ qD} + 1,6 \text{ qL} & \\
 = 1,2 (55,254) + 1,6 (122,366) & \\
 = 262,091 \text{ kg/m} &
 \end{aligned}$$

Berban terpusat dari balok bordes

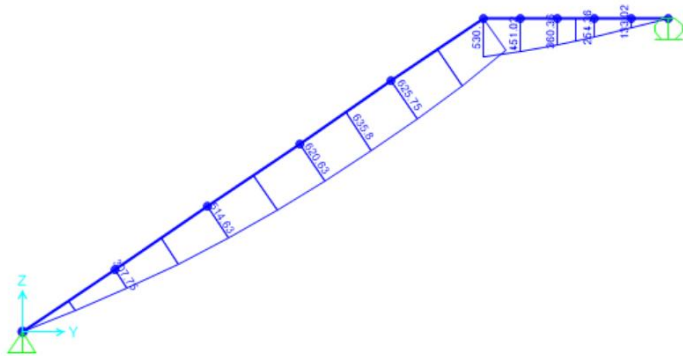
$$\begin{aligned}
 P &= \frac{1}{2} \times \text{qD balok bordes} \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times (1,2 \times 31,818) \times 1,2 \\
 &= 22,909 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Maka pembebanan pada balok utama tangga dapat dilihat seperti pada Gambar 4.15.

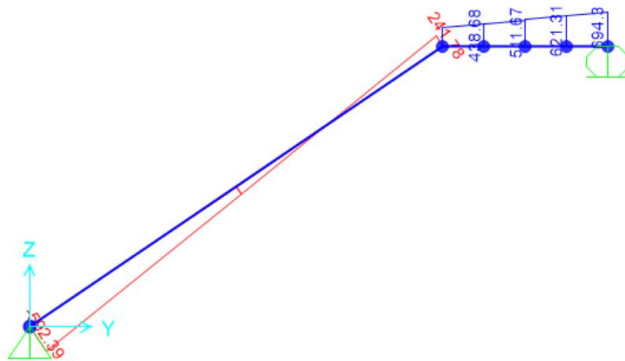


Gambar 4. 15 Pembebanan Balok Utama Tangga

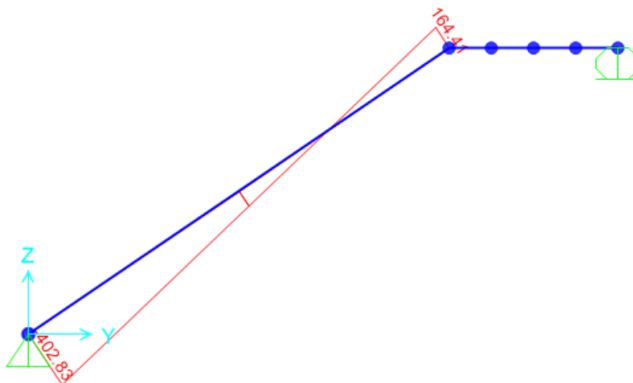
Gaya dalam yang terjadi pada balok bordes didapatkan dengan menggunakan program bantu SAP 2000 sebagai berikut:



Gambar 4. 16 Bidang Momen Balok Utama Tangga



Gambar 4. 17 Bidang Lintang Balok Utama Tangga



Gambar 4. 18 Bidang Normal Balok Utama Tangga

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{124}{2 \times 8} = 7,75$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,748$$

$$\frac{b_f}{t_f} = 7,75 < \lambda_{pf} = 10,748 \rightarrow \text{Penampang sayap kompak}$$

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{208}{5} = 41,6$$

$$\lambda_{pf} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,349$$

$$\frac{h}{t_w} = 41,6 < \lambda_{pf} = 106,349 \rightarrow \text{Penampang badan kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_n &= Z_x \cdot F_y \\ &= 305 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 761500 \text{ kg.cm} \approx 7625 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 7625 \geq 635,8 \text{ kg.m}$$

$$6862,5 \text{ kg.m} \geq 635,8 \text{ kg.m} \text{ (Ok)}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$\text{Jarak penahan lateral, } L_b = \sqrt{17^2 + 30^2} = 34,482 \text{ cm}$$

Profil yang dipakai dengan mutu baja BJ41:

$$L_p = 138,887 \text{ cm}$$

$$L_r = 404,550 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p \rightarrow \text{Bentang Pendek}$$

$$\begin{aligned} M_n &= Z_x \cdot F_y \\ &= 305 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 762500 \text{ kg.cm} \approx 7625 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 7625 \geq 635,8 \text{ kg.m}$$

$$6862,5 \text{ kg.m} \geq 635,8 \text{ kg.m} \text{ (Ok)}$$

- Kontrol kuat geser

Kekuatan geser nominal (V_n) untuk badan yang tidak diperkuat atau diperkaku menggunakan perumusan sebagai berikut:

$$V_n = 0,6F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Nilai C_v dihitung dengan harga $K_V = 5$ untuk badan tanpa pengaku transversal dan $\frac{h}{t_w} < 260$, dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}; C_v = 1,0$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{208}{5} = 41,6 < 260 \rightarrow K_V = 5$$

$$1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 200000}{250}} = 69,57$$

$$\frac{h}{t_w} = 41,6 \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} = 69,57 \rightarrow \text{Kondisi geser plastis}$$

Karena nilai $\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}$ maka didapatkan nilai $C_v = 1,0$. Maka untuk perhitungan kontrol gesernya adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6F_y \cdot A_w \cdot C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (24,8 \times 0,5) \times 1 \\ &= 18600 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi \cdot V_n &\geq V_u \\ 0,9 \times 18600 &\geq 730,95 \text{ kg} \\ 16740 \text{ kg} &\geq 730,95 \text{ kg (Ok)} \end{aligned}$$

- Kontrol lendutan

$$L = \sqrt{250^2 + 170^2} = 302,324 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{- Fijin} &= \frac{L}{240} \\ &= \frac{302,234}{240} \\ &= 1,26 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{- F terjadi} = 0,0004 \text{ m} = 0,04 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} F_{\text{maks}} &< \text{Fijin} \\ 0,04 \text{ cm} &< 1,26 \text{ cm (Ok)} \end{aligned}$$

“Berdasarkan kontrol yang telah dilakukan, maka profil WF 250 X 125 X 5 X 8 dapat digunakan untuk balok utama tangga”.

4.1.4.4 Balok Penumpu Tangga

Balok utama penumpu tangga direncanakan menggunakan profil baja WF 250 X 125 X 5 X 8 dengan data-data sebagai berikut:

d	= 248 mm	ix	= 10,4 cm
bf	= 124 mm	iy	= 2,79 cm
tf	= 8 mm	Zx	= 305 cm ³
tw	= 5 mm	Zy	= 63 cm ³
A	= 32,68 cm ²	Sx	= 285 cm
q	= 25,7 kg/m	Sy	= 41,1 cm ³
Ix	= 3540 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Iy	= 255 cm ⁴		= 240 mm
r	= 12 mm		

BJ-41: Fy = 250 MPa
Fu = 410 MPa
E = 200000 MPa

- Pembebanan

Pembebanan pada balok penumpu tangga diperoleh dari gaya reaksi (Rb) yang bekerja pada balok utama tangga. Gaya reaksi tersebut akan menjadi beban terpusat P yang menumpu pada balok penumpu tangga. Pada balok penumpu tangga juga bekerja beban merata yang berasal dari dinding setengah dari tinggi lantai dan berat profil. Sketsa pembebanan balok penumpu tangga bisa dilihat pada gambar dibawah ini:

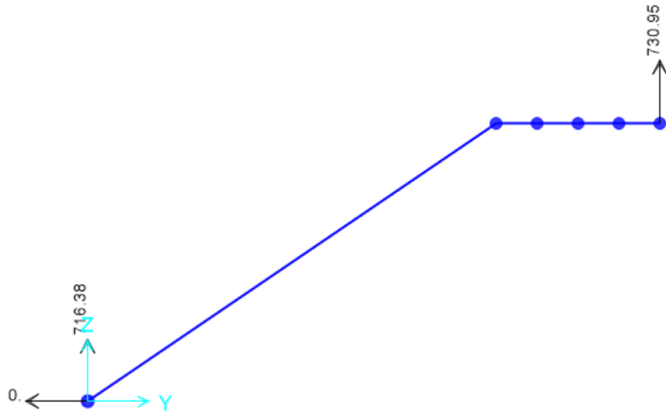
- Beban Merata (q):

Berat profil = 25,7 kg/m
Berat sambungan (10%) = 2,57 kg/m
qD total= 28,27 kg/m

- Beban berfaktor:

qU₁ = 1,4 qD total
= 1,4 x 28,27
= 39,58 kg/m

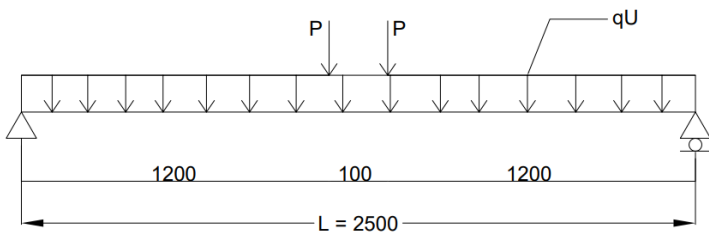
- Beban terpusat dari balok utama tangga
Merupakan reaksi perletakkan dari balok utama yang menumpu pada balok penumpu.



Gambar 4. 19 Reaksi Perletakkan dari Balok Utama Tangga

$$P = 730,95 \text{ kg}$$

Maka pembebanan pada balok penumpu seperti pada gambar berikut:



Gambar 4. 20 Pembebanan Balok Penumpu Tangga

Gaya dalam yang terjadi pada balok bordes

- Gaya Geser

Reaksi perletakkan

$$R_A = R_B = \frac{qL + 2P}{2} = \frac{39,58 \times 2,5 + (2 \times 730,95)}{2} = 780,763 \text{ kg}$$

$$V_u = R_A = 780,763 \text{ kg}$$

- Momen

$$\begin{aligned} M_u &= R_A \cdot 1,25 - P \cdot 0,1 - q_u \cdot 1,25 \cdot 0,625 \\ &= 780,763 \times 1,25 - (730,95 \times 0,1) - (39,58 \times 1,25 \times 0,625) \\ &= 871,725 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{124}{2 \times 8} = 7,75$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,748$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 7,75 < \lambda_{pf} = 10,748 \rightarrow \text{Penampang sayap kompak}$$

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h_{tw}}{t_w} = \frac{208}{5} = 41,6$$

$$\lambda_{pf} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,349$$

$$\frac{h_{tw}}{t_w} = 41,6 < \lambda_{pf} = 106,349 \rightarrow \text{Penampang badan kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = F_y \cdot Z_x$$

$$= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 305 \text{ cm}^3$$

$$= 762500 \text{ kg.cm}$$

$$= 7625 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang:

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 7625 \geq 871,725 \text{ kg.m}$$

$$6862,5 \text{ kg.m} \geq 871,725 \text{ kg.m (Ok)}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
Jarak penahan lateral (L_b) = 120 cm

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,76 \cdot 2,79 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 138,887 \text{ cm}$$

$$L_b \leq L_p \rightarrow \text{Bentang pendek}$$

$$120 \text{ cm} \leq 138,887 \text{ cm} \rightarrow \text{Bentang pendek}$$

Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$:

$$\begin{aligned} M_p &= F_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 305 \text{ cm}^3 \\ &= 762500 \text{ kg.cm} \\ &= 7625 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang:

$$\begin{aligned} \phi \cdot M_n &\geq M_u \\ 0,9 \times 7625 &\geq 871,725 \text{ kg.m} \\ 6862,5 \text{ kg.m} &\geq 871,725 \text{ kg.m} \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

- Kontrol kuat geser

Kekuatan geser nominal (V_n) untuk badan yang tidak diperkuat atau diperkaku menggunakan perumusan sebagai berikut:

$$V_n = 0,6F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Nilai C_v dihitung dengan harga $K_V = 5$ untuk badan tanpa pengaku transversal dan $\frac{h}{t_w} < 260$, dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} \quad ; C_v = 1,0$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{208}{5} = 41,6 < 260 \rightarrow K_V = 5$$

$$1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 200000}{250}} = 69,57$$

$$\frac{h}{t_w} = 41,6 \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} = 69,57 \rightarrow \text{Kondisi geser plastis}$$

Karena nilai $\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}$ maka didapatkan nilai $C_v = 1,0$. Maka untuk perhitungan kontrol gesernya adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 F_y \cdot A_w \cdot C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (29,4 \times 0,8) \times 1 \\ &= 18600 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

$$0,9 \times 18600 \geq 780,763 \text{ kg}$$

$$16740 \text{ kg} \geq 780,763 \text{ kg} \text{ (Ok)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 250 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Fijin} &= \frac{L}{\frac{240}{250}} \\ &= \frac{240}{250} \\ &= 1,042 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ F terjadi} &= \left(\frac{5(Q_D)L^4}{384EI_x} \right) + \left(\frac{23PL^3}{648EI_x} \right) \\ &= \frac{5(28,27/100) \cdot 250^4}{384 \cdot 2000000 \cdot 3540} + \frac{23 \cdot 730,95 \cdot 250^3}{648 \cdot 2000000 \cdot 3540} \\ &= 0,0593 \text{ cm} \end{aligned}$$

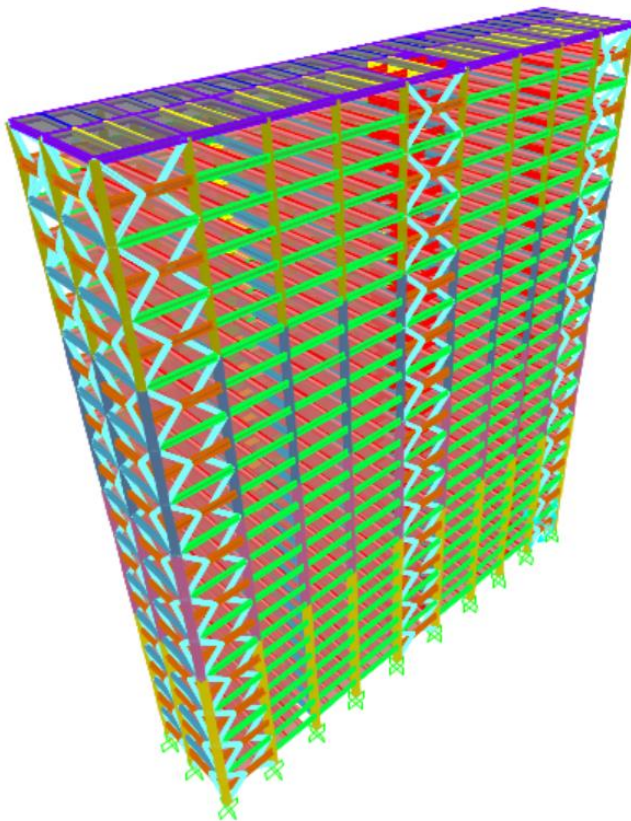
$$F_{\text{maks}} < F_{\text{ijin}}$$

$$0,059 \text{ cm} < 1,042 \text{ cm} \text{ (Ok)}$$

“Berdasarkan kontrol yang telah dilakukan, maka profil WF 250 X 125 X 5 X 8 dapat digunakan untuk balok utama tangga”.

4.2 Permodelan Struktur

Pemodelan struktur pada tugas akhir ini yaitu pemodelan struktur dengan sistem *Eccentrically Braced Frames (EBF)* tipe *Two Story X-Bracing*. Sistem struktur EBF berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat gempa. Struktur yang direncanakan adalah bangunan gedung apartemen yang terdiri dari 26 lantai dengan total tinggi struktur 88 meter. Berikut adalah permodelan 3 dimensi dari struktur Gedung Apartemen 88 Avenue Surabaya:



Gambar 4. 21 Permodelan Struktur 3 Dimensi Gedung Apartemen 88 Avenue Menggunakan Program Bantu SAP2000

Data Perencanaan Modifikasi

Data-data perencanaan modifikasi Gedung Apartemen 88 Avenue Surabaya adalah sebagai berikut

Lokasi : Surabaya

Fungsi : Apartemen

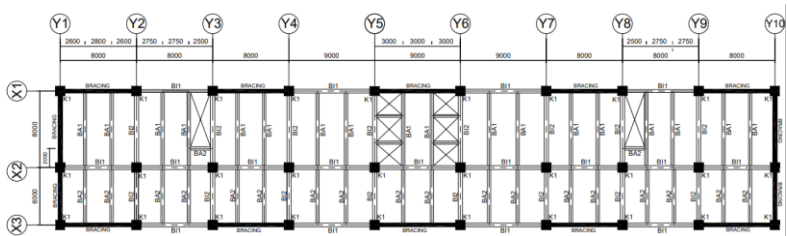
Jumlah Lantai : 26 lantai

Tinggi Gedung : 88 m

Material : Struktur Baja

Sistem Struktur : *Eccentrically Braced Frames (EBF)*

Denah Struktur



Gambar 4. 22 Denah Struktur

Material dan Elemen Struktur

- Mutu Baja : BJ41
- Mutu Beton : Pelat lantai $f_c' 30 \text{ MPa}$
Kolom $f_c' 40 \text{ MPa}$
- Pelat
 - Pelat Atap : *Super Floor Deck*, $t = 10 \text{ cm}$
 - Pelat Apartemen : *Super Floor Deck*, $t = 10 \text{ cm}$
- Profil Balok Anak
 - Atap : WF 400 x 200 x 8 x 13 (BA2)
 - : WF 350 x 250 x 9 x 14 (BA3)
 - Apartemen : WF 500 x 200 x 10 x 16 (BA1)
 - : WF 400 x 200 x 8 x 13 (BA2)

- *Preliminary* Profil Balok Induk
 - Atap : WF 500 x 200 x 9 x 14
 - BI1 : WF 600 x 200 x 12 x 20
 - BI2 : WF 600 x 300 x 12 x 17
- *Preliminary* Profil Kolom CFT:
 - Lantai 1-8 : CFT 900.900.32
 - Lantai 9-14 : CFT 800.800.32
 - Lantai 15-20 : CFT 700.700.32
 - Lantai 21-26 : CFT 600.600.32
- *Preliminary* EBF:
 - Link* arah X : WF 700 x 300 x 13 x 20
 - Link* arah Y : WF 700 x 300 x 13 x 20
 - Bracing* : WF 300 x 300 x 9 x 14
 - Panjang *link* : 120 cm

4.2.1 Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur berdasarkan PPIUG 1983 dan SNI 1727-2013 dengan rincian sebagai berikut:

1. Beban Mati

Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap berupa balok, kolom, dinding dan juga termasuk segala unsur tambahan finishing, mesin- mesin serta peralatan- peralatan tetap yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung tersebut. Besarnya beban mati menurut PPIUG 1983 dapat dilihat pada Tabel 4.3.

Tabel 4. 3 Beban Mati Struktur

Nama Bahan Bangunan dan Komponen Gedung	Berat Sendiri
Bahan Bangunan	
Baja	7850 kg/m ³
Beton	2200 kg/m ³
Beton Bertulang	2400 kg/m ³

Nama Bahan Bangunan dan Komponen Gedung	Berat Sendiri
Komponen Gedung	
Adukan per cm tebal dari semen	21 kg/m ²
Aspal, per cm tebal	14 kg/m ²
Dinding setengah bata	250 kg/m ²
Plafond	11 kg/m ²
Penggantung langit-langit	7 kg/m ²
Penutup lantai tanpa adukan per cm tebal	24 kg/m ²
Dek Baja Gelombang (<i>Super floor deck</i>)	10,1 kg/m ²
Lift (Terpusat pada balok lantai teratas)	8175 kg

(Sumber: PPIUG 1983)

Berikut adalah besarnya beban mati tambahan pada pelat saat dilakukan permodelan struktur:

- Pelat Atap

Aspal (tebal 2cm) = 2 x 14 kg/m ²	= 28 kg/m ²
Plafond	= 11 kg/m ²
Penggantung plafond	= 7 kg/m ²
Dek baja gelombang	= 10,1 kg/m ²
MEP	= 25 kg/m ²
	+ 81,1 kg/m ²
q_D	= 81,1 kg/m ²
Sambungan (10%)	= 8,11 kg/m ²
	+ 89,21 kg/m ²
$q_{D \text{ total}}$	= 89,21 kg/m ²
- Pelat Lantai Apartemen

Spesi (tebal 2cm) = 2 x 21 kg/m ²	= 42 kg/m ²
Keramik (tebal 1cm)	= 24 kg/m ²
Plafond	= 11 kg/m ²
Penggantung plafond	= 7 kg/m ²
Dek baja gelombang	= 10,1 kg/m ²
Dinding partisi	= 72 kg/m ²
MEP	= 25 kg/m ²
	+ 119,1 kg/m ²
q_D	= 119,1 kg/m ²

Sambungan (10%)

$$= 11,91 \text{ kg/m}^2 +$$

$$q_{D \text{ total}} = 131,01 \text{ kg/m}^2 +$$

2. Beban Hidup

Semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan kedalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup gedung. Besarnya beban hidup untuk Apartemen menurut SNI 1727-2013 dapat dilihat pada Tabel 4.4.

Tabel 4. 4 Beban Hidup

Hunian atau Penggunaan	Beban Merata
Apartemen (lihat rumah tinggal)	
Rumah tinggal	
Hunian (satu keluarga dan dua keluarga)	
Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gudang	48,82 kg/m ²
Loteng yang tidak dapat didiami dengan gedung	97,64 kg/m ²
Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur	146,46 kg/m ²
Semua ruang kecuali tangga dan balkom	195,28 kg/m ²
Semua hunian rumah tinggal lainnya	
Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka	195,28 kg/m ²
Ruang publik dan koridor yang melayani mereka	488,2 kg/m ²

(Sumber: SNI 1727-2013)

3. Beban Gempa

Perhitungan beban gempa pada bangunan ini dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik dan parameter gempa yang digunakan diambil dari desain Spectra Indonesia.

4.2.2 Kriteria Desain Seismik

Perencanaan kategori desain seismik berdasarkan SNI 1726-2013 sebagai berikut:

1. Penentuan Kategori Resiko dan Faktor Keutamaan Gempa

Kategori resiko ditentukan berdasarkan jenis pemanfaatan gedung pada Tabel 4.5.

Tabel 4. 5 Kategori Risiko Bangunan

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatas untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/rumah susun - Pusat perbelanjaan/mall - Bangunan industry - Fasilitas manufaktur - pabrik 	II

(Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 3)

Pada tugas akhir ini pemanfaatan sebagai gedung apartemen, maka didapatkan kategori resiko II. Sehingga kategori resiko bangunan didapatkan faktor keutamaan gempa, I_e , tabel berikut:

Tabel 4. 6 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 1726-2019 Tabel 4)

Untuk kategori resiko IV, maka faktor keutamaan gempa $I_e = 1,0$.

2. Mendefinisikan Kelas Situs Tanah

Salah satu cara untuk menentukan jenis tanah adalah dengan melakukan tes penetrasi tanah (SPT) dengan menggunakan nilai rata-rata N. Berikut rekapitulasi perhitungan N rata-rata:

Tabel 4. 7 Nilai SPT dan Perhitungan N rata-rata

Lapisan	Kedalaman (m)	Tebal (m)	N	Tebal/N
Lapisan 1	-2	2	3	0.667
Lapisan 2	-4	2	3	0.7
Lapisan 3	-6	2	5	0.4
Lapisan 4	-8	2	7	0.286
Lapisan 5	-10	2	11	0.182
Lapisan 6	-12	2	12	0.167
Lapisan 7	-14	2	15	0.133
Lapisan 8	-16	2	18	0.111
Lapisan 9	-18	2	20	0.100
Lapisan 10	-20	2	19	0.105
Lapisan 11	-22	2	19	0.105
Lapisan 12	-24	2	18	0.111
Lapisan 13	-26	2	19	0.105
Lapisan 14	-28	2	19	0.105
Lapisan 15	-30	2	21	0.095
Lapisan 16	-32	2	21	0.095
Lapisan 17	-34	2	22	0.091
Lapisan 18	-36	2	23	0.087
Lapisan 19	-38	2	25	0.080
Lapisan 20	-40	2	27	0.074
TOTAL	40			3.767

Berdasarkan Tabel 4.7 maka nilai N rata-rata yaitu:

$$\bar{N} = \frac{40}{3,767} = 10,61 < 15, \text{ kelas situs merupakan tanah lunak (SE).}$$

Tabel 4. 8 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
	< 175	< 15	<50
SE (tanah lunak)	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa 		

(Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 5)

3. Menentukan Parameter Percepatan Spektral Desain

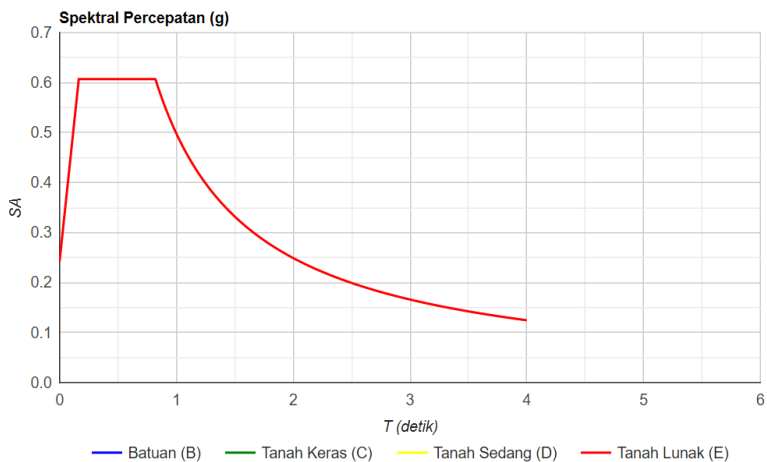
Parameter gempa dilihat pada website <http://puskim.pu.go.id>. Untuk kota Surabaya dan jenis tanah lunak (SE), parameter gempa dapat dilihat pada tabel dibawah ini:

Tabel 4. 9 Parameter Percepatan Spektral Desain kota Surabaya dengan situs tanah SE

Variabel	Nilai
PGA (g)	0,327
S_s	0,666
S_1	0,249
F_A	1,367
F_V	3,005
S_{MS} (g)	0,911
S_{M1} (g)	0,747
S_{DS} (g)	0,607
S_{D1} (g)	0,498
T_0 (detik)	0,164
T_s (detik)	0,820

(Sumber: puskim.go.id)

Untuk grafik spektral percepatan gempa kota Surabaya dan situs tanah SE dapat dilihat pada gambar 4.23.



Gambar 4. 23 Grafik Spektral Percepatan Gempa Surabaya

4. Menentukan Kategori Desain Seismik

Ditetapkan kategori desain seismik-nya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya, S_{DS} dan S_{D1} .

Tabel 4. 10 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek

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

(Sumber: SNI 1726-2019 Tabel 8)

Tabel 4. 11 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik

Nilai S_{DI}	Kategori Resiko	
	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: SNI 1726-2019 Tabel 9)

Maka kategori desain seismiknya yaitu kategori D.

5. Faktor Reduksi Gempa

Berdasarkan sistem struktur, kita dapat menentukan koefisien modifikasi respons (R^d), faktor kuat lebih sistem (Ω_0^g), dan faktor pembesaran defleksi (C_d^b) berdasarkan kategori desain seismik (SNI 1726-2019 Tabel 12).

Tabel 4. 12 Faktor R , C_d^b , Ω_0^g untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem Pemikul Gaya Seismik	R^a	Ω_0^b	C_d^c	Batasan Sistem Struktur				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya seismik yang ditetapkan								
Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB

(Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 12)

Pada tugas akhir ini, dengan tipe struktur merupakan sistem ganda dengan rangka baja dengan bresing eksentris, maka didapatkan:

$$R = 8$$

$$\Omega_0 = 2^{1/2}$$

$$C_d = 4$$

6. Arah Pembebanan

Beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan terjadi dalam arah sembarang (tidak terduga) baik dalam arah x dan y secara bolak-balik dan periodikal. Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa rencana dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa yang arahnya tegak lurus dengan arah utama dengan efektifitas 30%.

- Gempa Respon Spektrum X:
100% efektivitas untuk arah X dan 30% efektivitas arah Y
- Gempa Respon Spektrum Y:
100% efektivitas untuk arah Y dan 30% efektifitas arah X

4.2.2.1 Kombinasi Pembebanan

Struktur serta komponennya harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut berdasarkan SNI 1727-2019:

- 1,4D
- 1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr atau S atau R)
- 1,2D + 1,6 (Lr atau S atau R) + (L atau 0,5W)
- 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr atau S atau R)
- 1,2D + 1,0E + L + 0,2S
- 0,9D + 1,0W
- 0,9D + 1,0E

Keterangan:

D = beban mati

L = beban hidup

E_X = beban gempa arah X

E_Y = beban gempa arah Y

Perencanaan struktur yang akan dianalisa pada bagian elemen struktur baja maupun komposit tidak diperkenankan mengalami plastis saat terjadi gempa kuat didasarkan pada nilai gaya maksimum yang terjadi pada elemen-elemen struktur tersebut.

4.2.3 Kontrol Desain

Setelah dilakukan permodelan struktur 3 dimensi menggunakan program SAP2000, maka hasil permodelan dan analisis struktur harus dikontrol untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Permodelan struktur harus dikontrol terhadap:

1. Berat total bangunan
2. Kontrol partisipasi massa
3. Kontrol periode getar struktur
4. Kontrol nilai akhir respon spektrum
5. Kontrol batas simpangan (*drift*)

Setelah dikontrol dan memenuhi, hasil analisis akan diambil gaya dalam yang terjadi pada masing-masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang.

4.2.3.1 Kontrol Berat Total Bangunan

Berat struktur pada pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu SAP2000 perlu dikontrol terhadap perhitungan manual. Hasil analisis SAP2000 harus sesuai dengan perhitungan manual dengan batasan perbedaan 5%.

1. Beban Mati

Berikut perhitungan manual untuk beban mati pada struktur:

Tabel 4. 13 Beban Mati dengan Perhitungan Manual

Keterangan	Berat Total (kg)
Pelat Beton	6010432,63
Balok Anak	573976,2
Balok Induk	844055
Kolom CFT	2860429,44
Bresing	301321,77
Link	36254,4
TOTAL	10626469,44

Dari perhitungan manual didapat besarnya beban mati adalah **10626469,44 kg**. Hasil tersebut perlu dilakukan kontrol terhadap hasil perhitungan pada SAP2000. Berikut hasil perhitungan SAP2000:

Tabel 4. 14 Beban Mati Hasil Analisa Program SAP2000

TABLE: Base Reactions		
OutputCase	CaseType	GlobalFZ
Text	Text	Kgf
DEAD	LinStatic	10642575,23

Maka selisih antara hasil perhitungan manual dengan hasil SAP2000 adalah sebesar **0,15%**.

2. Beban Mati Tambahan (*Super Dead Load*)

Berikut perhitungan manual untuk beban mati tambahan pada struktur:

Tabel 4. 15 Beban Mati Tambahan dengan Perhitungan Manual

Keterangan	Berat Total (kg)
Atap	87303,58
Apartemen	5108103
Dinding Bata	3782500
Lift	49050
TOTAL	9026956,58

Dari perhitungan manual didapat besarnya beban mati adalah **9026956,58 kg**. Hasil tersebut perlu dilakukan kontrol terhadap hasil perhitungan pada SAP2000. Berikut hasil perhitungan SAP2000:

Tabel 4. 16 Beban Mati Tambahan Hasil Analisa Program SAP2000

TABLE: Base Reactions		
OutputCase	CaseType	GlobalFZ
Text	Text	Kgf
SUPERDEAD	LinStatic	9029041,42

Maka selisih antara hasil perhitungan manual dengan hasil SAP2000 adalah sebesar **0,023%**.

3. Beban Hidup

Berikut perhitungan manual untuk beban hidup pada struktur:

Tabel 4. 17 Beban Hidup dengan Perhitungan Manual

Keterangan	Berat Total (kg)
Atap	95768,08
Apartemen	7115040
TOTAL	7210808,08

Dari perhitungan manual didapat besarnya beban hidup adalah **7210808,08 kg**. Hasil tersebut perlu dilakukan kontrol terhadap hasil perhitungan pada SAP2000. Berikut hasil perhitungan SAP2000:

Tabel 4. 18 Beban Hidup Hasil Analisa Program SAP2000

TABLE: Base Reactions		
OutputCase	CaseType	GlobalFZ
Text	Text	Kgf
LIVE	LinStatic	7213095,72

Maka selisih antara hasil perhitungan manual dengan hasil SAP2000 adalah sebesar **0,032%**.

4. Beban Total Bangunan

Berikut perhitungan manual untuk beban total bangunan pada struktur:

Tabel 4. 19 Beban Total Bangunan dengan Perhitungan Manual

Keterangan	Berat Total (kg)
DEAD	10626469,44
SUPERDEAD	9026956,58
LIVE	7210808,08
TOTAL	26864234,1

Dari perhitungan manual didapat besarnya beban total bangunan adalah 26864234,1 kg. Hasil tersebut perlu dilakukan kontrol terhadap hasil perhitungan pada SAP2000. Berikut hasil perhitungan SAP2000:

Tabel 4. 20 Beban Total Bangunan Hasil Analisa Program SAP2000

TABLE: Base Reactions		
OutputCase	CaseType	GlobalFZ
Text	Text	Kgf
DEAD	LinStatic	10642575,23
SUPERDEAD	LinStatic	9029041,42
LIVE	LinStatic	7213095,72
TOTAL		26884712,35

Didapatkan beban total bangunan pada SAP2000 adalah sebesar **26884712,35 kg**. Maka selisih antara hasil perhitungan manual dengan hasil SAP2000 yaitu:

$$\text{Selisih} = \frac{26884712,35 - 26864234,1}{26884712,35} \times 100\% = 0,08\% < 5\% \text{ (Ok)}$$

Maka, perhitungan beban secara manual maupun dengan SAP2000 dapat dinyatakan benar, dan permodelan struktur dapat diterima.

4.2.3.2 Kontrol Partisipasi Massa

Menurut SNI 1726:2019, bahwa perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa aktual dari masing-masing arah. Dalam hal ini digunakan bantuan program bantu SAP2000 untuk mengeluarkan hasil partisipasi massa seperti pada Tabel 4.21.

Tabel 4. 21 Partisipasi Massa

TABLE: Modal Participating Mass Ratios			
OutputCase	StepNum	SumUX	SumUY
Text	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0.712	0
MODAL	2	0.712	0.713
MODAL	3	0.712	0.713
MODAL	4	0.867	0.713
MODAL	5	0.867	0.869
MODAL	6	0.867	0.869
MODAL	7	0.910	0.869
MODAL	8	0.929	0.869
MODAL	9	0.929	0.919
MODAL	10	0.929	0.919
MODAL	11	0.941	0.919
MODAL	12	0.949	0.919

Tabel 4. 22 Partisipasi Massa dalam Persentase

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99.985	94.86
MODAL	Acceleration	UY	99.93	91.899
MODAL	Acceleration	UZ	0.674	0.386

Berdasarkan Tabel 4.22 diperoleh partisipasi massa lebih dari 90% pada mode 8 keatas. Partisipasi massa untuk arah X sebesar **92,678%** dan arah Y sebesar **91,899%**. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

4.2.3.3 Kontrol Periode Getar Struktur

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 1726-2019, Periode fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_a = C_t h_n^x$$

Koefisien C_t dan x ditentukan berdasarkan Tabel 4.23.

Tabel 4. 23 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x

Type Struktur	C_t	x
Sistem rangkai pemikul momen dimana rangkai memikul 100 % gaya seismik yang diisyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangkai dari defleksi jika dikenal gaya seismik: <ul style="list-style-type: none"> • Rangkai baja pemikul momen • Rangkai beton pemikul momen 	0,0724 0,0466	0,8 0,9
Rangkai baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangkai baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

(Sumber: SNI 1726-2019 Tabel 18)

Dari tabel diatas untuk tipe struktur rangkai baja dengan bresing eksentris didapat nilai $C_t = 0,0731$ dan nilai $x = 0,75$, dengan ketinggian struktur (h_n) pada bangunan ini yaitu 88 m. Maka besarnya T_a :

$$T_a = C_t h_n^x = 0,0731 \times 88^{0,75} = 2,1 \text{ detik}$$

$S_{D1} = 0,498 \geq 0,4$, maka menurut SNI 1726-2019 Tabel 17 nilai C_u yang digunakan sebesar 1,4, maka berikut besarnya $C_u T_a$:

$$C_u T_a = 1,4 \times 2,1 = 2,94 \text{ detik}$$

Berdasarkan perhitungan SAP2000, diperoleh waktu pergoyangan akibat gempa pada bidang X dan Y adalah sebagai berikut:

Tabel 4. 24 Periode Struktur

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	1	3.211884	0.721	0
MODAL	2	2.316761	0	0.722
MODAL	3	2.157852	3.90E-20	0.0004168
MODAL	4	1.055493	0.15	5.08E-17
MODAL	5	0.737083	4.02E-16	0.15
MODAL	6	0.702954	3.73E-15	0.0003024
MODAL	7	0.597374	0.041	3.04E-15
MODAL	8	0.434246	0.02	2.09E-16
MODAL	9	0.395033	3.64E-15	0.047
MODAL	10	0.383039	7.25E-18	0.0001049
MODAL	11	0.342527	0.011	1.63E-14
MODAL	12	0.320923	3.55E-06	1.22E-16

Pada mode 1, didapatkan periode $T = 3,212$ s yang cenderung bergerak pada bidang X, sehingga $T_x = 3,212$ s. Pada mode 2, didapatkan $T = 2,317$ s yang cenderung bergerak pada arah Y, sehingga $T_y = 2,317$ s.

- Bidang X

$$T_a = 2,1 < C_u T_a = 2,94 < T_x = 3,212$$

Maka dipakai $T = C_u T_a = 2,94$ detik

- Bidang Y

$$T_a = 2,1 < C_u T_a = 2,94 < T_y = 2,317$$

Maka dipakai $T = C_u T_a = 2,94$ detik

4.2.3.4 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.4.1, apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam (V_t) kurang dari 100% dari gaya geser (V) yang dihitung melalui metode static ekuivalen, maka gaya tersebut harus dikalikan dengan V/V_t dimana gaya geser dasar seismik, V_{statik} , harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$V_{\text{statik}} = C_s W$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

Perhitungan koefisien respons seismik

Koefisien respons seismic, C_s , harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,607}{\left(\frac{8}{1,0}\right)} = 0,076$$

Nilai C_s diatas tidak perlu melebihi:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,498}{2,94\left(\frac{8}{1,5}\right)} = 0,021$$

Kemudian C_s harus tidak kurang dari:

$$\begin{aligned} C_s &= 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \\ &= 0,044(0,605)1,5 > 0,01 \\ &= 0,0267 > 0,01 \end{aligned}$$

Maka dipakai $C_s = 0,0267$

Tabel 4. 25 Berat Total Bangunan

TABLE: Base Reactions		
OutputCase	CaseType	GlobalFZ
Text	Text	Kgf
1DL + 1SDL + 1LL	Combination	26884712.37

Dari hasil SAP2000 pada Tabel 4.25 didapatkan berat total bangunan adalah 26884712.37 kg, maka besarnya geser dasar statik yaitu:

$$V_{\text{statik}} = C_s W = 0,0267 \times 26884712,37 = 718036,9 \text{ kg}$$

Dari hasil analisis menggunakan program SAP2000 didapatkan hasil V_{dynamic} sebagai berikut:

Tabel 4. 26 Gaya Geser Gempa Dinamik

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Kgf	Kgf
QUAKE X	Max	374121,2	0,19
QUAKE Y	Max	0,16	503476,4

Kontrol nilai akhir respon spektrum:

- Gempa Arah X

$$V_{\text{dinamik}} \geq V_{\text{statik}}$$

$$374121,2 \text{ kg} \geq 718036,9 \text{ kg} \text{ (Not Ok)}$$

- Gempa Arah Y

$$V_{\text{dinamik}} \geq V_{\text{statik}}$$

$$503476,4 \text{ kg} \geq 718036,9 \text{ kg} \text{ (Not Ok)}$$

Dikarenakan tidak memenuhi dari syarat diatas, diperlukan *scale factor* yang lebih tinggi.

Sehingga dihitung terlebih dahulu rasio peninggian *scale factor* menurut SNI 1726-2019 Pasal 7.9.1.4.1 sebagai berikut:

$$\text{Arah X, Rasio Scale Factor} = \frac{V_{\text{statik}}}{V_{\text{dinamik}}} = \frac{718036,9}{374121,2} = 1,919$$

$$\text{Arah Y, Rasio Scale Factor} = \frac{V_{\text{statik}}}{V_{\text{dinamik}}} = \frac{718036,9}{503476,4} = 1,426$$

Dari hasil peninggian scale factor tersebut dikali dengan *scale factor* yang telah dimasukkan pada program. Maka, didapatkan hasil V_{dinamik} terbaru seperti tabel berikut:

Tabel 4. 27 Gaya Geser Gempa Dinamik dengan Peninggian *Scale Factor*

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Kgf	Kgf
QUAKE X	Max	718161.45	0.37
QUAKE Y	Max	0.22	718078.93

Kontrol nilai akhir respon spektrum:

- Gempa Arah X

$$V_{\text{dinamik}} \geq V_{\text{statik}}$$

$$718161,45 \text{ kg} \geq 718036,9 \text{ ton (Ok)}$$

- Gempa Arah Y

$$V_{\text{dinamik}} \geq V_{\text{statik}}$$

$$718078,93 \text{ kg} \geq 718036,9 \text{ ton (Ok)}$$

Dari kontrol diatas, maka permodelan struktur masih memenuhi persyaratan.

4.2.3.5 Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (*Drift*)

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Menurut SNI 1726-2019 berikut persyaratan simpangan:

$$\text{Simpangan yang terjadi } (\Delta) \leq \text{Simpangan ijin } (\Delta_a)$$

- Simpangan Ijin (Δ_a)

Menurut SNI 1726-2019 pasal 7.12.1 besarnya simpangan ijin seperti Tabel 4.28

Tabel 4. 28 Simpangan Antar Tingkat Ijin (Δa)

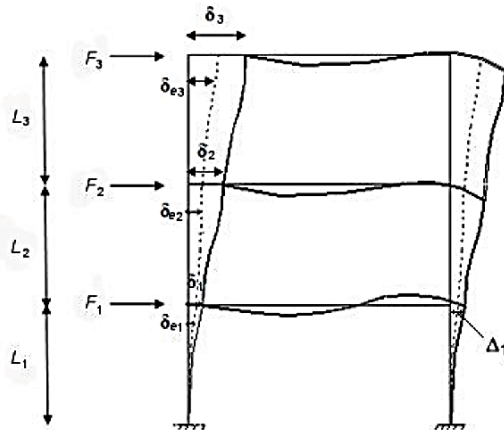
Struktur	Kategori Resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025h_{sx}$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$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

(Sumber: SNI 1726-2019 Tabel 20)

Untuk kategori resiko II dengan tinggi antar lantai 3,4 meter, maka besar simpangan ijinnya:

$$\Delta a = 0,020h_{sx} = 0,020(3,4) = 0,068 \text{ m} = 68 \text{ mm}$$

- Simpangan yang terjadi (Δ)
Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.8.6 berikut penentuan simpangan yang terjadi antar lantai:



Gambar 4. 24 Simpangan Antar Lantai
(Sumber: SNI 1726-2019 Gambar 10)

- Tingkat 1
 $\Delta_1 = C_d \delta_{e1} / I_e$
- Tingkat 2
 $\Delta_1 = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) C_d / I_e$
- Tingkat 3
 $\Delta_1 = (\delta_{e3} - \delta_{e2}) C_d / I_e$

Dimana:

δ_{e1} = perpindahan elastis yang dihitung akibat gaya gempa desain (didapatkan dari hasil program SAP2000)

$C_d = 4$

$I_e = 1,0$

Dari hasil analisis akibat beban lateral (beban gempa) dengan program bantu SAP2000, diperoleh nilai simpangan yang terjadi pada struktur pada Tabel 4.29 dan Tabel 4.30.

Tabel 4. 29 Simpangan Antar Lantai Akibat Gempa X

GEMPA ARAH X					
Lantai	Elevasi (m)	Perpindahan δe_x (mm)	Δ (mm)	Δa (mm)	Kontrol
Atap	88	139.621	16.706	68	Ok
26	84.6	135.444	17.614	68	Ok
25	81.2	131.040	18.977	68	Ok
24	77.8	126.296	19.962	68	Ok
23	74.4	121.306	21.091	68	Ok
22	71	116.033	21.677	68	Ok
21	67.6	110.614	22.096	68	Ok
20	64.2	105.089	22.308	68	Ok
19	60.8	99.513	23.045	68	Ok
18	57.4	93.751	22.951	68	Ok
17	54	88.013	23.657	68	Ok
16	50.6	82.099	23.285	68	Ok
15	47.2	76.278	23.575	68	Ok
14	43.8	70.384	23.195	68	Ok
13	40.4	64.586	23.887	68	Ok
12	37	58.614	23.293	68	Ok
11	33.6	52.791	24.079	68	Ok
10	30.2	46.771	23.275	68	Ok
9	36.8	40.952	23.705	68	Ok
8	23.4	35.026	22.969	68	Ok
7	20	29.284	23.588	68	Ok
6	26.6	23.387	22.374	68	Ok
5	13.2	17.793	22.656	68	Ok
4	9.8	12.129	20.399	68	Ok
3	6.4	7.030	18.789	68	Ok

GEMPA ARAH X					
Lantai	Elevasi (m)	Perpindahan δe_x (mm)	Δ (mm)	Δa (mm)	Kontrol
2	3	2.332	9.329	68	Ok
1	0	0.000	0.000	68	Ok

Tabel 4. 30 Simpangan Antar Lantai Akibat Gempa Y

GEMPA ARAH Y					
Lantai	Elevasi (m)	Perpindahan δe_y (mm)	Δ (mm)	Δa (mm)	Kontrol
Atap	88	75.480	8.523	68	Ok
26	84.6	73.349	8.985	68	Ok
25	81.2	71.103	9.692	68	Ok
24	77.8	68.680	10.309	68	Ok
23	74.4	66.103	10.932	68	Ok
22	71	63.370	11.469	68	Ok
21	67.6	60.503	11.678	68	Ok
20	64.2	57.583	11.991	68	Ok
19	60.8	54.586	12.429	68	Ok
18	57.4	51.478	12.561	68	Ok
17	54	48.338	12.957	68	Ok
16	50.6	45.098	12.962	68	Ok
15	47.2	41.858	13.072	68	Ok
14	43.8	38.590	13.007	68	Ok
13	40.4	35.338	13.333	68	Ok
12	37	32.005	13.087	68	Ok
11	33.6	28.733	13.390	68	Ok
10	30.2	25.386	12.984	68	Ok
9	36.8	22.140	13.048	68	Ok

GEMPA ARAH Y					
Lantai	Elevasi (m)	Perpindahan $\delta_e y$ (mm)	Δ (mm)	Δa (mm)	Kontrol
8	23.4	18.878	12.662	68	Ok
7	20	15.712	12.805	68	Ok
6	16.6	12.511	12.128	68	Ok
5	13.2	9.479	12.089	68	Ok
4	9.8	6.457	10.947	68	Ok
3	6.4	3.720	9.954	68	Ok
2	3	1.231	4.926	68	Ok
1	0	0.000	0.000	68	Ok

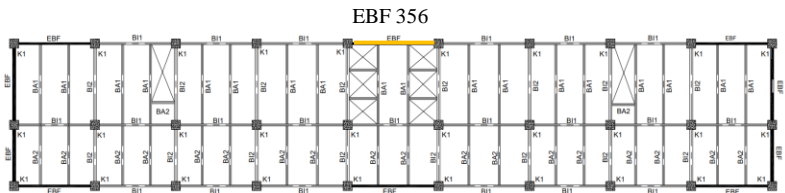
Didapatkan simpangan antar lantai yang terjadi karena gempa X dan gempa Y kurang dari simpangan ijinnya, maka memenuhi persyaratan SNI 1726-2019.

4.3 Perencanaan Struktur Prime8

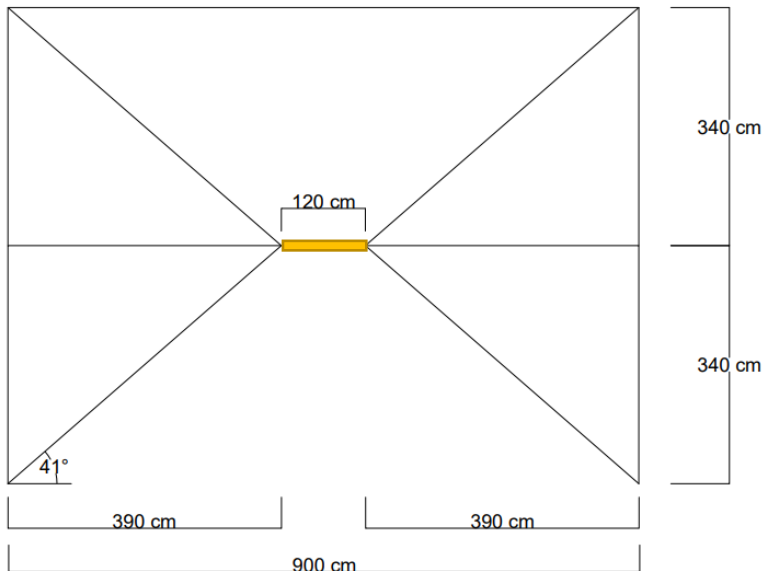
4.3.1 Perencanaan Link

4.3.1.1 Perencanaan Link Arah X

Perencanaan *link* arah X (memanjang) dengan panjang *link* 120 cm, dengan denah seperti pada Gambar 4.25. *Link* yang ditinjau bernomor 356 karena memiliki gaya dalam terbesar.



Gambar 4. 25 Denah Link



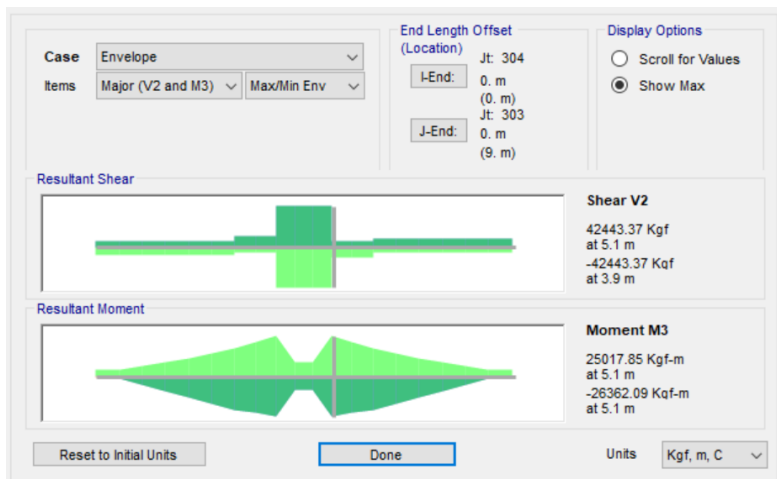
Gambar 4. 26 Link Nomor 356

Balok *link* direncanakan dengan menggunakan profil WF 700 x 300 x 13 x 20 dengan data-data sebagai berikut:

d	= 692 mm	i_x	= 28,6 cm
bf	= 300 mm	i_y	= 6,53 cm
tf	= 20 mm	Z_x	= 5414 cm ³
tw	= 13 mm	Z_y	= 928 cm ³
A	= 211,5 cm ²	S_x	= 4980 cm ³
q	= 166 kg/m	S_y	= 602 cm ³
I_x	= 172000 cm ⁴	r	= 28 mm
I_y	= 9020 cm ⁴	h	= 596 mm
BJ-41	: F_y	= 250 MPa	
	F_u	= 410 MPa	
	E	= 200000 MPa	

1. Gaya dalam yang terjadi

Gaya dalam maksimum pada *link* didapatkan dari hasil analisis program SAP2000, berikut besarnya gaya dalam maksimum pada link:



Gambar 4. 27 Gaya Dalam Arah X

Didapatkan:

$$N_u = 23353,66 \text{ kg}$$

$$V_u = 42443,37 \text{ kg}$$

$$M_u = 26362,09 \text{ kg.m}$$

2. Menentukan jenis *link*

$$M_p = Z_x \times F_y$$

$$= 5414 \times 2500$$

$$M_p = 13535000 \text{ kg.cm}$$

$$V_p = 0,6F_y \times (d - 2t_f) \times t_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (69,2 - 2 \times 2) \times 1,3$$

$$V_p = 127140 \text{ kg}$$

$$e = 1,6 \times \frac{M_p}{V_p} = 1,6 \times \frac{13535000}{127140} = 170,333 \text{ cm}$$

Pada analisis dengan program bantu SAP 2000, direncanakan panjang *link* $e = 120 \text{ cm} < 1,6 \frac{M_p}{V_p}$ sehingga termasuk *link* pendek dengan kelelahan cenderung terhadap geser.

3. Kontrol penampang

Sayap

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 20} = 7,5$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,75$$

$7,5 < 10,75$ (Ok) → penampang kompak

Badan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{596}{10} = 59,6$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$

$59,6 < 106,35$ (Ok) → penampang kompak

Karena penampang kompak, maka:

$$\begin{aligned} N_y &= A_g F_y \\ &= 211,5 \times 2500 \\ &= 528750 \text{ kg} \end{aligned}$$

4. Kontrol kuat geser

Berdasarkan AISC 341-10 Pasal F3.5b.2, kekuatan geser desain dari *link*, $\phi_v V_n$, harus merupakan nilai terkecil dari batas limit kelelahan geser dan kelelahan lentur.

- Kelelahan geser

$$\begin{aligned} P_r &= P_u = 23353,66 \text{ kg} \\ P_c &= P_y = F_y A_g = 2500 \times 211,5 = 528750 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{P_r}{P_c} &\leq 0,15 \\ \frac{23353,66}{528750} &\leq 0,15 \\ 0,044 &\leq 0,15 \end{aligned}$$

Maka:

$$\begin{aligned} V_n &= V_p = 0,6 F_y \times A_{lw} \\ V_n &= V_p = 0,6 F_y \times (d - 2t_f) \times t_w \\ V_n &= 0,6 \times 2500 \times (69,2 - 2 \times 2) \times 1,3 \\ V_n &= 127140 \text{ kg (Menentukan)} \end{aligned}$$

- Kelelahan lentur

$$\begin{aligned} \frac{P_r}{P_c} &\leq 0,15 \\ \frac{23353,66}{528750} &\leq 0,15 \\ 0,044 &\leq 0,15 \end{aligned}$$

Maka:

$$V_n = \frac{2M_p}{e} = \frac{2 \cdot Z_x F_y}{e} = \frac{2 \times 5414 \times 2500}{120} = 225583,33 \text{ kg}$$

Maka didapatkan nilai terkecil $V_n = V_p = 127140 \text{ kg}$

- Kontrol kekuatan geser desain:

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$42443,37 \text{ kg} \leq 0,9 \times 127140 \text{ kg}$$

$$42443,37 \text{ kg} \leq 114426 \text{ kg (Ok)}$$

5. Batas panjang *link*

Didapatkan nilai $\frac{P_r}{P_c} \leq 0,15$, maka untuk *link* dengan gaya aksial kecil tidak ada batasan panjang *link*. Batasan hanya pada sudut rotasi *link*.

6. Kontrol sudut rotasi *link*

Berdasarkan AISC 341-10, untuk *link* pendek, sudut rotasi *link* tidak boleh melebihi 0,08 radian. Berikut besarnya sudut rotasi *link* yang terjadi untuk *link* arah X:

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{L}{e} \theta = \frac{L}{e} \times \frac{\Delta}{H_{lantai}} \\ &= \frac{900}{120} \times \frac{2,0399}{340} \\ &= 0,045 \text{ rad} \end{aligned}$$

$$\alpha = 0,045 \text{ radian} < 0,08 \text{ radian (Ok)}$$

7. Perencanaan pengaku *link* (*stiffener*)

Di titik pertemuan dengan batang bresing, pada elemen *link* harus dipasang pengaku setinggi badan *link* dan berada di kedua sisi pelat badan *link*.

- Tebal pengaku

$$t_s \geq 0,75t_w \text{ atau } 10 \text{ mm}$$

$$t_s \geq 0,75(13) \text{ atau } 10 \text{ mm}$$

$$t_s \geq 9,75 \text{ mm atau } 10 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tebal pengaku yaitu 10 mm

- Lebar pengaku

$$b_s \geq b_f - 2t_w$$

$$b_s \geq 300 - 2(13)$$

$$b_s \geq 274 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan lebar pengaku yaitu 300 mm

- Jarak pengaku

Link dengan panjang $e < 1,6 \frac{M_p}{V_p}$ harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak melebihi harga-harga berikut:

- Untuk Sudut Rotasi *Link* 0,08 radian:

$$(30t_w - \frac{d}{5}) = 30 \times 13 - \frac{692}{5} = 251,6 \text{ mm}$$

- Untuk Sudut Rotasi *Link* $\leq 0,02$ radian:

$$(52t_w - \frac{d}{5}) = 52 \times 13 - \frac{692}{5} = 537,6 \text{ mm}$$

- Interpolasi linier digunakan untuk sudut rotasi link di antara 0,08 radian dan 0,02 radian:

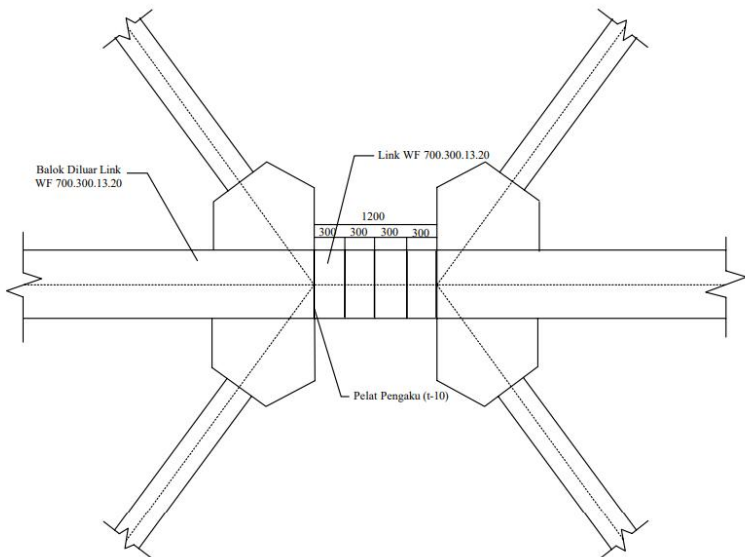
$$\text{sudut rotasi link} = 0,045 \text{ radian}$$

$$\text{Jarak} = 251,6 + \left(\frac{0,045 - 0,08}{0,02 - 0,08} \right) (537,6 - 251,6)$$

$$= 418,43 \text{ mm}$$

$$= 41,843 \text{ cm}$$

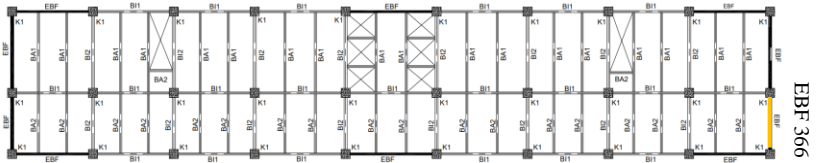
Maka, dipasang pengaku link berjarak 30 cm untuk arah X.



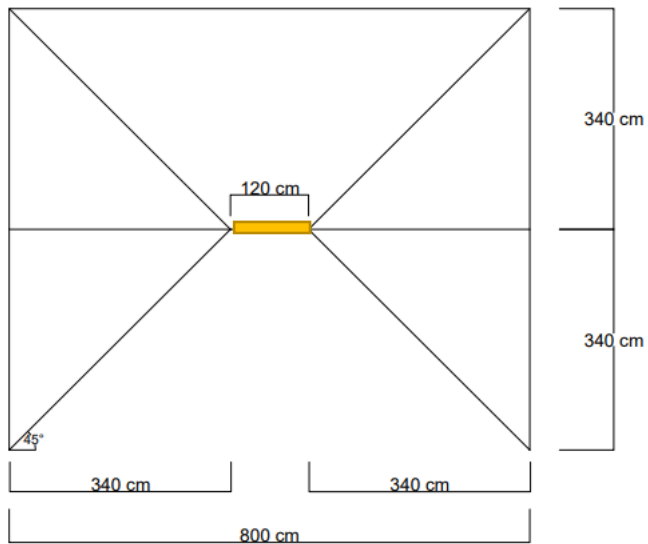
Gambar 4. 28 Pengaku Link Arah X

4.3.1.2 Perencanaan *Link* Arah Y

Perencanaan *link* arah Y (melintang) dengan panjang *link* 120 cm, dengan denah seperti pada Gambar 4.29. *Link* yang ditinjau bernomor 366 karena memiliki gaya dalam terbesar.



Gambar 4. 29 Denah Link



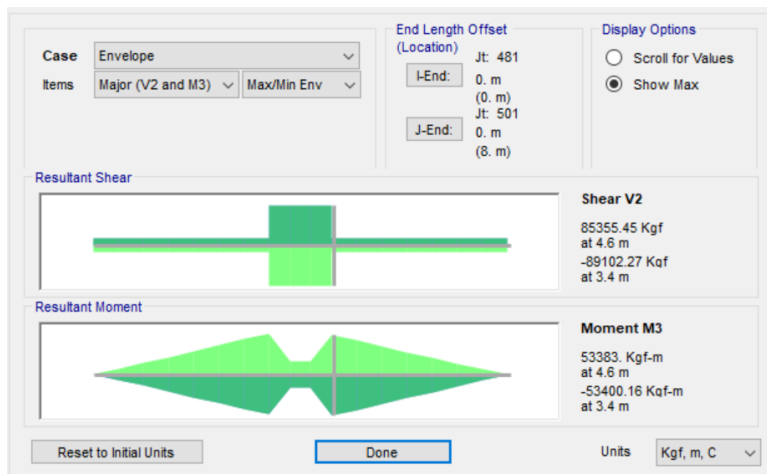
Gambar 4. 30 Link Nomor 366

Balok *link* direncanakan dengan menggunakan profil WF 700 x 300 x 13 x 20 dengan data-data sebagai berikut:

d	$= 692 \text{ mm}$	i_x	$= 28,6 \text{ cm}$
bf	$= 300 \text{ mm}$	i_y	$= 6,53 \text{ cm}$
tf	$= 20 \text{ mm}$	Z_x	$= 5414 \text{ cm}^3$
tw	$= 13 \text{ mm}$	Z_y	$= 928 \text{ cm}^3$
A	$= 211,5 \text{ cm}^2$	S_x	$= 4980 \text{ cm}^3$
q	$= 166 \text{ kg/m}$	S_y	$= 602 \text{ cm}^3$
I_x	$= 172000 \text{ cm}^4$	r	$= 28 \text{ mm}$
I_y	$= 9020 \text{ cm}^4$	h	$= 596 \text{ mm}$
BJ-41	$: F_y = 250 \text{ MPa}$		
	$F_u = 410 \text{ MPa}$		
	$E = 200000 \text{ MPa}$		

1. Gaya dalam yang terjadi

Gaya dalam maksimum pada *link* didapatkan dari hasil analisis program SAP2000, berikut besarnya gaya dalam maksimum pada *link*.



Gambar 4. 31 Gambar Gaya Dalam Link Arah Y

Didapatkan:

$$N_u = 21720,31 \text{ kg}$$

$$V_u = 89102,27 \text{ kg}$$

$$M_u = 53400,16 \text{ kg.m}$$

2. Menentukan jenis *link*

$$M_p = Z_x \times F_y$$

$$= 5414 \times 2500$$

$$M_p = 13535000 \text{ kg.cm}$$

$$V_p = 0,6F_y \times (d - 2t_f) \times t_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (69,2 - 2 \times 2) \times 1,3$$

$$V_p = 127140 \text{ kg}$$

$$e = 1,6 \times \frac{M_p}{V_p} = 1,6 \times \frac{13535000}{127140} = 170,333 \text{ cm}$$

Pada analisis dengan program bantu SAP 2000, direncanakan panjang *link* $e = 120 \text{ cm} < 1,6 \frac{M_p}{V_p}$ sehingga termasuk *link* pendek dengan kelelahan cenderung terhadap geser.

3. Kontrol penampang

Sayap

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 20} = 7,5$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,75$$

$7,5 < 10,75 \rightarrow$ penampang kompak

Badan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{596}{10} = 59,6$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$

$59,6 < 106,35 \rightarrow$ penampang kompak

Karena penampang kompak, maka:

$$\begin{aligned} N_y &= A_g F_y \\ &= 211,5 \times 2500 \\ &= 528750 \text{ kg} \end{aligned}$$

4. Kontrol kuat geser

Berdasarkan AISC 341-10 Pasal F3.5b.2, kekuatan geser desain dari *link*, $\phi_v V_n$, harus nilai terkecil dari batas limit kelelahan geser dan kelelahan lentur.

- Kelelahan geser

$$\begin{aligned} P_r &= P_u = 21720,31 \text{ kg} \\ P_c &= P_y = F_y A_g = 2500 \times 211,5 = 528750 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\frac{P_r}{P_c} \leq 0,15$$

$$\frac{21720,31}{528750} \leq 0,15$$

$$0,041 \leq 0,15$$

Maka:

$$V_n = V_p = 0,6 F_y \times A_{lw}$$

$$V_n = V_p = 0,6 F_y \times (d - 2t_f) \times t_w$$

$$V_n = 0,6 \times 2500 \times (69,2 - 2 \times 2) \times 1,3$$

$$V_n = 127140 \text{ kg (Menentukan)}$$

- Kelelahan lentur

$$\frac{P_r}{P_c} \leq 0,15$$

$$\frac{21720,31}{528750} \leq 0,15$$

$$0,041 \leq 0,15$$

Maka:

$$V_n = \frac{2M_p}{e} = \frac{2 \cdot Z_x F_y}{e} = \frac{2 \times 5414 \times 2500}{120} = 225583,3 \text{ kg}$$

Maka didapatkan nilai terkecil $V_n = V_p = 127140 \text{ kg}$

Kontrol kekuatan geser desain:

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$89102,27 \text{ kg} \leq 0,9 \times 127140 \text{ kg}$$

$$89102,27 \text{ kg} \leq 114426 \text{ kg}$$

5. Batas panjang *link*

Didapatkan nilai $\frac{P_r}{P_c} \leq 0,15$, maka untuk *link* dengan gaya aksial kecil tidak ada batasan panjang *link*. Batasan hanya pada sudut rotasi *link*.

6. Kontrol sudut rotasi *link*

Menurut AISC 341-10, untuk *link* pendek, sudut rotasi *link* tidak boleh melebihi 0,08 radian. Berikut besarnya sudut rotasi *link* yang terjadi untuk *link* arah Y:

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{L}{e} \theta = \frac{L}{e} \times \frac{\Delta}{H_{lantai}} \\ &= \frac{800}{120} \times \frac{1,2128}{340} \\ &= 0,024 \text{ radian} \end{aligned}$$

$$\alpha = 0,024 \text{ radian} < 0,08 \text{ radian (Ok)}$$

7. Perencanaan pengaku *link* (*stiffener*)

Berdasarkan AISC 341-10, di titik pertemuan dengan batang bresing, pada elemen *link* harus dipasang pengaku setinggi badan *link* dan berada di kedua sisi pelat badan *link*.

- Tebal pengaku

$$t_s \geq 0,75t_w \text{ atau } 10 \text{ mm}$$

$$t_s \geq 0,75(13) \text{ atau } 10 \text{ mm}$$

$$t_s \geq 9,75 \text{ mm atau } 10 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tebal pengaku yaitu 10 mm

- Lebar pengaku

$$b_s \geq b_f - 2t_w$$

$$b_s \geq 300 - 2.13$$

$$b_s \geq 274 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan lebar pengaku yaitu 300 mm

- Jarak pengaku

Link dengan panjang $e < 1,6 \frac{M_p}{V_p}$ harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak melebihi harga-harga berikut:

- Untuk Sudut Rotasi Link 0,08 radian:

$$(30t_w - \frac{d}{5}) = 30 \times 13 - \frac{692}{5} = 251,6 \text{ mm}$$

- Untuk Sudut Rotasi Link $\leq 0,02$ radian:

$$(52t_w - \frac{d}{5}) = 52 \times 13 - \frac{692}{5} = 537,6 \text{ mm}$$

- Interpolasi linier digunakan untuk sudut rotasi link di antara 0,08 radian dan 0,02 radian:

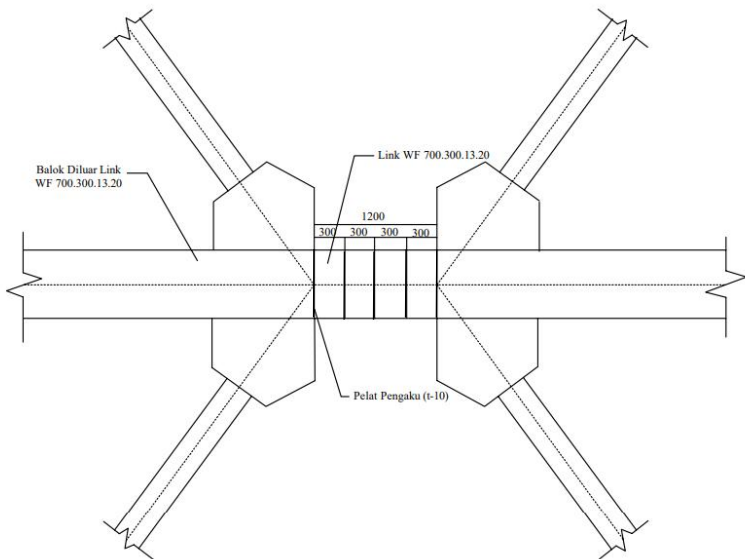
$$\text{sudut rotasi link} = 0,024 \text{ radian}$$

$$\text{Jarak} = 251,6 + \left(\frac{0,024 - 0,08}{0,02 - 0,08} \right) (537,6 - 251,6)$$

$$= 518,533 \text{ mm}$$

$$= 51,853 \text{ cm}$$

Maka, dipasang pengaku link berjarak 30 cm untuk arah Y.



Gambar 4. 32 Pengaku Link Arah Y

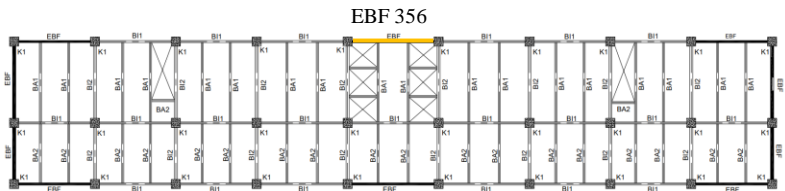
Tabel 4. 31 Rekapitulasi Balok Link dan Pengaku

Arah	Bentang (cm)	Panjang Link (cm)	Profil Link	Jarak Pengaku (cm)
X	900	120	WF 700 x 300 x 13 x 20	30
	800	120	WF 700 x 300 x 13 x 20	30
Y	800	120	WF 700 x 300 x 13 x 20	30
	600	120	WF 700 x 300 x 13 x 20	30

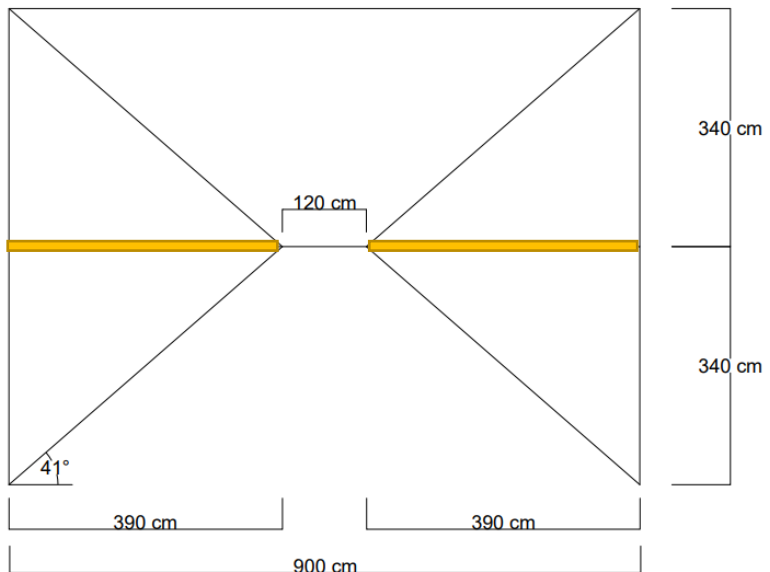
4.3.2 Perencanaan Balok Diluar Link

4.3.2.1 Perencanaan Balok Diluar Link Arah X

Perencanaan balok diluar *link* arah X (memanjang) dengan panjang *link* 120 cm, dengan denah seperti pada Gambar 4.33. Balok diluar *link* yang ditinjau bernomor 356 yang memiliki gaya dalam terbesar.



Gambar 4. 33 Denah Link



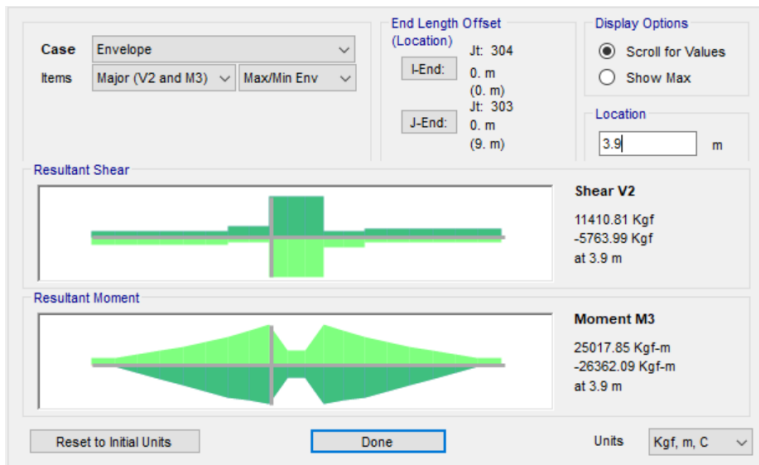
Gambar 4. 34 Link Nomor 356

Balok *link* direncanakan dengan menggunakan profil WF 700 x 300 x 13 x 20 dengan data-data sebagai berikut:

d	= 692 mm	i_x	= 28,6 cm
bf	= 300 mm	i_y	= 6,53 cm
tf	= 20 mm	Z_x	= 5414 cm ³
tw	= 13 mm	Z_y	= 928 cm ³
A	= 211,5 cm ²	S_x	= 4980 cm ³
q	= 166 kg/m	S_y	= 602 cm ³
I_x	= 172000 cm ⁴	r	= 28 mm
I_y	= 9020 cm ⁴	h	= 596 mm
BJ-41	: F_y	= 250 MPa	
	F_u	= 410 MPa	
	E	= 200000 MPa	

1. Gaya dalam yang terjadi

Gaya dalam maksimum pada balok diluar *link* didapatkan dari hasil analisis program SAP2000, berikut besarnya gaya dalam maksimum pada balok diluar link:



Gambar 4. 35 Gaya Dalam Balok diluar Link Arah X

Didapatkan:

$$N_u = 11254,11 \text{ kg}$$

$$V_u = 11410,81 \text{ kg}$$

$$M_u = 26362,09 \text{ kg.m}$$

Menurut AISC 341-10 Pasal F3.3, kekuatan perlu batang bresing beserta sambungan, balok diluar *link*, dan kolom harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar $1,25R_yV_n$ untuk profil I. Berdasarkan AISC 341-10 Pasal F3.5b.2, kekuatan geser desain dari *link*, ϕ_vV_n , harus nilai terkecil dari batas limit kelelahan geser dan kelelahan lentur, sehingga dari perhitungan sebelumnya didapatkan:

$$V_n = V_p = 127140 \text{ kg}$$

Kuat geser perlu balok diluar *link*:

$$\begin{aligned} V_u &= 1,25 R_y V_n \\ &= 1,25 \times 1,5 \times 127140 \\ &= 238387,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Kontrol penampang

Sayap

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 20} = 7,5$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,75$$

$7,5 < 10,75 \rightarrow$ penampang kompak

Badan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{596}{10} = 59,6$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$

$59,6 < 106,35 \rightarrow$ penampang kompak

Karena penampang kompak, maka:

$$\begin{aligned} M_n &= M_p = Z_x F_y \\ &= 5414 \times 2500 \\ &= 13535000 \text{ kg.cm} \\ &= 135350 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

3. Kuat geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{596}{10} = 59,6$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,36$$

$$\frac{h}{tw} < 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi_v = 1,00, C_v = 1,0$$

Sehingga besarnya kekuatan geser nominal:

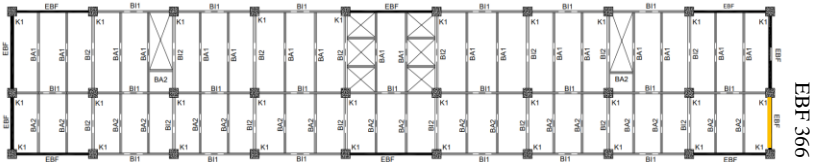
$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 F_y A_w C_v R_y \\ &= 0,6 \times 2500 \times (69,2 \times 1,3) \times 1 \times 1,5 \\ &= 202410 \text{ kg} \end{aligned}$$

4. Kontrol interaksi geser dan lentur

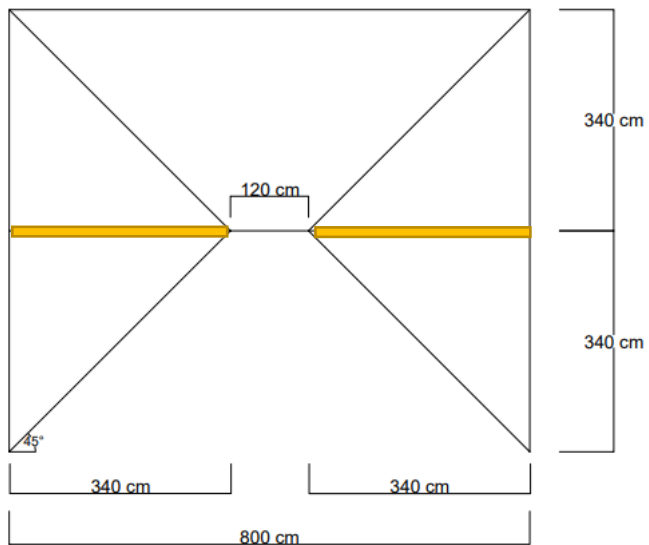
$$\begin{aligned} \frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} &\leq 1,375 \\ \frac{26362,09}{0,9(135350)} + 0,625 \frac{11410,81}{1(202410)} &\leq 1,375 \\ 0,252 &< 1,375 \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

4.3.2.2 Perencanaan Balok Diluar *Link* Arah Y

Perencanaan balok diluar *link* arah Y (melintang) dengan panjang *link* 120 cm, dengan denah dapat dilihat pada Gambar 4. Balok diluar link yang ditinjau bernomor 6787 yang memiliki gaya dalam terbesar.



Gambar 4. 36 Denah Link



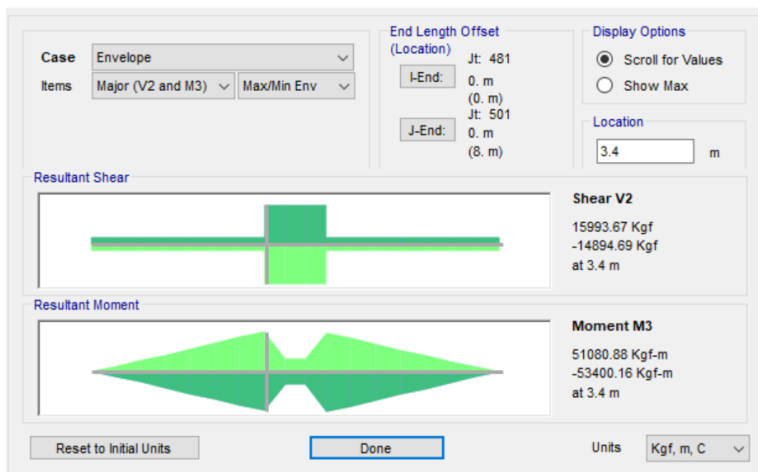
Gambar 4. 37 Link Nomor 366

Balok *link* direncanakan dengan menggunakan profil WF 700 x 300 x 13 x 20 dengan data-data sebagai berikut:

d	$= 692 \text{ mm}$	i_x	$= 28,6 \text{ cm}$
bf	$= 300 \text{ mm}$	i_y	$= 6,53 \text{ cm}$
tf	$= 20 \text{ mm}$	Z_x	$= 5414 \text{ cm}^3$
tw	$= 13 \text{ mm}$	Z_y	$= 928 \text{ cm}^3$
A	$= 211,5 \text{ cm}^2$	S_x	$= 4980 \text{ cm}^3$
q	$= 166 \text{ kg/m}$	S_y	$= 602 \text{ cm}^3$
I_x	$= 172000 \text{ cm}^4$	r	$= 28 \text{ mm}$
I_y	$= 9020 \text{ cm}^4$	h	$= 596 \text{ mm}$
BJ-41	$: F_y = 250 \text{ MPa}$		
	$F_u = 410 \text{ MPa}$		
	$E = 200000 \text{ MPa}$		

1. Gaya dalam yang terjadi

Gaya dalam maksimum pada balok diluar *link* didapatkan dari hasil analisis program SAP2000, berikut besarnya gaya dalam maksimum pada balok diluar *link*:



Gambar 4. 38 Gaya Dalam Balok diluar Link Arah Y

Didapatkan:

$$N_u = 10281,32 \text{ kg}$$

$$V_u = 15993,67 \text{ kg}$$

$$M_u = 53400,16 \text{ kg.m}$$

Menurut AISC 341-10 Pasal F3.3, Kekuatan perlu batang bresing beserta sambungan, balok diluar link, dan kolom harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar $1,25R_y V_n$ untuk profil I. Berdasarkan AISC 341-10 Pasal F3.5b.2, Kekuatan geser desain dari link, $\phi_v V_n$, harus nilai terkecil dari batas limit dari kelelahan geser dan kelelahan lentur, dari perhitungan sebelumnya didapatkan:

$$V_n = V_p = 127140 \text{ kg}$$

Kuat geser perlu balok diluar link:

$$\begin{aligned} V_u &= 1,25R_y V_n \\ &= 1,25 \times 1,5 \times 127140 \\ &= 238387,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Kontrol penampang

Sayap

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 20} = 7,5$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,75$$

$7,5 < 10,75 \rightarrow$ penampang kompak

Badan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{596}{10} = 59,6$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$

$59,6 < 106,35 \rightarrow$ penampang kompak

Karena penampang kompak, maka:

$$\begin{aligned} M_n &= M_p = Z_x F_y \\ &= 5414 \times 2500 \\ &= 13535000 \text{ kg.cm} \\ &= 135350 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

3. Kuat geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{596}{10} = 59,6$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,36$$

$$\frac{h}{tw} < 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi_v = 1,00, C_v = 1,0$$

Sehingga besarnya kekuatan geser nominal:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 F_y A_w C_v R_y \\ &= 0,6 \times 2500 \times (69,2 \times 1,3) \times 1 \times 1,5 \\ &= 202410 \text{ kg} \end{aligned}$$

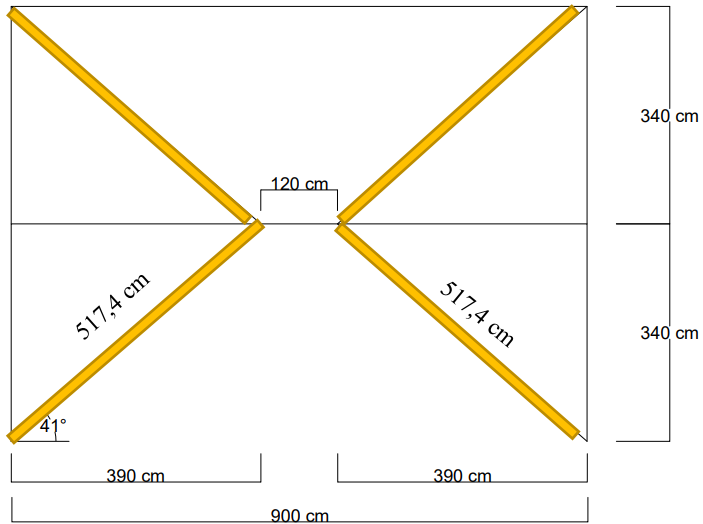
4. Kontrol interaksi geser dan lentur

$$\begin{aligned} \frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} &\leq 1,375 \\ \frac{53400,16}{0,9(135350)} + 0,625 \frac{15993,67}{1(202410)} &\leq 1,375 \\ 0,884 &< 1,375 \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

4.3.3 Perencanaan *Bracing*

4.3.3.1 Perencanaan *Bracing* Arah X

Perencanaan *bracing* arah X (memanjang) dengan panjang $L = 517,4$ cm seperti pada Gambar 4.39.



Gambar 4. 39 Bresing Arah X

Bresing direncanakan dengan menggunakan profil WF 300 x 300 x 9 x 14 dengan data-data sebagai berikut:

d	$= 298$ mm	i_x	$= 13$ cm
bf	$= 299$ mm	i_y	$= 7,51$ cm
tf	$= 14$ mm	Z_x	$= 1353$ cm ³
tw	$= 9$ mm	Z_y	$= 631$ cm ³
A	$= 110,8$ cm ²	S_x	$= 1270$ cm ³
q	$= 87$ kg/m	S_y	$= 417$ cm ³
I_x	$= 18800$ cm ⁴	r	$= 18$ mm
I_y	$= 6240$ cm ⁴	h	$= 234$ mm

$$\begin{aligned}
 \text{BJ-41} & : F_y = 250 \text{ MPa} \\
 & F_u = 410 \text{ MPa} \\
 & E = 200000 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

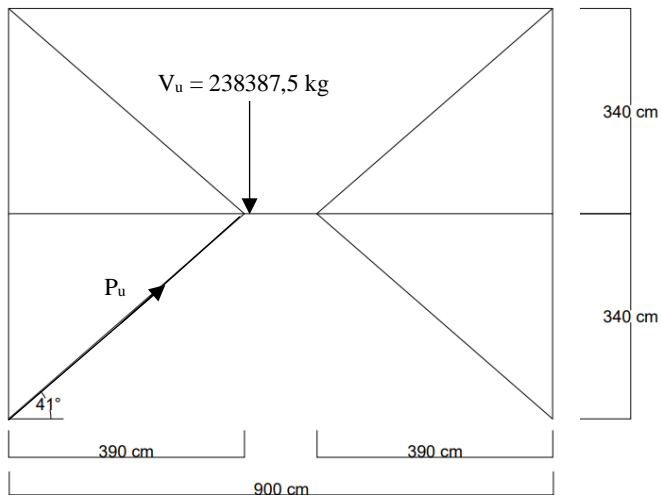
1. Gaya dalam yang terjadi

Menurut AISC 341-10 Pasal F3.3, Kekuatan perlu batang bresing beserta sambungan, balok diluar link, dan kolom harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar $1,25R_y V_n$ untuk profil I. Berdasarkan AISC 341-10 Pasal F3.5b.2, Kekuatan geser desain dari link, $\phi_v V_n$, harus nilai terkecil dari batas limit dari kelelahan geser dan kelelahan lentur, dari perhitungan sebelumnya didapatkan:

$$V_n = V_p = 127140 \text{ kg}$$

Kuat geser perlu balok diluar link:

$$\begin{aligned}
 V_u & = 1,25R_y V_n \\
 & = 1,25 \times 1,5 \times 127140 \\
 & = 238387,5 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 40 Pembebanan Bresing Arah X

$$P_{u \text{ tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{238387,5}{\sin(41,08^\circ)} = 362780,532 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{238387,5}{\sin(41,08^\circ)} = 362780,532 \text{ kg}$$

2. Bracing Tekan

- Kontrol penampang elemen tekan

Sayap

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{299}{2 \times 14} = 10,679$$

$$\lambda_r = 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15,839$$

$10,679 < 15,839 \rightarrow$ penampang tidak langsing

Badan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{234}{9} = 26$$

$$\lambda_r = 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,49 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 42,144$$

$26 < 42,144 \rightarrow$ penampang tidak langsing

- Kekuatan tekan nominal

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Tegangan kritis F_{cr} sebagai berikut:

$$K = 1$$

$$L \text{ bresing} = 5,174 \text{ m} = 517,4 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{KL}{i_x} = \frac{1 \times 517,4}{13} = 39,8$$

$$\lambda_y = \frac{KL}{i_y} = \frac{1 \times 517,4}{7,51} = 68,895$$

Diambil yang terbesar yaitu:

$$\lambda_{pakai} = \lambda_y = 68,895$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 133,212$$

$$\text{Maka } \lambda_{pakai} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(\lambda_{pakai})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2000000}{(68,895)^2} = 4158,668 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$= \left[0,658 \frac{2500}{4158,668} \right] 2500$$

$$F_{cr} = 1943,863 \text{ kg/cm}^2$$

- Kekuatan tekan nominal:

$$P_n = 1,1 R_y F_{cr} A_g$$

$$= 1,1 \times 1,5 \times 1943,863 \times 110,8$$

$$= 355377,149 \text{ kg}$$

- Kontrol desain bresing tekan:

$$P_u \text{ tekan} = 65122,446 \text{ kg (SAP 2000)}$$

$$P_u \text{ tekan} \leq \phi P_n$$

$$65122,446 \text{ kg} \leq 0,9 \times 355377,149 \text{ kg}$$

$$65122,446 \text{ kg} \leq 319839,434 \text{ kg (Ok)}$$

3. Bracing Tarik

- Kekuatan tarik nominal:

$$P_n = R_y F_y A_g$$

$$= 1,5 \times 2500 \times 110,8$$

$$= 415500 \text{ kg}$$

- Kontrol desain bresing tarik:

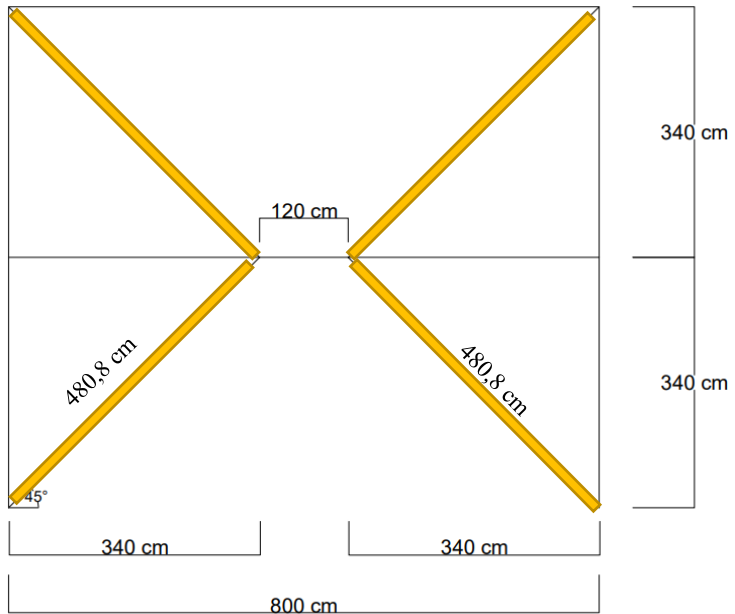
$$P_u \text{ tarik} \leq \phi P_n$$

$$362780,532 \text{ kg} \leq 0,9 \times 415500 \text{ kg}$$

$$362780,532 \text{ kg} \leq 373950 \text{ kg (Ok)}$$

4.3.3.2 Perencanaan *Bracing* Arah Y

Perencanaan *bracing* arah Y (melintang) dengan panjang $L = 480,8$ cm seperti pada Gambar 4.41.



Gambar 4. 41 Bresing Arah Y

Bresing direncanakan dengan menggunakan profil WF 300 x 300 x 9 x 14 dengan data-data sebagai berikut:

d	$= 298$ mm	i_x	$= 13$ cm
bf	$= 299$ mm	i_y	$= 7,51$ cm
tf	$= 14$ mm	Z_x	$= 1353$ cm ³
tw	$= 9$ mm	Z_y	$= 631$ cm ³
A	$= 110,8$ cm ²	S_x	$= 1270$ cm ³
q	$= 87$ kg/m	S_y	$= 417$ cm ³
I_x	$= 18800$ cm ⁴	r	$= 18$ mm
I_y	$= 6240$ cm ⁴	h	$= 234$ mm

$$\begin{aligned}
 \text{BJ-41} & : F_y = 250 \text{ MPa} \\
 & F_u = 410 \text{ MPa} \\
 & E = 200000 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

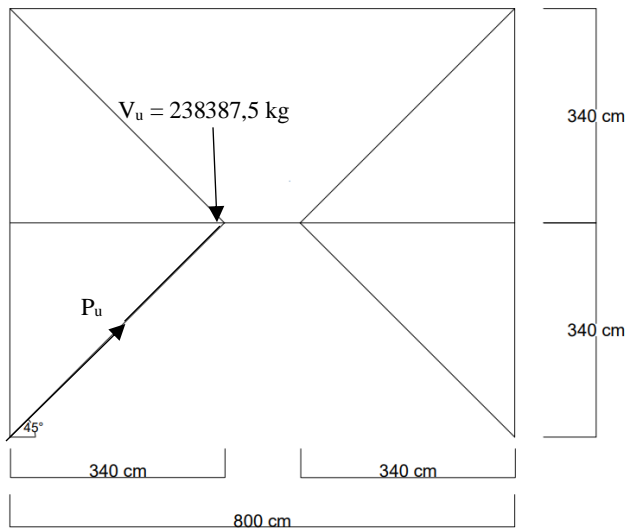
1. Gaya dalam yang terjadi

Menurut AISC 341-10 Pasal F3.3, Kekuatan perlu batang bresing beserta sambungan, balok diluar link, dan kolom harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar $1,25R_y V_n$ untuk profil I. Berdasarkan AISC 341-10 Pasal F3.5b.2, Kekuatan geser desain dari link, $\phi_v V_n$, harus nilai terkecil dari batas limit dari kelelahan geser dan kelelahan lentur, dari perhitungan sebelumnya didapatkan:

$$V_n = V_p = 127140 \text{ kg}$$

Kuat geser perlu balok diluar link:

$$\begin{aligned}
 V_u & = 1,25R_y V_n \\
 & = 1,25 \times 1,5 \times 127140 \\
 & = 238387,5 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 42 Pembebanan Bracing Arah Y

$$P_{u \text{ tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{238387,5}{\sin(45^\circ)} = 337130,836 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{238387,5}{\sin(45^\circ)} = 337130,836 \text{ kg}$$

2. Bresing Tekan

- Kontrol penampang elemen tekan

Sayap

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{299}{2 \times 14} = 10,679$$

$$\lambda_r = 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15,839$$

$10,679 < 15,839 \rightarrow$ penampang tidak langsing

Badan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{234}{9} = 26$$

$$\lambda_r = 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,49 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 42,144$$

$26 < 42,144 \rightarrow$ penampang tidak langsing

- Kekuatan tekan nominal

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Tegangan kritis F_{cr} sebagai berikut:

$$K = 1$$

$$L \text{ bresing} = 4,808 \text{ m} = 480,8 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{KL}{i_x} = \frac{1 \times 480,8}{13} = 36,985$$

$$\lambda_y = \frac{KL}{i_y} = \frac{1 \times 480,8}{7,51} = 64,021$$

Diambil yang terbesar yaitu

$$\lambda_{pakai} = \lambda_y = 64,021$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 133,219$$

$$\text{Maka } \lambda_{pakai} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(\lambda_{pakai})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2000000}{(64,021)^2} = 4815,982 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$= \left[0,658 \frac{2500}{4815,982} \right] 2500$$

$$F_{cr} = 2011,779 \text{ kg/cm}^2$$

- Kekuatan tekan nominal:

$$P_n = 1,1 R_y F_{cr} A_g$$

$$= 1,1 \times 1,5 \times 2011,779 \times 110,8$$

$$= 367793,351 \text{ kg}$$

- Kontrol desain bresing tekan:

$$P_u \text{ tekan} = 104235,243 \text{ kg (SAP 2000)}$$

$$P_u \text{ tekan} \leq \phi P_n$$

$$104235,243 \text{ kg} \leq 0,9 \times 367793,351 \text{ kg}$$

$$104235,243 \text{ kg} \leq 331014,016 \text{ kg (Ok)}$$

3. Bresing Tarik

- Kekuatan tarik nominal:

$$P_n = R_y F_y A_g$$

$$= 1,5 \times 2500 \times 110,8$$

$$= 415500 \text{ kg}$$

- Kontrol desain bresing tarik:

$$P_u \text{ tarik} \leq \phi P_n$$

$$337130,836 \text{ kg} \leq 0,9 \times 415500 \text{ kg}$$

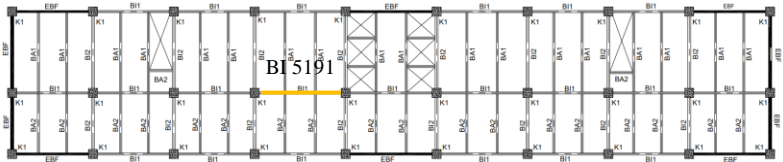
$$337130,836 \text{ kg} \leq 373950 \text{ kg (Ok)}$$

4.3.4 Perencanaan Balok Induk Komposit

Balok induk direncanakan menggunakan balok komposit dengan penghubung geser (*shear connector*).

4.3.4.1 Perencanaan Balok Induk Memanjang

Perencanaan balok induk arah memanjang dengan panjang 9 m, denah dapat dilihat pada Gambar 4.76. Balok induk yang ditinjau bernomor 5191 yang memiliki gaya dalam terbesar.



Gambar 4. 43 Denah Balok Induk Memanjang

Balok induk memanjang direncanakan dengan menggunakan profil WF 600 x 200 x 12 x 20 dengan data-data sebagai berikut:

d	$= 606 \text{ mm}$	i_x	$= 24,3 \text{ cm}$
bf	$= 201 \text{ mm}$	i_y	$= 4,22 \text{ cm}$
tf	$= 20 \text{ mm}$	Z_x	$= 3317 \text{ cm}^3$
tw	$= 12 \text{ mm}$	Z_y	$= 424 \text{ cm}^3$
A	$= 152,5 \text{ cm}^2$	S_x	$= 2980 \text{ cm}^3$
q	$= 120 \text{ kg/m}$	S_y	$= 271 \text{ cm}^3$
I_x	$= 90400 \text{ cm}^4$	r	$= 22 \text{ mm}$
I_y	$= 2720 \text{ cm}^4$	h	$= 522 \text{ mm}$

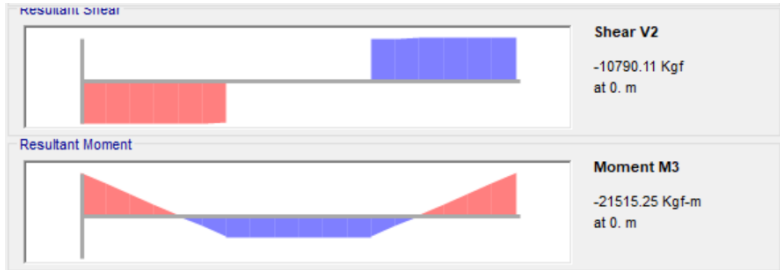
BJ-41	F_y	$= 250 \text{ MPa}$
	F_u	$= 410 \text{ MPa}$
	E	$= 200000 \text{ MPa}$

A. Sebelum komposit

Balok belum komposit karena beton masih dalam keadaan basah. Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek, beban pelat beton dan juga beban pekerja saat pelaksanaan.

1. Gaya dalam pada balok induk sebelum komposit

Gaya dalam maksimum pada balok induk didapatkan dari hasil analisis program SAP2000, berikut besarnya gaya dalam maksimum pada balok induk:



Gambar 4. 44 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang

Didapatkan:

$$N_u = 1549,77 \text{ kg}$$

$$V_u = 10790,11 \text{ kg}$$

$$M_u = 21515,25 \text{ kg.m}$$

2. Kontrol Kuat Momen Lentur

- Kontrol Tekuk Lokal Penampang

Sayap

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{201}{2 \times 20} = 5,025$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,748$$

$$5,025 < 10,748 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Badan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{522}{12} = 43,5$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,349$$

$43,5 < 106,349 \rightarrow$ penampang kompak

Karena penampang kompak, maka:

$$\begin{aligned} M_n &= M_p = Z_x F_y \\ &= 3317 \times 2500 \\ &= 8292500 \text{ kg.cm} \\ &= 82925 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan lentur desain:

$$\begin{aligned} M_u &\leq \phi M_n \\ 21515,25 \text{ kg.m} &\leq 0,9 \times 82925 \text{ kg.m} \\ 21515,25 \text{ kg.m} &\leq 74632,5 \text{ kg.m} \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral, $L_b = 9000 \text{ mm} = 900 \text{ cm}$

Profil yang dipakai dengan mutu baja BJ41:

$$L_p = 210,073 \text{ cm}$$

$$L_r = 644,200 \text{ cm}$$

$L_b > L_r \rightarrow$ Bentang Panjang

Maka momen nominal diperoleh dengan rumus:

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p$$

Data-data yang diperlukan untuk menghitung momen nominal:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

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

$$h_0 = d - tf = 606 - 20 = 586 \text{ mm} \approx 58,6 \text{ cm}$$

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12\left(1 + \frac{1ht_w}{6b_f t_f}\right)}} = \frac{20,1}{\sqrt{12\left(1 + \frac{1 \times 52,2 \times 1,2}{6 \times 20,1 \times 2}\right)}} = 5,17 \text{ cm}$$

$$J = \sum \frac{1}{3} b t^3 = \frac{1}{3} (d - 2t_f) t_w^3 + 2 \frac{1}{3} b_f t_f^3$$

$$= \frac{1}{3} (60,6 - 2 \times 2) 1,2^3 + 2 \frac{1}{3} (20,1) 2^3$$

$$J = 139,8 \text{ cm}^4$$

Untuk profil simetris ganda, $c = 1$

$$M_A = 2466,43 \text{ kg.m}$$

$$M_B = 10947,66 \text{ kg.m}$$

$$M_C = 2593,77 \text{ kg.m}$$

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

$$C_b = \frac{12,5 (21515,25)}{2,5 (21515,25) + 3 (2466,43) + 4 (10947,66) + 3 (2593,77)}$$

$$C_b = 2,385 > 2,3 \text{ (maka dipakai } C_b = 2,3)$$

$$F_{cr} = \frac{2,3 \cdot \pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{\left(\frac{900}{5,17}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{139,8 \times 1}{2980 \times 58,6} \left(\frac{900}{5,17}\right)^2}$$

$$F_{cr} = 2547,862 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

$$= 3103,68 \times 2980 \leq 8292500 \text{ kg.cm}$$

$$= 9248966,4 \text{ kg.cm} > 8292500 \text{ kg.cm}$$

Maka kapasitas momen diambil yang terkecil yaitu,

$$M_n = 8292500 \text{ kg.m}$$

- Kontrol kekuatan lentur desain:

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$212515,25 \text{ kg.m} \leq 0,9 \times 8292500 \text{ kg.m}$$

$$212515,25 \text{ kg.m} \leq 74632,5 \text{ kg.m (Ok)}$$

3. Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{522}{12} = 43,5$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,357$$

$$\frac{h}{tw} < 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi_v = 1,00, C_v = 1,0$$

Sehingga besarnya kekuatan geser nominal:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6F_yA_wC_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (60,6 \times 1,2) \times 1 \\ &= 109080 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan geser desain:

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi_v V_n \\ 10790,11 \text{ kg} &\leq 1 \times 109080 \text{ kg} \\ 10790,11 \text{ kg} &\leq 109080 \text{ kg} \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

4. Kontrol Lendutan

$$L = 900 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{900 \text{ cm}}{360} = 2,5 \text{ cm}$$



$$f_{terjadi} = 0,005 \text{ m} \approx 0,478 \text{ cm (dari hasil analisis SAP2000)}$$

$$f_{terjadi} < f_{ijin}$$

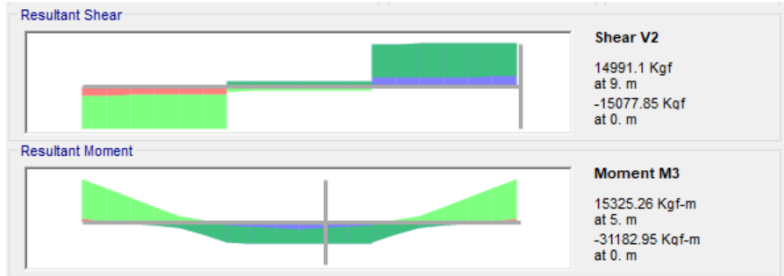
$$0,478 \text{ cm} < 2,5 \text{ cm (Ok)}$$

“Berdasarkan kontrol yang telah dilakukan, maka profil WF 600 x 200 x 12 x 20 sebelum komposit dapat digunakan untuk balok induk memanjang”.

B. Setelah komposit

1. Gaya dalam pada balok induk setelah komposit

Gaya dalam maksimum pada balok induk didapatkan dari hasil analisis program SAP2000, berikut besarnya gaya dalam maksimum pada balok induk:



Gambar 4. 45 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Setelah Komposit

Didapatkan:

$$N_u = 2174,47 \text{ kg}$$

$$V_u = 15077,85 \text{ kg}$$

$$M_u (+) = 15325,26 \text{ kg.m}$$

$$M_u (-) = 31162,95 \text{ kg.m}$$

2. Kontrol Kuat Momen Lentur

Dikontrol terhadap kapasitas momen positif dan momen negatif pada balok induk. Dengan dek baja gelombang tegak lurus dengan sumbu balok.

- **Zona Momen Positif**

Menghitung momen nominal

Balok Tengah

- Lebar efektif (SNI 1729:2015 Pasal I3.1.a)

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{L}{4} = \frac{900}{4} = 225 \text{ cm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq s = 650 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai $b_{\text{eff}} = 225 \text{ cm} = 2250 \text{ mm}$

- Kriteria penampang

$$\frac{h}{tw} = \frac{522}{12} = 43,5$$

$$\lambda p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,348$$

$43,5 < 106,348 \rightarrow$ penampang kompak

Dari perhitungan diatas, didapatkan nilai $\frac{h}{tw} < \lambda p$ sehingga momen nominal dianalisa dengan distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh.

- Tebal beton (t_b)

Berdasarkan SNI 1729-2015, untuk rusuk dek baja gelombang diorientasikan tegak lurus pada balok baja, beton di bawah paling atas dari dek baja harus diabaikan dalam penentuan properti penampang komposit dan dalam perhitungan A_c , maka:

hr dek baja gelombang = 54 mm

t_b = tebal plat beton – hr

$t_b = 100 - 54 = 46$ mm

- Menentukan nilai C

$$\begin{aligned} A_c &= b_{\text{eff}} \times t_b \\ &= 2250 \times 46 \\ &= 103500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

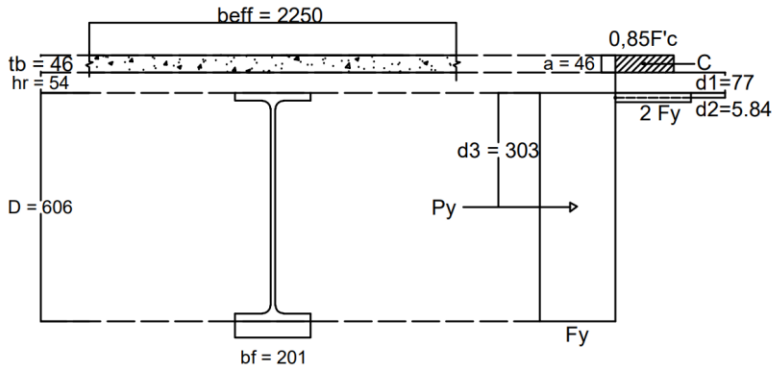
$$\begin{aligned} C_1 &= A_s \times f_y \\ &= 15250 \times 250 \\ &= 3812500 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_2 &= 0,85 \times f'_c \times A_c \\ &= 0,85 \times 30 \times 103500 \\ &= 2639250 \text{ N (terkecil)} \end{aligned}$$

Maka diambil C terkecil yaitu $C = C_2 = 2639250$ N (Sumbu netral berada pada profil baja)

- Menentukan jarak dari centroid gaya yang bekerja

$$a = \frac{C}{0,85 \cdot f'c \cdot beff} = \frac{2639250}{0,85 \times 30 \times 2250} = 46 \text{ mm}$$



Gambar 4. 46 Distribusi Tegangan Plastis untuk Momen Positif

$$d_1 = hr + tb - a/2 = 54 + 46 - 46/2 = 77 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{\frac{C1 - C2}{2}}{2F_y b_f} = \frac{\frac{3812500 - 2639250}{2}}{2 \times 250 \times 201} = 5,84 \text{ mm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{606}{2} = 303 \text{ mm}$$

- Perhitungan kapasitas momen positif

$$\begin{aligned} M_n &= C (d_1 + d_2) + P_y (d_3 - d_2) \\ &= 2639250 (77 + 5,84) + 3812500 (303 - 5,84) \\ &= 135155,797 \times 10^4 \text{ N.mm} \\ &= 135155,797 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan lentur positif desain sesudah komposit:

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$15325,26 \text{ kg.m} \leq 0,9 \times 135155,797 \text{ kg.m}$$

$$15325,26 \text{ kg.m} \leq 121640,217 \text{ kg.m} \text{ (Ok)}$$

- **Zona Momen Negatif**

Menggunakan tulangan negatif M10 – 200 mm

Jumlah tulangan negatif di sepanjang beff yaitu:

$$n = \frac{beff}{jarak\ tul.} = \frac{2250}{200} = 11,25 \approx 12 \text{ buah}$$

diameter tulangan 10 mm $\rightarrow A_r = 78,54 \text{ mm}^2$

$F_{ur} = 500 \text{ MPa}$

Tebal selimut beton (c) = 20 mm

- Menentukan lokasi gaya tarik pada balok baja

$$T = n \cdot A_r \cdot F_{ur} = 12 \times 78,54 \times 500 = 471240 \text{ N}$$

$$P_{yc} = A_s \cdot F_y = 15250 \times 250 = 3812500 \text{ N}$$

$$\frac{P_{yc} - T}{2} = \frac{3812500 - 471240}{2} = 1670630 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya pada sayap: } P_f &= b_f \times t_f \times F_y \\ &= 201 \times 20 \times 250 \\ &= 1005000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya pada badan: } P_w &= \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f \\ &= 1670630 - 1005000 \\ &= 665630 \text{ N} \end{aligned}$$

$$a_w = \frac{P_w}{t_w F_y} = \frac{665630}{12 \times 250} = 221,88 \text{ mm}$$

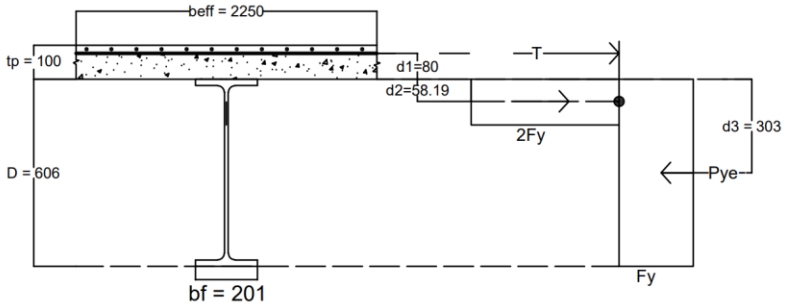
$$d_2 = \frac{(P_f \times 0,5 t_f) + (P_w (t_f + 0,5 a_w))}{P_f + P_w}$$

$$d_2 = \frac{(1005000 \times 0,5(20)) + (665630(20 + 0,5(221,88)))}{1005000 + 665630}$$

$$d_2 = 58,19 \text{ mm}$$

$$d_3 = \frac{d}{2} = \frac{606}{2} = 303 \text{ mm}$$

$$d_1 = h_r + t_b - c = 54 + 46 - 20 = 80 \text{ mm}$$



Gambar 4. 47 Distribusi Tegangan Plastis untuk Momen Negatif

- Perhitungan kapasitas momen negatif

$$\begin{aligned}
 M_n &= T (d_1 + d_2) + P_y (d_3 - d_2) \\
 &= 471240 (80 + 58,19) + 3812500 (303 - 58,19) \\
 &= 99845,878 \times 10^4 \text{ N.mm} \\
 &= 99845,878 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan lentur negatif desain sesudah komposit:

$$\begin{aligned}
 M_u &\leq \phi M_n \\
 31162,95 \text{ kg.m} &\leq 0,9 \times 97658,78 \text{ kg.m} \\
 31162,95 \text{ kg.m} &\leq 89861,29 \text{ kg.m} \text{ (Ok)}
 \end{aligned}$$

3. Kontrol Kuat Geser

$$\begin{aligned}
 \frac{h}{tw} &= \frac{522}{12} = 43,5 \\
 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} &= 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,357
 \end{aligned}$$

$$\frac{h}{tw} < 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi_v = 1,00, C_v = 1,0$$

Sehingga besarnya kekuatan geser nominal:

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 F_y A_w C_v \\
 &= 0,6 \times 2500 \times (60,6 \times 1,2) \times 1 \\
 &= 109080 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan geser desain:

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

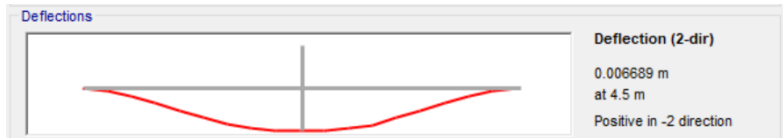
$$15077,85 \text{ kg} \leq 1 \times 109080 \text{ kg}$$

$$15077,85 \text{ kg} \leq 109080 \text{ kg (Ok)}$$

4. Kontrol lendutan

$$L = 900 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{900 \text{ cm}}{360} = 2,5 \text{ cm}$$



$$f_{terjadi} = 0,007 \text{ m} \approx 0,669 \text{ cm (dari hasil analisis SAP2000)}$$

$$f_{terjadi} < f_{ijin}$$

$$0,669 \text{ cm} < 2,5 \text{ cm (OK)}$$

5. Perencanaan *Shear Connector (Stud)*

Jumlah *shear connector* yang diperlukan antara penampang momen lentur maksimum, positif atau negatif, dan penampang yang berdekatan dari momen nol harus sama dengan geser horizontal seperti yang ditentukan pada Pasal I3.2d(1) dan I3.2d(2) dibagi dengan kekuatan geser nominal dari satu angkur baja seperti ditentukan dari Pasal I8.2a atau Pasal I8.2b.

- Kekuatan geser nominal *shear connector (stud)*

Menggunakan *shear connector* oleh Nelson tipe M19 dengan diameter 19 mm, dari brosur didapatkan:

$$A_{sa} = 283,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{sa}F_u = 12029 \text{ kg} = 118004,49 \text{ N}$$

$$\text{Beton: } E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}$$

Kekuatan penghubung geser stud yaitu:

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sa} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u$$

$$Q_n = 0,5(283,4)\sqrt{30(25742,96)} = 124525,91 \text{ N}$$

Dek gelombang tegak lurus profil baja dan digunakan 2 stud
maka: $R_g = 0,85$ dan $R_p = 0,6$

$$R_g R_p A_{sa} F_u = 0,85 \times 0,6 \times 118004,49 = 60182,3 \text{ N}$$

$$\text{Maka, } Q_n = 60182,3 \text{ N}$$

- Jumlah *shear connector* pada daerah momen positif
Gaya geser horizontal pada daerah momen positif
 $A_s \times f_y = 15250 \times 250 = 3812500 \text{ N}$
 $0,85 \times f_c \times A_c = 0,85 \times 30 \times 103500 = 2639250 \text{ N (terkecil)}$
Maka diambil yang terkecil yaitu $V_h = C_1 = 2639250 \text{ N}$

Jumlah Shear-Connector yang dibutuhkan

$$n = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{2639250}{2 \times 60182,3} = 21,927 \approx 22 \text{ baris}$$

- Jumlah *shear connector* pada daerah momen negatif
Gaya geser horizontal pada daerah momen negatif
 $V_h = n \cdot A_r \cdot F_{ur} = 12 \times 78,54 \times 500 = 471240 \text{ N}$

Jumlah Shear-Connector yang dibutuhkan

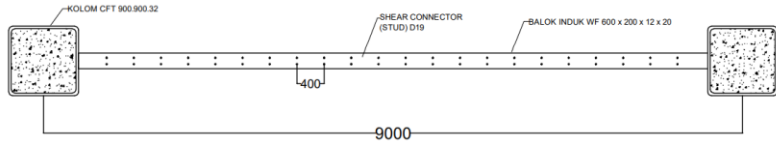
$$n = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{471240}{2 \times 60182,3} = 3,915 \approx 4 \text{ baris}$$

Kebutuhan *shear connector* terbanyak adalah pada momen positif sebanyak 22 baris, maka dipasang *shear connector* dengan jumlah 22 baris (1 baris terdiri dari 2 stud).

Jarak antar stud:

$$S = \frac{L}{n} = \frac{900}{22} = 40,909 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

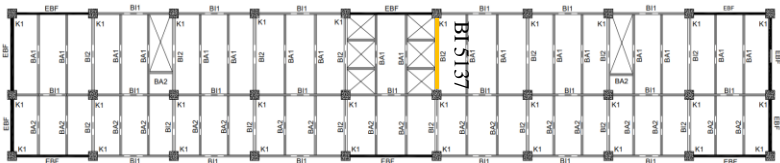
Maka dipasang *shear connector (stud)* diameter 19 mm dengan jumlah 22 baris (1 baris terdapat 2 buah stud) dan jarak 40 cm.



Gambar 4. 48 Shear Connector untuk Balok Induk Memanjang

4.3.4.2 Perencanaan Balok Induk Melintang

Perencanaan balok induk arah melintang dengan panjang 8 m, denah dapat dilihat pada Gambar 4.61. Balok induk yang ditinjau bernomor 5137 yang memiliki gaya dalam terbesar.



Gambar 4. 49 Denah Balok Induk Melintang

Balok induk memanjang direncanakan dengan menggunakan profil WF 600 x 300 x 12 x 17 dengan data-data sebagai berikut:

d	$= 582 \text{ mm}$	ix	$= 24,3 \text{ cm}$
bf	$= 300 \text{ mm}$	iy	$= 6,63 \text{ cm}$
tf	$= 17 \text{ mm}$	Zx	$= 3782 \text{ cm}^3$
tw	$= 12 \text{ mm}$	Zy	$= 785 \text{ cm}^3$
A	$= 174,5 \text{ cm}^2$	Sx	$= 3530 \text{ cm}^3$
q	$= 137 \text{ kg/m}$	Sy	$= 511 \text{ cm}^3$
Ix	$= 103000 \text{ cm}^4$	r	$= 28 \text{ mm}$
Iy	$= 7670 \text{ cm}^4$	h	$= 492 \text{ mm}$

BJ-41	$: Fy = 250 \text{ MPa}$
	$Fu = 410 \text{ MPa}$
	$E = 200000 \text{ MPa}$

A. Sebelum komposit

Balok sebelum komposit karena beton masih dalam keadaan basah. Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek, beban pelat beton dan juga beban pekerja saat pelaksanaan.

1. Gaya dalam pada balok induk sebelum komposit

Gaya dalam maksimum pada balok induk didapatkan dari hasil analisis program SAP2000, berikut besarnya gaya dalam maksimum pada balok induk:



Gambar 4. 50 Gaya Dalam Balok Induk Melintang

Didapatkan:

$$N_u = 16,3 \text{ kg}$$

$$V_u = 2860,4 \text{ kg}$$

$$M_u = 9563,61 \text{ kg.m}$$

2. Kontrol Kuat Momen Lentur

- Kontrol Tekuk Lokal Penampang

Sayap

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 17} = 8,824$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,748$$

$$8,824 < 10,748 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Badan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{492}{12} = 41$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,349$$

$41 < 106,349 \rightarrow$ penampang kompak

Karena penampang kompak, maka:

$$\begin{aligned} M_n &= M_p = Z_x F_y \\ &= 3782 \times 2500 \\ &= 9455000 \text{ kg.cm} \\ &= 94550 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan lentur desain:

$$\begin{aligned} M_u &\leq \phi M_n \\ 9563,61 \text{ kg.m} &\leq 0,9 \times 94550 \text{ kg.m} \\ 9563,61 \text{ kg.m} &\leq 85095 \text{ kg.m} \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral, $L_b = 8000 \text{ mm} = 800 \text{ cm}$

Profil yang dipakai dengan mutu baja BJ41:

$$L_p = 330,044 \text{ cm}$$

$$L_r = 946,320 \text{ cm}$$

$L_p < L_b < L_r \rightarrow$ Bentang Menengah

Maka, momen nominal diperoleh dengan rumus:

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

$$M_A = 4112,53 \text{ kg.m}$$

$$M_B = 626,84 \text{ kg.m}$$

$$M_C = 4667,11 \text{ kg.m}$$

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

$$C_b = \frac{12,5 (9563,61)}{2,5 (9563,61) + 3 (4112,53) + 4 (626,84) + 3 (4667,11)}$$

$$C_b = 2,27 < 2,3$$

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

$$M_n = 2,27 \left[\begin{array}{c} 9455000 - (9455000 - 0,7 \times 2500 \times 3530) \\ \left(\frac{800-330,044}{946,320-330,044} \right) \end{array} \right]$$

$$M_n = 15761746,1 \text{ kg.cm} > M_p = 9455000 \text{ kg.cm}$$

Maka kapasitas momen diambil yang terkecil yaitu,

$$M_n = 94550 \text{ kg.m}$$

- Kontrol kekuatan lentur desain:

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$9563,61 \text{ kg.m} \leq 0,9 \times 94550 \text{ kg.m}$$

$$9563,61 \text{ kg.m} \leq 85095 \text{ kg.m (Ok)}$$

3. Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 41$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,357$$

$$\frac{h}{tw} < 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi_v = 1,00, C_v = 1,0$$

Sehingga besarnya kekuatan geser nominal:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6F_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (58,2 \times 1,2) \times 1 \\ &= 104760 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kontrol kekuatan geser desain:

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$2860,4 \text{ kg} \leq 1 \times 104760 \text{ kg}$$

$$2860,4 \text{ kg} \leq 104760 \text{ kg (Ok)}$$

4. Kontrol Lendutan

$$L = 800 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{800}{360} = 2,22 \text{ cm}$$



$f_{\text{terjadi}} = 0,0006 \text{ m} \approx 0,061 \text{ cm}$ (dari hasil analisis SAP2000)

$f_{\text{terjadi}} < f_{\text{ijin}}$

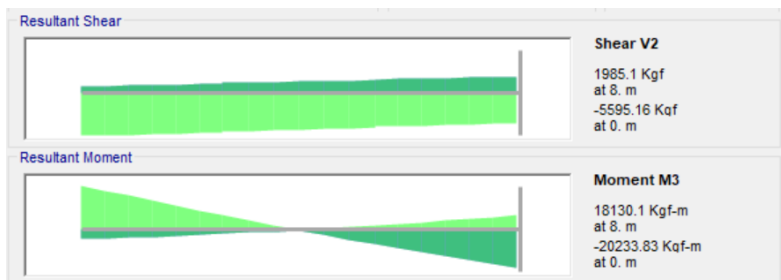
$0,061 \text{ cm} < 2,2 \text{ cm}$ (Ok)

“Berdasarkan kontrol yang telah dilakukan, maka sebelum komposit profil WF 600 x 300 x 12 x 17 dapat digunakan untuk balok induk melintang”.

B. Setelah Komposit

1. Gaya dalam pada balok induk setelah komposit

Gaya dalam maksimum pada balok induk didapatkan dari hasil analisis program SAP2000, berikut besarnya gaya dalam maksimum pada balok induk:



Gambar 4. 51 Gaya Dalam Balok Induk Melintang sesudah Komposit

Didapatkan:

$N_u = 1575,20 \text{ kg}$

$V_u = 5595,16 \text{ kg}$

$M_u (+) = 18130,1 \text{ kg.m}$

$M_u (-) = -20233,83 \text{ kg.m}$

2. Kontrol Kuat Momen Lentur

Dikontrol terhadap kapasitas momen positif dan momen negatif pada balok induk. Dengan dek baja gelombang sejajar dengan sumbu balok.

• Zona Momen Positif

- Lebar efektif (SNI 1729:2015 Pasal I3.1.a)

$$b_{\text{eff}} \leq \frac{L}{4} = \frac{800}{4} = 200 \text{ cm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq s = 800 = 800 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai $b_{\text{eff}} = 200 \text{ cm}$

- Kriteria penampang

$$\frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 41$$

$$\lambda p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,348$$

$$41 < 106,348 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Dari perhitungan diatas, didapatkan nilai $\frac{h}{tw} < \lambda p$ sehingga momen nominal dianalisa dengan distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh.

- Tebal beton (t_b)

Berdasarkan SNI 1729-2015, untuk rusuk dek baja gelombang diorientasikan sejajar pada balok baja, Beton di bawah paling atas dari dek baja diperkenankan untuk dimasukkan dalam penentuan properti penampang komposit dan harus dimasukkan dalam perhitungan A_c , maka:

t_b = tebal plat beton

$$t_b = 100 \text{ mm}$$

- Menentukan nilai C

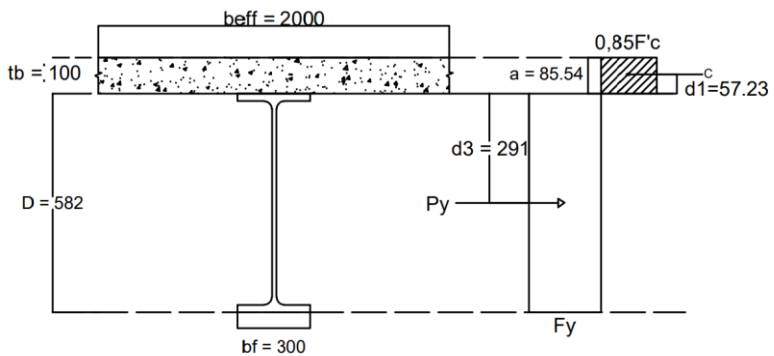
$$\begin{aligned} A_c &= b_{\text{eff}} \times t_b \\ &= 2000 \times 100 \\ &= 200000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_1 &= A_s \times f_y \\
 &= 17450 \times 250 \\
 &= 4362500 \text{ N (terkecil)} \\
 C_2 &= 0,85 \times f'_c \times A_c \\
 &= 0,85 \times 30 \times 200000 \\
 &= 5100000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Maka diambil C terkecil yaitu $C = C_1 = 4362500 \text{ N}$ (Sumbu netral pada pelat beton)

- Menentukan jarak dari centroid gaya yang bekerja

$$a = \frac{C}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_{eff}} = \frac{4362500}{0,85 \times 30 \times 2000} = 85,54 \text{ mm}$$



Gambar 4. 52 Distribusi Tegangan Plastis untuk Momen Positif

$$\begin{aligned}
 d_1 &= t_b - a/2 = 100 - 85,54/2 = 57,23 \text{ mm} \\
 d_2 &= 0 \rightarrow \text{profil baja tidak mengalami tekan} \\
 d_3 &= \frac{D}{2} = \frac{582}{2} = 291 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan kapasitas momen positif

$$\begin{aligned}
 M_n &= C (d_1 + d_2) + P_y (d_3 - d_2) \\
 &= 4362500 (57,23 + 0) + 5100000 (291 - 2,46) \\
 &= 172121,988 \times 10^4 \text{ N.mm} \\
 &= 172121,988 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan lentur positif desain sesudah komposit:

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$18130,1 \text{ kg.m} \leq 0,9 \times 172121,988 \text{ kg.m}$$

$$18130,1 \text{ kg.m} \leq 154909,789 \text{ kg.m (Ok)}$$

• **Zona Momen Negatif**

Menggunakan tulangan negatif M10-200mm

Jumlah tulangan negatif di sepanjang beff yaitu:

$$n = \frac{beff}{\text{jarak tul.}} = \frac{2000}{200} = 10 \text{ buah}$$

diameter tulangan 10mm $\rightarrow A_r = 78,54 \text{ mm}^2$

$$F_{ur} = 500 \text{ MPa}$$

Tebal selimut beton (c) = 20 mm

- Menentukan lokasi gaya tarik pada balok baja

$$T = n \cdot A_r \cdot F_{ur} = 10 \times 78,54 \times 500 = 392700 \text{ N}$$

$$P_{yc} = A_s F_y = 17450 \times 250 = 4362500 \text{ N}$$

$$\frac{P_{yc} - T}{2} = \frac{4362500 - 392700}{2} = 1984900 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya pada sayap: } P_f &= b_f \times t_f \times F_y \\ &= 300 \times 17 \times 250 \\ &= 1275000 \text{ N} \end{aligned}$$

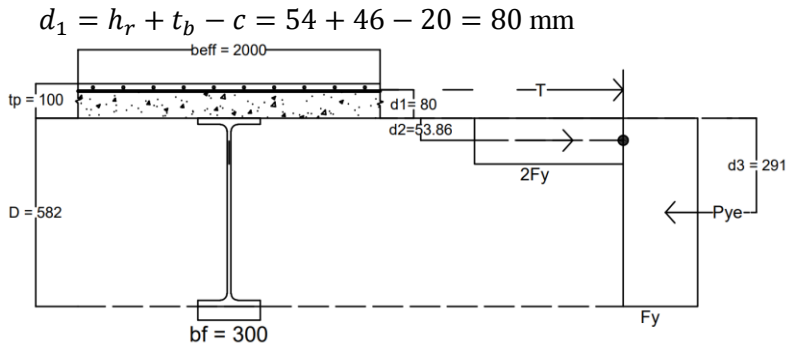
$$\begin{aligned} \text{Gaya pada badan: } P_w &= \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f \\ &= 1984900 - 1275000 \\ &= 709900 \text{ N} \end{aligned}$$

$$a_w = \frac{P_w}{t_w F_y} = \frac{709900}{12 \times 250} = 236,63 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d_2 &= \frac{(P_f \times 0,5 t_f) + (P_w (t_f + 0,5 a_w))}{P_f + P_w} \\ d_2 &= \frac{(1275000 \times 0,5(17)) + (709900 (17 + 0,5(236,63)))}{1275000 + 709900} \end{aligned}$$

$$d_2 = 53,86 \text{ mm}$$

$$d_3 = \frac{d}{2} = \frac{582}{2} = 291 \text{ mm}$$



Gambar 4. 53 Distribusi Tegangan Plastis untuk Momen Negatif

- Perhitungan kapasitas momen negatif

$$\begin{aligned} M_n &= T (d_1 + d_2) + P_y (d_3 - d_2) \\ &= 392700 (80 + 53,86) + 4362500 (291 - 53,86) \\ &= 108709,007 \times 10^4 \text{ N.mm} \\ &= 108709,007 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan lentur negatif desain sesudah komposit:

$$\begin{aligned} M_u &\leq \phi M_n \\ 20233,83 \text{ kg.m} &\leq 0,9 \times 108709,007 \text{ kg.m} \\ 20233,83 \text{ kg.m} &\leq 97838,106 \text{ kg.m} \quad (\mathbf{OK}) \end{aligned}$$

3. Kontrol Kuat Geser

$$\begin{aligned} \frac{h}{tw} &= \frac{492}{12} = 41 \\ 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} &= 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,36 \\ \frac{h}{tw} &< 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \phi_v = 1,00, C_v = 1,0 \end{aligned}$$

Sehingga besarnya kekuatan geser nominal:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 F_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (58,2 \times 1,2) \times 1 \end{aligned}$$

$$= 104760 \text{ kg}$$

- Kontrol kekuatan geser desain:

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

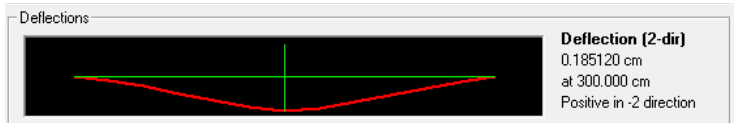
$$5595,16 \text{ kg} \leq 1 \times 104760 \text{ kg}$$

$$5595,16 \text{ kg} \leq 104760 \text{ kg (Ok)}$$

4. Kontrol lendutan

$$L = 800 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{800 \text{ cm}}{360} = 2,22 \text{ cm}$$



$$f_{terjadi} = 0,185 \text{ cm (dari hasil analisis SAP2000)}$$

$$f_{terjadi} < f_{ijin} \text{ (OK)}$$

5. Perencanaan *Shear Connector (Stud)*

Jumlah *shear connector* yang diperlukan antara penampang momen lentur maksimum, positif atau negatif, dan penampang yang berdekatan dari momen nol harus sama dengan geser horizontal seperti yang ditentukan pada Pasal I3.2d(1) dan I3.2d(2) dibagi dengan kekuatan geser nominal dari satu angkur baja seperti ditentukan dari Pasal I8.2a atau Pasal I8.2b.

- Kekuatan geser nominal *shear connector (stud)*

Menggunakan *shear connector* oleh Nelson tipe M19 dengan diameter 19 mm, dari brosur didapatkan:

$$A_{sa} = 283,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{sa} F_u = 12029 \text{ kg} = 118004,49 \text{ N}$$

$$\text{Beton: } E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}$$

Kekuatan penghubung geser stud yaitu:

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sa} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u$$

$$Q_n = 0,5(283,4)\sqrt{30(25742,96)} = 124525,91 \text{ N}$$

Dek gelombang sejajar profil baja dan digunakan 2 stud maka,

$$\frac{w_r}{h_r} = \frac{200}{54} = 3,7 > 1,5, \text{ didapatkan:}$$

$$R_g = 1 \text{ dan } R_p = 0,75 \text{ (Tabel SNI 1729-2015)}$$

$$R_g R_p A_{sa} F_u = 1 \times 0,75 \times 118004,49 = 88503,37 \text{ N}$$

$$\text{Maka, } Q_n = 88503,37 \text{ N}$$

- Jumlah *shear connector* pada daerah momen positif
Gaya geser horizontal pada daerah momen positif
 $A_s \times f_y = 17450 \times 250 = 4362500 \text{ N}$
 $0,85 \times f'_c \times A_c = 0,85 \times 30 \times 200000 = 5100000 \text{ N (terkecil)}$
 Maka diambil yang terkecil yaitu $V_h = 4362500 \text{ N}$

Jumlah Shear-Connector yang dibutuhkan:

$$n = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{4362500}{2 \times 88503,37} = 24,65 \approx 26 \text{ baris}$$

- Jumlah *shear connector* pada daerah momen negatif
Gaya geser horizontal pada daerah momen negatif
 $V_h = n \cdot A_r \cdot F_{ur} = 10 \times 78,54 \times 500 = 392700 \text{ N}$

Jumlah Shear-Connector yang dibutuhkan:

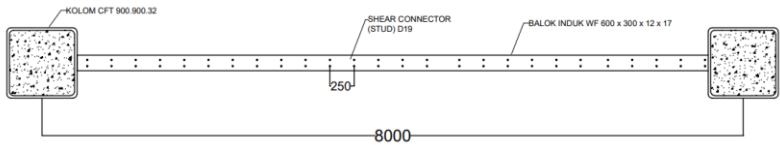
$$n = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{314160}{2 \times 88503,37} = 2,22 \approx 2 \text{ baris}$$

Kebutuhan *shear connector* terbanyak adalah pada momen positif sebanyak 26 baris, maka dipasang *shear connector* dengan jumlah 26 baris.

Jarak antar stud:

$$S = \frac{L}{n} = \frac{800}{26} = 30,769 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

Maka dipasang *shear connector (stud)* diameter 19 mm dengan jumlah 26 baris (2 baris terdiri dari 2 stud) dengan jarak 25 cm.



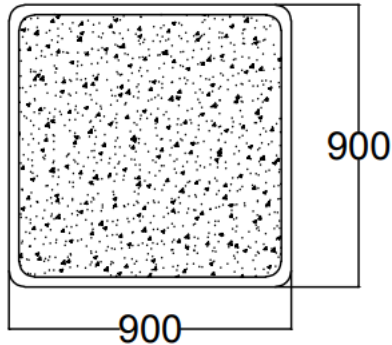
Gambar 4. 54 Shear Connector untuk Balok Induk Melintang

Tabel 4. 32 Rekapitulasi Balok Induk Komposit

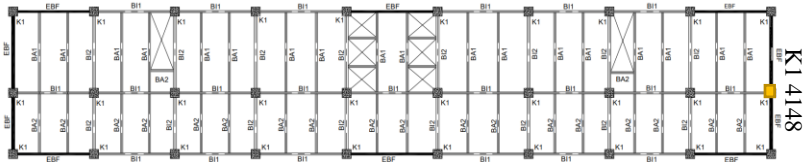
Lantai	Panjang Balok Induk	Tipe	Profil WF
1-25	9 m	BI 1	WF 600.200.12.20
	8 m	BI 1	WF 600.200.12.20
	8 m	BI 2	WF 600.300.12.17
	6 m	BI 2	WF 600.300.12.17
Atap	9 m	BI	WF 500.200.9.14
	8 m	BI	WF 500.200.9.14
	8 m	BI	WF 500.200.9.14
	6 m	BI	WF 500.200.9.14

4.3.5 Perencanaan Kolom Komposit

Direncanakan kolom komposit berupa kolom komposit terisi beton (CFT) tipe hollow section seperti pada gambar berikut.



Gambar 4. 55 Kolom CFT Persegi



Gambar 4. 56 Denah Kolom Yang Ditinjau

Kolom direncanakan menggunakan Concrete Filled Steel Tube dengan profil baja Hollow Section 900 x 900 x 32 data-data sebagai berikut:

d	$= 900 \text{ mm}$	i_x	$= 35,46 \text{ cm}$
t	$= 32 \text{ mm}$	i_y	$= 35,46 \text{ cm}$
A	$= 1111,04 \text{ cm}^2$	Z_x	$= 31045,256 \text{ cm}^3$
q	$= 898,56 \text{ kg/m}$	Z_y	$= 31045,256 \text{ cm}^3$
I_x	$= 1397036,5 \text{ cm}^4$	S_x	$= 36180,74 \text{ cm}^3$
I_y	$= 1397036,5 \text{ cm}^4$	S_y	$= 36180,74 \text{ cm}^3$

$$\begin{aligned}
 \text{BJ-41} & : F_y = 250 \text{ MPa} \\
 & \quad F_u = 410 \text{ MPa} \\
 & \quad E = 200000 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beton: } A_c &= 0,699 \text{ m}^2 = 6990 \text{ cm}^2 \\
 f_c' &= 40 \text{ MPa} \\
 E_c &= 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{40} = 29725,41 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

a. Gaya dalam pada kolom

Gaya dalam pada kolom didapatkan dari hasil analisis program SAP2000, berikut besarnya gaya dalam pada kolom:

- Akibat kombinasi (1,2DL + 1LL + Ex)

$$\begin{aligned}
 P_u &= 666413,62 \text{ kg} \\
 M_u &= 130352,64 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$
- Akibat beban gravitasi (1,2DL + 1,2 SDL + 1LL)

$$\begin{aligned}
 P_u &= 919895,15 \text{ kg} \\
 M_{ux} &= 14301,03 \text{ kg.m} \\
 M_{uy} &= 2454,05 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$
- Akibat beban gempa (QUAKE X)

$$\begin{aligned}
 P_u &= 67204,08 \text{ kg} \\
 M_{ux} &= 129891,78 \text{ kg.m} \\
 M_{uy} &= 26189,09 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

b. Penampang

Untuk komponen struktur komposit terisi beton, luas penampang baja harus terdiri sedikitnya 1% dari total penampang melintang komposit. Komponen struktur komposit terisi beton harus diklasifikasikan untuk tekuk lokal sesuai dengan Pasal II.4.

$$\begin{aligned}
 \frac{A_s}{A_s + A_c} \times 100\% &\geq 1\% \\
 \frac{1111,04}{1111,04 + 6990} \times 100\% &\geq 1\% \\
 13,71\% &\geq 1\% \text{ (Ok)}
 \end{aligned}$$

c. Kontrol kuat tekan

- Kontrol tekuk lokal elemen tekan

$$\frac{b}{t} = \frac{900 - 32 - 32}{32} = 26,125$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,26 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,922$$

$26,125 < 63,922 \rightarrow$ penampang kompak

- Kuat tekan nominal

Untuk penampang kompak:

$C_2 = 0,85$ untuk penampang persegi

$$P_p = F_y A_s + C_2 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

$$P_p = 2500 (1111,04) + 0,85 \times 400 (6990 + 0)$$

$$P_p = 5154200 \text{ kg}$$

$$P_{no} = P_p = 5154200 \text{ kg}$$

Kontrol kekuatan tekan desain:

$$P_u \text{ tekan} \leq \phi_c P_{no}$$

$$666413,62 \text{ kg} \leq 0,9 \times 5154200 \text{ kg}$$

$$666413,62 \text{ kg} \leq 4638780 \text{ kg (Ok)}$$

d. Kontrol kuat lentur

- Kontrol tekuk lokal elemen lentur

Sayap

$$\frac{b}{t} = \frac{900 - 32 - 32}{32} = 26,125$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,26 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,92$$

$26,125 < 63,922 \rightarrow$ penampang kompak

Badan

$$\frac{h}{t} = \frac{900 - 32 - 32}{32} = 26,125$$

$$\lambda_p = 3,00 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,00 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 84,853$$

26,125 < 84,853 → penampang kompak

- Kuat lentur nominal

Untuk penampang kompak:

$$\begin{aligned} M_n &= M_p = Z_x F_y \\ &= 31045,256 \times 2500 \\ &= 77613140 \text{ kg.cm} \\ &= 776131,4 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan lentur desain:

$$\begin{aligned} M_u &\leq \phi M_n \\ 130352,64 \text{ kg.m} &\leq 0,9 \times 776131,4 \text{ kg.m} \\ 130352,64 \text{ kg.m} &\leq 698518,26 \text{ kg.m (Ok)} \end{aligned}$$

- e. Analisis Orde Kedua

1. Momen Arah sumbu X

Kekuatan lentur orde kedua yang diperlukan, M_r , dan kekuatan aksial, P_r , dari semua komponen struktur harus ditentukan sebagai berikut:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

Dari SAP didapatkan:

$M_{nt} = +14301,03 \text{ kg.m}$ (akibat kombinasi 1,2DL + 1,2SDL + 1LL)

$M_{lt} = +129891,78 \text{ kg.m}$ (akibat QUAKE X)

- Mencari B_1

Terhadap beban gravitasi

Dari SAP2000 didapatkan nilai:

$M_1 = -2454,05 \text{ kg.m}$ (terkecil)

$M_2 = 14301,03 \text{ kg.m}$ (terbesar)

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{2454,05}{14301,03} \right) = 0,53$$

$$\alpha = 1,00$$

$$P_r = P_{nt} + P_{lt}$$

$$P_r = 919895,15 + 67204,08$$

$$P_r = 987099,23 \text{ kg}$$

$$K_1 = 1,00$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \cdot 10^6 \times 1397036,5}{(1 \times 340)^2}$$

$$P_{e1} = 238550131,3 \text{ kg}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$B_1 = \frac{0,53}{1 - \left(1 \times \frac{987099,23}{238550131,3}\right)} \geq 1$$

$$B_1 = 0,534 < 1$$

Maka digunakan, nilai $B_1 = 1$

- Mencari B_2

Terhadap beban gempa

$$\alpha = 1,00$$

$$P_{story} = 666413,62 \text{ kg}$$

$$P_{mf} = 0 \text{ (untuk sistem rangka berberis)}$$

$$R_M = 1 - 0,15 \left(\frac{P_{mf}}{P_{story}} \right) =$$

$$R_M = 1 - 0,15 \left(\frac{0}{666413,62} \right)$$

$$R_M = 1$$

$$H = 23125,37 \text{ kg}$$

$$\Delta_H = 8,61 \text{ mm} = 0,861 \text{ cm}$$

$$L = 300 \text{ cm}$$

$$P_{e \text{ story}} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} = 1 \frac{23125,37 \times 300}{0,861}$$

$$P_{e \text{ story}} = 8057620,209 \text{ kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \alpha \frac{P_{story}}{P_{e story}}} \geq 1$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left(1 \times \frac{666413,62}{8057620,209}\right)} \geq 1$$

$$B_2 = 0,83 < 1$$

Maka, nilai $B_2 = 1,0$

Kekuatan lentur orde kedua yang diperlukan pada sumbu X, Mrx, sebagai berikut:

$$M_{rx} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$M_{rx} = 1 \times 14301,03 + 1 \times 129891,78$$

$$M_{rx} = 144192,81 \text{ kg.m}$$

2. Momen Arah sumbu Y

Kekuatan lentur orde kedua yang diperlukan, Mr, dan kekuatan aksial, Pr, dari semua komponen struktur harus ditentukan sebagai berikut:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

Dari SAP didapatkan:

$$M_{nt} = +72454,05 \text{ kg.m (akibat kombinasi 1,2DL + 1,2SDL + 1LL)}$$

$$M_{lt} = +26189,09 \text{ kg.m (akibat QUAKE X)}$$

- Mencari B1

Terhadap beban gravitasi

Dari SAP2000 didapatkan nilai:

$$M_1 = -1316,36 \text{ kg.m (terkecil)}$$

$$M_2 = 2454,05 \text{ kg m (terbesar)}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{1316,36}{2454,05} \right) = 0,385$$

$$\alpha = 1,00$$

$$P_r = P_{nt} + P_{lt}$$

$$P_r = 919895,15 + 67204,08$$

$$P_r = 987099,23 \text{ kg}$$

$$K_1 = 1,00$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \cdot 10^6 \times 1397036,5}{(1 \times 340)^2}$$

$$P_{e1} = 238550131,3 \text{ kg}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$B_1 = \frac{0,53}{1 - \left(1 \times \frac{987099,23}{238550131,3}\right)} \geq 1$$

$$B_1 = 0,534 < 1$$

Maka digunakan, nilai $B_1 = 1$

- Mencari B2

Terhadap beban gempa

$$\alpha = 1,00$$

$$P_{story} = 666413,62 \text{ kg}$$

$$P_{mf} = 0 \text{ (untuk sistem rangka berberis)}$$

$$R_M = 1 - 0,15 \left(\frac{P_{mf}}{P_{story}} \right)$$

$$R_M = 1 - 0,15 \left(\frac{0}{666413,62} \right)$$

$$R_M = 1$$

$$H = 7071,05 \text{ kg}$$

$$\Delta_H = 32,38 \text{ mm} = 0,324 \text{ cm}$$

$$L = 300 \text{ cm}$$

$$P_{e \text{ story}} = R_M \frac{HL}{\Delta_H}$$

$$P_{e \text{ story}} = 1 \frac{7071,05 \times 300}{0,324}$$

$$P_{e \text{ story}} = 6547268,519 \text{ kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \alpha \frac{P_{story}}{P_{e story}}} \geq 1$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left(1 \times \frac{666413,62}{6547268,519}\right)} \geq 1$$

$$B_2 = 1,113 \geq 1$$

Maka, nilai $B_2 = 1,113$

Kekuatan lentur orde kedua yang diperlukan pada sumbu Y, Mrx, sebagai berikut:

$$M_{ry} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$M_{ry} = 1 \times 2454,05 + 1,113 \times 26189,09$$

$$M_{ry} = 31602,507 \text{ kg.m}$$

f. Gaya aksial

Kekuatan aksial, Pr, dari semua komponen struktur harus ditentukan sebagai berikut:

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

Dari SAP didapatkan:

$P_{nt} = -919895,15 \text{ kg}$ (akibat kombinasi 1,2DL + 1,2SDL + 1LL)

$P_{lt} = 67204,08 \text{ kg}$ (akibat QUAKE X)

Kekuatan aksial orde kedua yang diperlukan, Pr, sebagai berikut:

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

$$P_r = 919895,15 + 1,113 \times 67204,08$$

$$P_r = 994693,291 \text{ kg}$$

Kombinasi lentur dan gaya aksial

$$\frac{P_r}{\phi P_n} = \frac{994693,291}{4638780} = 0,214 > 0,2$$

Bila $\frac{P_r}{\phi P_n} \geq 0,2$, maka

$$\frac{P_r}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$\frac{994693,291}{4638780} + \frac{8}{9} \left(\frac{144192,81}{698518,26} + \frac{31602,507}{698518,26} \right) \leq 1$$

0,437 < 1 (**OK**)

Maka, kolom CFT 900 x 900 x 32 kuat menahan beban dan dapat digunakan untuk lantai dasar.

Tabel 4. 33 Rekapitulasi Profil Kolom

Lantai	Kolom
1-8	CFT 900 x 900 x 32
9-14	CFT 800 x 800 x 32
15-20	CFT 700 x 700 x 32
21-26	CFT 600 x 600 x 22

4.4 Perencanaan Sambungan

4.4.1 Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak

4.4.1.1 Sambungan Balok Induk Atap dengan Balok Anak

Sambungan balok anak dengan balok induk atap menggunakan baut (*simple connection*), baut yang digunakan tipe tumpu dengan elemen penyambung menggunakan sepasang plat siku.

1. Sambungan pada balok anak atap

Pada perhitungan pada balok anak atap didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 7343,128 kg. Profil balok anak WF 400 x 200 x 8 x 13 dan profil balok induk WF 500 x 200 x 9 x 14. Untuk elemen penyambung digunakan pelat siku L 60 x 60 x 8.

Digunakan baut A325: $d_b = 12 \text{ mm}$

$$A_b = 113,1 \text{ mm}^2 = 1,131 \text{ cm}^2$$

$$D \text{ lubang} = d_b + 1,5 = 12 + 1,5 = 13,5 \text{ mm}$$

$$F_{nv} = 457 \text{ MPa} = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

- Kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} m A_b$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 4570 \times 2 \times 1,131$$

$$\phi R_n = 7753,005 \text{ kg}$$

- Kekuatan tumpu

$$\phi = 0,75$$

T_p (terkecil dari 2 elemen yang disambung) = 8 mm

$$l_c = \text{Jarak tepi} - \frac{1}{2} D_{\text{lubang baut}}$$

$$= 30 - \frac{1}{2} (13,5)$$

$$= 23,25 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 1,2 \times 23,25 \times 0,8 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,2 \times 0,8 \times 4100$$

$$\phi R_n = 6863,4 \text{ kg} < 9446,4 \text{ kg}$$

Maka kekuatan tumpu, $\phi R_n = 6863,4 \text{ kg}$

Kekuatan baut diambil yang terkecil diantara kuat geser dan kuat tumpu baut, maka:

$$\phi R_n = 6863,4 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang digunakan:

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{7343,128}{6863,4} = 1,07 \text{ (Direncanakan dengan 3 baut)}$$

Jarak Baut

- Jarak tepi terbebani (S_1)

$$1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$1,5(12) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(8) \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$18 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 96 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak tepi = 30 mm

- Jarak antar baut

$$3d_b \leq \text{jarak antar baut} \leq 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$3(12) \leq \text{jarak antar baut} \leq 15(8) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$36 \text{ mm} \leq \text{jarak antar baut} \leq 120 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak antar baut = 50 mm

- Jarak tepi tidak terbebani (S_2)

$$1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$1,5(12) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(8) \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$18 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 96 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak tepi = 30 mm

2. Sambungan pada balok induk

Pada perhitungan pada balok anak atap didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 7767,86 kg.

Profil balok anak WF 400 x 200 x 8 x 13

Profil balok induk WF 500 x 200 x 9 x 14

Digunakan baut A325: $d_b = 12 \text{ mm}$

$$A_b = 113,1 \text{ mm}^2 = 1,131 \text{ cm}^2$$

$$D \text{ lubang} = d_b + 1,5 = 12 + 1,5 = 13,5 \text{ mm}$$

$$F_{nv} = 457 \text{ MPa} = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

- Kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} m A_b$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 4570 \times 2 \times 1,131$$

$$\phi R_n = 7753,005 \text{ kg}$$

- Kekuatan tumpu

$$\phi = 0,75$$

t_p (terkecil dari 2 elemen yang disambung) = 8 mm

$$l_c = \text{Jarak tepi} - \frac{1}{2} D_{\text{lubang baut}}$$

$$= 30 - \frac{1}{2} (13,5)$$

$$= 23,25 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 1,2 \times 23,25 \times 0,8 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,2 \times 0,8 \times 4100$$

$$\phi R_n = 6863,4 \text{ kg} < 9446,4 \text{ kg}$$

Maka kekuatan tumpu, $\phi R_n = 6863,4 \text{ kg}$

Kekuatan baut diambil yang terkecil diantara kuat geser dan kuat tumpu baut, maka:

$$\phi R_n = 6863,4 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang digunakan:

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{7767,86 \text{ kg}}{6863,4 \text{ kg}} = 1,14 \text{ (Direncanakan dengan 3 baut)}$$

Jarak Baut

- Jarak tepi terbebani (S_1)

$$1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$1,5(12) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(8) \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$18 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 96 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak tepi = 30 mm

- Jarak antar baut (S)

$$3d_b \leq \text{jarak antar baut} \leq 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$3(12) \leq \text{jarak antar baut} \leq 15(8) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$36 \text{ mm} \leq \text{jarak antar baut} \leq 120 \text{ mm}$$

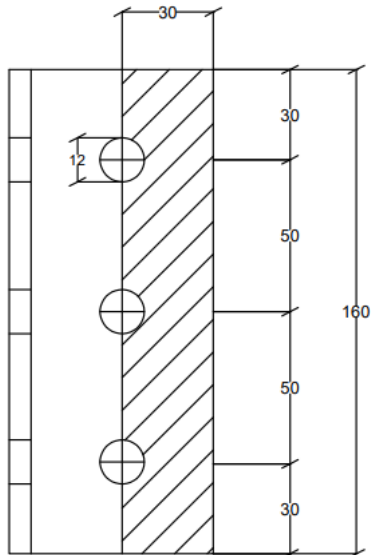
Maka digunakan jarak antar baut = 50 mm

- Jarak tepi tidak terbebani (S_2)
 $1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p$ atau 150 mm
 $1,5(12) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(8)$ atau 150 mm
 $18 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 96 \text{ mm}$
 Maka digunakan jarak tepi = 30 mm

Kontrol kekuatan plat siku

Digunakan profil $\text{L} 60 \times 60 \times 8$

D lubang = $d_b + 1,5 = 12 + 1,5 = 13,5 \text{ mm}$



Gambar 4. 57 Bidang Geser pada Plat Siku

$$A_{gv} = L_{gv} \times t_{\text{plat siku}} = 160 \times 8 = 1280 \text{ mm}^2 = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{plat siku}} = (160 - (3 \times 12)) \times 8 = 992 \text{ mm}^2 = 9,92 \text{ cm}^2$$

- Pelelehan geser elemen
 $\phi = 1,00$
 $\phi R_n = \phi 0,60 F_y A_{gv}$

$$\phi R_n = 1 \times 0,60 \times 2500 \times 12,8$$

$$\phi R_n = 19200 \text{ kg}$$

- Keruntuhan geser elemen

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi 0,60 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 0,60 \times 4100 \times 9,92$$

$$\phi R_n = 18302,4 \text{ kg}$$

Kekuatan geser elemen diambil yang terkecil diantara pelelehan dan keruntuhan geser, maka:

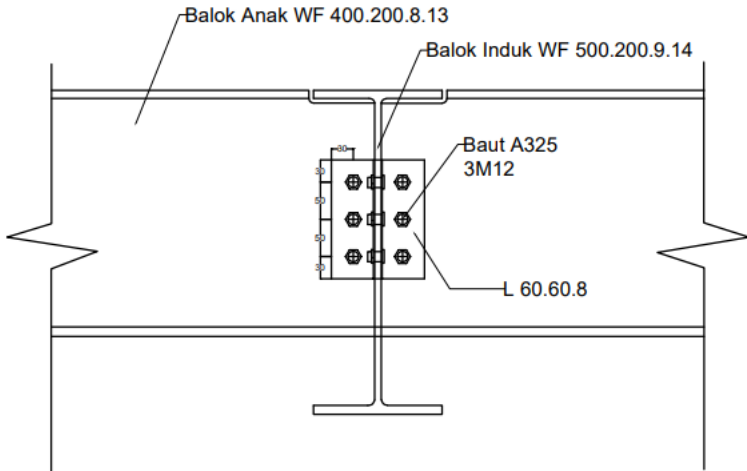
$$\phi R_n = 18302,4 \text{ kg}$$

- Kontrol kekuatan geser elemen:

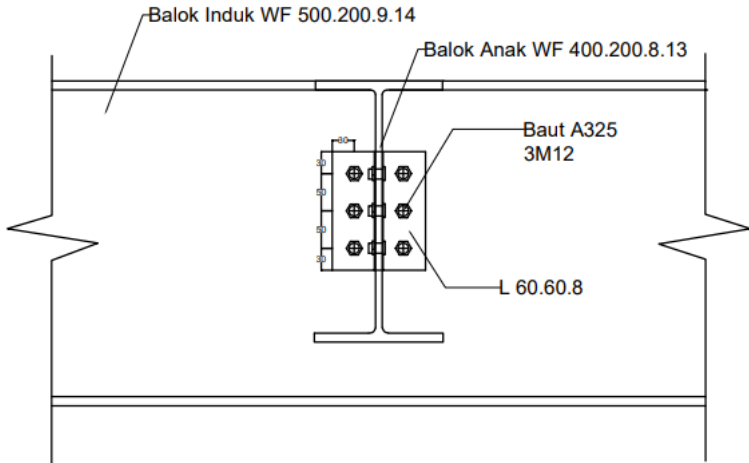
$$V_u \leq \phi R_n$$

$$7343,128 \text{ kg} < 18302,4 \text{ kg} \text{ (Ok)}$$

Maka, sambungan balok anak pada balok induk menggunakan baut A325 – 3M12 dan plat siku penyambung L 60 x 60 x 8 dengan panjang 160 mm.



Gambar 4. 58 Sambungan Balok Anak pada Balok Induk



Gambar 4. 59 Sambungan Balok Anak pada Balok Induk

4.4.1.2 Sambungan Balok Induk Apartemen dengan Balok Anak

Sambungan balok anak dengan balok induk apartemen digunakan baut (*simple connection*), baut yang digunakan tipe tumpu dengan elemen penyambung menggunakan sepasang pelat siku.

1. Sambungan pada balok anak apartemen

Pada perhitungan pada balok anak apartemen didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 11153,184 kg. Profil balok anak WF 500 x 200 x 10 x 16 dan profil balok induk WF 600 x 200 x 12 x 20. Untuk elemen penyambung menggunakan plat siku L 60.60.8

Digunakan baut A325: $d_b = 12 \text{ mm}$

$$A_b = 113,1 \text{ mm}^2 = 1,131 \text{ cm}^2$$

$$D \text{ lubang} = d_b + 1,5 = 12 + 1,5 = 13,5 \text{ mm}$$

$$F_{nv} = 457 \text{ MPa} = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

- Kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} m A_b$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 4570 \times 2 \times 1,131$$

$$\phi R_n = 7753,005 \text{ kg}$$

- Kekuatan tumpu

$$\phi = 0,75$$

t_p (terkecil dari 2 elemen yang disambung) = 10 mm

$$l_c = \text{Jarak tepi} - \frac{1}{2} D_{\text{lubang baut}}$$

$$= 30 - \frac{1}{2} (13,5)$$

$$= 23,25 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 1,2 \times 23,25 \times 1 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,2 \times 1 \times 4100$$

$$\phi R_n = 8579,25 \text{ kg} < 11808 \text{ kg}$$

Maka kekuatan tumpu, $\phi R_n = 8579,25 \text{ kg}$

Kekuatan baut diambil yang terkecil diantara kuat geser dan kuat tumpu baut, maka:

$$\phi R_n = 7753,005 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang digunakan:

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{11153,184}{7753,005} = 1,439 \text{ (Direncanakan dengan 3 baut)}$$

Jarak Baut

- Jarak tepi terbebani (S_1)

$$1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$1,5(12) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(10) \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$18 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 120 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak tepi = 30 mm

- Jarak antar baut

$$3d_b \leq \text{jarak antar baut} \leq 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$3(12) \leq \text{jarak antar baut} \leq 15(10) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$36 \text{ mm} \leq \text{jarak antar baut} \leq 150 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak antar baut = 50 mm

- Jarak tepi tidak terbebani (S_2)
 - $1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p$ atau 150 mm
 - $1,5(12) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(10)$ atau 150 mm
 - $18 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 120 \text{ mm}$
 - Maka digunakan jarak tepi = 30 mm

2. Sambungan pada balok induk

Pada perhitungan pada balok anak atap didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 11153,184 kg.

Profil balok anak WF 500 x 200 x 10 x 16

Profil balok induk WF 600 x 200 x 12 x 20

Digunakan baut A325: $d_b = 12 \text{ mm}$

$$A_b = 113,1 \text{ mm}^2 = 1,131 \text{ cm}^2$$

$$D \text{ lubang} = d_b + 1,5 = 12 + 1,5 = 13,5 \text{ mm}$$

$$F_{nv} = 457 \text{ MPa} = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

- Kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} m A_b$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 4570 \times 2 \times 1,131$$

$$\phi R_n = 7753,005 \text{ kg}$$

- Kekuatan tumpu

$$\phi = 0,75$$

T_p (terkecil dari 2 elemen yang disambung) = 10 mm

$$l_c = \text{Jarak tepi} - \frac{1}{2} D_{\text{lubang baut}}$$

$$= 30 - \frac{1}{2} (13,5)$$

$$= 23,25 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 1,2 \times 23,25 \times 1 \times 4100 \leq 2,4 \times 12 \times 1 \times 4100$$

$$\phi R_n = 8579,25 \text{ kg} < 11808 \text{ kg}$$

Maka kekuatan tumpu, $\phi R_n = 8579,25 \text{ kg}$

Kekuatan baut diambil yang terkecil diantara kuat geser dan kuat tumpu baut, maka:

$$\phi R_n = 7753,005 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang digunakan:

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{11153,184}{7753,005} = 1,439 \approx 3 \text{ buah}$$

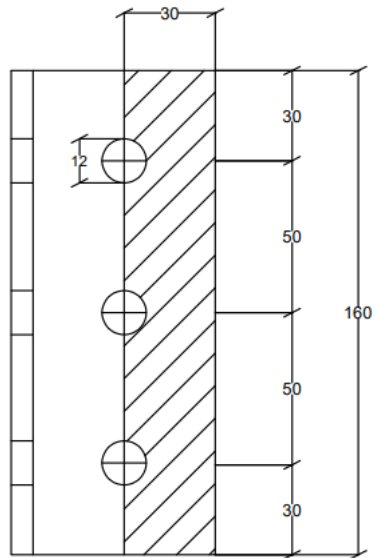
Jarak Baut

- Jarak tepi terbebani (S_1)
 - $1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p$ atau 150 mm
 - $1,5(12) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(10)$ atau 150 mm
 - $18 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 120 \text{ mm}$
 - Maka digunakan jarak tepi = 30 mm
- Jarak antar baut (S)
 - $3d_b \leq \text{jarak antar baut} \leq 15t_p$ atau 200 mm
 - $3(12) \leq \text{jarak antar baut} \leq 15(10)$ atau 200 mm
 - $36 \text{ mm} \leq \text{jarak antar baut} \leq 150 \text{ mm}$
 - Maka digunakan jarak antar baut = 50 mm
- Jarak tepi tidak terbebani (S_2)
 - $1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p$ atau 150 mm
 - $1,5(12) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(10)$ atau 150 mm
 - $18 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 120 \text{ mm}$
 - Maka digunakan jarak tepi = 30 mm

Kontrol kekuatan plat siku

Digunakan profil L 60 x 60 x 8

$$D \text{ lubang} = d_b + 1,5 = 12 + 1,5 = 13,5 \text{ mm}$$



Gambar 4. 60 Bidang Geser pada Plat Siku

$$A_{gv} = L_{gv} \times t_{\text{plat siku}} = 160 \times 8 = 1280 \text{ mm}^2 = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{plat siku}} = (160 - (3 \times 12)) \times 8 = 992 \text{ mm}^2 = 9,92 \text{ cm}^2$$

- Pelelehan geser elemen

$$\phi = 1,00$$

$$\phi R_n = \phi 0,60 F_y A_{gv}$$

$$\phi R_n = 1 \times 0,60 \times 2500 \times 12,8$$

$$\phi R_n = 19200 \text{ kg}$$

- Keruntuhan geser elemen

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi 0,60 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 0,60 \times 4100 \times 9,92$$

$$\phi R_n = 18302,4 \text{ kg}$$

Kekuatan geser elemen diambil yang terkecil diantara pelehan dan keruntuhan geser, maka:

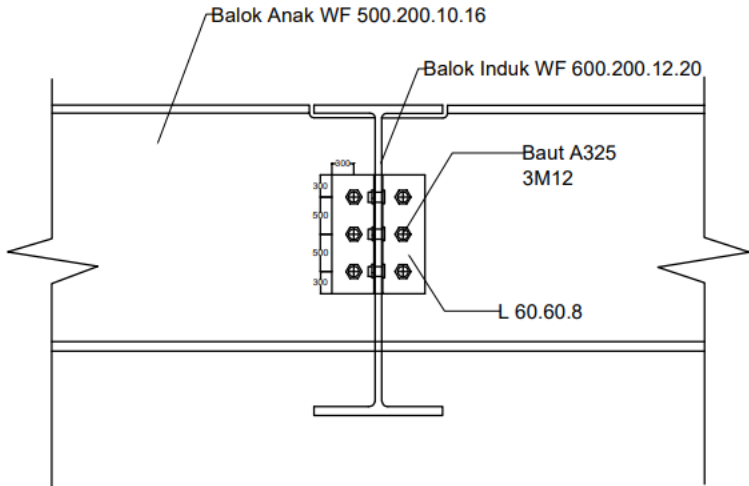
$$\phi R_n = 18302,4 \text{ kg}$$

- Kontrol kekuatan geser elemen:

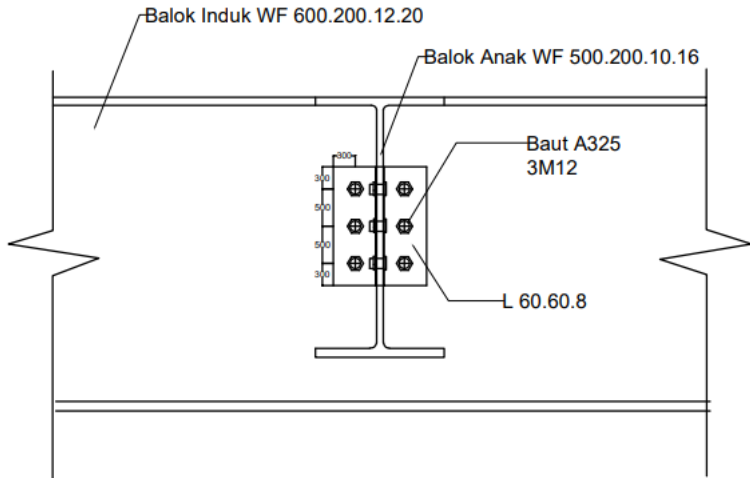
$$V_u \leq \phi R_n$$

$$11153,148 \text{ kg} < 18302,4 \text{ kg} \text{ (Ok)}$$

Maka, sambungan balok anak pada balok induk menggunakan baut A325 – 3M12 dan plat siku penyambung L 60 x 60 x 8 dengan panjang 160 mm.



Gambar 4. 61 Sambungan Balok Anak pada Balok Induk Apartemen



Gambar 4. 62 Sambungan Balok Anak pada Balok Induk Kelas

4.4.2 Sambungan pada Tangga

4.4.2.1 Sambungan balok penumpu ke kolom

1. Sambungan pada balok penumpu tangga

Menggunakan baut dan plat penyambung dengan tebal 6 mm. Pada perhitungan balok penumpu tangga didapatkan gaya geser yang bekerja sebesar 780,763 kg. Profil balok penumpu tangga WF 250 x 125 x 5 x 8 dan profil kolom CFT 900 x 900 x 32.

Digunakan baut A325: $d_b = 8 \text{ mm}$

$$A_b = 50,3 \text{ mm}^2 = 0,503 \text{ cm}^2$$

$$D \text{ lubang} = d_b + 1,5 = 8 + 1,5 = 9,5 \text{ mm}$$

$$F_{nv} = 457 \text{ MPa} = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

- Kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} m A_b$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 4570 \times 1 \times 0,503$$

$$\phi R_n = 1724,033 \text{ kg}$$

- Kekuatan tumpu

$$\phi = 0,75$$

t_p (terkecil dari 2 elemen yang disambung) = 5 mm

$$l_c = \text{Jarak tepi} - \frac{1}{2} D_{\text{lubang baut}}$$

$$= 20 - \frac{1}{2} (9,5)$$

$$= 15,25 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 1,2 \times 15,25 \times 0,5 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,2 \times 0,5 \times 4100$$

$$\phi R_n = 2813,625 \text{ kg} < 3936 \text{ kg}$$

Maka kekuatan tumpu, $\phi R_n = 2813,625 \text{ kg}$

Kekuatan baut diambil yang terkecil diantara kuat geser dan kuat tumpu baut, maka:

$$\phi R_n = 1724,033 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang digunakan:

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{780,763}{1724,033} = 0,453 \text{ (Direncanakan dengan 3 baut)}$$

Jarak Baut

- Jarak tepi terbebani (S_1)

$$1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$1,5(8) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(5) \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 60 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak tepi = 20 mm

- Jarak antar baut (S)

$$3d_b \leq \text{jarak antar baut} \leq 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$3(8) \leq \text{jarak antar baut} \leq 15(5) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$24 \text{ mm} \leq \text{jarak antar baut} \leq 75 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak antar baut = 30 mm

- Jarak tepi tidak terbebani (S_2)

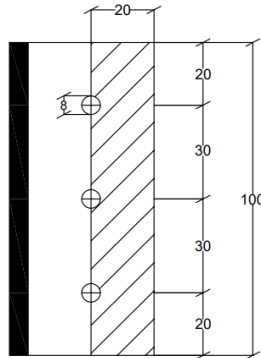
$$1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$1,5(8) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(5) \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 60 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak tepi = 20 mm

Kontrol kekuatan plat penyambung
 Digunakan pelat baja dengan tebal 6 mm
 $D \text{ lubang} = d_b + 1,5 = 8 + 1,5 = 9,5 \text{ mm}$



Gambar 4. 63 Bidang Geser pada Plat Penyambung

$$A_{gv} = L_{gv} \times t_{\text{plat siku}} = 100 \times 6 = 600 \text{ mm}^2 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{plat siku}} = (100 - (3 \times 8)) \times 6 = 456 \text{ mm}^2 = 4,56 \text{ cm}^2$$

- Pelelehan geser elemen

$$\phi = 1,00$$

$$\phi R_n = \phi 0,60 F_y A_{gv}$$

$$\phi R_n = 1 \times 0,60 \times 2500 \times 6$$

$$\phi R_n = 9000 \text{ kg}$$

- Keruntuhan geser elemen

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi 0,60 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 0,60 \times 4100 \times 4,56$$

$$\phi R_n = 8413,2 \text{ kg}$$

Kekuatan geser elemen diambil yang terkecil diantara pelelehan dan keruntuhan geser, maka:

$$\phi R_n = 8413,2 \text{ kg}$$

- Kontrol kekuatan geser elemen:

$$V_u \leq \phi R_n$$

$$780,763 \text{ kg} < 8413,2 \text{ kg (Ok)}$$

2. Sambungan pada kolom CFT

$$\text{Mutu Las } F_{E70xx} \rightarrow F_u \text{ las} = 70 \text{ ksi} = 70 \times 70,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Panjang plat (L)} = 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Tebal plat penyambung} = 6 \text{ mm}$$

- Beban pada las

$$\text{Las memikul beban geser } P_u \text{ dan } M_u = P_u \times e$$

$$\text{Untuk desain, dimisalkan } t_e = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Maka, luas las } A = L \times t_e = 10 \text{ cm} \times 1 \text{ cm} = 10 \text{ cm}^2$$

- Akibat P_u

$$P_u = 780,763 \text{ kg}$$

$$f_p = \frac{P_u}{A} = \frac{780,763}{10} = 78,076 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat M_u

$$M_u = P_u \times e$$

$$= 780,763 \text{ kg} \times 2 \text{ cm}$$

$$= 1561,526 \text{ kg.cm}$$

$$S_x = \frac{1}{6} \times t_e \times L^2 = \frac{1}{6} \times 1 \times 10^2 = 16,667 \text{ cm}^3$$

$$f_m = \frac{M_u}{S_x} = \frac{1561,526}{16,667} = 93,69 \text{ kg/cm}^2$$

- Beban Total

$$f_{total} = \sqrt{f_p^2 + f_m^2}$$

$$= \sqrt{78,076^2 + 93,69^2}$$

$$f_{total} = 121,958 \text{ kg/cm}^2$$

- Kekuatan las

$$\phi = 0,75$$

$$\phi f_n = \phi F_{nw}$$

$$\phi f_n = 0,75 \times (0,60 F_{E70XX})$$

$$\phi f_n = 0,75 \times (0,60 \times 70 \times 70,3)$$

$$\phi f_n = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

Didapatkan: $f_{total} = 121,958 \text{ kg/cm}^2 < \phi f_n = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$

$$t_e = \frac{f_{total}}{\phi f_n} \times 1 \text{ cm} = \frac{121,958}{2214,45} \times 1 \text{ cm} = 0,055 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,055}{0,707} = 0,078 \text{ cm} = 0,78 \text{ mm}$$

Cek terhadap a_{min} dan a_{max} menurut SNI 1729-2015

Tebal plat tertipis = 6 mm ($t = 6 \text{ cm}$), maka:

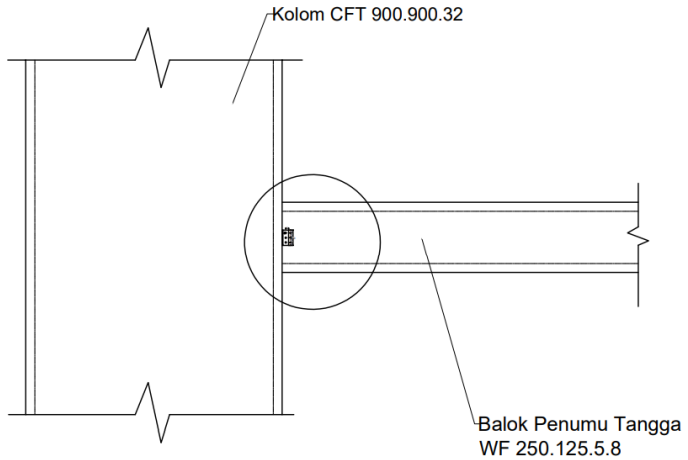
$$a_{min} = 3 \text{ mm}$$

$$a_{max} = t - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ mm}$$

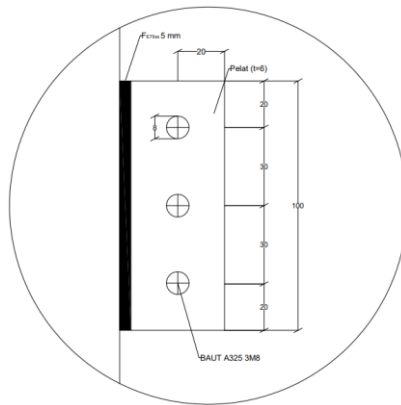
$$\begin{aligned} a_{ef \max} &= 1,41 \frac{f_u \text{ elemen}}{f_u \text{ las}} \cdot t_p \\ &= 1,41 \frac{4100}{70 \times 70,3} \times 6 \end{aligned}$$

$$a_{ef \max} = 7,05 \text{ mm}$$

Maka digunakan $a_{pakai} = a = 0,78 \text{ mm} \approx 4 \text{ mm}$



(a)



(b)

Gambar 4. 64 (a) Sambungan Balok Penumpu Tangga pada Kolom; (b) Detail Sambungan

4.4.3 Sambungan Bresing

Bresing terdiri dari bresing arah X dan arah Y. Sambungan pada bresing menggunakan plat gusset yang dibaut pada bresing dan dilas pada balok. Digunakan bresing arah X untuk contoh perhitungan sambungan bresing.

Beban pada bresing arah X

Profil bresing menggunakan WF 300 x 300 x 9 x 14. Kuat perlu pada sambungan batang bresing ke balok harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing yaitu $1,25R_yV_n$ sesuai dengan peraturan SNI 1729:2015. Berdasarkan perhitungan sebelumnya didapatkan gaya aksial maksimal pada batang bresing sebesar $P_u = 362780,532$ kg.

- Gaya pada masing-masing sayap

$$P_{u \text{ sayap}} = \frac{b_f t_f}{A} \times P_u = \frac{29,9 \times 1,4}{110,8} \times 362780,532$$

$$P_{u \text{ sayap}} = 137057,699 \text{ kg}$$

- Gaya pada badan profil

$$P_{u \text{ badan}} = P_u - (2 \times P_{u \text{ sayap}})$$

$$P_{u \text{ badan}} = 362780,532 - (2 \times 137057,699)$$

$$P_{u \text{ badan}} = 88665,134 \text{ kg}$$

1. Sambungan baut pada sayap dengan plat gusset

Menggunakan plat siku L 100 x 100 x 12

Lebar sayap profil $b_f = 300$

Tebal sayap profil $t_f = 14$

Gaya geser yang bekerja pada satu sayap sebesar 137057,699 kg.

Per satu sayap menggunakan 2 plat siku

Digunakan baut A490: $d_b = 22$ mm

$$A_b = 380,1 \text{ mm}^2 = 3,801 \text{ cm}^2$$

$$D \text{ lubang} = d_b + 1,5 = 22 + 1,5 = 23,5 \text{ mm}$$

$$F_{nv} = 579 \text{ MPa} = 5790 \text{ kg/cm}^2$$

- Kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} m A_b$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 5790 \times 1 \times 3,801$$

$$\phi R_n = 16505,843 \text{ kg}$$

- Kekuatan tumpu

$$\phi = 0,75$$

$$t_p \text{ (terkecil dari 2 elemen yang disambung)} = 12 \text{ mm}$$

$$l_c = \text{Jarak tepi} - \frac{1}{2} D_{\text{lubang baut}}$$

$$= 60 - \frac{1}{2} (23,5)$$

$$= 48,25 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 1,2 \times 48,25 \times 1,2 \times 4100 \leq 2,4 \times 22 \times 1,2 \times 4100$$

$$\phi R_n = 21365,1 \text{ kg} < 25977,6 \text{ kg}$$

$$\text{Maka kekuatan tumpu, } \phi R_n = 21365,1 \text{ kg}$$

Kekuatan baut diambil yang terkecil diantara kuat geser dan kuat tumpu baut, maka:

$$\phi R_n = 16505,843 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang digunakan:

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{137057,699 \text{ kg}}{16505,843 \text{ kg}} = 8,304 \approx 10 \text{ buah}$$

Digunakan 2 plat siku, sehingga 1 plat siku dipasang 5 buah baut diameter 22 mm (M22).

Jarak Baut

- Jarak tepi terbebani (S_1)

$$1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$1,5(22) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(12) \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$33 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 144 \text{ mm}$$

$$\text{Maka digunakan jarak tepi} = 60 \text{ mm}$$

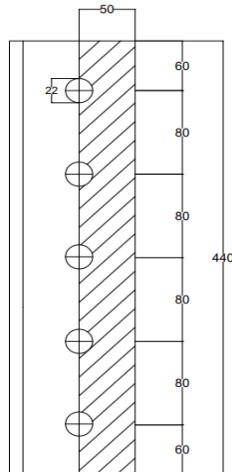
- Jarak antar baut (S)
 - $3d_b \leq \text{jarak antar baut} \leq 15t_p$ atau 200 mm
 - $3(22) \leq \text{jarak antar baut} \leq 15(12)$ atau 200 mm
 - $66 \text{ mm} \leq \text{jarak antar baut} \leq 180 \text{ mm}$
 - Maka digunakan jarak antar baut = 80 mm
- Jarak tepi tidak terbebani (S_2)
 - $1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p$ atau 150 mm
 - $1,5(22) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(12)$ atau 150 mm
 - $33 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 144 \text{ mm}$
 - Maka digunakan jarak tepi $S_2 = 50 \text{ mm}$

Kontrol kekuatan plat penyambung

Digunakan profil baja siku-siku sama kaki L 100.100.12

D lubang = $d_b + 1,5 = 22 + 1,5 = 23,5 \text{ mm}$

Panjang plat siku = $(2S_1 + (n-1)S) = (2 \times 60 + (5-1)80) = 440$



Gambar 4. 65 Bidang Geser pada Plat Penyambung

$$A_g = L_{gv} \times t_{\text{plat siku}} = 440 \times 12 = 5280 \text{ mm}^2 = 52,8 \text{ cm}^2$$

$$A_n = L_{nv} \times t_{\text{plat siku}} = (440 - (5 \times 22)) \times 12 = 3960 \text{ mm}^2 = 39,6 \text{ cm}^2$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{2,90}{44} = 0,934$$

$$A_e = A_n U = 39,6 \times 0,934 = 36,99 \text{ cm}^2$$

- Pelelehan elemen

$$\phi = 0,9$$

$$\phi R_n = \phi F_y A_g$$

$$\phi R_n = 0,9 \times 2500 \times 52,8$$

$$\phi R_n = 118800 \text{ kg}$$

- Keruntuhan elemen

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_u A_e$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 4100 \times 36,99$$

$$\phi R_n = 113744,25 \text{ kg}$$

Kekuatan geser elemen diambil yang terkecil diantara pelelehan dan keruntuhan geser, maka:

$$\phi R_n = 113744,25 \text{ kg}$$

- Terdapat 2 plat siku pada satu sayap, maka:

$$2\phi R_n = 2 \times 113744,25 = 227488,5 \text{ kg}$$

- Kontrol kekuatan geser elemen:

$$V_u \leq 2\phi R_n$$

$$137057,699 \text{ kg} < 227488,5 \text{ kg (Ok)}$$

2. Sambungan baut pada plat gusset

Menggunakan plat siku L100 x 100 x 12

Tebal plat baja gusset = $t_w = 9 \text{ mm}$

Jumlah bidang geser (m) = 2

Gaya geser yang bekerja pada plat gusset sama dengan satu sayap sebesar 137057,699 kg.

Digunakan baut A490: $d_b = 22 \text{ mm}$

$$A_b = 380,1 \text{ mm}^2 = 3,801 \text{ cm}^2$$

$$D \text{ lubang} = d_b + 1,5 = 22 + 1,5 = 23,5 \text{ mm}$$

$$F_{nv} = 579 \text{ MPa} = 5790 \text{ kg/cm}^2$$

- Kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} m A_b$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 5790 \times 2 \times 3,801$$

$$\phi R_n = 33011,685 \text{ kg}$$

- Kekuatan tumpu

$$\phi = 0,75$$

t_p (terkecil dari 2 elemen yang disambung) = 9 mm

$$l_c = \text{Jarak tepi} - \frac{1}{2} D_{\text{lubang baut}}$$

$$= 70 - \frac{1}{2} (23,5)$$

$$= 58,25 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 1,2 \times 58,25 \times 0,9 \times 4100 \leq 2,4 \times 22 \times 0,9 \times 4100$$

$$\phi R_n = 19344,825 \text{ kg} < 19483,2 \text{ kg}$$

Maka kekuatan tumpu, $\phi R_n = 19344,825 \text{ kg}$

Kekuatan baut diambil yang terkecil diantara kuat geser dan kuat tumpu baut, maka:

$$\phi R_n = 19344,825 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang digunakan:

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{137057,699}{19344,825} = 7,085 \approx 8 \text{ buah}$$

Baut dibuat dua baris, sehingga satu baris menggunakan 4 buah baut diameter 22 mm (M22).

Jarak Baut

- Jarak tepi terbebani (S_1)

$$1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$1,5(22) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(9) \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$33 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 108 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak tepi = 70 mm

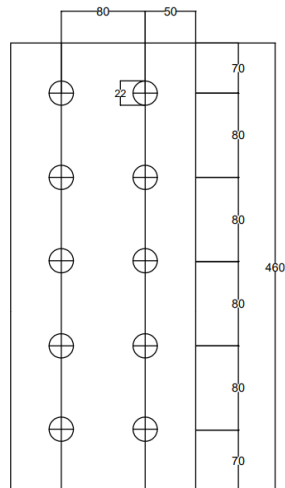
- Jarak antar baut (S)
 - $3d_b \leq \text{jarak antar baut} \leq 15t_p$ atau 200 mm
 - $3(22) \leq \text{jarak antar baut} \leq 15(9)$ atau 200 mm
 - $66 \text{ mm} \leq \text{jarak antar baut} \leq 135 \text{ mm}$
 - Maka digunakan jarak antar baut = 80 mm
- Jarak tepi tidak terbebani (S_2)
 - $1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p$ atau 150 mm
 - $1,5(22) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(9)$ atau 150 mm
 - $33 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 108 \text{ mm}$
 - Maka digunakan jarak tepi $S_2 = 50 \text{ mm}$

Kontrol kekuatan plat penyambung

Digunakan profil baja siku-siku sama kaki L 100.100.12

D lubang = $d_b + 1,5 = 22 + 1,5 = 23,5 \text{ mm}$

Panjang plat siku = $(2S_1 + (n-1)S) = (2 \times 70 + (5-1)80) = 460$



Gambar 4. 66 Bidang Geser pada Plat Penyambung

$$A_g = L_{gv} \times t_{\text{plat siku}} = 460 \times 12 = 5520 \text{ mm}^2 = 55,2 \text{ cm}^2$$

$$A_n = L_{nv} \times t_{\text{plat siku}} = (460 - (5 \times 22)) \times 12 = 4200 \text{ mm}^2 = 42 \text{ cm}^2$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{2,90}{46} = 0,937$$

$$A_e = A_n U = 42 \times 0,937 = 39,354 \text{ cm}^2$$

- Pelelehan elemen
 - $\phi = 0,9$
 - $\phi R_n = \phi F_y A_g$
 - $\phi R_n = 0,9 \times 2500 \times 55,2$
 - $\phi R_n = 124200 \text{ kg}$
- Keruntuhan elemen
 - $\phi = 0,75$
 - $\phi R_n = \phi F_u A_e$
 - $\phi R_n = 0,75 \times 4100 \times 39,354$
 - $\phi R_n = 121013,55 \text{ kg}$

Kekuatan geser elemen diambil yang terkecil diantara pelelehan dan keruntuhan geser, maka:

$$\phi R_n = 121013,55 \text{ kg}$$

- Terdapat dua baris, maka besarnya kekuatan geser elemen yaitu:
 - $2\phi R_n = 2 \times 121013,55 = 242027,1 \text{ kg}$
- Kontrol kekuatan geser elemen:
 - $V_u \leq 2\phi R_n$
 - $137057,699 \text{ kg} < 242027,1 \text{ kg}$ (**Ok**)

3. Sambungan baut pada badan

Menggunakan plat baja tebal 10 mm

$$d = 300$$

$$tw = 9$$

$$\text{Jumlah bidang geser (m)} = 2$$

Gaya yang bekerja pada badan sebesar 88665,134 kg.

Digunakan baut A490: $d_b = 22 \text{ mm}$

$$A_b = 380,1 \text{ mm}^2 = 3,801 \text{ cm}^2$$

$$D \text{ lubang} = d_b + 1,5 = 22 + 1,5 = 23,5 \text{ mm}$$

$$F_{nv} = 579 \text{ MPa} = 5790 \text{ kg/cm}^2$$

- Kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} m A_b$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 5790 \times 2 \times 3,801$$

$$\phi R_n = 33011,685 \text{ kg}$$

- Kekuatan tumpu

$$\phi = 0,75$$

t_p (terkecil dari 2 elemen yang disambung) = 9 mm

$$l_c = \text{Jarak tepi} - \frac{1}{2} D_{\text{lubang baut}}$$

$$= 50 - \frac{1}{2} (23,5)$$

$$= 38,25 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 1,2 \times 3,825 \times 0,9 \times 4100 \leq 2,4 \times 2,2 \times 0,9 \times 4100$$

$$\phi R_n = 12702,825 \text{ kg} < 19483,2 \text{ kg}$$

Maka kekuatan tumpu, $\phi R_n = 12702,825 \text{ kg}$

Kekuatan baut diambil yang terkecil diantara kuat geser dan kuat tumpu baut, maka:

$$\phi R_n = 12702,825 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang digunakan:

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{88665,134}{12702,825} = 6,98 \approx 8 \text{ buah}$$

Baut dibuat dua baris, sehingga satu baris menggunakan 4 buah baut diameter 22 mm (M22)

Jarak Baut

- Jarak tepi terbebani (S_1)

$$1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$1,5(22) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(9) \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$33 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 108 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak tepi = 50 mm

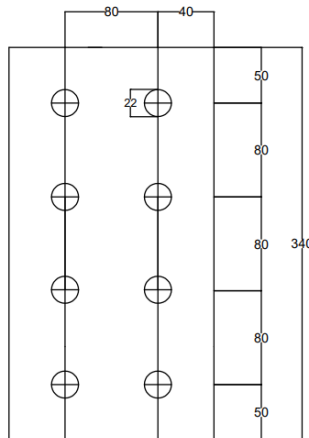
- Jarak antar baut (S)
 - $3d_b \leq \text{jarak antar baut} \leq 15t_p$ atau 200 mm
 - $3(22) \leq \text{jarak antar baut} \leq 15(9)$ atau 200 mm
 - $66 \text{ mm} \leq \text{jarak antar baut} \leq 135 \text{ mm}$
 - Maka digunakan jarak antar baut = 80 mm
- Jarak tepi tidak terbebani (S_2)
 - $1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p$ atau 150 mm
 - $1,5(22) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(9)$ atau 150 mm
 - $33 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 108 \text{ mm}$
 - Maka digunakan jarak tepi $S_2 = 40 \text{ mm}$

Kontrol kekuatan plat penyambung

Digunakan plat baja dengan tebal 10 mm

D lubang = $d_b + 1,5 = 22 + 1,5 = 23,5 \text{ mm}$

Panjang plat siku = $(2S_1 + (n-1)S) = (2 \times 50 + (4-1)80) = 340$



Gambar 4. 67 Bidang Geser Pada Plat Penyambung

$$A_g = L_{gv} \times t_{\text{plat siku}} = 340 \times 10 = 3400 \text{ mm}^2 = 34 \text{ cm}^2$$

$$A_n = L_{nv} \times t_{\text{plat siku}} = (340 - (4 \times 22)) \times 10 = 2520 \text{ mm}^2 = 25,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Untuk plat sambungan baut, } A_e = A_n = 25,2 \text{ cm}^2$$

- Pelelehan elemen

$$\phi = 0,9$$

$$\phi R_n = \phi F_y A_g$$

$$\phi R_n = 0,9 \times 2500 \times 34$$

$$\phi R_n = 76500 \text{ kg}$$

- Keruntuhan elemen

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_u A_e$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 4100 \times 25,2$$

$$\phi R_n = 77490 \text{ kg}$$

Kekuatan geser elemen diambil yang terkecil diantara pelelehan dan keruntuhan geser, maka:

$$\phi R_n = 76500 \text{ kg}$$

- Terdapat dua baris, maka besarnya kekuatan geser elemen yaitu:

$$2\phi R_n = 2 \times 76500 = 153000 \text{ kg}$$

- Kontrol kekuatan geser elemen:

$$V_u \leq 2\phi R_n$$

$$88665,134 \text{ kg} < 153000 \text{ kg} \text{ (Ok)}$$

4. Sambungan baut pada plat gusset bagian badan

Menggunakan plat baja tebal 10 mm

Tebal plat gusset = $t_w = 9 \text{ mm}$

Jumlah bidang geser (m) = 2

Gaya yang bekerja pada badan sebesar 88665,134 kg.

Digunakan baut A490: $d_b = 22 \text{ mm}$

$$A_b = 380,1 \text{ mm}^2 = 3,801 \text{ cm}^2$$

$$D \text{ lubang} = d_b + 1,5 = 22 + 1,5 = 23,5 \text{ mm}$$

$$F_{nv} = 579 \text{ MPa} = 5790 \text{ kg/cm}^2$$

- Kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} m A_b$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 5790 \times 2 \times 3,801$$

$$\phi R_n = 33011,685 \text{ kg}$$

- Kekuatan tumpu

$$\phi = 0,75$$

t_p (terkecil dari 2 elemen yang disambung) = 9 mm

$$l_c = \text{Jarak tepi} - \frac{1}{2} D_{\text{lubang baut}}$$

$$= 50 - \frac{1}{2} (23,5)$$

$$= 38,25 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 1,2 \times 38,25 \times 0,9 \times 4100 \leq 2,4 \times 2,2 \times 0,9 \times 4100$$

$$\phi R_n = 12702,825 \text{ kg} < 19483,2 \text{ kg}$$

Maka kekuatan tumpu, $\phi R_n = 12702,825 \text{ kg}$

Kekuatan baut diambil yang terkecil diantara kuat geser dan kuat tumpu baut, maka:

$$\phi R_n = 12702,825 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang digunakan:

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{88665,134 \text{ kg}}{12702,825 \text{ kg}} = 6,98 \approx 8 \text{ buah}$$

Baut dibuat dua baris, sehingga satu baris menggunakan 4 buah baut diameter 22mm (M22)

Jarak Baut

- Jarak tepi terbebani (S_1)

$$1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$1,5(22) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(9) \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$33 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 108 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak tepi = 50 mm

- Jarak antar baut (S)

$$3d_b \leq \text{jarak antar baut} \leq 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$3(22) \leq \text{jarak antar baut} \leq 15(9) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$66 \text{ mm} \leq \text{jarak antar baut} \leq 135 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak antar baut = 80 mm

- Jarak tepi tidak terbebani (S_2)

$$1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$1,5(22) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(9) \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$33 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 108 \text{ mm}$

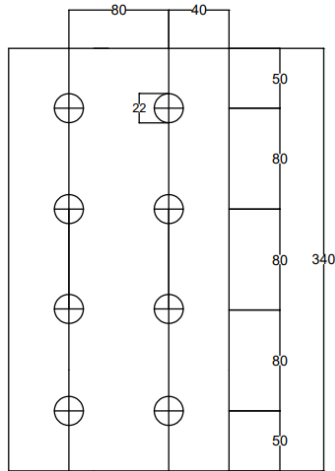
Maka digunakan jarak tepi $S_2 = 50 \text{ mm}$

Kontrol kekuatan plat penyambung

Digunakan plat baja dengan tebal 10 mm

D lubang = $d_b + 1,5 = 22 + 1,5 = 23,5 \text{ mm}$

Panjang plat siku = $(2S_1 + (n-1)S) = (2 \times 50 + (4-1)80) = 340$



Gambar 4. 68 Bidang Geser pada Plat Penyambung

$$A_g = L_{gv} \times t_{\text{plat siku}} = 340 \times 10 = 3400 \text{ mm}^2 = 34 \text{ cm}^2$$

$$A_n = L_{nv} \times t_{\text{plat siku}} = (340 - (4 \times 22)) \times 10 = 2520 \text{ mm}^2 = 25.2 \text{ cm}^2$$

Untuk plat sambungan baut, $A_e = A_n = 19,4 \text{ cm}^2$

- Pelelehan elemen

$$\phi = 0,9$$

$$\phi R_n = \phi F_y A_g$$

$$\phi R_n = 0,9 \times 2500 \times 34$$

$$\phi R_n = 76500 \text{ kg}$$

- Keruntuhan elemen
 - $\phi = 0,75$
 - $\phi R_n = \phi F_u A_e$
 - $\phi R_n = 0,75 \times 4100 \times 25,2$
 - $\phi R_n = 77490 \text{ kg}$

Kekuatan geser elemen diambil yang terkecil diantara pelelehan dan keruntuhan geser, maka:

$$\phi R_n = 76500 \text{ kg}$$

- Terdapat dua baris, maka besarnya kekuatan geser elemen yaitu:
 - $2\phi R_n = 2 \times 76500 = 153000 \text{ kg}$
- Kontrol kekuatan geser elemen:
 - $V_u \leq \phi R_n$
 - $88665,134 \text{ kg} < 153000 \text{ kg} \text{ (Ok)}$

5. Sambungan las plat gusset pada balok diluar link (Atas)

Dilas pada kedua sisi balok

Mutu Las $F_{E100xx} \rightarrow F_u \text{ las} = 100 \text{ ksi} = 100 \times 70,3 \text{ kg/cm}^2$

Panjang plat yang dilas pada satu sisi (L) = 100 cm

Tebal plat gusset = 9 mm

- Beban pada las
 - Las memikul beban $P_u = 362780,532 \text{ kg}$
 - Untuk desain, dimisalkan $t_e = 1 \text{ cm}$
 - Dilas pada kedua sisi balok maka:
 - luas las $A = 2 \times L \times t_e = 2 \times 100 \text{ cm} \times 1 \text{ cm} = 200 \text{ cm}^2$
- Akibat P_u
 - $P_u = 362780,532 \text{ kg}$
 - $\alpha = 41,08^\circ$
 - $P_u \sin \alpha = 362780,532 \times \sin (41,08^\circ) = 238387,5 \text{ kg}$
 - $P_u \cos \alpha = 362780,532 \times \cos (41,08^\circ) = 273461,358 \text{ kg}$

$$f_v = \frac{P_u \sin \alpha}{A} = \frac{238387,5}{200} = 1191,938 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_h = \frac{P_u \cos \alpha}{A} = \frac{273461,358}{200} = 1367,307 \text{ kg/cm}^2$$

- Beban Total

$$f_{total} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{1191,938^2 + 1367,307^2}$$

$$f_{total} = 1813,903 \text{ kg/cm}^2$$

- Kekuatan las

$$\phi = 0,75$$

$$\phi f_n = \phi F_{nw}$$

$$\phi f_n = 0,75 \times (0,60 F_{E100XX})$$

$$\phi f_n = 0,75 \times (0,60 \times 100 \times 70,3)$$

$$\phi f_n = 3163,5 \text{ kg/cm}^2$$

Didapatkan: $f_{total} = 1813,903 \text{ kg/cm}^2 < \phi f_n = 3163,5 \text{ kg/cm}^2$

$$t_e = \frac{f_{total}}{\phi f_n} \times 1 \text{ cm} = \frac{1813,903}{3163,5} \times 1 \text{ cm} = 0,573 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,573}{0,707} = 0,811 \text{ cm} = 8,11 \text{ mm}$$

Cek terhadap a_{min} dan a_{max} :

Tebal plat tertipis = 9 mm ($6 \text{ mm} < t < 13 \text{ mm}$)

$$a_{min} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{max} = t - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ mm}$$

$$a_{ef \max} = 1,41 \frac{f_u \text{ elemen}}{f_u \text{ las}} \cdot t_f = 1,41 \frac{4100}{100 \times 70,3} \cdot 9 = 7,401 \text{ mm}$$

Maka, digunakan $a_{pakai} = a = 7,401 \text{ mm} \approx 8 \text{ mm}$

6. Sambungan las plat gusset pada balok dan kolom (Bawah)

Dilas pada kedua sisi balok

Mutu Las $F_{E100XX} \rightarrow F_u \text{ las} = 100 \text{ ksi} = 100 \times 70,3 \text{ kg/cm}^2$

Panjang plat yang dilas pada satu sisi (L) = $120 + 80 = 200 \text{ cm}$

Tebal plat gusset = 9 mm

- Beban pada las

Las memikul beban $P_u = 362780,532 \text{ kg}$

Untuk desain, dimisalkan $t_e = 1 \text{ cm}$

Dilas pada kedua sisi balok maka:

luas las $A = 2 \times L \times t_e = 2 \times 200 \text{ cm} \times 1 \text{ cm} = 400 \text{ cm}^2$

- Akibat P_u

$P_u = 362780,532 \text{ kg}$

$\alpha = 53,75^\circ$

$P_u \sin \alpha = 362780,532 \times \sin(41,08^\circ) = 238387,5 \text{ kg}$

$P_u \cos \alpha = 362780,532 \times \cos(41,08^\circ) = 273461,358 \text{ kg}$

$$f_v = \frac{P_u \sin \alpha}{A} = \frac{238387,5}{400} = 595,969 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_h = \frac{P_u \cos \alpha}{A} = \frac{273461,358}{400} = 683,653 \text{ kg/cm}^2$$

- Beban Total

$$f_{total} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{595,969^2 + 683,653^2}$$

$$f_{total} = 906,951 \text{ kg/cm}^2$$

- Kekuatan las

$\phi = 0,75$

$\phi f_n = \phi F_{nw}$

$\phi f_n = 0,75 \times (0,60 F_{E100XX})$

$\phi f_n = 0,75 \times (0,60 \times 100 \times 70,3)$

$\phi f_n = 3163,5 \text{ kg/cm}^2$

Didapatkan: $f_{total} = 906,951 \text{ kg/cm}^2 < \phi f_n = 3163,5 \text{ kg/cm}^2$

$$t_e = \frac{f_{total}}{\phi f_n} \times 1 \text{ cm} = \frac{906,951}{3163,5} \times 1 \text{ cm} = 0,287 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,287}{0,707} = 0,406 \text{ cm} = 4,06 \text{ mm}$$

Cek terhadap a_{min} dan a_{max} :

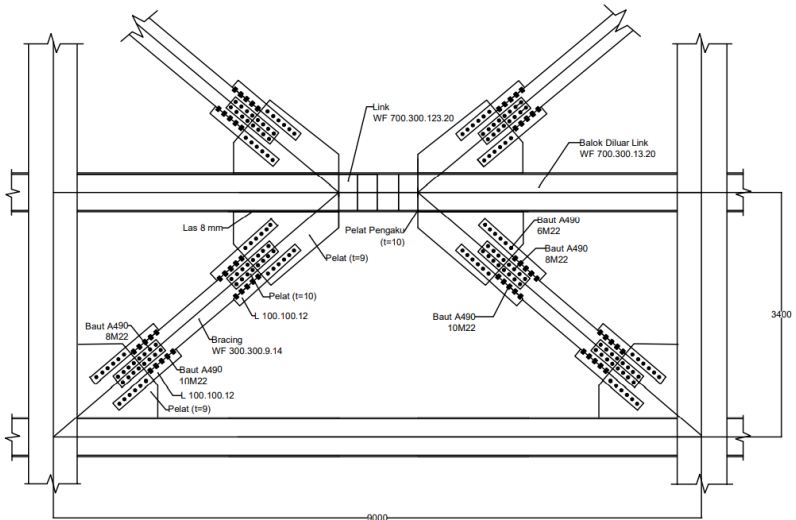
Tebal plat tertipis = 9 mm ($6 \text{ mm} < t < 13 \text{ mm}$)

$$a_{min} = 5 \text{ mm}$$

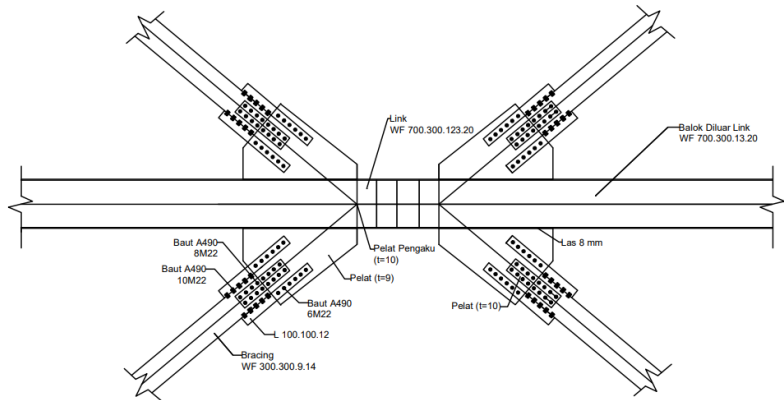
$$a_{max} = t - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ mm}$$

$$a_{ef \text{ max}} = 1,41 \frac{f_u \text{ elemen}}{f_u \text{ las}} \cdot t_f = 1,41 \frac{4100}{100 \times 70,3} \cdot 9 = 7,401 \text{ mm}$$

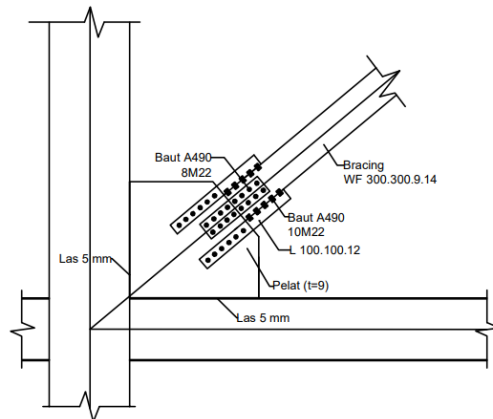
Karena $a < a_{min}$ maka digunakan $a_{pakai} = a_{min} = 5 \text{ mm}$



Gambar 4. 69 Sambungan Bresing



Gambar 4. 70 Detail Sambungan Bresing pada Balok Link



Gambar 4. 71 Detail Sambungan Bresing pada Balok dan Kolom

4.4.4 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

Untuk sambungan balok induk ke kolom digunakan tipe *rigid connection*, yang mana tumpuan pada balok induk terletak sebagai tumpuan yang diberi pelat pengaku.

1. Web balok induk memanjang dengan baut (geser)

Menggunakan baut dan plat baja tebal 12 mm. Profil balok induk memanjang WF 600 x 200 x 12 x 20 dan profil kolom CFT 900 x 900 x 32. Untuk tebal badan profil $t_w = 12$ mm dan tebal plat baja = 12 mm. Gaya geser dipikul oleh badan profil dan momen dipikul oleh sayap profil.

- Beban pada baut

Akibat kapasitas balok induk

$$\begin{aligned} M &= 1,1R_y Z_x F_y \\ &= 1,1 \times 1,5 \times 3317 \times 2500 \\ &= 13682625 \text{ kg.cm} \\ &= 136826,35 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= 2 \times M_u/L \\ &= 2 \times 13682625/900 \\ &= 30405,833 \text{ kg} \end{aligned}$$

Akibat beban kombinasi

V_u akibat beban kombinasi diperoleh dengan menggunakan program bantu SAP2000 dengan besar sebagai berikut:

$$V_u = 15077,85 \text{ kg}$$

- Total gaya yang bekerja

Momen berdasarkan kapasitas momen profil balok induknya,

$$M_u = 136826,25 \text{ kg.m}$$

Gaya geser berdasarkan kapasitas balok ditambah akibat dari beban kombinasi,

$$V_u = 30405,833 + 15077,85 = 45483,683 \text{ kg}$$

Digunakan baut A490: $d_b = 22$ mm

$$A_b = 380,1 \text{ mm}^2 = 3,801 \text{ cm}^2$$

$$D \text{ lubang} = d_b + 1,5 = 22 + 1,5 = 23,5 \text{ mm}$$

$$F_{nv} = 579 \text{ MPa} = 5790 \text{ kg/cm}^2$$

- Kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} m A_b$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 5790 \times 1 \times 3,801$$

$$\phi R_n = 16505,843 \text{ kg}$$

- Kekuatan tumpu

$$\phi = 0,75$$

T_p (terkecil dari 2 elemen yang disambung) = 12 mm

$$l_c = \text{Jarak tepi} - \frac{1}{2} D_{\text{lubang baut}}$$

$$= 50 - \frac{1}{2} (23,5)$$

$$= 38,25 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 1,2 \times 3,825 \times 1,2 \times 4100 \leq 2,4 \times 2,2 \times 1,2 \times 4100$$

$$\phi R_n = 16937,1 \text{ kg} < 25977,6 \text{ kg}$$

Maka kekuatan tumpu, $\phi R_n = 16937,1 \text{ kg}$

Kekuatan baut diambil yang terkecil diantara kuat geser dan kuat tumpu baut, maka:

$$\phi R_n = 16505,843 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang digunakan:

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{45483,683}{16505,843} = 2,755 \approx 4 \text{ buah}$$

Jarak Baut

- Jarak tepi terbebani (S_1)

$$1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$1,5(22) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(12) \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$33 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 144 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak tepi = 50 mm

- Jarak antar baut

$$3d_b \leq \text{jarak antar baut} \leq 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$3(22) \leq \text{jarak antar baut} \leq 15(12) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$66 \text{ mm} \leq \text{jarak antar baut} \leq 180 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak antar baut = 80 mm

- Jarak tepi tidak terbebani (S_2)

$$1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$1,5(22) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(12) \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$33 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 144 \text{ mm}$$

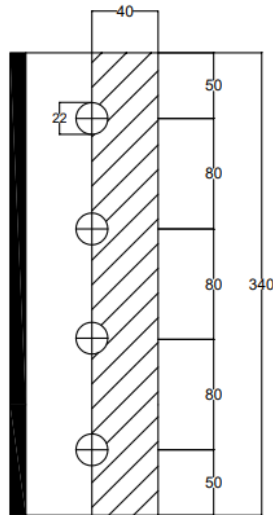
Maka digunakan jarak tepi $S_2 = 40 \text{ mm}$

Kontrol kekuatan plat penyambung

Digunakan pelat baja dengan tebal 12 mm

$$D \text{ lubang} = d_b + 1,5 = 22 + 1,5 = 23,5 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang plat} = (2S_1 + (n-1)S) = (2 \times 50 + (4-1)80) = 340 \text{ mm}$$



Gambar 4. 72 Bidang Geser pada Plat Penyambung

$$A_{gv} = L_{gv} \times t_{\text{plat siku}} = 340 \times 12 = 4080 \text{ mm}^2 = 40,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{plat siku}} = (340 - (4 \times 22)) \times 12 = 3024 \text{ mm}^2 = 30,24 \text{ cm}^2$$

- Pelelehan geser elemen

$$\phi = 1,00$$

$$\phi R_n = \phi 0,60 F_y A_{gv}$$

$$\phi R_n = 1 \times 0,60 \times 2500 \times 40,8$$

$$\phi R_n = 61200 \text{ kg}$$

- Keruntuhan geser elemen
 - $\phi = 0,75$
 - $\phi R_n = \phi 0,60 F_u A_{nv}$
 - $\phi R_n = 0,75 \times 0,60 \times 4100 \times 30,24$
 - $\phi R_n = 55792,8 \text{ kg}$

Kekuatan geser elemen diambil yang terkecil diantara pelelehan dan keruntuhan geser, maka:

$$\phi R_n = 55792,8 \text{ kg}$$

- Kontrol kekuatan geser elemen:

$$V_u \leq \phi R_n$$

$$45483,683 \text{ kg} < 55792,8 \text{ kg} \text{ (Ok)}$$

1. Las plat siku balok induk dengan kolom

Dilas pada kedua sisi

$$\text{Mutu Las } F_{E100xx} \rightarrow F_u \text{ las} = 100 \text{ ksi} = 100 \times 70,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Panjang las (L)} = 340 \text{ mm} = 34 \text{ cm}$$

- Beban pada las

Las memikul beban geser P_u dan $M_u = P_u \times e$

Untuk desain, dimisalkan $t_e = 1 \text{ cm}$

Dilas pada kedua sisi maka luas las:

$$A = 2 \times L \times t_e = 2 \times 34 \text{ cm} \times 1 \text{ cm} = 68 \text{ cm}^2$$

- Akibat P_u

$$P_u = 45483,683 \text{ kg}$$

$$f_p = \frac{P_u}{A} = \frac{45483,683}{68} = 668,878 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat M_u

$$e = S_2 = 40 \text{ mm} = 4 \text{ cm}$$

$$M_u = P_u \times e$$

$$= 45483,683 \times 4$$

$$= 181934,732 \text{ kg.cm}$$

$$S_x = \frac{1}{6} \times t_e \times L^2 \times 2 = \frac{1}{6} \times 1 \times 34^2 \times 2 = 385,333 \text{ cm}^3$$

$$f_m = \frac{M_u}{S_x} = \frac{181934,732}{385,333} = 472,149 \text{ kg/cm}^2$$

- Beban Total

$$f_{total} = \sqrt{f_p^2 + f_m^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{668,878^2 + 472,149^2}$$

$$f_{total} = 818,732 \text{ kg/cm}^2$$

- Kekuatan las

$$\phi = 0,75$$

$$\phi f_n = \phi F_{nw}$$

$$\phi f_n = 0,75 \times (0,60 F_{E70XX})$$

$$\phi f_n = 0,75 \times (0,60 \times 100 \times 70,3)$$

$$\phi f_n = 3163,5 \text{ kg/cm}^2$$

Didapatkan: $f_{total} = 818,732 \text{ kg/cm}^2 < \phi f_n = 3163,5 \text{ kg/cm}^2$

$$t_e = \frac{f_{total}}{\phi f_n} \times 1 \text{ cm} = \frac{818,732}{3163,5} \times 1 \text{ cm} = 0,259 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,297}{0,707} = 0,366 \text{ cm} = 3,66 \text{ mm}$$

Cek terhadap a_{min} dan a_{max} menurut SNI 1729-2015:

Tebal plat tertipis = 12 mm ($6 \text{ mm} < t < 13 \text{ mm}$)

$$a_{min} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{max} = t - 1 = 12 - 1 = 11 \text{ mm}$$

$$a_{ef \text{ max}} = 1,41 \frac{f_u \text{ elemen}}{f_u \text{ las}} \cdot t_p = 1,41 \frac{4100}{100 \times 70,3} \cdot 12 = 9,87 \text{ mm}$$

Karena didapat $a < a_{min}$ maka digunakan $a_{pakai} = a_{min} = 5 \text{ mm}$

2. Baut pada sayap balok induk

Menggunakan diaphragm plate tebal 16 mm

$$t_f = 20 \text{ mm}$$

$$d \text{ balok} = 606 \text{ mm} = 0,606 \text{ m}$$

Momen berdasarkan kapasitas momen profil balok induknya,

$$M_u = 136826,25 \text{ kg.m}$$

Menerima gaya tarik akibat momen sebesar:

$$T = \frac{M_u}{d} = \frac{136826,25}{0,606} = 225785,891 \text{ kg}$$

- Per satu sayap

Digunakan baut A490: $d_b = 24 \text{ mm}$

$$A_b = 452,4 \text{ mm}^2 = 4,524 \text{ cm}^2$$

$$D \text{ lubang} = d_b + 1,5 = 24 + 1,5 = 25,5 \text{ mm}$$

$$F_{nv} = 579 \text{ MPa} = 5790 \text{ kg/cm}^2$$

- Kekuatan tarik

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} m A_b$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 5790 \times 1 \times 4,524$$

$$\phi R_n = 19645,47 \text{ kg}$$

- Kekuatan tumpu lubang baut

$$\phi = 0,75$$

T_p (terkecil dari 2 elemen yang disambung) = 16 mm

$$l_c = \text{Jarak tepi} - \frac{1}{2} D_{\text{lubang baut}}$$

$$= 60 - \frac{1}{2} (25,5)$$

$$= 47,25 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 1,2 \times 47,25 \times 1,6 \times 4100 \leq 2,4 \times 24 \times 1,6 \times 4100$$

$$\phi R_n = 27896,4 \text{ kg} < 34636,8 \text{ kg}$$

Maka kekuatan tumpu, $\phi R_n = 27896,4 \text{ kg}$

Kekuatan baut diambil yang terkecil diantara kuat geser dan kuat tumpu baut, maka:

$$\phi R_n = 19645,47 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang digunakan:

$$n = \frac{T}{\phi R_n} = \frac{225785,891}{19645,47} = 11,493 \approx 12 \text{ buah}$$

Baut dibuat dua baris, sehingga 1 baris dipasang 6 buah baut diameter 24 mm (M24).

Jarak Baut

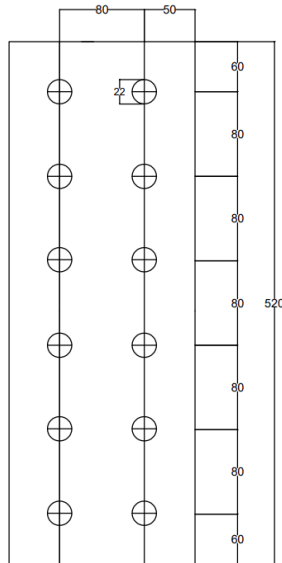
- Jarak tepi terbebani (S_1)
 - $1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p$ atau 150 mm
 - $1,5(24) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(16)$ atau 150 mm
 - $36 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 150 \text{ mm}$
 - Maka digunakan jarak tepi = 60 mm
- Jarak antar baut (S)
 - $3d_b \leq \text{jarak antar baut} \leq 15t_p$ atau 200 mm
 - $3(24) \leq \text{jarak antar baut} \leq 15(16)$ atau 200 mm
 - $72 \text{ mm} \leq \text{jarak antar baut} \leq 200 \text{ mm}$
 - Maka digunakan jarak antar baut = 80 mm
- Jarak tepi tidak terbebani (S_2)
 - $1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p$ atau 150 mm
 - $1,5(24) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(16)$ atau 150 mm
 - $36 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 150 \text{ mm}$
 - Maka digunakan jarak tepi $S_2 = 50 \text{ mm}$

Kontrol kekuatan plat penyambung

Digunakan digraphm plate tebal 16 mm

D lubang = $d_b + 1,5 = 24 + 1,5 = 25,5 \text{ mm}$

Panjang plat siku = $(2S_1 + (n-1)S) = (2 \times 60 + (6-1)80) = 520 \text{ mm}$



Gambar 4. 73 Bidang Tarik pada Plat Penyambung

Kekuatan elemen dalam tarik

$$A_g = L_{gv} \times t_{\text{plat siku}} = 520 \times 16 = 8320 \text{ mm}^2 = 83,2 \text{ cm}^2$$

$$A_n = L_{nv} \times t_{\text{plat siku}} = (520 - (6 \times 24)) \times 16 = 6016 \text{ mm}^2 = 60,16 \text{ cm}^2$$

Untuk pelat sambungan baut, $A_e = A_n = 60,16 \text{ cm}^2$

- Pelelehan tarik elemen

$$\phi = 0,9$$

$$\phi R_n = \phi F_y A_g$$

$$\phi R_n = 0,9 \times 2500 \times 83,2$$

$$\phi R_n = 187200 \text{ kg}$$

- Keruntuhan tarik elemen

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_u A_e$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 4100 \times 60,16$$

$$\phi R_n = 184992 \text{ kg}$$

Kekuatan geser elemen diambil yang terkecil diantara pelelehan dan keruntuhan geser, maka:

$$\phi R_n = 184992 \text{ kg}$$

- Terdapat baris baut pada satu sayap, maka:

$$2\phi R_n = 2 \times 184992 = 369984 \text{ kg}$$

- Kontrol kekuatan geser elemen:

$$V_u \leq \phi R_n$$

$$225785,891 \text{ kg} < 369984 \text{ kg} \text{ (Ok)}$$

3. Las pada plat gusset dengan kolom

Digunakan las tumpul penetrasi penuh. Menggunakan diaphragm plate tebal 16 mm. Throat efektif dari las tumpul penetrasi-joint-lengkap (PJL) harus ketebalan dari bagian yang tertipis dijoin, maka:

$$\text{Tebal las } t_e = 16 \text{ mm} = 1,6 \text{ cm}$$

$$\text{Kolom CFT } 900 \times 900 \times 32$$

$$\text{Maka } L = 900 \text{ mm} = 90 \text{ cm}$$

Momen berdasarkan kapasitas momen profil balok induknya,

$$M_u = 136826,25 \text{ kg.m}$$

Sayap profil menerima gaya tarik akibat momen sebesar:

$$T = \frac{M_u}{d} = \frac{136826,25}{0,606} = 225785,891 \text{ kg}$$

- Kekuatan las

Kekuatan logam dasar

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n \text{ logam dasar} = \phi F_{nBM} A_{BM}$$

$$\phi R_n \text{ logam dasar} = \phi F_u (Lxt)$$

$$\phi R_n \text{ logam dasar} = 0,75 \times 4100 \times 90 \times 1,6$$

$$\phi R_n \text{ logam dasar} = 442800 \text{ kg}$$

- Kekuatan logam las

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n \text{ logam las} = \phi F_{nw} A_{we}$$

$$\phi R_n \text{ logam las} = \phi 0,6 F_{E100xx} (Lxte)$$

$$\phi R_n \text{ logam las} = 0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,3 \times 90 \times 1,6$$

$$\phi R_n \text{ logam las} = 455544 \text{ kg}$$

Maka, kekuatan las merupakan yang terkecil diantara kekuatan logam dasar dan logam las, yaitu

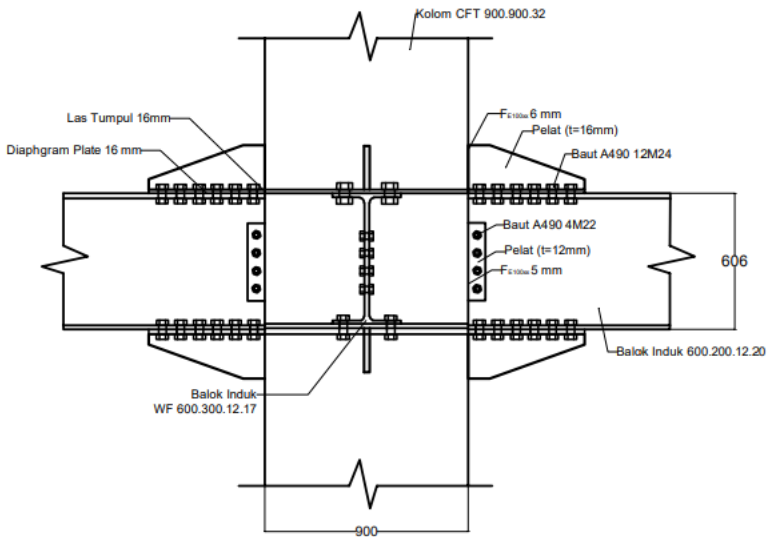
$$\phi R_n = 442800 \text{ kg}$$

- Kontrol gaya tarik yang terjadi dengan kekuatan las:

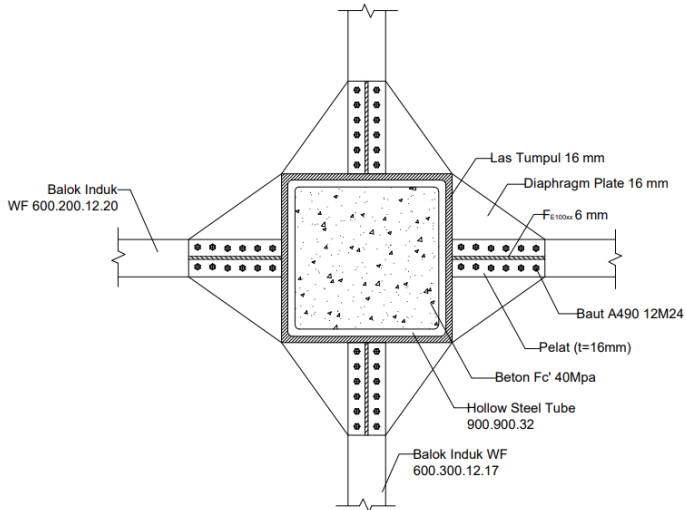
$$T < \phi R_n$$

$$225785,891 \text{ kg} < 442800 \text{ kg (Ok)}$$

Maka dipakai $t_e = 16 \text{ mm}$



Gambar 4. 74 Sambungan Balok Induk pada Kolom



Gambar 4. 75 Tampak Atas Sambungan Balok Induk pada Kolom

4.4.5 Sambungan Antar Kolom

Kolom disambung dengan menggunakan sambungan las sudut dengan pelat tambahan 50 mm. profil yang digunakan yaitu CFT 900 x 900 x 32.

Mutu Las $F_{E100xx} \rightarrow F_u \text{ las} = 100 \text{ ksi} = 100 \times 70,3 \text{ kg/cm}^2$

Panjang las (L) = $900 \times 4 = 3600 \text{ mm} = 360 \text{ cm}$

- Beban pada las

Dari program bantu SAP2000, didapatkan gaya yang bekerja pada kolom sebagai berikut (frame 2897):

$P_u = 743113,48 \text{ kg}$

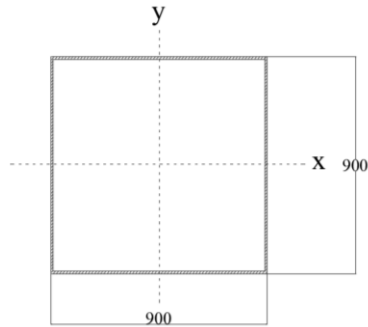
$M_{ux} = 27722,46 \text{ kg.m} = 2772246 \text{ kg.cm}$

$M_{uy} = 12510,16 \text{ kg.m} = 1251016 \text{ kg.cm}$

$V_u = 14516,54 \text{ kg}$

Untuk desain, dimisalkan $t_e = 1 \text{ cm}$

Maka, luas las $A = L \times t_e = 360 \text{ cm} \times 1 \text{ cm} = 360 \text{ cm}^2$



$$I_x = 2 \left(\frac{1}{12} \times t_e \times d^3 \right) + 2 \left(\frac{1}{12} \times d \times t_e^3 + \left(\frac{d}{2} \right)^2 \times d \times t_e \right)$$

$$I_x = 2 \left(\frac{1}{12} \times 1 \times 90^3 \right) + 2 \left(\frac{1}{12} \times 90 \times 1^3 + \left(\frac{90}{2} \right)^2 \times 90 \times 1 \right)$$

$$I_x = I_y = 607500 \text{ cm}^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{d/2} = \frac{486015}{90/2} = 10800,333 \text{ cm}^3$$

$$S_y = \frac{I_y}{d/2} = \frac{486015}{90/2} = 10800,333 \text{ cm}^3$$

Beban pada las:

- Akibat P_u

$$P_u = 743113,48 \text{ kg}$$

$$f_{vp} = \frac{P_u}{A} = \frac{743113,48}{360} = 2064,204 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat M_u

$$M_{ux} = 2772246 \text{ kg.cm}$$

$$M_{uy} = 1251016 \text{ kg.cm}$$

$$f_{hm} = \frac{M_{ux}}{S_x} = \frac{2772246}{10800,333} = 256,682 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vm} = \frac{M_{uy}}{S_y} = \frac{1251016}{10800,333} = 115,831 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat V_u

$$V_u = 14516,54 \text{ kg}$$

$$f_{hv} = \frac{V_u}{A} = \frac{14516,54}{360} = 40,324 \text{ kg/cm}^2$$

- Beban Total

$$f_v = f_{vp} + f_{vm} = 2064,204 + 115,831 = 2180,035 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_h = f_{hm} + f_{hv} = 256,682 + 40,324 = 297,006 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{2180,035^2 + 297,006^2}$$

$$f_{total} = 2200,174 \text{ kg/cm}^2$$

- Kekuatan las

$$\phi = 0,75$$

$$\phi f_n = \phi F_{nw}$$

$$\phi f_n = 0,75 \times (0,60 F_{E100XX})$$

$$\phi f_n = 0,75 \times (0,60 \times 100 \times 70,3)$$

$$\phi f_n = 3163,5 \text{ kg/cm}^2$$

Mencari tebal las yang dibutuhkan:

$$t_e = \frac{f_{total}}{\phi f_n} \times 1 \text{ cm} = \frac{2200,174}{3163,5} \times 1 \text{ cm} = 0,695 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,695}{0,707} = 0,984 \text{ cm} = 9,84 \text{ mm}$$

Cek terhadap a_{\min} dan a_{\max} menurut SNI 1729-2015:

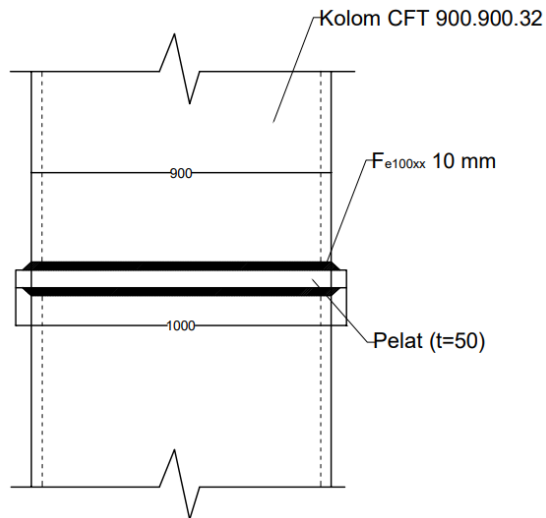
Tebal plat tertipis = 32 mm ($t > 19$ mm)

$$a_{\min} = 8 \text{ mm}$$

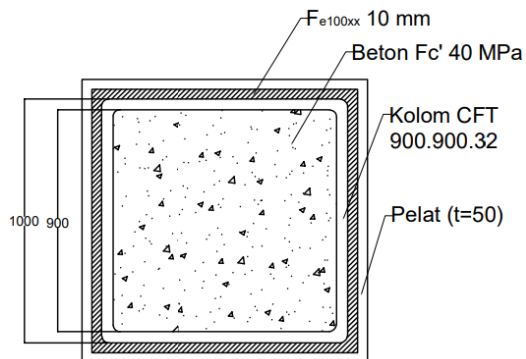
$$a_{\max} = t - 1 = 32 - 1 = 31 \text{ mm}$$

$$a_{ef\ max} = 1,41 \frac{f_u\ elemen}{f_u\ las} \cdot t_p = 1,41 \frac{4100}{100 \times 70,3} \cdot 32 = 26,3\ mm$$

Maka digunakan $a_{pakai} = a = 9,84\ mm \approx 10\ mm = 1\ cm$



Gambar 4. 76 Sambungan Antar Kolom



Gambar 4. 77 Tampak Atas Sambungan Antar Kolom

4.4.6 Sambungan Kolom dengan Base Plate

Untuk menghubungkan kolom baja dengan pedestal. Menggunakan menggunakan plat penyambung dimensi sebagai berikut:

$H = 1100 \text{ mm}$

$B = 1100 \text{ mm}$

Tebal plat = 70 mm

Gaya yang bekerja pada kolom lantai dasar didapatkan dari hasil program SAP2000 sebagai berikut:

$P_u = 745617,82 \text{ kg}$

$M_{ux} = 130352,64 \text{ kg.m} = 13035264 \text{ kg.cm}$

$M_{uy} = 72188,33 \text{ kg.m} = 7218833 \text{ kg.cm}$

$V_u = 33641,45 \text{ kg}$

- Kolom dengan base plate menggunakan las

Kolom CFT 900 x 900 x 32

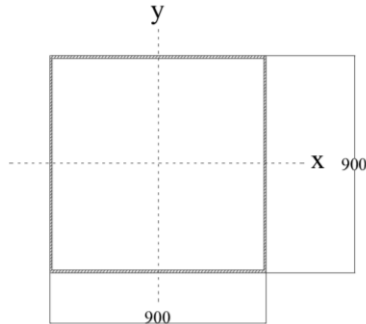
Sambungan las sudut dengan pelat tambahan tebal 60 mm

Mutu Las $F_{E100xx} \rightarrow F_u \text{ las} = 100 \text{ ksi} = 100 \times 70,3 \text{ kg/cm}^2$

Panjang las (L) = $900 \times 4 = 3600 \text{ mm} = 360 \text{ cm}$

Untuk desain, dimisalkan $t_e = 1 \text{ cm}$

Maka, luas las $A = L \times t_e = 360 \text{ cm} \times 1 \text{ cm} = 360 \text{ cm}^2$



$$I_x = 2 \left(\frac{1}{12} \times t_e \times d^3 \right) + 2 \left(\frac{1}{12} \times d \times t_e^3 + \left(\frac{d}{2} \right)^2 \times d \times t_e \right)$$

$$I_x = 2 \left(\frac{1}{12} \times 1 \times 90^3 \right) + 2 \left(\frac{1}{12} \times 90 \times 1^3 + \left(\frac{90}{2} \right)^2 \times 90 \times 1 \right)$$

$$I_x = I_y = 486015 \text{ cm}^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{d/2} = \frac{486015}{90/2} = 10800,333 \text{ cm}^3$$

$$S_y = \frac{I_y}{d/2} = \frac{486015}{90/2} = 10800,333 \text{ cm}^3$$

Beban pada las:

- Akibat P_u

$$P_u = 745617,82 \text{ kg}$$

$$f_{vp} = \frac{P_u}{A} = \frac{745617,82}{360} = 2071,161 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat M_u

$$M_{ux} = 13035264 \text{ kg.cm}$$

$$M_{uy} = 7218833 \text{ kg.cm}$$

$$f_{hm} = \frac{M_{ux}}{S_x} = \frac{13035264}{10800,333} = 1206,932 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vm} = \frac{M_{uy}}{S_y} = \frac{7218833}{10800,333} = 668,39 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat V_u

$$V_u = 33641,45 \text{ kg}$$

$$f_{hv} = \frac{V_u}{A} = \frac{33641,45}{360} = 93,448 \text{ kg/cm}^2$$

- Beban Total

$$f_v = f_{vp} + f_{vm} = 2071,161 + 668,39 = 2739,551 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_h = f_{hm} + f_{hv} = 1206,932 + 93,448 = 1300,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{2739,551^2 + 1300,38^2}$$

$$f_{total} = 3032,512 \text{ kg/cm}^2$$

- Kekuatan las

$$\phi = 0,75$$

$$\phi f_n = \phi F_{nw}$$

$$\phi f_n = 0,75 \times (0,60 F_{E100XX})$$

$$\phi f_n = 0,75 \times (0,60 \times 100 \times 70,3)$$

$$\phi f_n = 3163,5 \text{ kg/cm}^2$$

Mencari tebal las yang dibutuhkan:

$$t_e = \frac{f_{total}}{\phi f_n} \times 1 \text{ cm} = \frac{3032,512}{3163,5} \times 1 \text{ cm} = 0,959 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,959}{0,707} = 1,356 \text{ cm} = 13,56 \text{ mm}$$

Cek terhadap a_{min} dan a_{max} menurut SNI 1729-2015:

Tebal plat tertipis = 32 mm ($t > 19$ mm)

$$a_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{max} = t - 1 = 32 - 1 = 31 \text{ mm}$$

Maka digunakan $a_{pakai} = a = 13,56 \text{ mm} \approx 14 \text{ mm} = 1,4 \text{ cm}$

• Base plate dengan pedestal menggunakan angkur

Beban yang terjadi:

$$P_u = 745617,82 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 130352,64 \text{ kg.m} = 13035264 \text{ kg.cm}$$

- Eksentrisitas Gaya

$$e = \frac{M_u}{P_u} \leq \frac{H}{6} \rightarrow \text{small eccentricity case}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} > \frac{H}{6} \rightarrow \text{large eccentricity case}$$

- Menentukan H Base Plate:

$$H = d + 2h'$$

$$h' \geq w_e + c_1$$

Direncanakan:

$$d \text{ kolom} = 90 \text{ cm}$$

$$\text{Diameter baut (db)} = 22 \text{ mm} = 2,2 \text{ cm}$$

$$w_e \text{ (jarak minimum baut ke tepi pelat)} = 2db = 2 \times 2,2 = 4,4 \text{ cm}$$

$$c_1 \text{ (jarak minimum untuk mengunci)} = \frac{27}{16} \times 2,5 = 4,219 \text{ cm}$$

$$h' \geq w_e + c_1$$

$$h' \geq 4,4 \text{ cm} + 4,219 \text{ cm}$$

$$h' \geq 8,619 \text{ cm}$$

Maka diambil $h' = 10 \text{ cm}$

$$\text{Sehingga } H = d + 2h' = 90 + 2(10) = 110 \text{ cm}$$

- Cek eksentrisitas gaya:

$$e = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{13035264}{7465617,82} = 17,483 \text{ cm}$$

$$\frac{H}{6} = \frac{110}{6} = 18,333 \text{ cm}$$

Didapatkan $e = \frac{M_u}{P_u} \leq \frac{H}{6}$, maka tidak perlu angker (dipasang angker praktis)

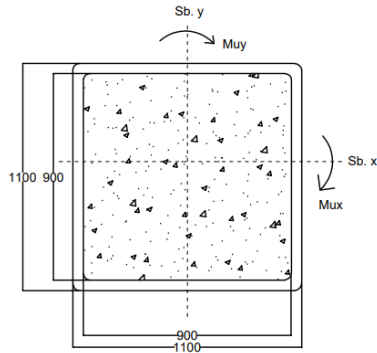
- Direncanakan dimensi beton pedestal:

$$\text{Panjang} = 120 \text{ cm}$$

$$\text{Lebar} = 120 \text{ cm}$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{120 \times 120}{110 \times 110}} = 1,091$$

- Akibat Beban Sumbu X



Gambar 4. 78 Pembebanan pada Base Plate Arah X

Beban pada base plate:

- Akibat P_u

$$P_u = 745617,82 \text{ kg}$$

$$A \text{ base plate} = 110 \times 110 = 12100 \text{ cm}^2$$

$$f_{pa} = \frac{P_u}{A} = \frac{745617,82}{12100} = 61,621 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat M_u

$$M_{ux} = 130352,64 \text{ kg.m} = 13035264 \text{ kg.cm}$$

$$S_x = \frac{1}{6}bh^2 = \frac{1}{6} \times 110 \times 110^2 = 221833,333 \text{ cm}^3$$

$$f_{pb} = \frac{M_{ux}}{S_x} = \frac{13035264}{221833,333} = 58,762 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan Total

$$f_{ptotal} = f_{pa} + f_{pb} = 61,621 + 58,762 = 120,383 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan yang dapat diterima

$$f_{avail} = \phi 0,85 f c' = 0,9 \times 0,85 \times 400 = 306 \text{ kg/cm}^2$$

- Kontrol tekanan:

$$f_{total} < f_{avail}$$

$$120,383 \text{ kg/cm}^2 < 306 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Ok)}$$

- Menentukan besarnya M_{upl} setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{(h - 0,95d_{kolom})}{2} = \frac{(110 - 0,95 \times 90)}{2} = 12,25 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left(f_{ptotal} - 2 f_{pb} \frac{m}{h} \right) x \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 f_{pb} \frac{m}{h} \right) \left(\frac{m^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = \left(120,383 - 2 \times 58,762 \frac{12,25}{110} \right) x \left(\frac{12,25^2}{2} \right)$$

$$+ \left(2 \times 58,762 \frac{12,25}{110} \right) \left(\frac{12,25^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = 8050,485 + 982,001 = 9032,486 \text{ kg.cm/cm}$$

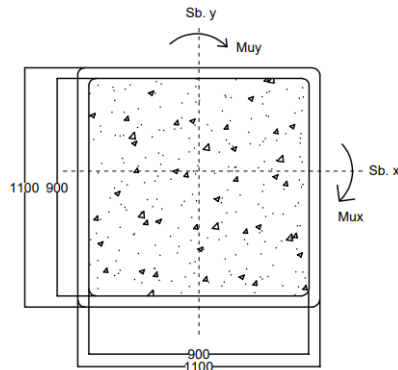
- Menentukan tebal base plate

$$f_y = 250 \text{ MPa} = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4M_{upl}}{\phi f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 9032,486}{0,9 \times 2500}} = 4,01 \text{ cm} < t_p = 6 \text{ cm} (OK)$$

Pada awal perencanaan tebal base plate direncanakan setebal 6 cm. Maka kebutuhan tebal base plate dengan beban sumbu X masih memenuhi.

- Akibat Beban Sumbu Y



Gambar 4. 79 Pembebanan pada Base Plate Arah Y

Beban pada base plate:

- Akibat P_u

$$P_u = 745617,82 \text{ kg}$$

$$A \text{ base plate} = 110 \times 110 = 12100 \text{ cm}^2$$

$$f_{pa} = \frac{P_u}{A} = \frac{745617,82}{12100} = 61,621 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat M_u

$$M_{uy} = 72188,33 \text{ kg.m} = 7218833 \text{ kg.cm}$$

$$S_y = \frac{1}{6}hb^2 = \frac{1}{6} \times 110 \times 110^2 = 221833,333 \text{ cm}^3$$

$$f_{pb} = \frac{M_{uy}}{S_y} = \frac{7218833}{221833,333} = 32,542 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan Total

$$f_{ptotal} = f_{pa} + f_{pb} = 61,621 + 32,542 = 94,163 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan yang dapat diterima

$$f_{avail} = \phi 0,85 f_c' = 0,9 \times 0,85 \times 400 = 306 \text{ kg/cm}^2$$

- Kontrol tekanan:

$$f_{total} < f_{avail}$$

$$94,163 \text{ kg/cm}^2 < 306 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

- Menentukan besarnya M_{upl} setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{(h - 0,95d_{kolom})}{2} = \frac{(110 - 0,95 \times 90)}{2} = 12,25 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left(f_{ptotal} - 2 f_{pb} \frac{m}{h} \right) x \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 f_{pb} \frac{m}{h} \right) \left(\frac{m^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = \left(94,163 - 2 \times 32,542 \frac{12,25}{110} \right) x \left(\frac{12,25^2}{2} \right)$$

$$+ \left(2 \times 32,542 \frac{12,25}{110} \right) \left(\frac{12,25^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = 6521,342 + 543,826 = 7065,168 \text{ kg.cm/cm}$$

- Menentukan tebal base plate

$$f_y = 250 \text{ MPa} = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4M_{upl}}{\phi f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 7065,168}{0,9 \times 2500}} = 3,54 \text{ cm} < t_p = 6 \text{ cm (OK)}$$

Pada awal perencanaan tebal base plate direncanakan setebal 6 cm. Maka kebutuhan tebal base plate dengan beban sumbu Y masih memenuhi.

- Perencanaan Pelat Pengaku

Tebal pelat pengaku minimum menurut SNI 1729-2002 Pasal 8.11 yaitu:

$$t_s \geq 0,5 \times t_f$$

$$t_s \geq 0,5 \times 3,2 \text{ cm}$$

$$t_s \geq 1,6 \text{ cm}$$

Maka direncanakan pelat pengaku dengan tebal 2 cm dan dilas dengan ketebalan las minimum yaitu $a = 8 \text{ mm}$.

- Perencanaan angkur baut

Karena didapatkan $e = \frac{M_u}{P_u} \leq \frac{H}{6}$, maka dipasang angkur praktis.

Digunakan baut angkur (*anchor bolt*) M22 dengan spesifikasi:

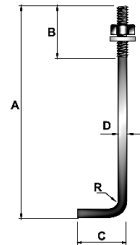
$$d_b = 22 \text{ mm}$$

$$A_b = 380,1 \text{ mm}^2 = 3,801 \text{ cm}^2$$

$$D \text{ lubang} = d_b + 1,5 = 22 + 1,5 = 23,5 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu F1554 Grade 105, } F_u = 7240 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Panjang angkur } A = 755 \text{ mm}$$



- Kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} m A_b$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 7240 \times 1 \times 3,801$$

$$\phi R_n = 20639,43 \text{ kg}$$

- Kekuatan tumpu

$$\phi = 0,75$$

T_p (terkecil dari 2 elemen yang disambung) = 60 mm

$$l_c = \text{Jarak tepi} - \frac{1}{2} D_{\text{lubang baut}}$$

$$= 50 - \frac{1}{2} (23,5)$$

$$= 38,25 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = \phi 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 1,2 \times 3,825 \times 6 \times 4100 \leq 2,4 \times 2,2 \times 6 \times 4100$$

$$\phi R_n = 84685,5 \text{ kg} < 129888 \text{ kg}$$

Maka kekuatan tumpu, $\phi R_n = 84685,5 \text{ kg}$

Kekuatan baut diambil yang terkecil diantara kuat geser dan kuat tumpu baut, maka:

$$\phi R_n = 20639,43 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang digunakan:

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{33641,45}{20639,43} = 1,63 \text{ (Direncanakan dengan 8 baut)}$$

Maka dipasang angkur baut M22 mutu F1554 Grade 105 dengan jumlah 8 baut untuk menjaga stabilitas struktur.

Jarak Baut

Direncanakan $h' = 10 \text{ cm}$, maka:

- w_e (jarak minimum baut ke tepi pelat)

$$w_e = 2d_b = 2 \times 2,2 = 4,4 \text{ cm} \approx 4,5 \text{ cm}$$

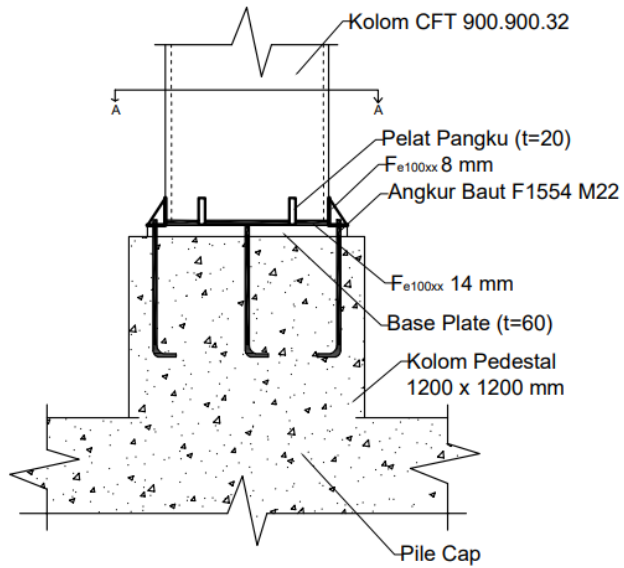
- c_1 (jarak minimum untuk mengunci)

$$c_1 = \frac{27}{16} \times 2,5 = 4,22 \text{ cm} \approx 5,5 \text{ cm}$$

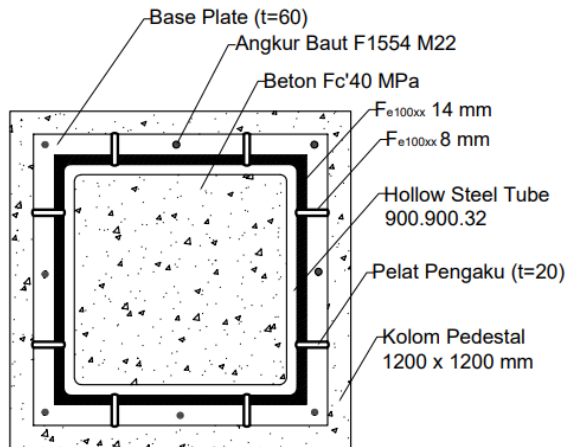
Panjang baut angkur

$$l_d = d_b \times \frac{3f_y \alpha \beta \lambda}{5\sqrt{f_c'}} = 2,2 \times \frac{3 \times 250 \times 1 \times 1 \times 1}{5\sqrt{40}} = 52,178 \text{ cm}$$

Maka sesuai brosur untuk M22 baut angkur sepanjang 75,5 cm, maka memenuhi kebutuhan panjang baut angkur.



Gambar 4. 80 Sambungan Base Plate



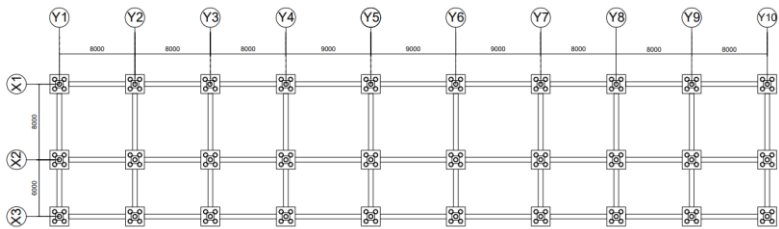
Gambar 4. 81 Detail Sambungan Base Plate

4.5 Perencanaan Struktur Bawah

Terdiri dari perencanaan pondasi, *poer*, dan juga *sloof*. Perencanaan struktur pondasi menggunakan pondasi tiang bor. Data tanah yang digunakan adalah hasil dari SPT (*Soil Penetration Test*).

4.5.1 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan komponen struktur pendukung bangunan, yang berada dibawah dan berfungsi meneruskan beban dari kolom ke tanah. Pondasi yang direncanakan pada gedung 88 Avenue seperti gambar Gambar 4.94 berikut:



Gambar 4. 82 Denah Perencanaan Pondasi

Pondasi pada gedung 88 Avenue ini direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang beton (*Spun Pile*) yang merupakan produk dari Wika *Prestressed Bored Pile*.

- Data Tanah

Untuk merencanakan pondasi bangunan perlu dilakukan penyelidikan tanah agar dapat mengetahui jenis dan karakteristik tanah ditempat yang akan dibangun gedung. Dengan adanya penyelidikan tanah maka dapat diketahui kekuatan tanah dalam menahan beban yang akan disalurkan atau yang lebih dikenal dengan daya dukung tanah terhadap beban pondasi. Data tanah yang digunakan dianggap dapat mewakili kondisi tanah pada proyek pembangunan Gedung 88 Avenue Surabaya. Data tanah yang tersedia berupa data SPT (*Standard Penetration Test*) dari lapangan

yang dapat dilihat pada lampiran. Data ini nantinya akan digunakan untuk menghitung daya dukung pondasi.

- Kombinasi Beban (dari SNI)

Beban struktur disalurkan dari balok ke kolom kemudian ke tiang bor (*bored pile*). Beban yang bekerja pada pondasi dihitung dengan kombinasi-kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin berdasarkan SNI 1726-2019. Berikut kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin:

- D
- D + L
- D + 0,75 L
- D + 0,7 Ex
- D + 0,7 Ey
- D + 0,75 L + 0,7 Ex
- D + 0,75 L + 0,7 Ey
- 0,6 D + 0,7 Ex
- 0,6 D + 0,7 Ey

Dimana: D = beban mati

L = beban hidup

E = beban gempa

Untuk perencanaan tiang bor (*bored pile*), akan dilakukan kontrol terhadap kombinasi-kombinasi beban yang disebutkan diatas. kontrol yang dilakukan meliputi daya dukung tiang bor (1 tiang maupun dalam kelompok), kontrol momen dan juga kontrol defleksi. Untuk menentukan gaya-gaya yang terjadi pada pondasi menggunakan program bantu SAP2000 (*Output Joint Reaction*) pada perletakkan struktur. Berikut adalah gaya maksimum yang terjadi pada masing-masing kombinasi yang disajikan pada Tabel 4.33.

Tabel 4. 34 Gaya Maksimum pada Pondasi

Kombinasi	P	Mx	My	Hx	Hy
	kg	kg.m	kg.m	kg	kg
D + L	370766.04	275.91	-86.18	7631.63	10470.55
D + 0,75L	506741.45	382.86	-33.42	10337.87	15115.13
D + 0,7Ex	769365.49	1319.54	85901.05	47972.85	18927.75
D + 0,7Ey	576544.68	531.15	19191.98	17063.17	30478.14
D + 0,75L + 0,7Ex	905340.91	1426.48	85953.81	50679.08	23572.33
D + 0,75L + 0,7Ey	712520.09	638.1	19244.73	19769.41	35122.72
0,6D + 0,7Ex	621059.08	1209.17	85935.52	44920.2	14739.53
0,6D + 0,7Ey	428238.27	420.79	19226.45	14010.52	26289.92
ENVELOPE	905340.91	1426.48	85953.81	50679.08	35122.72

- Spesifikasi Tiang Pancang yang digunakan

Pondasi pada gedung 88 Avenue ini direncanakan menggunakan pondasi tiang bor (*bored pile*) dengan data sebagai berikut:

- Jenis pondasi : Pondasi Tiang Bor (*Bored Pile*)
- Diameter tiang bor (D) : 800 mm
- Wall Thickness : 120 mm
- Klasifikasi : A1
- *Section Inertia* (I) : 2563,54 cm⁴
- Mutu Beton (fc') : 52 MPa

4.5.1.1 Daya Dukung Tiang

Perhitungan daya dukung tiang tunggal berdasarkan data SPT. Data SPT (*Standard Penetration Test*) dari lapangan tidak langsung dapat digunakan untuk perencanaan tiang bor. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli.

1. Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah pasir halus, pasir berlanau dan pasir berlempung yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$:

a) $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N - 15)$ (*Terzaghi & Peck, 1960*)

b) $N_1 = 0,6 N$ (*Bazaraa, 1967*)

Pilih harga N_1 yang terkecil dari a) dan b) tersebut.

Untuk jenis tanah lempung, lanau, pasir kasar dan bila $N \leq 15$, tidak ada koreksi, jadi $N_1 = N$

2. Koreksi terhadap *Overburden Pressure* dari tanah

Hasil dari koreksi 1 (N_1) dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan vertical efektif pada lapisan tanah dimana harga N tersebut didapatkan (tekanan vertical efektif = *overburden pressure*). Berikut koreksi terhadap *overburden pressure* menurut *Bazaraa, 1967*:

$$\text{Apabila } P_0 \leq 7,5 \text{ ton/m}^2 \text{ maka } \rightarrow N_2 = \frac{4N_1}{1 + 0,4P_0}$$

$$\text{Apabila } P_0 > 7,5 \text{ ton/m}^2 \text{ maka } \rightarrow N_2 = \frac{4N_1}{3,25 + 0,1P_0}$$

Dimana: P_0 = tekanan tanah vertical efektif pada lapisan atau kedalaman yang ditinjau

Harga N_2 harus $\leq 2N_1$

Bila dari koreksi didapat $N_2 > 2N_1$ maka nilai $N_2 = 2N_1$

3. Daya dukung tiang

$$Q_{ult} = C_n A_{ujung} + \sum C_{li} A_{si}$$

Dimana:

$$C_n \text{ ujung} = 40\bar{N}$$

\bar{N} = harga rata-rata N_2 4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang

A_{ujung} = luasan permukaan ujung tiang

C_{li} = hambatan geser selimut tiang pada segmen i

$C_{li} = f_{si} = N/2 \text{ ton/m}^2$ untuk tanah lempung/lanau atau $N/5 \text{ ton/m}^2$ untuk tanah pasir

A_{si} = luas selimut tiang pada segmen $i = O_i \times h_i$

$$P_{ijin} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

Dimana nilai *Safety Factor* (SF) = 3

Tabel 4. 35 Daya Dukung Tanah Kedalaman 0 – 40 m

Kedalaman	N-SPT	Qp	Qs	Qult	Qijin
m	blow/30 cm	ton	ton	Qp + Qs	Qu/SF
0	0				
1	3	67.824	10.174	77.998	25.999
2	3	67.824	20.347	88.171	29.390
3	3	59.641	29.293	88.935	29.645
4	3	51.917	37.081	88.998	29.666
5	4	61.285	46.274	107.559	35.853
6	5	68.726	56.582	125.308	41.769
7	6	74.778	67.799	142.578	47.526
8	7	97.388	82.407	179.796	59.932
9	9	125.214	101.190	226.403	75.468
10	11	153.039	124.145	277.184	92.395
11	11.5	159.995	148.145	308.140	102.713
12	12	166.951	173.187	340.139	113.380
13	13.5	187.820	201.360	389.181	129.727
14	15	208.689	232.664	441.353	147.118
15	16.5	229.558	267.097	496.656	165.552
16	18	250.427	304.662	555.089	185.030
17	19	264.340	344.312	608.652	202.884
18	20	278.252	386.050	664.303	221.434
19	19.5	271.296	426.745	698.041	232.680
20	19	264.340	466.396	730.735	243.578
21	19	264.340	506.047	770.386	256.795
22	19	264.340	545.698	810.037	270.012
23	18.5	257.383	584.305	841.688	280.563
24	18	250.427	621.869	872.296	290.765

25	18.5	257.383	660.477	917.860	305.953
26	19	264.340	700.128	964.467	321.489
27	19	264.340	739.779	1004.118	334.706
28	19	264.340	779.430	1043.769	347.923
29	20	278.252	821.167	1099.420	366.473
30	21	292.165	864.992	1157.157	385.719
31	21	292.165	908.817	1200.982	400.327
32	21	292.165	952.642	1244.806	414.935
33	21.5	299.121	997.510	1296.631	432.210
34	22	306.078	1043.421	1349.499	449.833
35	22.5	313.034	1090.376	1403.410	467.803
36	23	319.990	1138.375	1458.365	486.122
37	24	333.903	1188.460	1522.363	507.454
38	25	347.815	1240.633	1588.448	529.483
39	26	361.728	1294.892	1656.620	552.207
40	27	375.641	1351.238	1726.879	575.626

Telah dilakukan perhitungan daya dukung tanah yang hasilnya dapat dilihat pada Tabel 4.34. Berdasarkan perhitungan daya dukung tanah tiang, maka dipakai tiang bor (*bored pile*) dengan kedalaman 30 m dengan daya dukung tanah sebesar 385,719 ton.

4.5.1.2 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan:

$$P_{max} = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y \times X_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times Y_{max}}{\Sigma y^2} \leq P_{ijin} \text{ 1 tiang}$$

Daya dukung ijin (P_{ijin}) yang digunakan diambil yang terkecil dari daya dukung tanah dan daya dukung bahan. Untuk daya dukung tanah, perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (C_e), berikut rumus koefisien efisiensi menurut *Converse-Labarre Formula*:

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{S}\right)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

Sehingga didapatkan persamaan untuk daya dukung tanah:

$$P_{max} \leq P_{ijin} \text{ 1 tiang} \times C_e$$

Sedangkan untuk daya dukung bahan tidak perlu koreksi terhadap koefisien efisiensi (C_e).

Direncanakan tiang bor dalam satu kelompok terdapat 4 buah tiang bor diameter 80 cm dengan jarak sebagai berikut:

- Jarak Antar Tiang (S)

$$2D \leq S \leq 3D$$

$$2(80) \leq S \leq 3(80)$$

$$160 \text{ cm} \leq S \leq 240 \text{ cm}$$

Maka dipakai jarak antar tiang bor yaitu 240 cm

- Jarak Tepi (S_1)

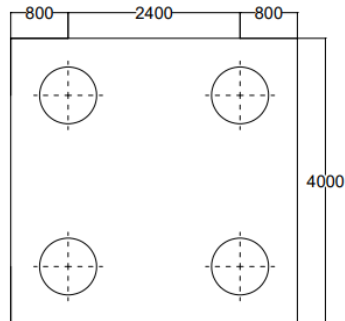
$$1D \leq S \leq 1,5D$$

$$80 \leq S \leq 1,5(80)$$

$$80 \text{ cm} \leq S \leq 120 \text{ cm}$$

Maka dipakai jarak tepi yaitu 80 cm

Maka perencanaan tiang bor (*bored pile*) kelompok seperti pada Gambar 4.95.



Gambar 4. 83 Perencanaan Tiang Bor Kelompok

1. Berikut contoh perhitungan untuk kontrol beban maksimum 1 tiang. Akan dilakukan kontrol untuk masing-masing kombinasi beban yang ada yang hasilnya disajikan dalam Tabel 4.34.

(Kombinasi Beban $D + 0,75L + 0,7Ex$)

Dengan menggunakan program bantu SAP2000, untuk *joint reaction* pada perletakkan dengan kombinasi beban ($D + 0,75L + 0,7EX$) didapatkan gaya maksimum sebagai berikut:

$$P = 905,341 \text{ ton}$$

$$M_x = 1,426 \text{ ton.m}$$

$$M_y = 85,954 \text{ ton.m}$$

$$H_x = 50,679 \text{ ton}$$

$$H_y = 23,573 \text{ ton}$$

- Daya dukung 1 tiang

Daya dukung tanah = 385,791 ton (kedalaman 30 m). Untuk daya dukung tanah, perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (C_e), berikut perhitungan koefisien efisiensi menurut *Converse-Labarre Formula*:

$$\varnothing = 80 \text{ cm}$$

$$S = 240 \text{ cm}$$

$$m = 2$$

$$n = 2$$

$$C_e = 1 - \frac{\arctan n\left(\frac{\theta}{S}\right)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

$$C_e = 1 - \frac{\arctan n\left(\frac{80}{240}\right)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2}\right)$$

$$C_e = 0,795$$

- Maka didapatkan:

$$P_{ijin tanah} = \text{daya dukung tanah} \times C_e$$

$$P_{ijin tanah} = 385,719 \times 0,795$$

$$P_{ijin tanah} = 306,647 \text{ ton}$$

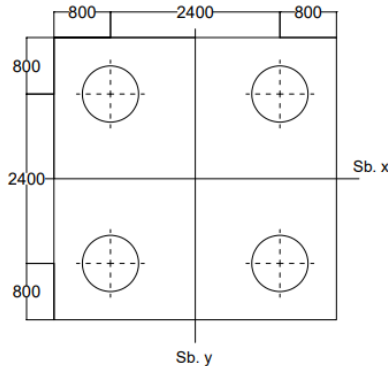
- Kontrol beban maksimum terhadap daya dukung 1 tiang

$$P = 905,341 \text{ ton}$$

$$M_x = 1,426 \text{ ton.m}$$

$$M_y = 85,954 \text{ ton.m}$$

Jumlah tiang pancang, $n = 4$



Gambar 4. 84 Tiang Pancang

$$P_{max} = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y \times X_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times Y_{max}}{\Sigma y^2}$$

$$P_{max} = \frac{905,341}{4} + \frac{85,954 \times 2,4}{(2,4^2)} + \frac{1,426 \times 2,4}{(2,4^2)}$$

$$P_{max} = 226,335 + 35,814 + 0,594$$

$$P_{max} = 262,743 \text{ ton}$$

- Kontrol daya dukung 1 tiang terhadap beban:
 $P_{max} \leq P_{ijin} \text{ 1 tiang dalam group}$
 262,743 ton < 306,647 ton (**Ok**)
- Kontrol gaya aksial:
 $P_{ijin} \text{ 1 tiang dalam group} \leq P_{ijin} \text{ bahan}$
 306,647 ton < 415 ton (**Ok**)

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan selengkapnya.

Tabel 4. 36 Kontrol Daya Dukung 1 Tiang

Kombinasi	P	Mx	My	Pmax	Pijin	CEK
	ton	ton.m	ton.m	ton	ton	
D + L	370.77	0.28	-0.09	92.77	385.72	OK
D + 0,75L	506.74	0.38	-0.03	126.83	385.72	OK
D + 0,7Ex	769.37	1.32	85.90	228.68	385.72	OK
D + 0,7Ey	576.54	0.53	19.19	152.35	385.72	OK
D + 0,75L + 0,7Ex	905.34	1.43	85.95	262.74	385.72	OK
D + 0,75L + 0,7Ey	712.52	0.64	19.24	186.41	385.72	OK
0,6D + 0,7Ex	621.06	1.21	85.94	191.58	385.72	OK
0,6D + 0,7Ey	428.24	0.42	19.23	115.25	385.72	OK
ENVELOPE	905.34	1.43	85.95	262.74	385.72	OK

4.5.1.3 Kontrol Tiang Pancang Kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang yang dibutuhkan dalam adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang. Daya dukung yang diambil adalah nilai dikalikan dengan koefisien C_e sehingga:

$$Q_{grup} = Q_{1 \text{ tiang}} \times n \times C_e$$

$$P \leq Q_{grup}$$

1. Berikut contoh perhitungan untuk kontrol daya dukung tiang bor kelompok. Akan dilakukan kontrol untuk masing-masing kombinasi beban yang ada.

(Kombinasi Beban D + 0,75L + 0,7Ex)

Dengan menggunakan program bantu SAP2000, untuk *joint reaction* pada perletakkan dengan kombinasi beban (D + 0,75L + 0,7Ex) didapatkan gaya maksimum sebagai berikut:

P = 905,341 ton

- Daya dukung 1 tiang

Daya dukung tiang tunggal = 385,719 ton (kedalaman 30 m)

Untuk daya dukung tanah, perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (C_e), berikut perhitungan koefisien efisiensi menurut *Converse-Labarre Formula*:

$$\emptyset = 80 \text{ cm}$$

$$S = 240 \text{ cm}$$

$$m = 2$$

$$n = 2$$

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\emptyset}{S}\right)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{80}{240}\right)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2}\right)$$

$$C_e = 0,795$$

- Kontrol daya dukung 1 tiang terhadap beban:

$$Q_{grup} = Q_{1 \text{ tiang}} \times n \times C_e$$

$$Q_{grup} = 385,719 \times 4 \times 0,795$$

$$Q_{grup} = 1226,586$$

$$P_{max} \leq Q_{grup}$$

$$905,341 \text{ ton} < 1226,586 \text{ ton (Ok)}$$

Berikut rekapitulasi perhitungan selengkapnya untuk masing-masing kombinasi.

Tabel 4. 37 Kontrol Daya Dukung Tiang Kelompok

Kombinasi	P	Q 1 tiang	n	Q kelompok	CEK
	ton	ton		ton	
D + L	370.77	306.65	4	1226.586	OK
D + 0,75L	506.74	306.65	4	1226.586	OK
D + 0,7Ex	769.37	306.65	4	1226.586	OK
D + 0,7Ey	576.54	306.65	4	1226.586	OK
D + 0,75L + 0,7Ex	905.34	306.65	4	1226.586	OK
D + 0,75L + 0,7Ey	712.52	306.65	4	1226.586	OK
0,6D + 0,7Ex	621.06	306.65	4	1226.586	OK
0,6D + 0,7Ey	428.24	306.65	4	1226.586	OK
ENVELOPE	905.34	306.65	4	1226.586	OK

4.5.1.4 Kontrol Terhadap Gaya Momen

Beban-besan yang bekerja pada tiang pondasi tidak hanya vertikal saja, seringkali terdapat beban horizontal yang bekerja pada tiang tersebut. Perumusan untuk menghitung gaya momen akibat gaya horizontal yang terjadi sebagai berikut:

$$M_{\max} = H (e + 1,5d + 0,5f)$$

$$f = \frac{H}{9C_u d}$$

Dimana: H = beban horizontal

e = jarak beban horizontal (H) terhadap muka tanah

d = diameter tiang pancang

- Berikut contoh perhitungan untuk kontrol tiang pancang terhadap gaya momen yang terjadi. Akan dilakukan kontrol untuk masing-masing kombinasi beban yang ada.

(Kombinasi Beban D + 0,75L + 0,7Ex)

Dengan menggunakan program bantu SAP2000, untuk *joint reaction* pada perletakan dengan kombinasi beban (D + 0,75L + 0,7Ex) didapatkan gaya maksimum sebagai berikut:

$$H_x = 50,679 \text{ ton} = 50679,08 \text{ kg}$$

$$H_y = 23,572 \text{ ton} = 23572,33 \text{ kg}$$

Diambil gaya horizontal paling maksimum, maka:

$H_{\max} = 50679,08$ kg, gaya horizontal yang diterima oleh satu tiang pancang adalah:

$$H_1 \text{ tiang} = \frac{H_{\max}}{n} = \frac{50679,08}{4} = 12669,77 \text{ kg}$$

2. Mencari besarnya f :

Nilai $C_u = 0,294$ kg/cm² (C_u pakai adalah nilai rata-rata)

Diameter tiang = 80 cm

$$f = \frac{H}{9C_u d} = \frac{12669,77}{9 \times 0,294 \times 80} = 59,853 \text{ cm}$$

Besarnya M_{\max} :

$$M_{\max} = H (e + 1,5d + 0,5f)$$

$$M_{\max} = 12669,77 (0 + 1,5(80) + 0,5(59,853))$$

$$M_{\max} = 1899534,272 \text{ kg.cm}$$

$$M_{\max} = 18,995 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{crack}} \text{ bahan} = 40 \text{ ton.m}$$

Kontrol daya dukung tiang pancang dalam grup:

$$M_{\max} \leq M_{\text{crack}} \text{ bahan}$$

$$18,995 \text{ ton.m} < 40 \text{ ton.m (Ok)}$$

Berikut rekapitulasi perhitungan selengkapnya untuk masing-masing kombinasi.

Tabel 4. 38 Kontrol Gaya Momen

Kombinasi	Hx	Hy	H max	f	M max	M crack	CEK
	kg	kg	kg	cm	ton.m	ton.m	
D + L	7631.63	10470.55	2617.638	12.366	3.303	40	OK
D + 0,75L	10337.87	15115.13	3778.783	17.851	4.872	40	OK
D + 0,7Ex	47972.85	18927.75	11993.213	56.657	17.789	40	OK
D + 0,7Ey	17063.17	30478.14	7619.535	35.996	10.515	40	OK
D + 0,75L + 0,7Ex	50679.08	23572.33	12669.770	59.853	18.995	40	OK
D + 0,75L + 0,7Ey	19769.41	35122.72	8780.680	41.481	12.358	40	OK
0,6D + 0,7Ex	44920.20	14739.53	11230.050	53.052	16.455	40	OK
0,6D + 0,7Ey	14010.52	26289.92	6572.480	31.049	8.907	40	OK
ENVELOPE	50679.08	35122.72	12669.770	59.853	18.995	40	OK

4.5.1.5 Kontrol Terhadap Defleksi Akibat Gaya Horizontal

Gaya horizontal yang terjadi pada pondasi tiang dapat menyebabkan terjadi defleksi dan momen. Perumusan untuk menghitung defleksi akibat gaya horizontal yang terjadi adalah sebagai berikut:

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

Dimana: δ = defleksi yang terjadi

Fd = koefisien defleksi (dari grafik)

P = gaya horizontal 1 tiang

T = *relative stiffness factor*

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

1. Berikut contoh perhitungan untuk kontrol *bored pile* terhadap defleksi yang terjadi. Akan dilakukan kontrol untuk masing-masing kombinasi beban yang ada.

(Kombinasi Beban $D + 0,75L + 0,7Ex$)

Dengan menggunakan program bantu SAP2000, untuk *joint reaction* pada perletakkan dengan kombinasi beban ($D + 0,75L + 0,7Ex$) didapatkan gaya maksimum sebagai berikut:

$$H_x = 50,679 \text{ ton} = 50679,08 \text{ kg}$$

$$H_y = 23,572 \text{ ton} = 23572,33 \text{ kg}$$

Diambil gaya horizontal paling maksimum, maka:

$H_{\max} = 50679,08 \text{ kg}$, gaya horizontal yang diterima oleh satu tiang pancang adalah:

$$P = H_{1 \text{ tiang}} = \frac{H_{\max}}{n} = \frac{50679,08}{4} = 12669,77 \text{ kg}$$

2. Menghitung besarnya T

$$F_c' = 52 \text{ MPa}$$

$$E = 4700 \sqrt{f_c'}$$

$$= 4700 \sqrt{52}$$

$$= 33892,182 \text{ MPa}$$

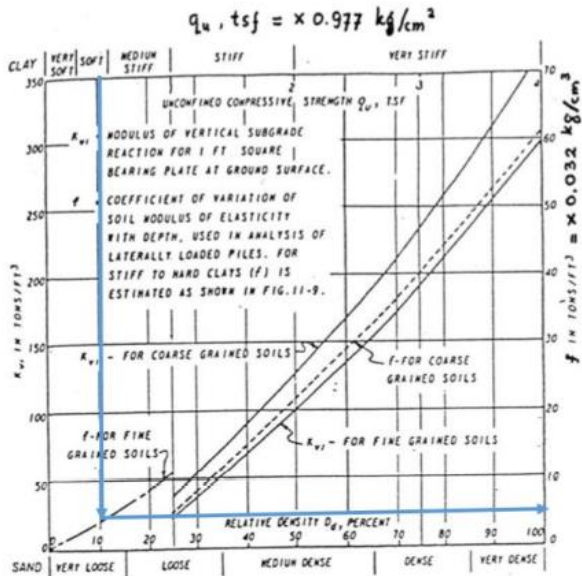
$$= 338921,82 \text{ kg/cm}^2$$

Section Inertia (I) = 1527869,6 cm⁴ (dari brosur)

Untuk Cu = 0,294 kg/cm², maka:

$$\begin{aligned} Q_u &= 2 \times C_u \\ &= 2 \times 0,294 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 0,588 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 0,602 \text{ ton/ft}^2 \end{aligned}$$

f = soil modulus of elasticity coefficient (dari grafik)



Gambar 4. 85 Grafik Immediate Settlement of Isolating Footing

Dari grafik didapatkan:

$$f = 2,16 \text{ ton/ft}^2 = 0,069 \text{ kg/cm}^2$$

Maka besarnya T adalah

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$T = \left(\frac{338921,82 \times 1527869,6}{0,069} \right)^{\frac{1}{5}}$$

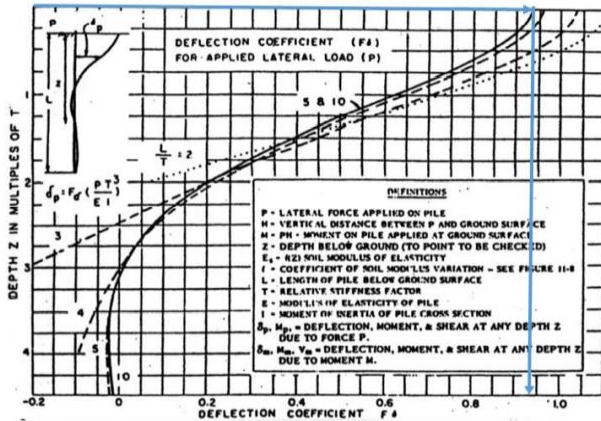
$$T = 375,896 \text{ cm}$$

3. Menghitung besarnya defleksi

Fd (koefisien defleksi) didapatkan dari grafik

Dengan panjang tiang $L = 30 \text{ m} = 3000 \text{ cm}$, maka

$$\frac{L}{T} = \frac{3000}{375,896} = 7,981$$



Gambar 4. 86 Grafik Influence Value for Laterally Loaded Pile

Dari grafik didapatkan:

$$Fd = 0,89$$

Maka besarnya defleksi yang terjadi pada tiang adalah:

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right)$$

$$\delta = 0,89 \left(\frac{12669,77 \times 375,896^3}{338921,82 \times 1527869,6} \right)$$

$$\delta = 1,299 \text{ cm}$$

- Kontrol defleksi tiang:

$$\delta \leq 2,5 \text{ cm}$$

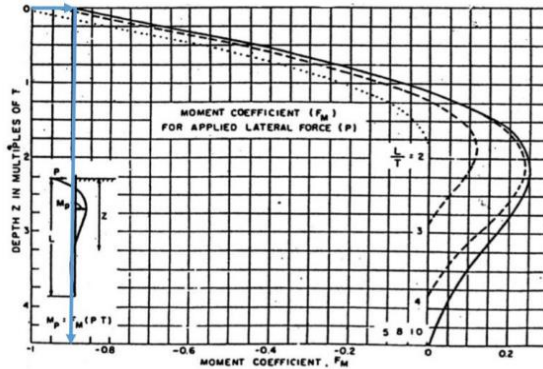
$$1,299 \text{ cm} < 2,5 \text{ cm (Ok)}$$

4. Kontrol terhadap *bending moment crack*

F_m (koefisien momen) didapatkan dari grafik

Dengan panjang tiang $L = 30 \text{ m} = 3000 \text{ cm}$, maka

$$\frac{L}{T} = \frac{3000}{375,896} = 7,981$$



Gambar 4. 87 Grafik Influence Value for Laterally Loaded Pile

Dari grafik didapatkan:

$$F_m = 0,8$$

Maka besarnya momen yang terjadi pada tiang adalah:

$$M_p = F_m \times P \times T$$

$$M_p = 0,8 \times 12669,77 \times 375,896$$

$$M_p = 3810012,691 \text{ kg.cm}$$

$$M_p = 38,1 \text{ ton.m}$$

- Kontrol momen pada tiang pancang:

$$M_p \leq M_{crack}$$

$$38,1 \text{ ton.m} < 40 \text{ ton.m (OK)}$$

Berikut rekapitulasi perhitungan selengkapnya untuk masing-masing kombinasi.

Tabel 4. 39 Kontrol Defleksi dan Momen pada Tiang

Kombinasi	P	δ	CEK	M max	M crack	CEK
	kg	cm		ton.m	ton.m	
D + L	2617.638	0.239	OK	7.872	40	OK
D + 0,75L	3778.783	0.345	OK	11.363	40	OK
D + 0,7Ex	11993.213	1.095	OK	36.066	40	OK
D + 0,7Ey	7619.535	0.696	OK	22.913	40	OK
D + 0,75L + 0,7Ex	12669.770	1.157	OK	38.100	40	OK
D + 0,75L + 0,7Ey	8780.680	0.802	OK	26.405	40	OK
0,6D + 0,7Ex	11230.050	1.025	OK	33.771	40	OK
0,6D + 0,7Ey	6572.480	0.600	OK	19.765	40	OK
ENVELOPE	12669.770	1.157	OK	38.100	40	OK

4.5.1.6 Perencanaan Tulangan *Bored Pile*

Data perencanaan tulangan *bored pile*:

Diameter *bored pile* : 600 mm

Selimit beton : 50 mm

Mutu beton (f_c') : 40 MPa

Mutu baja tulangan : 420 MPa

E_c : $4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{40} = 29725,41$ MPa

E_s : 200000 MPa

- **Beban yang bekerja pada *bored pile***

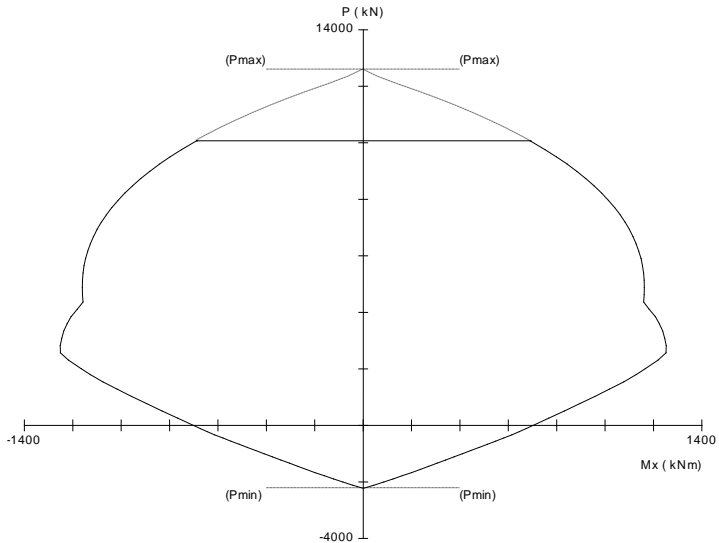
Beban maksimum yang bekerja didapatkan dari hasil perhitungan menggunakan program SAP2000 sebagai berikut:

$P_{max} = 262,743$ ton = 2577,509 kN

$M = 38,1$ ton.m = 373,761 kN.m

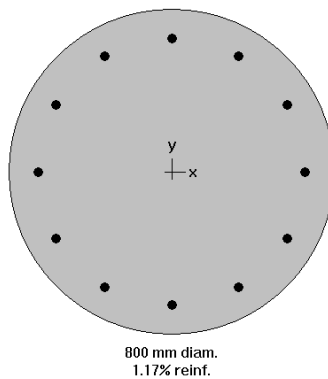
- **Perencanaan Tulangan Memanjang Kolom**

Perhitungan tulangan pada *bored pile* menggunakan program bantu spColumn. Beban yang terjadi adalah beban aksial dan juga momen. *Bored pile* direncanakan dengan diameter 800 mm menggunakan tulangan 12D25 merata pada sisinya, didapatkan rasio tulangan 1,17%. Hasil diagram interaksi antara aksial dan momen pada *bored pile* menggunakan spColumn dapat dilihat pada Gambar 4.133. Didapatkan hasil analisa masih berada didalam diagram interaksi aksial dan juga momen.



Gambar 4. 88 Diagram Interaksi Aksial dan Momen pada *Bored Pile*

Dari hasil spColumn, maka bored pile dengan diameter 800 mm dan tulangan 12D25 dapat menahan beban P_u dan M_u , sehingga dipakai untuk perencanaan pondasi *bored pile*.



Gambar 4. 89 Tulangan Memanjang pada Bored Pile

- **Kontrol Rasio Tulangan**

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6, luas tulangan memanjang (A_{st}), tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ atau lebih dari $0,06A_g$. Maka dapat dikatakan rasio tulangan harus didalam rentang 1% sampai dengan 6%. Dari hasil program spColumn, didapatkan rasio tulangan 1,17%, maka memenuhi persyaratan.

- **Penulangan Geser**

Diketahui tinggi bersih dari bored pile, $L_n = 5 \times 800 = 4000$ mm dan tulangan sengkang menggunakan 10 mm.

$$D = 800 \text{ mm}$$

$$A_g = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi (800)^2 = 502400 \text{ mm}^2$$

$$D_c = 800 - 2 \times 50 - 25 = 675 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = \frac{1}{4} \pi D_c^2 = \frac{1}{4} \pi (675)^2 = 357665,625 \text{ mm}^2$$

ρ harus memenuhi persyaratan di SNI 2847:2013, diambil nilai yang terbesar dari rumus berikut ini:

$$\rho_s = 0,12 \times \left(\frac{f_c'}{f_{yt}} \right)$$

$$= 0,12 \times \left(\frac{40}{420} \right)$$

$$= 0,0114$$

$$\rho_s = 0,45 \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

$$= 0,45 \times \left(\frac{502400}{357665,625} - 1 \right) \times \frac{40}{420}$$

$$= 0,0173 \text{ (menentukan)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho_s \times A_g$$

$$= 0,0173 \times 502400$$

$$= 8712,992 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{\pi/4 \times d_b^2 \times 1000}{A_{s \text{ perlu}}}$$

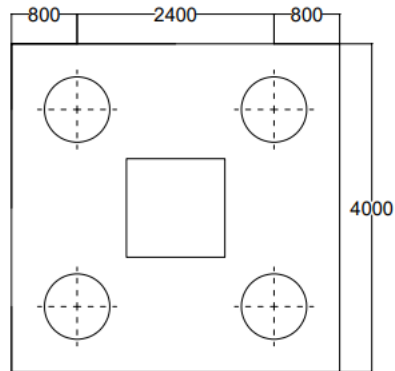
$$= \frac{\pi/4 \times 25^2 \times 1000}{8712,992}$$

$$= 56,31 \text{ mm}$$

Maka, dipakai tulangan sengkang D25 – 60 mm.

4.5.2 Perencanaan Poer

Poer merupakan bagian yang menyalurkan beban dari kolom ke tiang pancang, sehingga perlu dilakukan perencanaan dan kontrol terhadap beban-beban yang terjadi. Perencanaan poer mengacu pada SNI 2847-2013. Berikut poer yang direncanakan.



Gambar 4. 90 Perencanaan Poer

Perencanaan poer direncanakan terhadap gaya geser pada penampang kritis dan perencanaan tulangan lentur akibat momen yang terjadi. Berikut adalah data perencanaan poer:

- Dimensi poer = (4000 x 4000) mm
- Tebal poer = 1200 mm
- P_u = 905,34 ton
- P_{max} (1 Tiang) = 306,647 ton
- Jumlah pancang (n) = 4 buah
- F_c' = 40 MPa
- F_y = 420 MPa
- Diameter tulangan = 25 mm
- Selimut = 40 mm

4.5.2.1 Kontrol Geser Pons

Perencanaan poer harus memenuhi kontrol geser pons sesuai dengan SNI 2847-2013 yang menyebutkan bahwa kekuatan

gaya geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Untuk memenuhi syarat geser pons dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\phi V_c > P_u$$

Dimana:

$$\phi = 0,75$$

V_c = kuat geser pons beton

P_u = gaya geser akibat kolom

Sesuai SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1 untuk fondasi tapak non prategang, V_c haruslah yang terkecil dari persamaan (1), (2), (3).

$$(1) V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$(2) V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$(3) V_c = 0,333 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

Dimana:

$\lambda = 1$ (beton normal)

$\alpha_s = 20$ untuk kolom sudut,

$\alpha_s = 30$ untuk kolom tepi,

$\alpha_s = 40$ untuk kolom interior

β = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

b_o = keliling dari penampang kritis

• Kontrol Geser Pons Akibat Kolom

$\lambda = 1$ (beton normal)

$\alpha_s = 30$ (kolom tepi)

$$\beta = \frac{1200}{1200} = 1$$

$f'_c = 40$ MPa

Tinggi efektif (d):

$$d_x = \text{tebal poer} - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} d_{tul}$$

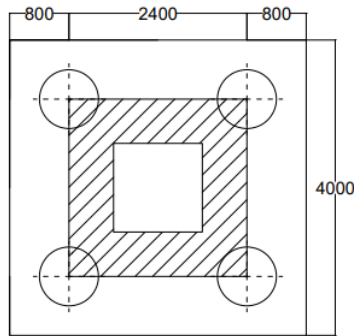
$$= 1200 - 50 - \frac{1}{2} 25$$

$$= 1137,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 d_y &= \text{tebal poer} - \text{selimut beton} - d_{tul} - \frac{1}{2}d_{tul} \\
 &= 1200 - 50 - 25 - \frac{1}{2}25 \\
 &= 1112,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

keliling dari penampang kritis b_0 :

$$\begin{aligned}
 b_0 &= 2(b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d) \\
 b_0 &= 2(1200 + 1137,5) + 2(1200 + 1137,5) \\
 b_0 &= 9350 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 91 Area Kritis Geser Akibat Kolom

- Besarnya V_c persamaan (1)

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1\sqrt{40} \times 9350 \times 1137,5$$

$$V_{c1} = 34305455,33 \text{ N}$$

- Besarnya V_c persamaan (2)

$$V_{c2} = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_{c2} = 0,083 \left(\frac{30 \times 1137,5}{9350} + 2\right) 1\sqrt{40} \times 9350 \times 1137,5$$

$$V_{c2} = 31542709,71 \text{ N}$$

- Besarnya V_c persamaan (3)

$$V_{c3} = 0,333 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_{c3} = 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 9350 \times 1137,5$$

$$V_{c3} = 22399444,36 \text{ N}$$

Kuat geser nominal beton diambil yang paling kecil dari tiga persamaan diatas, maka besarnya kuat geser nominal V_c :

$$V_c = V_{c3} = 22399444,36 \text{ N} = 2284,108 \text{ ton}$$

- Kontrol kuat geser pons akibat kolom:

$$\phi V_c > P_u$$

$$0,75 \times 2284,108 > 905,34 \text{ ton}$$

$$1713,081 \text{ ton} > 905,34 \text{ ton (Ok)}$$

Maka ketebalan dan dimensi poer memenuhi syarat terhadap geser pons yang terjadi akibat kolom.

- **Kontrol Geser Pons Akibat Tiang Pancang**

$$\lambda = 1 \text{ (beton normal)}$$

$$\alpha_s = 30$$

$$\beta = \frac{1200}{1200} = 1$$

$$f_c' = 40 \text{ MPa}$$

Tinggi efektif (d):

$$d_x = \text{tebal poer} - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} d_{tul}$$

$$= 1200 - 50 - \frac{1}{2} 25$$

$$= 1137,5 \text{ mm}$$

$$d_y = \text{tebal poer} - \text{selimut beton} - d_{tul} - \frac{1}{2} d_{tul}$$

$$= 1200 - 50 - 25 - \frac{1}{2} 25$$

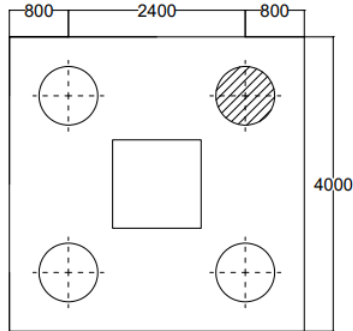
$$= 1112,5 \text{ mm}$$

keliling dari penampang kritis b_0 :

$$b_0 = 0,25 \times \pi \times (d_{tiang} + d)$$

$$b_0 = 0,25 \times \pi \times (800 + 1137,5)$$

$$b_0 = 1520,938 \text{ mm}$$



Gambar 4. 92 Area Kritis Geser Akibat Tiang Pancang

- Besarnya V_c persamaan (1)

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1\sqrt{40} \times 1520,938 \times 1137,5$$

$$V_{c1} = 5580371,189 \text{ N}$$

- Besarnya V_c persamaan (2)

$$V_{c2} = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_{c2} = 0,083 \left(\frac{30 \times 1520,938}{1364,629} + 2 \right) 1\sqrt{40} \times 1364,629 \times 1520,938$$

$$V_{c2} = 38608463,927 \text{ N}$$

- Besarnya V_c persamaan (3)

$$V_{c3} = 0,333 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_{c3} = 0,33 \times 1 \times \sqrt{40} \times 1364,63 \times 1520,938$$

$$V_{c3} = 4331819,588 \text{ N}$$

Kuat geser nominal beton diambil yang paling kecil dari tiga persamaan diatas, maka besarnya kuat geser nominal V_c :

$$V_c = V_{c3} = 38608463,927 \text{ N} = 3938,063 \text{ ton}$$

- Kontrol kuat geser pons akibat tiang pancang:

$$\phi V_c > P_{\max 1 \text{ tiang}}$$

$$0,75 \times 3938,063 \text{ ton} > 306,647 \text{ ton}$$

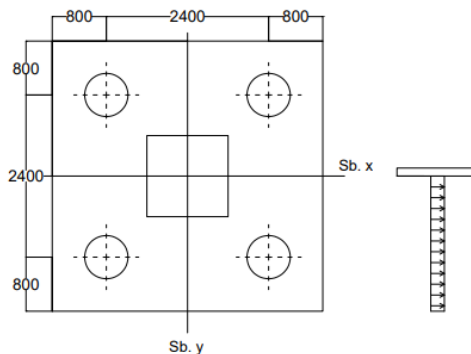
$$2953,547 \text{ ton} > 306,647 \text{ ton (Ok)}$$

Maka ketebalan dan dimensi poer memenuhi syarat terhadap geser pons yang terjadi akibat tiang pancang.

4.5.2.2 Penulangan Poer

Dalam analisa penulangan lentur, dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit kolom dan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer.

1. Penulangan Arah Sumbu X

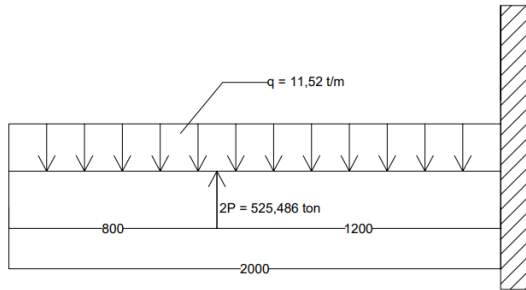


Gambar 4. 93 Pembebanan Poer Arah Sumbu X

- Gaya yang bekerja
 Beban terpusat P akibat tiang pancang:
 $P_{\max} (1 \text{ tiang pancang}) = 262,743 \text{ ton}$
 $2P_{\max} = 262,743 \times 2 \text{ buah} = 525,486 \text{ ton}$
 Beban merata q akibat berat sendiri poer:
 $\gamma_{\text{beton}} = 2,4 \text{ t/m}^3$
 Tebal poer = 1,2 m

Panjang poer = 4 m

$$q_{\text{poer}} = 2,4 \text{ t/m}^3 \times 1,2 \text{ m} \times 4 \text{ m} = 11,52 \text{ t/m}$$



Gambar 4. 94 Detail Pembebanan Arah Sumbu X

Momen yang terjadi pada poer sumbu X:

M_u pada ujung jepit

$$M_u = (P \times 1,2) - (q_{\text{poer}} \times 2 \times \frac{2}{2})$$

$$M_u = (525,486 \times 1,2) - (11,52 \times 2 \times \frac{2}{2})$$

$$M_u = 607,543 \text{ t.m}$$

$$M_u = 5957,964 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

- Penulangan

Selimut beton = 50 mm

Diameter tulangan = 25 mm

$$d = \text{tebal poer} - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} d_{tul}$$

$$= 1200 - 50 - \frac{1}{2} 25$$

$$= 1137,5 \text{ mm}$$

Diambil $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{5957,964 \times 10^6}{0,9 \times 4000 \times 1137,5^2} = 1,279$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,353$$

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

$$\rho = \frac{1}{12,355} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 1,279}{420}} \right) = 0,0031$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0038$$

$$\rho_{min} \text{ tidak lebih kecil dari } \rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Dipakai $\rho_{min} = 0,0038$

Cek ρ terhadap $\rho_{min} \rightarrow \rho = 0,0031 < \rho_{min} = 0,0038$

Maka dipakai $\rho_{pakai} = \rho = 0,0038$

Luas penampang tulangan sepanjang poer arah sumbu X (4 m) yaitu:

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0,0038 \times 4000 \times 1137,5$$

$$A_s = 17290 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan D25 yang dibutuhkan:

$$n = \frac{A_s}{\pi r^2} = \frac{17290}{\pi \times 12,5^2} = 35,241 \text{ buah} \approx 36 \text{ buah}$$

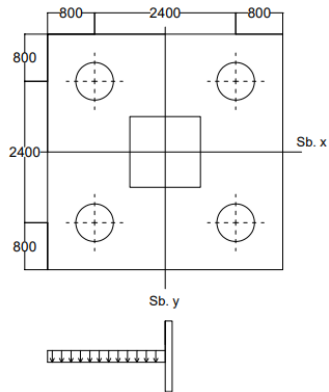
Sepanjang poer sumbu X (4 m) dipakai tulangan 36D25, dengan:

Jarak tulangan terpasang

$$s = \frac{4000}{36} = 111,111 \approx 110 \text{ mm}$$

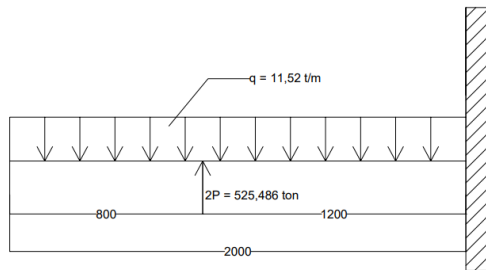
Maka untuk poer arah sumbu X memakai tulangan D25 – 110 mm, sedangkan untuk yang atas dipakai D16 – 110 mm.

2. Penulangan Arah Sumbu Y



Gambar 4. 95 Pembebanan Poer Arah Sumbu Y

- Gaya yang bekerja
 Beban terpusat P akibat tiang pancang:
 P_{max} (1 tiang pancang) = 262,743 ton
 $P = 262,743 \times 2 \text{ buah} = 525,486 \text{ ton}$
 Beban merata q akibat berat sendiri poer:
 $\gamma_{beton} = 2,4 \text{ t/m}^3$
 Tebal poer = 1,2 m
 Panjang poer = 4 m
 $q_{poer} = 2,4 \text{ t/m}^3 \times 1,2 \text{ m} \times 4 \text{ m} = 11,52 \text{ t/m}$



Gambar 4. 96 Detail Pembebanan Arah Sumbu Y

Momen yang terjadi pada poer sumbu X:

M_u pada ujung jepit

$$M_u = (P \times 1,2) - (q_{\text{poer}} \times 2 \times \frac{2}{2})$$

$$M_u = (525,486 \times 1,2) - (11,52 \times 2 \times \frac{2}{2})$$

$$M_u = 607,543 \text{ t.m}$$

$$M_u = 5957,964 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

- Penulangan

Selimut beton = 50 mm

Diameter tulangan = 25 mm

$$d = \text{tebal poer} - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} d_{tul}$$

$$= 1200 - 50 - \frac{1}{2} 25$$

$$= 1137,5 \text{ mm}$$

Diambil $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{5957,964 \times 10^6}{0,9 \times 4000 \times 1137,5^2} = 1,279$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,353$$

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

$$\rho = \frac{1}{12,355} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 1,279}{420}} \right) = 0,0031$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0038$$

$$\rho_{min} \text{ tidak lebih kecil dari } \rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Dipakai $\rho_{min} = 0,0038$

Cek ρ terhadap $\rho_{min} \rightarrow \rho = 0,0031 < \rho_{min} = 0,0038$

Maka dipakai $\rho_{pakai} = \rho = 0,0038$

Luas penampang tulangan sepanjang poer arah sumbu X (4 m) yaitu:

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0,0038 \times 4000 \times 1137,5$$

$$A_s = 17290 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan D25 yang dibutuhkan:

$$n = \frac{A_s}{\pi r^2} = \frac{17290}{\pi \times 12,5^2} = 35,241 \text{ buah} \approx 36 \text{ buah}$$

Sepanjang poer sumbu X (4 m) dipakai tulangan 36D25, dengan:

Jarak tulangan terpasang

$$s = \frac{4000}{36} = 111,111 \approx 110 \text{ mm}$$

Maka untuk poer arah sumbu X memakai tulangan D25 – 110 mm, sedangkan untuk yang atas dipakai D16 – 110 mm.

4.5.3 Perencanaan Kolom Pedestal

Data perencanaan kolom pedestal:

Dimensi kolom : (1200 x 1200) mm

Selimit beton : 50 mm

Mutu beton (F_c') : 40 MPa

Mutu baja tulangan : 420 MPa

E_c : $4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{40} = 29725,41 \text{ MPa}$

E_s : 200000 MPa

4.5.3.1 Beban yang bekerja pada kolom

Beban maksimum yang bekerja didapatkan dari hasil perhitungan menggunakan program SAP2000 sebagai berikut:

$$P_u = 858880,86 \text{ kg} = 8425,621 \text{ kN}$$

$$V_u = 20356,1 \text{ kg} = 199,693 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 86072,96 \text{ kg.m} = 844,376 \text{ kN.m}$$

$$M_{uy} = 49659,53 \text{ kg.m} = 487,16 \text{ kN.m}$$

1. Kontrol dimensi kolom

$$A_g = 1200 \times 1200 = 1440000 \text{ mm}^2$$

$$A_g \times \frac{f_c'}{10} = 1440000 \times \frac{40}{10} = 5760000 \text{ N} = 5760 \text{ Kn}$$

Maka didapatkan:

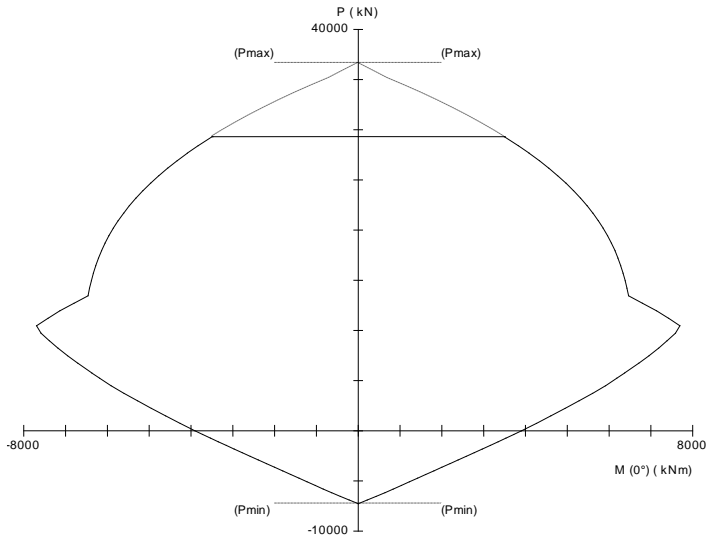
$$P_u = 8425,621 \text{ kN} > A_g \times \frac{f_c'}{10} = 5760 \text{ kN}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f_c'}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi sebagai berikut:

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm:
1200 mm > 300 mm (**Ok**)
- Rasio dimensi kolom lebih besar dari 0,4
Rasio dimensi kolom = $\frac{b}{h} = \frac{1200}{1200} = 1 > 0,4$ (**Ok**)

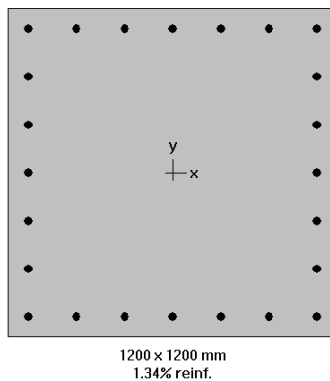
4.5.3.2 Perencanaan Tulangan Memanjang Kolom

Perhitungan tulangan pada kolom pedestal menggunakan program bantu spColumn. Beban yang terjadi adalah beban aksial dan juga momen. Kolom pedestal direncanakan dengan dimensi (1200 x 1200) mm menggunakan tulangan 24D32 merata di keempat sisinya, didapatkan rasio tulangan 1,34%. Hasil diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom menggunakan spColumn dapat dilihat pada Gambar 4.133. Didapatkan hasil analisa masih berada didalam diagram interaksi aksial dan juga momen.



Gambar 4. 97 Diagram Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom Pedestal

Dari hasil spColumn, maka dimensi (1200 x 1200) mm dan tulangan 24D32 dapat menahan beban P_u dan M_u , sehingga dipakai untuk perencanaan kolom pedestal.



Gambar 4. 98 Tulangan Memanjang pada Kolom Pedestal

4.5.3.3 Kontrol Rasio Tulangan

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6, luas tulangan memanjang (A_{st}), tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ atau lebih dari $0,06A_g$. Maka dapat dikatakan rasio tulangan harus didalam rentang 1% sampai dengan 6%. Dari hasil program spColumn, didapatkan rasio tulangan 1,34%, maka memenuhi persyaratan.

4.5.3.4 Penulangan Geser

Penentuan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut:

$$A_g = 1200 \times 1200 = 1440000 \text{ mm}^2$$

$$d = 1200 - 50 - 10 - \frac{32}{2} = 1124 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1 \text{ (beton normal)}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{8425621}{14 \times 1440000} \right) 1 \times \sqrt{40} \times 1200 \times 1124$$

$$V_c = 2056286,28 \text{ N}$$

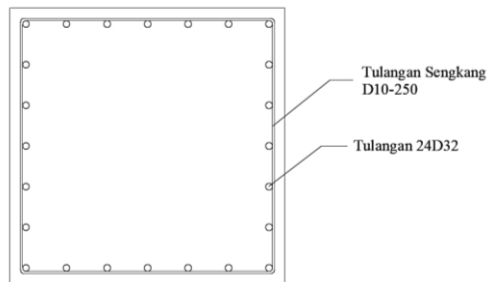
$$\phi V_c = 0,75 \times 2056286,28 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 1542214,71 \text{ N} = 1542,215 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_u$$

1542,215 kN > 199,693 kN → tidak diperlukan tulangan geser

Maka, dipasang tulangan geser praktis Ø10 dengan jarak 250 mm (senggang dua kaki).



Gambar 4. 99 Penulangan Kolom Pedestal

4.5.4 Perencanaan Sloof

Balok sloof berfungsi agar penurunan yang terjadi pada pondasi (*pilecap*) bergerak bersama-sama, dengan kata lain balok sloof merupakan pengaku yang menghubungkan antar pondasi (*pilecap*). Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sloof sendiri, beban aksial tekan atau Tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom. Desain sloof direncanakan menggunakan beton bertulang. Berikut data material sloof yang direncanakan:

- Dimensi sloof : (450 x 650) mm
- Mutu beton (f_c') : 40 MPa
- Mutu tulangan (f_y) : 420 MPa
- Tulangan utama : D22
- Tulangan Sengkang : Ø10
- Selimut beton : 40 mm
- Bentang : 9000 mm
- E_c : $4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{40} = 29725,41$ MPa
- E_s : 200000 MPa
-

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok-balok sloof yang didesain untuk bekerja sebagai pengikat horisontal antara poer harus diproporsikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar spasi bersih antara kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450 mm.

- Bentang sloof yang ditinjau (l) = 9000 mm
- $\frac{l}{20} \leq b \leq 450$ mm
- $\frac{9000}{20} \leq b \leq 450$ mm
- 450 mm $\leq b \leq 450$ mm

Maka, direncanakan:

$b = 450$ mm

$h = 650$ mm

4.5.4.1 Pembebanan pada Sloof

Beban-beban yang bekerja pada sloof meliputi:

- Berat sendiri sloof

$$\begin{aligned} W_{\text{sloof}} &= \gamma_{\text{beton}} \times b \times h \\ &= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,45 \text{ m} \times 0,65 \text{ m} \\ &= 702 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$q_u = 1,4 \times 702 \text{ kg/m} = 982,8 \text{ kg/m}$$

Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya momen koefisien berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3. Berikut perhitungan momen pada sloof:

$$M_u = \frac{1}{12} q_u l^2 = \frac{1}{12} \times 982,8 \times 9^2$$

$$M_u = 6633,9 \text{ kg.m}$$

$$M_u = 65,079 \text{ kN.m}$$

- Beban aksial yaitu sebesar 10% dari beban aksial kolom

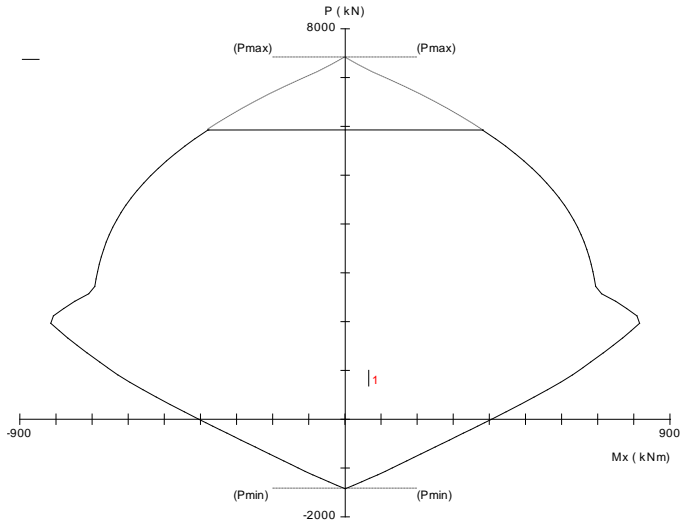
$$P_{u \text{ kolom}} = 8425,621 \text{ kN}$$

$$P_{u \text{ sloof}} = 10\% \times 8425,621 \text{ kN}$$

$$P_{u \text{ sloof}} = 842,562 \text{ kN}$$

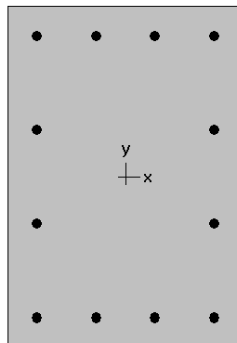
4.5.4.2 Perencanaan Penulangan Sloof

Sloof menerima beban momen dari berat sendiri sloof dan juga beban aksial sebesar 10% dari beban aksial kolom. Perhitungan tulangan pada *sloof* menggunakan program bantu spColumn. *Sloof* direncanakan dengan dimensi (450 x 650) mm menggunakan tulangan 12D20, didapatkan rasio tulangan 1,29%. Hasil diagram interaksi antara aksial dan momen pada sloof menggunakan spColumn dapat dilihat pada Gambar 4.136. Didapatkan hasil analisa masih berada didalam diagram interaksi aksial dan juga momen.



Gambar 4. 100 Diagram Interaksi Aksial dan Momen pada Sloof

Dari hasil *spColumn*, maka dimensi (450 x 650) mm dan tulangan 12D20 dapat menahan beban P_u dan M_u , sehingga dipakai untuk perencanaan *sloof*.



450 x 650 mm
1.29% reinf.

Gambar 4. 101 Tulangan Memanjang pada Sloof

4.5.4.3 Kontrol Rasio Tulangan

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6, luas tulangan memanjang (A_{st}), tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ atau lebih dari $0,06A_g$. Maka dapat dikatakan rasio tulangan harus didalam rentang 1% sampai dengan 6%. Dari hasil program spColumn, didapatkan rasio tulangan 1,29%, maka memenuhi persyaratan.

4.5.4.4 Periksa Jarak Antar Tulangan

Jarak minimum yang disyaratkan untuk tulangan adalah 25 mm. berikut jarak antar tulangan yang direncanakan:

$$s = 650 - (2 \times \text{selimut beton}) - (2 \times \text{sengkang}) - (3 \times d_{\text{tulangan}})$$

$$s = 650 - (2 \times 40) - (2 \times 10) - (3 \times 20)$$

$$s = 490 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

4.5.4.5 Penulangan Geser

Penentuan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut:

$$A_g = 450 \times 650 = 292500 \text{ mm}^2$$

$$d = 650 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 590 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1 \text{ (beton normal)}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{842562}{14 \times 292500} \right) 1 \times \sqrt{40} \times 450 \times 590$$

$$V_c = 344193,051 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 344193,051 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 258144,789 \text{ N}$$

$$V_u = \frac{1}{2} q_u l = 4422,6 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \times 982,8 \times 9$$

$$V_u = 4422,6 \text{ kg} = 43385,706 \text{ N}$$

Maka didapatkan:

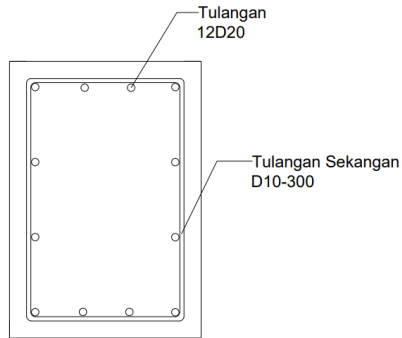
$$\phi V_c > V_u$$

$$258144,789 \text{ N} > 43385,706 \text{ N} \rightarrow \text{tidak diperlukan tulangan geser}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari persamaan berikut ini:

$$\frac{d}{2} \text{ atau } 300 \text{ mm} \rightarrow \frac{590}{2} = 295 \text{ mm atau } 300 \text{ mm}$$

Maka, dipasang tulangan transversal Ø10 dengan jarak 300mm.



Gambar 4. 102 Penulangan Sloof

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan dan juga analisa struktur yang telah dilakukan, maka didapatkan kesimpulan sebagai berikut:

1. Material

- a. Mutu baja yang digunakan adalah BJ41.
- b. Mutu beton untuk pelat lantai digunakan $f_c' = 30$ MPa. Dan untuk struktur beton yang lain digunakan $f_c' = 40$ MPa.

2. Struktur Sekunder

a. Pelat Lantai Komposit

Pelat menggunakan dek baja gelombang dari *Super Floor Deck* (tebal 0,75 mm dan berat 10,1 kg/m²) dan tulangan negatif menggunakan tulangan *wiremesh* dari *Union Wiremesh* oleh PT. Union Metal dengan detail sebagai berikut:

- Pelat lantai atap dengan tebal 100 mm dan dipasang tulangan *Wiremesh* M10-300mm.
- Pelat lantai ruang apartemen dengan tebal 100 mm dan dipasang tulangan *Wiremesh* M10-200mm.

b. Balok Anak

Digunakan balok komposit dengan penghubung geser jenis *stud* (diameter 19 mm) dengan rincian sebagai berikut:

- Balok anak atap menggunakan profil WF 400x200x8x13.
- Balok anak apartemen menggunakan profil WF 500x200x10x16.

c. Balok penggantung lift menggunakan profil WF 500x200x10x16.

d. Anak tangga menggunakan pelat baja tebal 4 mm dan pengaku L 70.70.6. Bordes menggunakan pelat baja tebal 5 mm dan balok bordes menggunakan profil WF 100x50x5x7. Balok utama tangga dan balok penumpu tangga menggunakan profil WF 250x125x5x8.

3. Analisis struktur menggunakan program bantu SAP2000 v.20 telah dikontrol terhadap berat total bangunan dan telah memenuhi syarat partisipasi massa, periode getar struktur, nilai akhir respon spektrum, dan batas simpangan (*drift*).
4. Struktur Primer
 - a. Link dan balok diluar link arah X dengan bentang 9 m dan 8 m, menggunakan profil WF 700x300x13x20. Jenis link pendek dengan panjang 120 cm.
 - b. Link dan balok diluar link arah Y dengan bentang 8 m dan 6 m, menggunakan profil WF 700x300x13x20. Jenis link pendek dengan panjang 120 cm.
 - c. Bresing arah X dan Y menggunakan profil WF 300x300x9x14.
 - d. Balok induk
Digunakan balok komposit dengan penghubung geser jenis *stud* (diameter 19 mm) dengan rincian sebagai berikut:
 - Balok induk memanjang menggunakan profil WF 600x200x12x20. Balok induk dipasang *shear connector* dengan jarak 40 cm.
 - Balok induk melintang menggunakan profil WF 600x300x12x17. Balok induk dipasang *shear connector* dengan jarak 25 cm.
 - e. Kolom komposit menggunakan *Concrete Filled Steel Tube* dengan profil baja *Hollow Section* dengan rincian sebagai berikut:
 - CFT 900x900x32 untuk lantai 1-8
 - CFT 800x800x32 untuk lantai 9-14
 - CFT 700x700x32 untuk lantai 15-20
 - CFT 600x600x22 untuk lantai 21-26
5. Sambungan
 - a. Sambungan balok anak pada balok induk
 - Untuk balok anak atap menggunakan baut A325-3M12 dan plat siku penyambung L 60.60.8 dengan panjang 160 mm.

- Untuk balok anak apartemen menggunakan baut A325-3M12 dan plat siku penyambung L 60.60.8 dengan panjang 160 mm.
- b. Sambungan balok penumpu tangga ke kolom menggunakan baut A325-3M8 dan plat baja penyambung tebal 6 mm dilas pada kolom dengan las sudut 4 mm.
- c. Sambungan bresing
 - Sayap profil bresing dengan plat gusset menggunakan baut A490-5M22 dan plat siku penyambung L 100.100.12 panjang 440 mm.
 - Plat gusset dengan sayap bresing menggunakan baut A490-6M22 dan plat siku penyambung L 100.100.12 panjang 540 mm.
 - Badan profil bresing dengan plat gusset menggunakan baut A490-4M22 (2 baris) dan plat baja tebal 10 mm panjang 340 mm.
 - Plat gusset dengan badan profil bresing menggunakan baut A490-4M22 (2 baris) dan plat baja tebal 10 mm panjang 340 mm.
 - Plat gusset pada balok link atas dilas dengan las sudut 8 mm.
 - Plat gusset pada kolom dan balok bawah dilas dengan las sudut 5 mm.
- d. Sambungan balok induk pada kolom
 - Sambungan badan profil balok induk pada kolom menggunakan baut A490-4M22 dan plat baja penyambung tebal 12 mm dilas pada kolom dengan las sudut 5 mm.
 - Sambungan sayap profil balok induk dengan kolom menggunakan baut A490-6M24 dan *diaphragm plate* tebal 16 mm dilas pada kolom dengan las tumpul penetrasi penuh tebal 16 mm.
- e. Sambungan antar kolom menggunakan pelat baja tambahan dengan tebal 50 mm dilas pada masing-masing kolom yang disambung dengan las sudut 10 mm.

- f. Sambungan base plate
 - Sambungan kolom dengan base plate menggunakan plat baja dimensi 1100x1100x60mm dilas menggunakan las sudut 14 mm, dan diberi pelat pengaku tebal 20 mm dan dilas menggunakan las sudut 8 mm.
 - Sambungan *base plate* dengan kolom pedestal menggunakan 8 buah angkur baut diameter 22 mm mutu F1554.
6. Struktur Bangunan Bawah
- a. Pondasi menggunakan tiang bor (*bored pile*) diameter 80 cm dengan tulangan 12D25 dan kedalaman 30 m. dengan jumlah 4 buah dalam satu kelompok.
 - b. Poer dimensi 4 x 4 x 1,2 m dengan tulangan D25-110 mm untuk arah sumbu X dan sumbu Y.
 - c. Kolom pedestal 1,2 x 1,2 x 1 m dengan tulangan memanjang 24D32 dan tulangan sengkang D10-250mm.
 - d. *Sloof* dimensi 450x650mm dengan tulangan memanjang 12D20 dan sengkang D10-300mm

5.2 Saran

Saran untuk Tugas Akhir ini yaitu:

1. Dapat dilakukan studi perencanaan mengenai aspek teknis dan ekonomis agar struktur yang direncanakan lebih efektif dan efisien.
2. Perlu adanya pengawasan dalam pelaksanaan di lapangan sehingga struktur dapat bekerja dengan baik dan kegagalan struktur dapat dihindari.

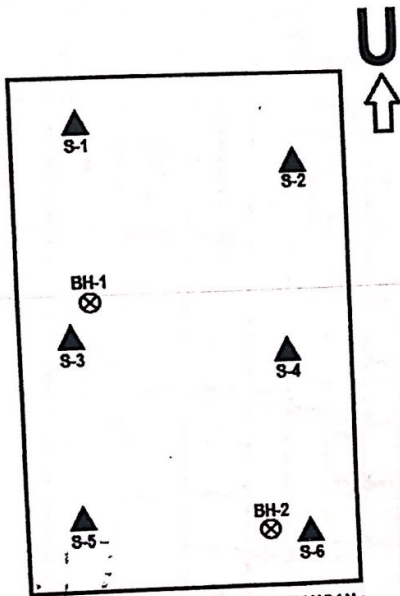
DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. 2002. **Beban Minimum Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013)**. Bandung: BSN
- Badan Standardisasi Nasional. 2002. **Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002)**. Bandung: BSN
- Badan Standardisasi Nasional. 2019. **SNI 1726-2019: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung**. Jakarta. Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standardisasi Nasional. 2015. **SNI 1729-2015: Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural**. Jakarta. Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standardisasi Nasional. 2015. **SNI 2847-2013: Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung**. Jakarta. Badan Standardisasi Nasional
- American Institute of Steel Construction. (2010). *AISC 41-10: Seismic Provisions for Structural Steel Building*. Chicago: American Institute of Steel Construction
- American Institute of Steel Construction. (2005). *AISC 360-05: Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- Bruneau M, Uang, C.M., Whittaker, A., 1998. *Ductile Design of Steel Structures*. USA: McGraw-Hill.
- Daneshmand, Ardeshir, dan Behrokh H. Hashemi. 2011. "Performance of Intermediate and Long Links in Eccentrically Braced Frames". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 70 No. 11, hal. 167-176.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung (PPIUG 1983)**. Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.
- Engelhardt, Michael D., 2007. *Design of Seismic Resistant Steel Building Structures*. USA: University of Texas

- Engelhardt, Michael D., Popov, Egor P. 1989. “*On Design of Eccentrically Braced Frames*”. ***Earthquake Spectra*** Vol. 5, No.3.
- Suswanto, B., Amalia, A.R., Isdarmanu, Aulia, F. 2018. “Studi Perilaku Struktur *Eccentrically Braced Frame (EBF)* Akibat Beban Gempa Dan Beban Siklik”. **Jurnal Rekayasa Teknik Sipil Universitas Madura** Vol. 6 No.2 ISSN 2527-5542.
- Yurisman, Budiono, B., Nidiasari, Misriani, M., Suardi, E. 2018. “Kajian Numerik terhadap Perilaku Seismik Link Panjang dengan Pemasangan Pengaku Diagonal Badan pada Sistem Struktur Rangka Baja Tahan Gempa Tipe *Eccentrically Braced Frames (EBF)*”. **JIRS** Vol. XV No. 2.
- Rafael, Jusuf Wilson Meynerd dan Budi Suswanto. 2017. “*Studi Perilaku Link Pendek, Link Menengah, dan Link Panjang pada Struktur Baja Sistem EBF*”. Surabaya: **ITS Journal of Civil Engineering**.
- Budiono, Bambang dkk. 2010. “*Behavior of Shear Link of WF Section with Diagonal Web Stiffener of Eccentrically Braced Frame (EBF) of Steel Structure*”. Bandung: **Civil Engineering Department Institute of Technology Bandung**.
- Engelhardt, Michael D., Kazuhiko Kasai, dan Egor P. Popov. 1987. “*Advances in Design of Eccentrically Braced Frames*” dalam ***Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering***, Vol. 2 No. 1.
- Budiono, Bambang, Kurdi, dan Yurisman. 2013. “Studi Numerik Usulan Jarak Pengaku Badan Diagonal Link Geser pada Struktur Baja *Eccentrically Braced Frame Type-D*” dalam **Jurnal Teknik Sipil**. Vol. 20 No. 2.
- Budiono, Bambang dkk. 2010. “Kajian Numerik Terhadap Kinerja Link Geser dengan Pengaku Diagonal pada Struktur Rangka Baja Berpenopang Eksentrik (EBF)” dalam **Jurnal Teknik Sipil**. Vol. 17 No. 1.

- Hamzah dan Hidayat Soegihardjo. 2010. “Studi Perbandingan Perilaku Struktur Jack Up Platform Sistem Concentrically Braced Frames (CBF) dan Sistem *Eccentrically Braced Frames (EBF) Tubular Link*”. **Makalah**.
- Wahyudi, Herman .1999. **Daya Dukung Pondasi Dangkal. Surabaya**. Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS
- Widiarsa, Ida Bagus Rai, dan Deskarta, Putu. 2007. “Kuat Geser Baja Komposit Dengan Variasi Tinggi Penghubung Geser Tipe – T ditinjau Dari Uji Geser Murni”. **Jurnal Ilmiah Teknik Sipil** Vol. 11, No 1

LAMPIRAN



KETERANGAN :

⊗ = TITIK BOR DALAM

▲ = TITIK SONDIR

DENAH LOKASI PENYELIDIKAN TANAH
DI LOKASI JL. CITRALAND SURABAYA



DRILLING LOG

CLIENT	= FT. WIKA REALTY	BORE TYPE	= ROTARY DRILLING	Remarks:
PROJECT NAME	= APARTEMEN	START OF DATE	= 29 MARET 2015	UD = Udisturb Sample
DINT NO.	= BB-1	FINISH OF DATE	= 03 April 2015	CS = Core Sample
WATER SURFACE	= - METER	BORE MASTER	= HARNO CS	SPT = SPT Test
PROJECT LOCATIC	= CITRALAND, SURABAYA			

Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST			Standard Penetration Test			N - Value		
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm					
														15 cm	15 cm	15 cm			
0.00	0.00																		
1.00	-1.00	-1.00																	
2.00	-2.00	-2.00																	
3.00	-3.00	-3.00																	
4.00	-4.00	-4.00																	
5.00	-5.00	-5.00																	
6.00	-6.00	-6.00																	
7.00	-7.00	-7.00																	
8.00	-8.00	-8.00																	
9.00	-8.00	-8.00																	
10.00	-10.00	-10.00																	
11.00	-11.00	-11.00																	
12.00	-12.00	-12.00																	
13.00	-13.00	-13.00																	
14.00	-14.00	-14.00																	
15.00	-15.00	-15.00																	
16.00	-16.00	-16.00																	
17.00	-17.00	-17.00																	
18.00	-18.00	-18.00																	
19.00	-19.00	-19.00																	
20.00	-20.00	-20.00																	
21.00	-21.00	-21.00																	
22.00	-22.00	-22.00																	
23.00	-23.00	-23.00																	
24.00	-24.00	-24.00																	
25.00	-25.00	-25.00																	
26.00	-26.00	-26.00																	
27.00	-27.00	-27.00																	
28.00	-28.00	-28.00																	
29.00	-29.00	-29.00																	
30.00	-30.00	-30.00																	



DRILLING LOG

CLIENT - FT. WIKA REALTY
 PROJECT NAME - APARTEMEN
 INT NO. - BH-1
 WATER SURFACE - METER
 PROJECT LOCATIC - CITRALAND, SURABAYA

BORE TYPE - ROTARY DRILLING
 START OF DATE - 29 MARET 2015
 FINISH OF DATE - 03 April 2015
 BORE MASTER - HARNO CS

Remarks
 UD - Undisturb Sample
 CS - Core Sample
 SPT - SPT Test

Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test							
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blow/30 cm	Blows per each 15 cm			N - Value			
														15 cm	15 cm	15 cm				
-31.00	-31.00	-31.00																		
-32.00	-32.00	-32.00					VERY STIFF	SPT = 19												19
-33.00	-33.00	-33.00																		
-34.00	-34.00	-34.00																		
-35.00	-35.00	-35.00					VERY STIFF	SPT 21 s/d 23												21
-36.00	-36.00	-36.00																		
-37.00	-37.00	-37.00																		
-38.00	-38.00	-38.00																		
-39.00	-39.00	-39.00					VERY STIFF	SPT 22 s/d 23												22
-40.00	-40.00	-40.00																		
-41.00	-41.00	-41.00																		
-42.00	-42.00	-42.00					VERY STIFF	SPT 25 s/d 26												25
-43.00	-43.00	-43.00																		
-44.00	-44.00	-44.00																		
-45.00	-45.00	-45.00																		
-46.00	-46.00	-46.00					VERY STIFF	SPT 26 s/d 30												26
-47.00	-47.00	-47.00																		
-48.00	-48.00	-48.00																		
-49.00	-49.00	-49.00					VERY STIFF TO HARD	SPT 29 s/d 33												29
-50.00	-50.00	-50.00																		
-51.00	-51.00	-51.00																		
-52.00	-52.00	-52.00																		
-53.00	-53.00	-53.00					VERY STIFF TO HARD	SPT 28 s/d 34												28
-54.00	-54.00	-54.00																		
-55.00	-55.00	-55.00																		
-56.00	-56.00	-56.00					VERY STIFF TO HARD	SPT 24 s/d 33												24
-57.00	-57.00	-57.00																		
-58.00	-58.00	-58.00																		
-59.00	-59.00	-59.00					VERY STIFF TO HARD	SPT 32 s/d 33												32
-60.00	-60.00	-60.00																		

END OF BORING



DRILLING LOG

CLIENT	- PT. WIKA REALTY	BORER TYPE	- ROTARY DRILLING	Remarks
PROJECT NAME	- APARTEMEN	START OF DATE	- 03 April 2015	UD - Undisturb Sample
DENT NO.	- BH-2	FINISH OF DATE	- 05 April 2015	CS - Core Sample
WATER SURFACE	- METER	BORER MASTER	- HARNO CS	SPT - SPT Test
PROJECT LOCATIC	- CITRALAND, SURABAYA			

Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test						
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	Blows per each 15 cm			N - Value			
													15 cm	15 cm	15 cm				
0.00	0.00																		
1.00	-1.00	-1.00																	
2.00	-2.00	-2.00																	
3.00	-3.00	-3.00																	
4.00	-4.00	-4.00																	
5.00	-5.00	-5.00																	
6.00	-6.00	-6.00																	
7.00	-7.00	-7.00																	
8.00	-8.00	-8.00																	
9.00	-9.00	-9.00																	
10.00	-10.00	-10.00																	
11.00	-11.00	-11.00																	
12.00	-12.00	-12.00																	
13.00	-13.00	-13.00																	
14.00	-14.00	-14.00																	
15.00	-15.00	-15.00																	
16.00	-16.00	-16.00																	
17.00	-17.00	-17.00																	
18.00	-18.00	-18.00																	
19.00	-19.00	-19.00																	
20.00	-20.00	-20.00																	
21.00	-21.00	-21.00																	
22.00	-22.00	-22.00																	
23.00	-23.00	-23.00																	
24.00	-24.00	-24.00																	
25.00	-25.00	-25.00																	
26.00	-26.00	-26.00																	
27.00	-27.00	-27.00																	
28.00	-28.00	-28.00																	
29.00	-29.00	-29.00																	
30.00	-30.00	-30.00																	



DRILLING LOG

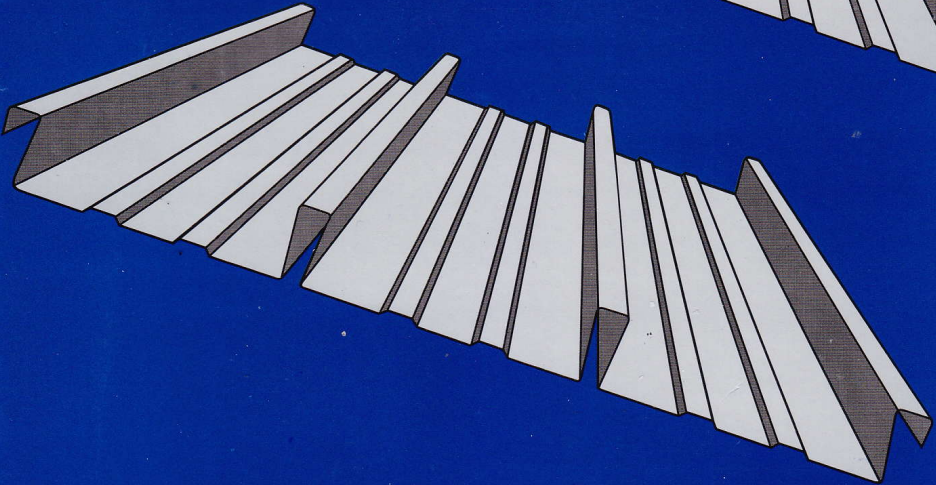
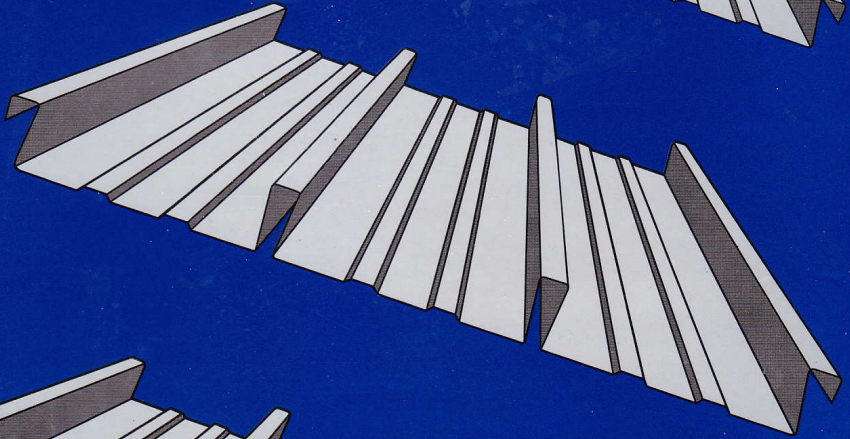
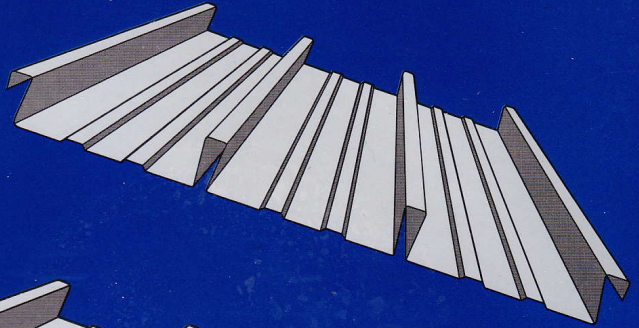
AGENCY - FT. WIKA REALTY
 PROJECT NAME - APARTEMEN
 POINT NO. - BE-2
 BORE SURFACE - METER
 PROJECT LOCATIC - CITRALAND, SURABAYA

BORE TYPE - ROTARY DRILLING
 START OF DATE - 03 April 2015
 FINISH OF DATE - 05 April 2015
 BORE MASTER - HARNO CS

Remarks:
 UD = Undisturb Sample
 CS = Core Sample
 SPT = SPT Test

Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test							
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/20 cm	Blows per each 15 cm			N - Value			
														15 cm	15 cm	15 cm				
31.00	-31.00	-31.00					VERY STIFF	SPT 21 #4/22			-30.50									
32.00	-32.00	-32.00									-32.00	SPT 16	23	6	10	13				
33.00	-33.00	-33.00									-32.50									
34.00	-34.00	-34.00									-34.00	SPT 17	22	6	10	12				
35.00	-35.00	-35.00									-34.50									
36.00	-36.00	-36.00			LEMPUNG	ABU-ABU					-36.00	SPT 18	23	6	10	13				
37.00	-37.00	-37.00									-36.50									
38.00	-38.00	-38.00									-38.00	SPT 19	25	7	11	14				
39.00	-39.00	-39.00									-38.50									
40.00	-40.00	-40.00									-40.00	SPT 20	27	6	12	15				
END OF BORING																				

Super Floor Deck®



Super Floor Deck® adalah bahan lembaran panel berbentuk plat gelombang yang terbuat dari baja struktural bermutu tinggi dengan High-tensile steel JIS 3302 (570 N/mm²), dan berfungsi sebagai bekisting tetap dan penulangan positif satu arah pada lantai beton bangunan bertingkat.

Tebal bahan yang tersedia adalah 0.75 mm dan 1.00 mm dengan lapisan seng minimum 220 gr/m².

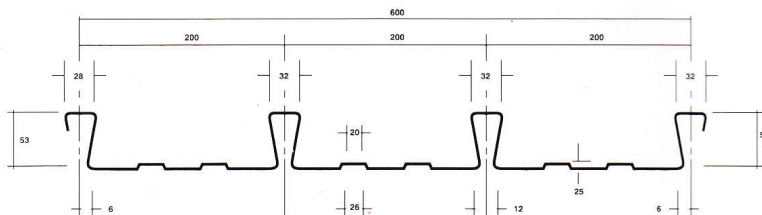
Super Floor Deck® dapat dipesan sesuai panjang yang dibutuhkan. Untuk memudahkan dalam pemasangan dan pengangkutan, dianjurkan panjang maximum 12 meter.

KEUNGGULAN-KEUNGGULAN **Super Floor Deck®**

- pemasangan yang cepat dan mudah.
- Sebagai pengganti tulangan positif searah.
- Ketahanannya terhadap kebakaran lebih baik.
- Dapat difinishing dengan cat sebagai plafond.
- Baja berkekuatan tinggi yang memberikan platform kerja yang lebih aman.

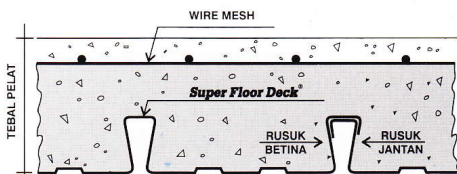
SPESIFIKASI

Bentuk gelombang dan ukuran **Super Floor Deck®**

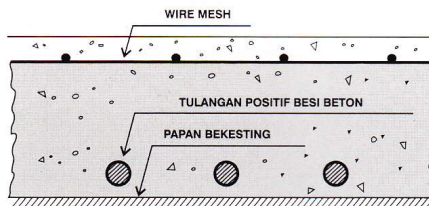


Berat per satuan luas : 10,10 Kg/M² untuk ketebalan 0,75 mm

Berat per satuan panjang : 6,06 Kg/M²



SUPER KOMPOSIT PELAT BETON



KONVESIONAL PELAT BETON

PERBANDINGAN	Jenis Bekisting	Bentang m	Beban kg/m ²	Tebal cm	Tulangan Positif
KONVENSIONAL PELAT BETON	Kayu	4.5	400	14	O 12 mm
SUPER KOMPOSIT PELAT BETON	Super Floor Deck®	4.5	400	11	Tidak Perlu

CARA PEMASANGAN

Lembaran **Super Floor Deck** diletakkan diatas balok-balok pemikul (beam), baik diatas kontruksi beton maupun pada kontruksi baja, kemudian segera dimatikan/dipakukan atau di-las, jika perletakan di atas kontruksi baja. Hal tersebut untuk menghindari dari geseran perletakan lembaran **Super Floor Deck** pada kedudukannya. Cara perletakan **Super Floor Deck** pada umumnya minimum 5 cm dari bibir balok pemikul. Untuk sambungan arah memanjang, jarak perletakan **Super Floor Deck** satu dengan lainnya diusahakan seminimal mungkin. Usahakan perletakan lembaran **Super Floor Deck** bisa menutup dua atau tiga bentangan balok pemikul (continuous span), agar lebih praktis dan menghemat waktu baik dalam pemasangan maupun dalam pengangkutan. Lembaran **Super Floor Deck** pada waktu beton masih basah berfungsi sebagai bekisting dan merupakan lantai kerja paling aman bagi pekerja lainnya. Tapi hindarkan terjadinya pemusatan beban diatas lembaran **Super Floor Deck** yang belum berfungsi tersebut. Disarankan, gunakanlah papan balok kayu untuk lintasan jalan para pekerja.

CARA PEMASANGAN PADA KONSTRUKSI BAJA

Setelah kontruksi baja selesai dipasang dan balok-balok (beam) nya sudah dilot water pas, lembaran **Super Floor Deck** segera dipasang. Biasanya pada kontruksi baja pemasangan **Super Floor Deck** dengan cara bentang menerus, kemudian dimatikan dengan las listrik atau paku tembak.

Syarat-syarat cara pengikatan

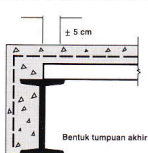
1. Dengan cara pengelasan:

Pada bagian ujung **Super Floor Deck** dan dibawah kaki rusuk dilas dengan las cantum berdiameter 1 cm. Pada balok pemikul tengah, lembaran dilas pada bagian rata kaki rusuk betina disetiap lembaran **Super Floor Deck**. Mutu kawat las yang digunakan berukuran 3,25 mm, dengan baja selulose AC/DC bermutu tinggi. Cara pengelasannya dilakukan dari atas ke bawah.

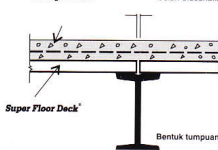
2. Dengan cara pemakuan:

Bisa dengan paku keling biasa atau paku tembak. Bisa juga menggunakan paku berdiameter 4 mm. Kalau balok pemikul baja (beam), diperhitungkan sebagai balok T komposit, maka bisa digunakan paku berdiameter 10- 16 mm dilas ke balok baja pemikul dan berfungsi sebagai penahan geser.

Pemikul akhir ditentukan oleh gaya geser

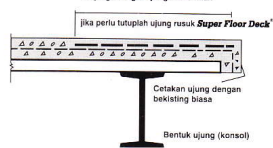


Tulangan susut



Celah diusahakan seminimum mungkin

Tulangan negatif yang dibutuhkan



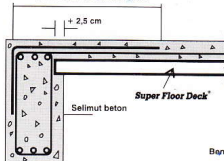
CARA PEMASANGAN PADA KONSTRUKSI BETON

Memasang lembaran **Super Floor Deck** di atas kontruksi beton pada umumnya dipasang sebagai bentang tunggal karena pengecoran balok dan lantai bersamaan, yaitu untuk menghemat waktu pekerjaan cor dan supaya menghasilkan balok T sesuai perencanaan.

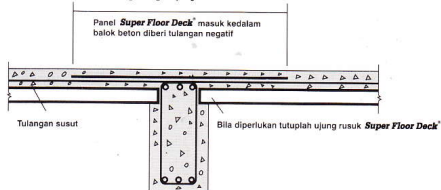
Syarat-syarat cara pengikatan

- Lembaran **Super Floor Deck** dipasang diantara dua balok pemikul sebagai bentang tunggal. Ada dua cara pemasangan, yaitu lembaran **Super Floor Deck** dimatikan pada balok pemikul yang sudah dicor atau diletakkan di atas papan bekisting balok pemikul/dinding dengan jarak 2,5 cm dari sisi balok, sebelum balok/dinding dicor.
- Lembaran **Super Floor Deck** dipasang di atas beberapa balok pemikul sebagai bentang menerus. Pada waktu pengecoran balok-balok pemikul, siapkan angkur-angkur atau stek besi yang akan ditanam ke dalam coran beton tadi. **Super Floor Deck** diletakkan setelah dilubangi sesuai dengan jarak angkur-angkur atau stek besi tersebut. Setelah angkur-angkur/stek besi dibengkokkan, selanjutnya pengecoran dilaksanakan.

Tulangan negatif yang diperlukan



Tulangan negatif yang dibutuhkan

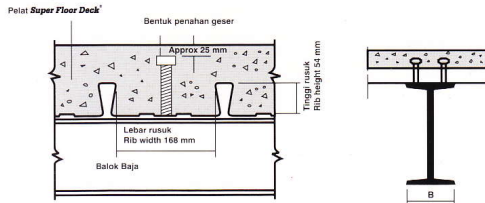


TIANG PENYANGGA SEMENTARA

Sebelum **Super Floor Deck** dicor dengan adukan beton, terlebih dahulu disangga oleh tiang penyangga sementara, terbuat dari kayu dolken atau papan, terutama untuk bentang besar. Hal ini untuk menghindari lendutan akibat pembebanan sementara **Super Floor Deck** belum berfungsi. Biasanya tiang penyangga sementara ini dilepas setelah beton berumur 7 sampai 14 hari.

PENAHAN GESER

Penahan geser dibutuhkan untuk ikatan antara lantai beton dengan balok pemikul dibawahnya. Terbuat dari besi beton dengan diameter antara 10 sampai 16 mm. Ada juga yang dibuat seera khusus. Tinggi maksimum di bawah permukaan akhir plat beton 2 cm. Adapun jaraknya harus dihitung berdasarkan diagram gaya lintang balok.



TULANGAN SUSUT

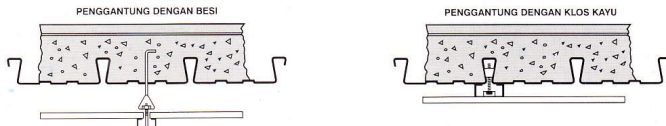
Disarankan memakai Tulangan Susut yang berfungsi selain untuk mengatasi keretakan lantai beton akibat perubahan temperatur dan juga menyebarkan pembebanan. Untuk plat tebal antara 9-12 cm, bisa digunakan jaring kawat berdiameter 5 mm dan 6 mm untuk tebal antara 13-16 cm

SYARAT-SYARAT MUTU BETON

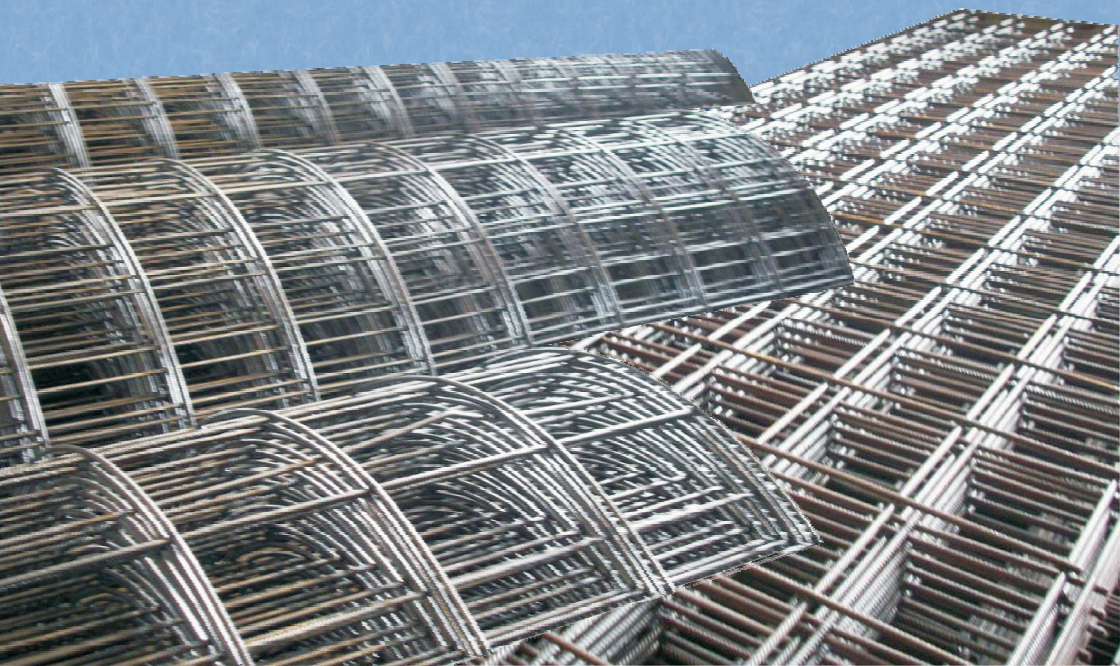
Disarankan kekuatan tekanan karakteristik minimum 200 kg/Cm² (K-200) dan harus tercapai setelah beton berumur 28 hari dan harus memenuhi syarat - syarat PBI 1971 (NI - 2)

PEKERJAAN LANGIT-LANGIT

Langit-langit yang menggantung bisa dibuat penggantung dari kawat baja yang di tanam ke dalam plat beton sebelum di-cor. Atau pada alur gelombang **Super Floor Deck** dipasang rusuk dari kayu dan berfungsi sebagai pengikat. Penyemprotan dengan bahan plesteran seperti gips, vermiculit, bisa langsung disemprotkan ke permukaan bagian bawah **Super Floor Deck**



UNION WIRE MESH[®]



PT. UNION METAL

A UNION SAMPOERNA CO.

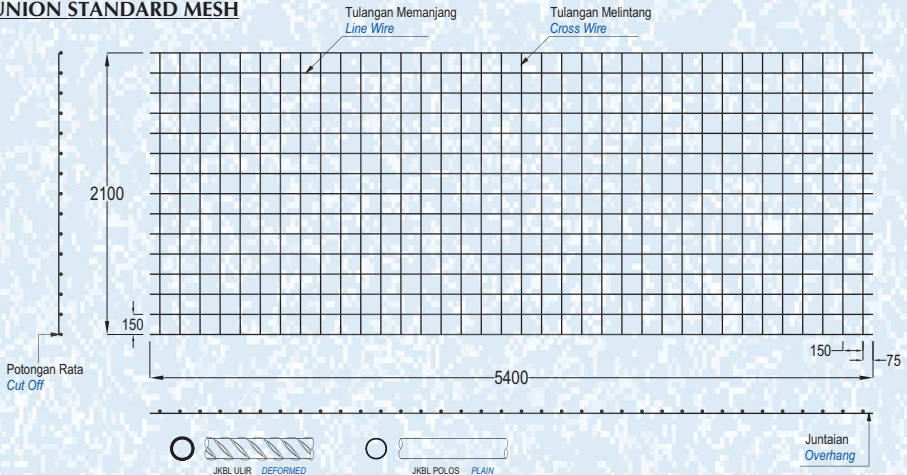
INFORMASI PRODUK

PRODUCT INFORMATION

Union Wire Mesh adalah jaring baja tulangan bermutu tinggi yang mempunyai tegangan leleh karakteristik 5.000 kg/cm² yang dirangkai sedemikian rupa menggunakan las listrik untuk mendapatkan tegangan geser berkualitas tinggi sebesar 2.500 kg/cm² di setiap titik pertemuan kawatnya.

Union Wire Mesh is made from high tensile reinforcing wire rod having characteristic yield strength of 5,000 kg/cm² and it is electrically welded to obtain high quality shearing strength of 2,500 kg/cm² in each welded point.

UNION STANDARD MESH



BERAT PER LEMBAR

TYPE	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M12	M16
DIAMETER (mm)	4	5	6	7	8	9	10	12	16
BERAT PER LEMBAR (kg)	15,45	24,14	34,76	47,31	61,79	78,21	96,55	139,03	247,17

MASS PER SHEET

Spesifikasi

Diameter JKBL Union : 4 mm sampai 16 mm
 Standar Bahan : SNI 07-0663-1995
 Tegangan Leleh Karakteristik : 5.000 kg/cm², mutu U-50
 Tegangan Geser Kampuh Las : 2.500 kg/cm²
 Bentuk Permukaan Kawat : Polos dan Ulir
 Spasi Standard : 150 mm x 150 mm (Type M)
 100 mm x 200 mm (Type B)
 Ukuran Standard : Lembar : 5,4 m x 2,1 m (M4 - M16)
 Roll : 54 m x 2,1 m (M4 - M6)

Specification

Diameter of Union Mesh : 4 mm up to 16 mm
 Material Standard : SNI 07-0663-1995
 Characteristic Yield Strength : 5,000 kg/cm², grade U-50
 Welding Shear Strength : 2,500 kg/cm²
 Types of Bar Surfaces : Plain and Deformed
 Standard Spacings : 150 mm x 150 mm (M Type)
 100 mm x 200 mm (B Type)
 Standard Sizes : Sheet : 5.4 m x 2.1 m (M4 - M16)
 Roll : 54 m x 2.1 m (M4 - M6)

Produksi Union Wire Mesh

Dengan dukungan dari mesin pembentuk JKBL kami yang modern dan menggunakan teknologi komputer, kami terbukti berkemampuan untuk memproduksi ukuran JKBL yang bervariasi dengan hasil pengelasan sempurna sampai dengan diameter 16 mm.

- Jarak spasi : 50 mm; 100 mm; 150 mm; 200 mm; 250 mm; dan 300 mm
- Juntai kawat memanjang maksimum 1.200 mm kedua sisi nya
- Jarak spasi kawat melintang minimum 50 mm sesuai dengan diameter
- Jika tulangan ukuran spesial diperlukan, staff berpengalaman kami siap untuk membantu mendesain yang terbaik dan paling efisien
- Untuk M12 sampai dengan M16, harap konsultasi dengan kami

Union Wire Mesh Production

By means of our modern and computerized wire mesh welding machines, we have proven capability to produce various sizes of mesh with perfect welding result up to diameter 16 mm.

- Spacings : 50 mm; 100 mm; 150 mm; 200 mm; 250 mm and 300 mm
- Line wire over hang maximum 1,200 mm both sides
- Cross wire spacing minimum 50 mm subject to diameters
- If special sizes of reinforcement are required, our experienced technical staffs are ready to assist for designing the best and most efficient ones
- For M12 to M16, please consult with us

Penggunaan

Applications

1. Lantai beton : pabrik, gudang, gedung bertingkat, parkir, dll
2. Dinding beton : gedung bertingkat, perumahan, penyekat ruangan, dll
3. Jalan beton, konstruksi cakar ayam, landasan pesawat terbang
4. Saluran irigasi, saluran drainase, bronjong
5. Kerangka kolom dan balok praktis untuk perumahan
6. Dinding penahan, dinding pemikul beban di dalam gedung
7. Pagar, teralis, kandang hewan

1. Concrete floor : factory, warehouse, high rise building, car park, etc
2. Concrete wall : high rise building, houses, room divider, etc
3. Rigid pavement, strip footing construction, landing strip
4. Irrigation and drainage open channels, gabion basket
5. Non structural column and beam reinforcement for houses
6. Retaining wall, structural wall inside the building
7. Fence, railings, cages

PERENCANAAN & DESAIN

PLANNING & DESIGN

Perhitungan Konversi

Mengganti tulangan biasa (U-24) dengan JKBL Union (U-50)

Rumus :

$$\text{Luas JKBL union (U-50)} = \text{Luas tulangan biasa (U-24)} \times \frac{\text{Tegangan leleh U-24}}{\text{Tegangan leleh U-50}}$$

Contoh :

Diketahui : Tulangan U-24
Diameter = 10 mm
Jarak spasi = 150 mm
Luas tulangan = 5,24 cm²/m'

$$\text{Luas JKBL union} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} = 2,515 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

Dari Tabel diperoleh : JKBL Union
Diameter 7 mm dengan spasi 150 mm
Luas 2,57 cm²/m'

Conversion Calculation

Substituting union wire mesh (U-50) for ordinary reinforcement (U-24)

Formula :

$$\text{Union Wire Mesh area (U-50)} = \text{Mild Steel bar area (U-24)} \times \frac{\text{Yield stress U-24}}{\text{Yield stress U-50}}$$

Example :

Given : Mild Steel bar U-24
Diameter = 10 mm
Spacing = 150 mm
Cross sectional area = 5.24 cm²/m'

$$\text{Union Wire Mesh area} = 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} = 2.515 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

From the Table is obtained : Union Wire Mesh
Diameter 7 mm with 150 mm spacing
Area 2.57 cm²/m'

TABEL LUAS PENAMPANG KAWAT

WIRE AREA TABLE

Diameter Kawat Wire Diameter (mm)	Luas Kawat Wire Area (cm ²)	Jumlah Luas Penampang Kawat (cm ² /m') Menurut Spasinya Setiap Arah Total Wire Area (cm ² /m') According to Spacing Each Direction											
		Spasi / Spacing (mm)											
		50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325
4.0	0.126	2.51	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	3.18	2.12	1.59	1.27	1.06	0.91	0.80	0.71	0.64	0.58	0.53	0.49
5.0	0.196	3.93	2.62	1.96	1.57	1.31	1.12	0.98	0.87	0.79	0.71	0.65	0.60
5.5	0.238	4.75	3.17	2.38	1.90	1.58	1.36	1.19	1.06	0.95	0.86	0.79	0.73
6.0	0.283	5.65	3.77	2.83	2.26	1.88	1.62	1.41	1.26	1.13	1.03	0.94	0.87
6.5	0.332	6.64	4.42	3.32	2.65	2.21	1.90	1.66	1.47	1.33	1.21	1.11	1.02
7.0	0.385	7.70	5.13	3.85	3.08	2.57	2.20	1.92	1.71	1.54	1.40	1.28	1.18
7.5	0.442	8.84	5.89	4.42	3.53	2.95	2.52	2.21	1.96	1.77	1.61	1.47	1.36
8.0	0.503	10.05	6.70	5.03	4.02	3.35	2.87	2.51	2.23	2.01	1.83	1.68	1.55
8.5	0.567	11.35	7.57	5.67	4.54	3.78	3.24	2.84	2.52	2.27	2.06	1.89	1.75
9.0	0.636	12.72	8.48	6.36	5.09	4.24	3.64	3.18	2.83	2.54	2.31	2.12	1.96
9.5	0.709	14.18	9.45	7.09	5.67	4.73	4.05	3.54	3.15	2.84	2.58	2.36	2.18
10.0	0.785	15.71	10.47	7.85	6.28	5.24	4.49	3.93	3.49	3.14	2.86	2.62	2.42
12.0	1.131	22.62	15.08	11.31	9.05	7.54	6.46	5.65	5.03	4.52	4.11	3.77	3.48
16.0	2.011	40.21	26.81	20.11	16.08	13.40	11.49	10.05	8.94	8.04	7.31	6.70	6.19

PEMASANGAN & KONSTRUKSI

INSTALLATION & CONSTRUCTION

Pemasangan dan penyambungan JKBL Union tidaklah susah, tetapi perlu diperhatikan beberapa hal, sehingga didapati hasil yang optimal dan benar.

Installation and joint of Union Wire Mesh is easy, just need to pay attention to the following matters in order to get an optimum and good result.

A. Sambungan JKBL Union

1. Sambungan Sekuat Tegangan Leleh

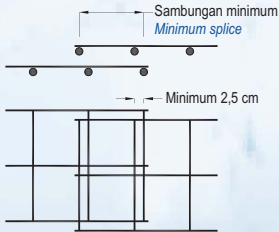
Suatu sambungan akan setara dengan tegangan leleh penuh kalau lembaran itu berhimpitan sejauh satu kotak spasi (dua kampuh las), ditambah minimal 2,5 cm.

2. Sambungan Separuh Tegangan Leleh

Suatu sambungan akan setara dengan separuh tegangan leleh, kalau lembaran itu berhimpitan sejauh satu kampuh las ditambah minimal 2,5 cm.

* Sambungan dengan Tegangan Leleh Penuh

Full Yield Strength Lap Splice



Catatan :

Tambahan sebesar 2,5 cm adalah jarak minimal agregat beton yang diijinkan oleh Peraturan Beton Indonesia (PBI 8.16.1), membantu agar beton tersebut dapat padat di sekitar kawat tersebut.

Persyaratan sambungan separuh tegangan leleh kadang-kadang diijinkan untuk sambungan di tepi plat satu arah (one way slab), tetapi sebaiknya sambungan tersebut ditentukan oleh insinyur bangunan. Sebaiknya sambungan digunakan sekuat tegangan leleh dan ditempatkan di titik-titik yang bertegangan tarik tidak maksimum.

A. Union Wire Mesh Overlap

1. Full Yield Strength Lap Splice

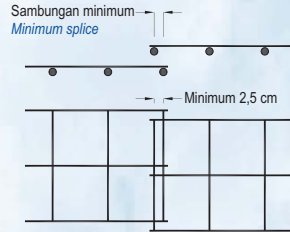
A lap will have a full strength of yield stress when the mesh is placed overlap by one spacing (two welds) plus a minimum of 2.5 cm.

2. Half Yield Strength Lap Splice

A lap will be equal to a half strength of yield stress when the mesh is placed overlap by one weld plus a minimum of 2.5 cm.

* Sambungan dengan Setengah Tegangan Leleh

Half Yield Strength Lap Splice



Note :

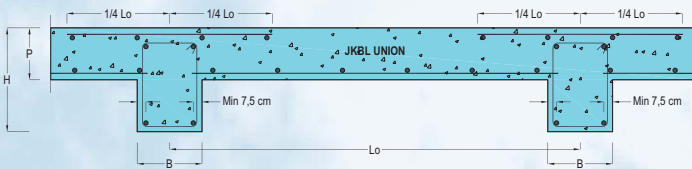
The addition of 2.5 cm referred to above is the minimum allowable spacing for concrete aggregate, which is required by the Indonesian Concrete Regulation (PBI 8.16.1), so as to make the concrete becomes dense around the bar.

In some cases, one weld overlap be allowed for the side laps of one way slab, the decision on this practice should be made by the structural engineer.

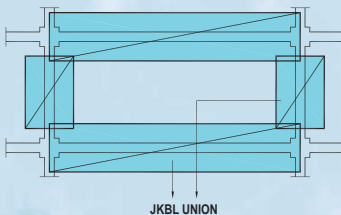
It is strongly recommended to apply the full yield strength lap splice and the laps should be in such places where the tension stress is not maximum.

B. Perletakan JKBL Union Union Wire Mesh Position

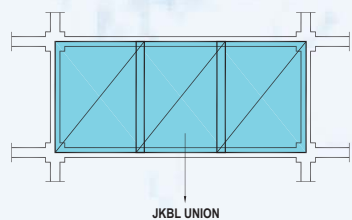
Plat Lantai Bangunan Bertingkat Suspended Slab



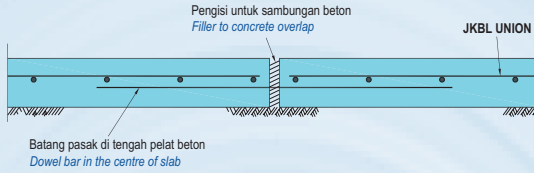
Lapis Atas Top Layer



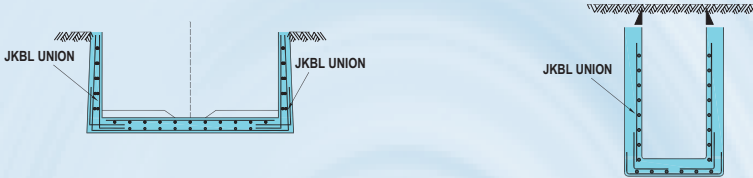
Lapis Bawah Bottom Layer



Lantai Beton di Atas Tanah *Concrete Floor on Top Soil*



Saluran Drainase *Drainage Open Channels*



Dinding Penahan & Pondasi *Retaining Wall & Foundation*



KEUNTUNGAN MENGGUNAKAN UNION WIRE MESH

THE ADVANTAGES OF USING UNION WIRE MESH

1. Menghemat waktu konstruksi bangunan
2. Dapat diproduksi atas dasar desain konsultan (Engineering Mesh)
3. Mereduksi berat besi tulangan dalam beton

1. *Save time for building constructions*
2. *Can be produced based on consultant's designs (Engineering Mesh)*
3. *Reducing weight of steel wire in concrete*



CAPITAL RESIDENCE, Jakarta



GRAND INDONESIA, Jakarta



CITY TOWER, Jakarta



PT. UNION METAL

Quality Steel Building Material

Head Office

: Menara Karya Building 6th Floor
Jl. H.R. Rasuna Said Blok X-5 Kav. 1-2
Jakarta 12950 Indonesia
Phone # (62-21) 579.44409 (hunting)
Fax # (62-21) 579.44410
Website : www.unionmetal.co.id
Email : marketing@unionmetal.co.id

Factory

: Jl. Jababeka V Blok U No. 1
Kawasan Industri Jababeka I
Cikarang - Bekasi 17530 Indonesia
Phone # (62-21) 893.5234 (hunting)
Fax # (62-21) 893.4949

Branch Office

: BANDUNG
Jalan Kejaksaan No. 28, Bandung 40111
Phone # (62-22) 423.1849, (62-22) 423.6489
Fax # (62-22) 420.8314
E-mail : unionbdg@unionmetal.co.id

SURABAYA

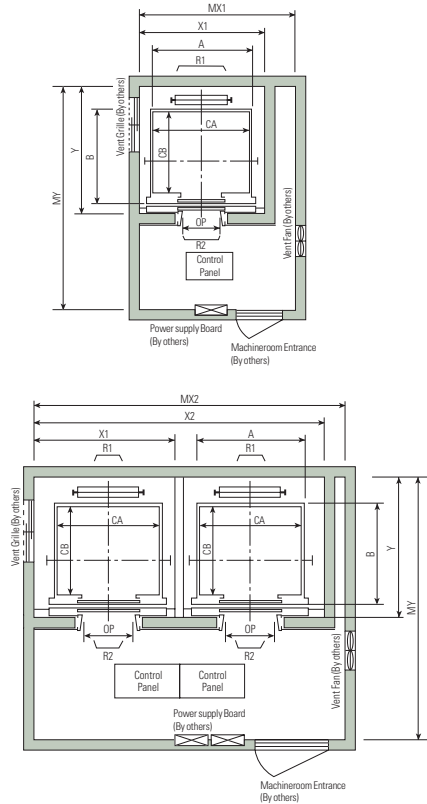
Ruko Panji Makmur Blok A-33
Jalan Panjang Jiwo No. 46 - 48, Surabaya 60271
Phone # (62-31) 847.8812, (62-31) 847.8815
Fax # (62-31) 848.0952
E-mail : unionsby@unionmetal.co.id



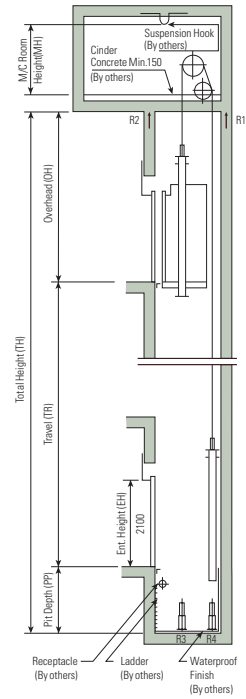
CERTIFICATE NUMBER : JKT 0403076

A UNION SAMPOERNA CO.

Plan of Hoistway & Machine Room



Section of Hoistway



Overhead & Pit Depth

(Unit : mm)

Load (kg)	450 ~ 1000		1150 ~ 1600		M/C Room Height (MH)
	Speed (m/sec)	Overhead (OH)	Pit Depth (PP)	Overhead (OH)	
1.0	4200	1300	4200	1400	2200
1.5	4400	1400	4400	1500	2400
1.75	4500	1500	4500	1600	
2.0	4700	1900	4700	2000	2600
2.5	5000	2200	5000	2200	

- Above dimensions are applied for car height of 2500mm, for other applicable dimensions, contact us.
- In case of requested double isolation pad, machine room height should be increased 200mm.
- Machine room temperature should be maintained below 40 °C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.

Standard Dimensions & Reactions

Manufacturer Standard

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening OP	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg			Internal	External	1Car	2Cars	Depth	1Car	2Cars	Depth	R1	R2	R3	R4
					CA × CB	A × B	X1	X2	Y	MX1	MX2	MY				
1.0	6	450	2 Panel Center Open	800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	1450	2000	4000	3200	3600	2000	5400	4500
	8	550		800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	1650	2000	4000	3400	4050	2250	6000	4900
	9	600		800	1400 × 1130	1460 × 1285	1800	3700	1750	2000	4000	3500	4100	2450	6300	5100
	10	700		800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	1850	2000	4000	3600	4200	2700	6800	5400
	11	750		800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	1950	2000	4000	3700	4550	2800	7100	5600
	13	900		900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	1950	2300	4400	3750	5100	3750	8100	6300
1.5	15	1000		900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	2100	2300	4400	3850	5450	4300	8600	6600
	17	1150		1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	2200	2600	4900	3900	6600	5100	11000	8700
	1100	2000 × 1350		2100 × 1520	2550	5200	2050	2800	5250	3800						
	1100	1800 × 1700		1900 × 1870	2350	4800	2400	2600	4900	4200	7800	6000	12200	9500		
2.0	1100	2000 × 1500		2100 × 1670	2550	5200	2200	2800	5250	4000						
	1100	2000 × 1750		2100 × 1920	2550	5200	2450	2900	5400	4300	8500	6800	13600	10400		
	1100	2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	2300	3000	5650	4200							
	13	900	900	1600 × 1350	1700 × 1520	2250	4600	2100	2550	4600	4250	12030	6650	9000	7500	
	15	1000	900	1600 × 1500	1700 × 1670	2250	4600	2250	2550	4600	4250	12800	6950	9400	8000	
	1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2450	5000	2250	2750	5000	4450	13080	7150	11000	8700			
2.5	1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2650	5400	2450	2950	5400	4650	14350	7650	12200	9500			
	1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400			
	1100	2150 × 1600	2250 × 1770	2800	5700	2350	3100	5700	4800							

EN81 Standard

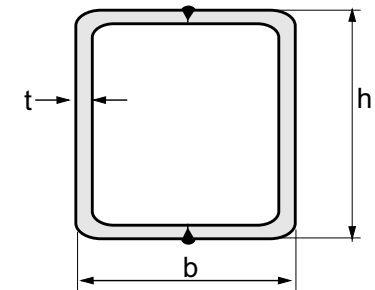
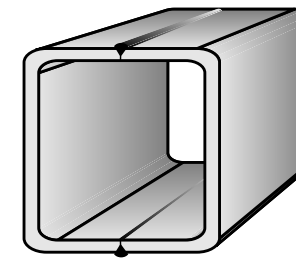
(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening OP	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg			Internal	External	1Car	2Cars	Depth	1Car	2Cars	Depth	R1	R2	R3	R4
					CA × CB	A × B	X1	X2	Y	MX1	MX2	MY				
1.0	6	450	2 Panel Center Open	700	1100 × 1100	1160 × 1250	1550	3200	1700	1800	3500	3450	3600	2000	5400	4500
	7	550		800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	1450	2000	4000	3200	4050	2250	6000	4900
	8	630		800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	1650	2000	4000	3400	4100	2450	6300	5100
	9	700		800	1400 × 1100	1460 × 1255	1800	3700	1700	2000	4000	3450	4200	2700	6800	5400
	10	800		800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	1850	2000	4000	3600	4500	2800	7100	5600
	800	1400 × 1350		1460 × 1505	1800	3700	1950	2000	4000	3700	4550	2800	8100	6300		
1.5	12	900		900	1600 × 1300	1660 × 1455	2050	4200	1900	2300	4400	3700	5100	3750	8100	6300
	13	1000		900	1600 × 1400	1660 × 1555	2050	4200	2000	2300	4400	3700	5450	4300	8600	6600
	1000	1800 × 1400		1900 × 1570	2350	4800	2100	2600	4900	3800						
	1000	2000 × 1300		2100 × 1470	2550	5200	2000	2800	5250	3750	6600	5100	11000	8700		
1.75	1100	1800 × 1650		1900 × 1820	2350	4800	2350	2600	4900	4150	7800	6000	12200	9500		
	1100	2000 × 1500		2100 × 1670	2550	5200	2200	2800	5250	4000						
	1100	2000 × 1700	2100 × 1870	2550	5200	2400	2900	5400	4250	8500	6800	13600	10400			
	1100	2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	2300	3000	5650	4200							
2.0	10	800	900	1400 × 1350	1500 × 1520	2050	4200	2100	2350	4200	4100	10500	6400	8200	7300	
	12	900	900	1600 × 1300	1700 × 1470	2250	4600	2050	2550	4600	4050	12030	6650	9000	7500	
	13	1000	900	1600 × 1400	1700 × 1570	2250	4600	2150	2550	4600	4150	12800	6950	9400	8000	
	1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2450	5000	2250	2750	5000	4450	13080	7150	11000	8700			
	1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2650	5400	2100	2950	5400	4650							
	1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2450	5000	2450	2750	5000	4450	14350	7650	12200	9500			
2.5	1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2650	5400	2250	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400			
	1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650							
	1100	2150 × 1600	2250 × 1770	2800	5700	2350	3100	5700	4800							



METRIC SIZE

DIMENSION		t	R	WEIGHT	AREA	MOMENT OF INERTIA	MOMENT OF RESISTANT	RADIUS OF GYRATION
H	B					$I_x = I_y$	$Z_x = Z_y$	$i_x = i_y$
mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm
180	180	6.30	18	33.56	42.41	2,095.65	232.85	7.03
180	180	8.00	18	41.92	52.84	2,545.86	282.87	6.94
180	180	10.00	18	51.36	64.57	3,016.80	335.20	6.84
220	220	6.30	18	41.48	52.49	3,939.93	358.18	8.66
220	220	8.00	18	51.96	65.64	4,828.01	438.91	8.58
220	220	10.00	18	63.92	80.57	5,782.46	525.68	8.47
200	200	8.00	18	46.94	59.24	3,566.25	356.63	7.76
200	200	9.00	18	52.34	66.67	3,990.00	399.00	7.73
200	200	10.00	18	57.64	72.57	4,251.06	425.11	7.65
200	200	12.00	18	67.92	86.53	4,980.00	498.00	7.59
250	250	8.00	18	59.50	75.24	7,229.20	578.34	9.80
250	250	9.00	18	66.48	84.67	8,090.00	647.00	9.78
250	250	10.00	18	73.34	92.57	8,706.67	696.53	9.70
250	250	12.00	18	86.76	110.50	10,300.00	820.00	9.63
250	250	16.00	45	112.38	138.80	12,000.00	964.00	9.32
260	260	6.30	18	49.38	62.57	6,634.95	510.38	10.30
260	260	8.00	18	62.00	78.44	8,178.02	629.08	10.21
260	260	10.00	18	76.48	96.57	9,864.65	758.82	10.11
260	260	11.00	18	83.56	105.41	10,656.87	819.76	10.06
300	300	8.00	18	72.06	91.24	12,800.69	853.38	11.84
300	300	9.00	18	80.60	102.70	14,300.00	956.00	11.80
300	300	10.00	18	89.04	112.57	15,519.37	1,034.62	11.74
300	300	12.00	18	105.60	134.50	18,300.00	1,220.00	11.70
300	300	16.00	45	137.50	170.80	22,100.00	1,470.00	11.40
350	350	9.00	18	94.74	120.70	23,200.00	1,320.00	13.90
350	350	12.00	18	124.44	158.50	29,800.00	1,700.00	13.70
350	350	16.00	45	162.62	202.80	36,500.00	2,090.00	13.40
350	350	19.00	45	190.18	233.80	40,700.00	2,320.00	13.20
400	400	12.00	18	143.28	180.10	44,300.00	2,220.00	15.70
400	400	16.00	45	187.74	234.80	56,200.00	2,810.00	15.50
400	400	19.00	45	220.02	271.80	63,100.00	3,160.00	15.20
400	400	22.00	75	251.34	300.20	66,200.00	3,310.00	14.80
400	400	25.00	75	281.74	346.00	76,500.00	3,830.00	14.90
450	450	12.00	18	162.12	204.10	64,200.00	2,850.00	17.70
450	450	16.00	45	212.86	266.80	81,800.00	3,640.00	17.50
450	450	19.00	45	249.84	309.80	92,600.00	4,120.00	17.30
450	450	22.00	75	285.88	344.20	98,500.00	4,380.00	16.90
450	450	25.00	75	321.00	396.00	113,600.00	5,050.00	16.90
500	500	12.00	18	180.96	228.10	89,300.00	3,570.00	19.80
500	500	16.00	45	237.98	298.80	114,000.00	4,570.00	19.60
500	500	19.00	45	279.68	347.80	130,000.00	5,200.00	19.30
500	500	22.00	75	320.42	388.20	140,000.00	5,590.00	19.00
500	500	25.00	75	360.24	446.00	160,900.00	6,440.00	19.00
550	550	12.00	18	199.80	252.10	120,100.00	4,370.00	21.80
550	550	16.00	45	263.10	330.80	154,500.00	5,620.00	21.60
550	550	19.00	45	309.50	388.10	178,500.00	6,490.00	21.40
550	550	22.00	75	354.96	443.90	200,800.00	7,300.00	21.30
550	550	25.00	75	399.50	496.00	219,800.00	7,990.00	21.00
600	600	12.00	18	218.64	276.10	157,300.00	5,240.00	23.80
600	600	16.00	45	288.22	362.80	203,000.00	6,770.00	23.70
600	600	19.00	45	339.34	426.10	235,100.00	7,840.00	23.50
600	600	22.00	75	389.50	487.90	265,200.00	8,840.00	23.30
600	600	25.00	75	438.74	546.00	291,400.00	9,710.00	23.10
650	650	12.00	18	237.48	300.10	201,500.00	6,200.00	25.90
650	650	16.00	45	313.34	394.80	260,800.00	8,020.00	25.70
650	650	19.00	45	369.16	464.10	302,500.00	9,310.00	25.50
650	650	22.00	75	424.04	531.90	342,100.00	10,520.00	25.40
650	650	25.00	75	478.00	596.00	377,000.00	11,600.00	25.10
700	700	12.00	18	256.32	324.10	253,300.00	7,240.00	28.00
700	700	16.00	45	338.46	426.80	328,500.00	9,380.00	27.70
700	700	19.00	45	399.00	502.10	381,800.00	10,910.00	27.60
700	700	22.00	75	458.58	575.90	432,500.00	12,360.00	27.40
700	700	25.00	75	517.24	646.00	477,900.00	13,650.00	27.20



CHEMICAL COMPOSITION

GRADE	C (%) Max	Mn (%)	Si (%)	P (%) Max	S (%) Max
SS 400	-	-	-	0.040	0.040
A 36	0.25	1.40	1.40	0.040	0.040
SM 490 A & B	0.20	1.60 Max	0.55Max	0.035	0.035
GR 50 A	0.23	1.60 Max	0.55Max	0.050	0.050

MECHANICAL PROPERTIES

GRADE	Y.S (Mpa)			T.S (Mpa)	E (%)
	t ≤ 16 mm	16 mm ≤ t ≤ 40 mm	t ≤ 40 mm		
SS 400	245	235	215	400 - 510	21
A 36	250	250	250	400 - 550	20
SM 490 A & B	325	315	295	490 - 610	17
GR 50 A	355	345	340	490 - 640	18

NOTE :

- Standard length 6 m and 12 m
- Thickness Max. 25 mm
- Other specification/standard size on request can also be supplied
- Size 100 x 100 S/d 1000 x 1000 mm

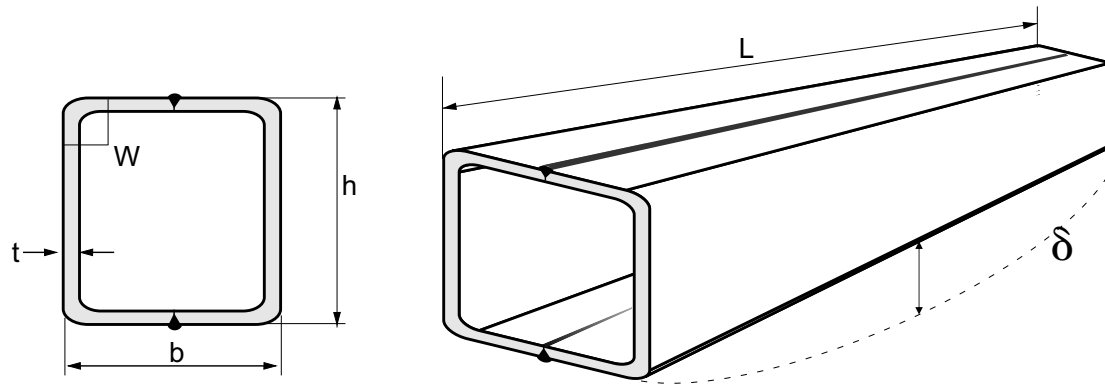
continue.....>>

HEAD OFFICE & FACTORY

Jl. Imam Bonjol 4, Warung Bongkok,
Sukadana, Cikarang Barat,
Bekasi 17520, West Java, INDONESIA
Forming Department
Phone DID : (62-21) 898 38 291 - 296
Phone Flexy : (021) 7085 3154 - 158
Fax : (62-21) 898 38 298
e-mail : pji01@grdsteel.com
pji02@grdsteel.com



SHAPED AND TOLERANCE



DESCRIPTION	TOLERANCE
Length (L)	- 0 + 50 mm
Cross-Section (B)	JIS G 3466
Depletion (δ)	1/1000 length max
Squareness (W)	± 20
Twisting	± 4 mm
Thickness	JIS G 3193

Standard :

- Specification standard JIS & ASTM
- Material Standard SS 400, A36 & GR 50 A, B, C
- Bigger dimension will be produced, if there confirm before
- Semi Welding joint, partial penetration (AWS - D1.1 - 96)

PC PILES

DESCRIPTION

Type of Piles	Prestressed Concrete Pretension Spun Piles Prestressed Concrete Post Tension Spun Piles (Cylinder Piles) Prestressed Concrete Square Piles Prestressed Concrete Triangular Piles Prestressed Concrete Spun Square Piles
System of Joints	Welded at steel joint plate
Type of Shoe	Concrete Pencil Shoe (Standard) for PC Spun Piles, Spun Square Pile & Square Piles Mamira Shoe (Special Order) for PC Spun Pile
Method of Driving	Dynamic Pile Driving : Diesel Hammer and Hydraulic Hammer Static Pile Driving : Hydraulic Static Pile Driver (Jacking Pile) Inner Boring System

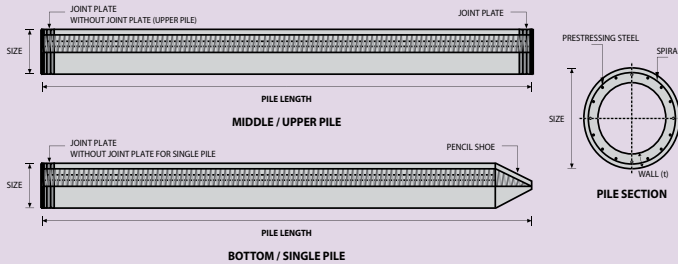
DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

Design	ACI 543R	Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles Chapter-4 Structural design requirement for piles with no seismic loading (In case pile is consider to seismic loading, piles detail should re-design refer to ACI 543R Chapter-5)
Manufacturing	SNI 2847 - 2013 WB - PCP - PS - 05 WB - PCP - PS - 16	Indonesian Standard Code for Concrete Production Manufacturing Procedure Production Manufacturing Procedure

MATERIAL SPECIFICATION

ITEM	REFERENCE	DESCRIPTION	SPECIFICATION
Aggregate	ASTM C 33 / C 33M-11a	Standard Specification for Concrete Aggregates	
Cement	SNI 2049 - 2015	Portland Cement	Standard Product Type I Special Order : Type II or V
Admixture	ASTM C 494 / C 494M - 99a	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : High Range Water Reducing Admixture
Concrete	SNI 2834 - 2000 SNI 2493 - 2011	Concrete Mix Design Making and Curing Concrete Sample	
PC Strand	ASTM A 416 / A 416M - 99	Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete	Grade 270 (Low Relaxation Type)
PC Wire	JIS G 3536 - 2014	Uncoated Stress-Relieved Steel Wires and Strands for Prestressed Concrete	SWPD1 (Deformed Wire Type)
PC Bar	JIS G 3137 - 2008	Small Size-Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	Grade D - Class 1 - SBPD 1275/1420
Rebar	SNI 2052 - 2014	Reinforcement Steel for Concrete	Steel Class : BJTS 40 (Deformed) Steel Class : BJTP 24 (Round)
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2011	Low Carbon Steel Wires	SWM-P (Round Type) Cold-reduced steel wire for the reinforcement of concrete and the manufacture of welded fabric.
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steels for General Structure	SS400 (Tensile Strength 400 N/mm ²) Applicable steel product for steel plates and sheets, steel strip in coil, sections, flats and bars.
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 900	Structural Welding Code Steel	AWS A5.1/E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent.

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE PRETENSION SPUN PILES



PRESTRESSED CONCRETE PRETENSION SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile** (m)	
						Crack* ($\text{ton}\cdot\text{m}$)	Break ($\text{ton}\cdot\text{m}$)				
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12	
						A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
						B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
						C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13	
						A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
						B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
						C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14	
						A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
						B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
						C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14	
						A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
						A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
						B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 18	
						A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
						A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
						B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16	
						A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
						A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
						B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20	
						A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
						A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
						B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
1000***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22	
						A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
						A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
						B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
1200***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24	
						A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
						A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
						B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24						

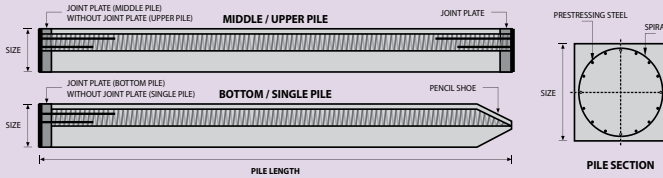
Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)

**) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

**) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES



PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 42 \text{ MPa}$ (Cube 500 kg/cm^2)

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

Size (mm)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile* (m)	Splice Class	
					Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)				Compatible to Body M_{crack}	Optional
200 x 200	400	13,333	100	A	1.55	2.65	49.08	27.47	6-9	I	II
					2.29	3.46	81.40	28.10	6-10	III	IV
					2.52	4.33	79.62	34.80	6-11	II	-
300 x 300	900	67,500	225	A	2.78	5.19	77.92	41.30	6-11	I	V
					3.64	5.19	118.59	35.40	6-11	IV	V
					3.98	6.23	116.76	42.20	6-11	III	IV/V
					4.48	7.47	114.66	50.20	6-12	II	-
350 x 350	1,225	125,052	306	A	4.92	9.34	111.60	61.90	6-12	I	III/IV/V
					5.33	6.57	163.98	38.60	6-11	III	IV
					6.07	8.72	160.68	50.90	6-12	II	-
					6.63	10.90	157.45	63.10	6-12	I	IV
400 x 400	1,600	213,333	400	A	7.30	13.08	154.32	75.00	6-13	I	III/IV
					7.89	9.96	213.96	51.40	6-12	IV	V
					8.71	12.45	210.60	63.80	6-12	III	IV/V
					9.51	14.95	207.32	76.00	6-13	II	III/IV/V
450 x 450	2,025	341,719	506	A	11.82	22.42	198.01	111.60	6-14	I	II/III/IV/V
					11.17	14.01	270.98	64.30	6-12	III	IV
					12.10	16.81	267.61	76.80	6-13	III	IV
					13.01	19.62	264.30	89.10	6-13	II	III/IV
500 x 500	2,500	520,833	625	A	14.78	25.22	257.88	113.30	6-14	I	III/IV/V
					15.16	18.68	335.12	77.30	6-13	III	IV
					16.19	21.79	331.72	89.90	6-13	II	III/IV
					17.21	24.91	328.38	102.20	6-14	I	II/III/IV
					18.22	28.02	325.09	114.50	6-14	I	II/III/IV

Note : *) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

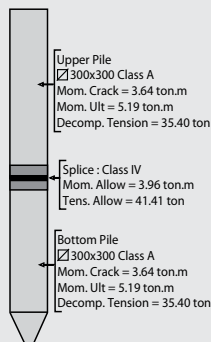
TYPICAL SPLICE SPECIFICATION

Size (mm)	Class	Bending Moment		Tension	
		Allowable (ton.m)	Ultimate (ton.m)	Allowable (ton)	Ultimate (ton)
200 x 200	I	1.56	2.11	41.82	47.05
	II	0.76	1.02	16.34	18.38
250 x 250	I	3.17	4.28	55.22	62.12
	II	2.99	4.03	41.41	46.59
	III	2.34	3.17	41.41	46.59
	IV	1.29	1.74	24.50	27.57
300 x 300	I	5.96	8.05	83.64	94.10
	II	4.53	6.12	62.73	70.57
	III	4.28	5.78	55.22	62.12
	IV	3.96	5.35	41.41	46.59
	V	2.34	3.16	24.50	27.57
350 x 350	I	7.67	10.35	83.64	94.10
	II	6.81	9.19	83.64	94.10
	III	5.71	7.71	55.22	62.12
	IV	3.30	4.45	27.61	31.06
400 x 400	I	12.20	16.47	117.95	132.69
	II	11.28	15.23	88.46	99.52
	III	9.41	12.71	83.64	94.10
	IV	8.58	11.58	62.73	70.57
	V	3.97	5.36	27.61	31.06
450 x 450	I	15.80	21.33	147.43	165.86
	II	14.07	19.00	117.95	132.69
	III	13.02	17.57	88.46	99.52
	IV	6.55	8.84	41.82	47.05
	V	19.72	26.63	118.60	133.43
500 x 500	I	16.51	22.29	117.95	132.69
	II	15.14	20.43	88.46	99.52
	III	15.14	20.43	88.46	99.52
	IV	7.56	10.21	41.82	47.05

EXAMPLES OF SPLICE SELECTION

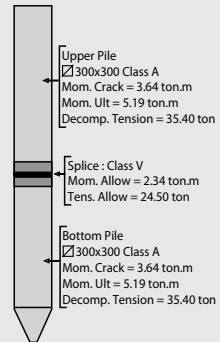
Case 1 : Compatible to Body Moment Crack

Splice of PC Piles having equivalent performance to the crack bending moment of the main body.

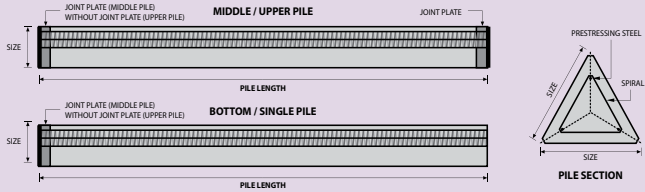


Case 2 : Optional Splice

Application of optional splices should be approved by structure designer.



PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE TRIANGULAR PILES



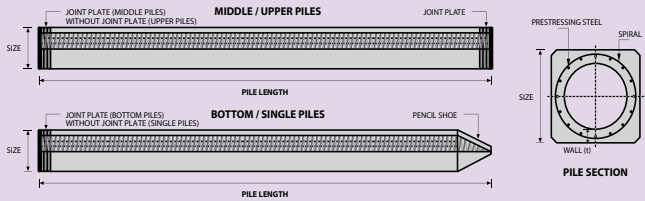
PRESTRESSED CONCRETE TRIANGULAR PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 42 \text{ MPa}$ (Cube 500 kg/cm^2)

Size (mm)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Length of Pile* (m)
					Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)		
280	318.7	9,080.50	79.7	A	0.66	0.92	42.26	6 - 8
					0.90	1.77	39.50	6 - 9
320	422.6	16,188.90	105.7	A	0.89	1.11	57.02	6 - 8
					1.20	2.15	54.10	6 - 9

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN SQUARE PILES



PRESTRESSED CONCRETE SPUN SQUARE PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile* (m)
						Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)			
400 X 400	75	1109.13	194,159	277	A2	6.50	10.00	182.63	38.00	6 - 13
					A3	8.00	12.00	180.62	45.30	6 - 14
					B	10.00	18.00	173.15	73.10	6 - 15
					C	11.00	22.00	169.49	91.70	6 - 16
450 X 450	80	1364.48	307,000	341	A1	8.50	12.50	227.01	38.20	6 - 13
					A2	11.00	17.00	222.95	52.90	6 - 15
					A3	13.00	20.90	219.05	67.10	6 - 16
					B	13.50	24.00	215.32	80.90	6 - 16
					C	15.50	31.00	208.10	114.00	6 - 16

Note : *) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

PRODUCT APPLICATION



Piles foundation for Power Plant or Industrial Factory



Piles for Marine Structure

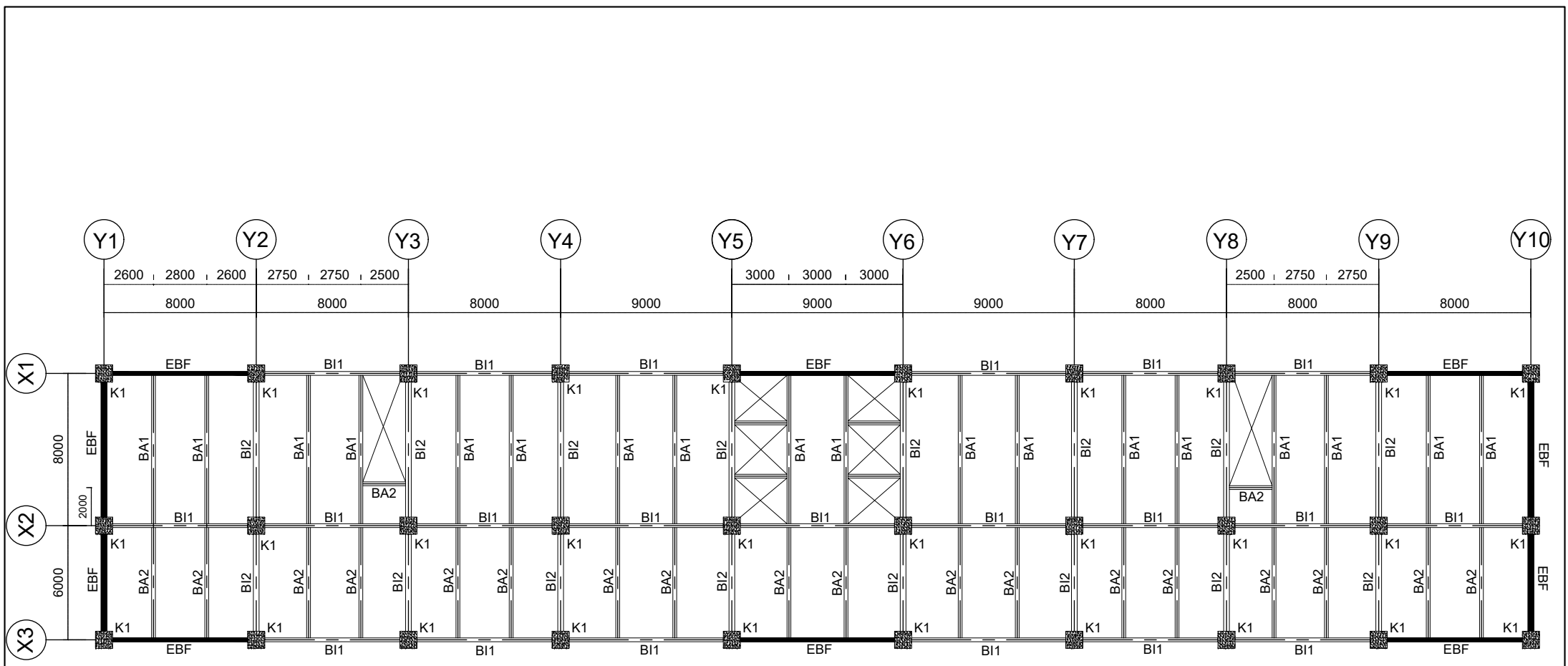


Piles Foundation for Building



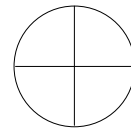
Piles Foundation for Bridges





Keterangan

K1	CFT 900.900.32
BI1	WF 600.200.12.20
BI2	WF 600.300.12.17
BA1	WF 500.200.10.16
BA2	WF 400.200.7.11
EBF	<i>Eccentrically Braced Frames</i>



DENAH LANTAI 1-8

SKALA 1: 200



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS

Modifikasi Struktur Gedung 88
Avenue Dengan Menggunakan
Sistem *Eccentrically Braced*
Frames (EBF)

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, ST.
MT. Ph.D

MAHASISWA

Vanessa Khonsaa
Azies

03111740000045

JUDUL GAMBAR

DENAH LANTAI 1-8

UKURAN

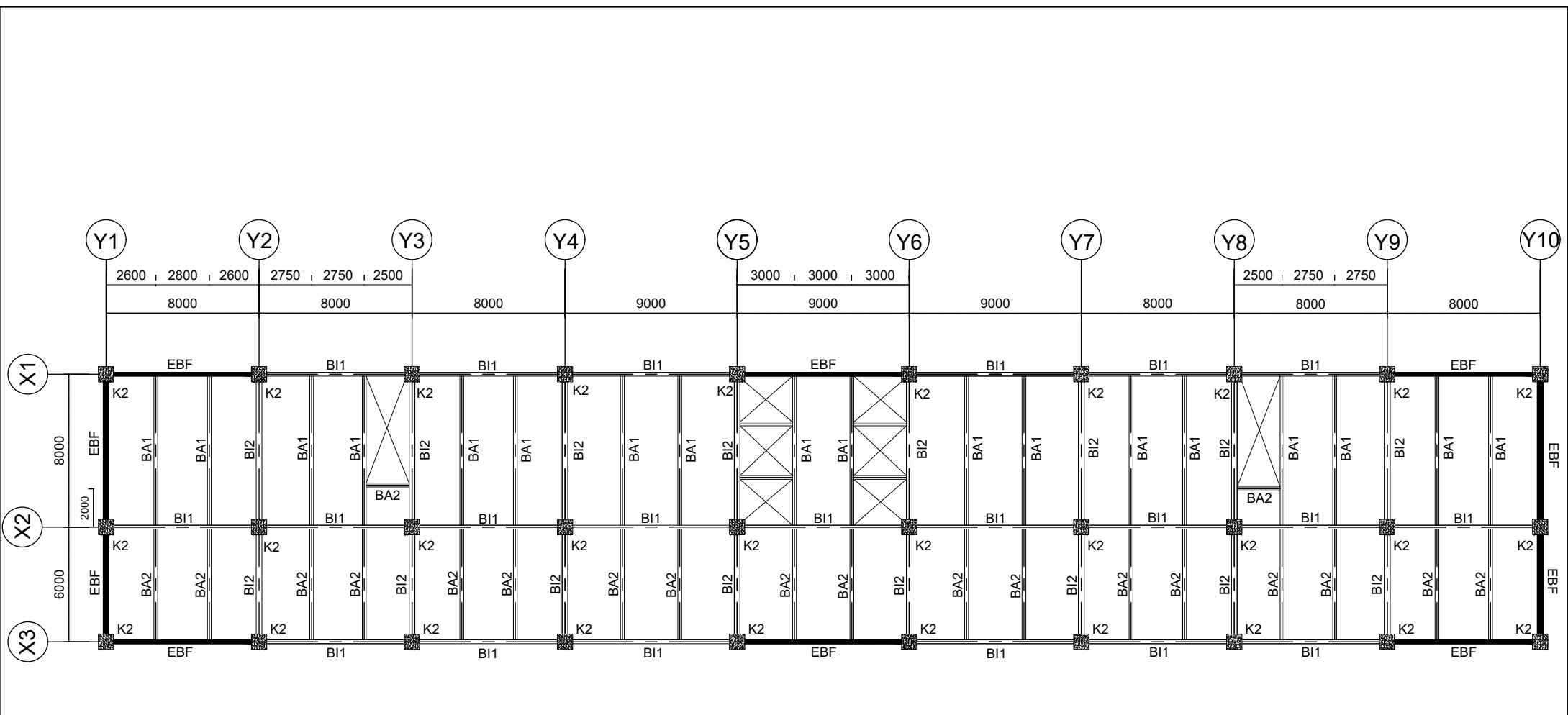
MM

SKALA

1 : 200


LEMBAR

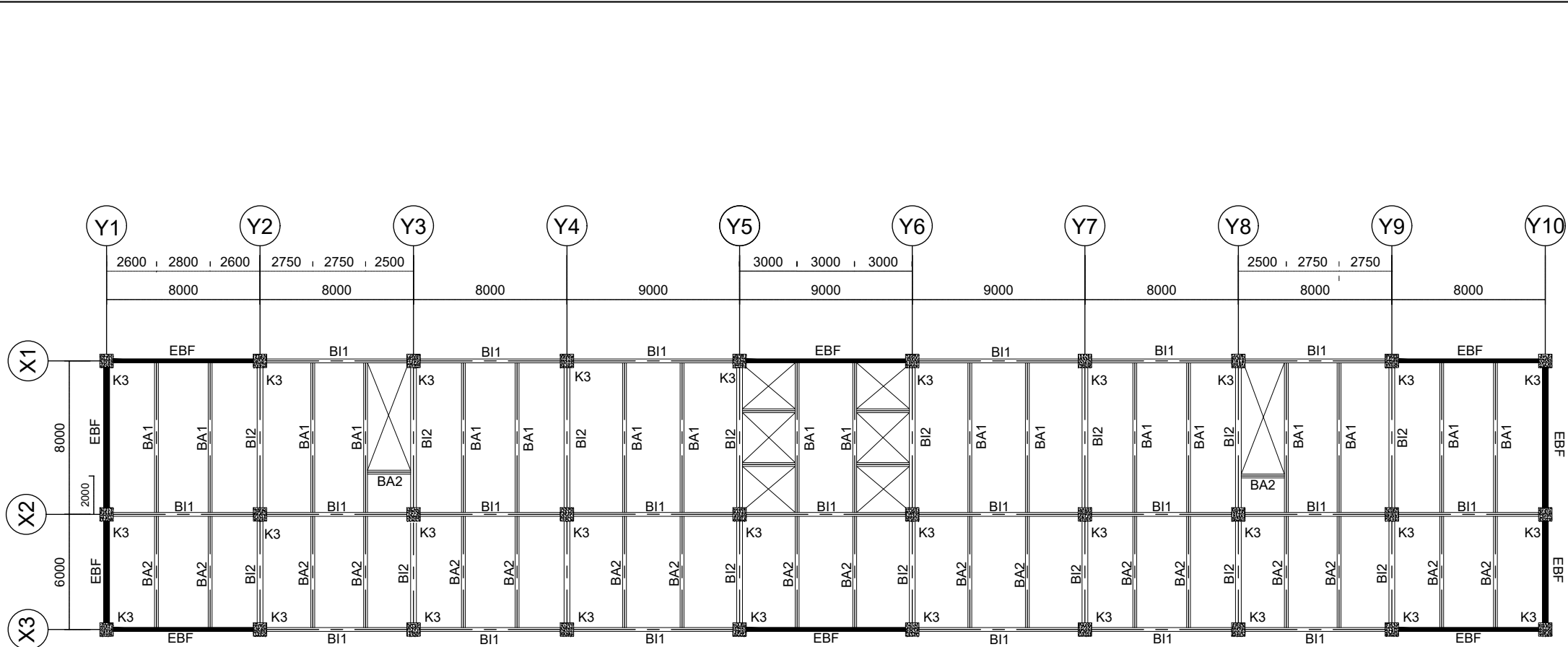
1 23



Keterangan	
K2	CFT 800.800.32
BI1	WF 600.200.12.20
BI2	WF 600.300.12.17
BA1	WF 500.200.10.16
BA2	WF 400.200.7.11
EBF	<i>Eccentrically Braced Frames</i>



DENAH LANTAI 9-14
 SKALA 1 : 200

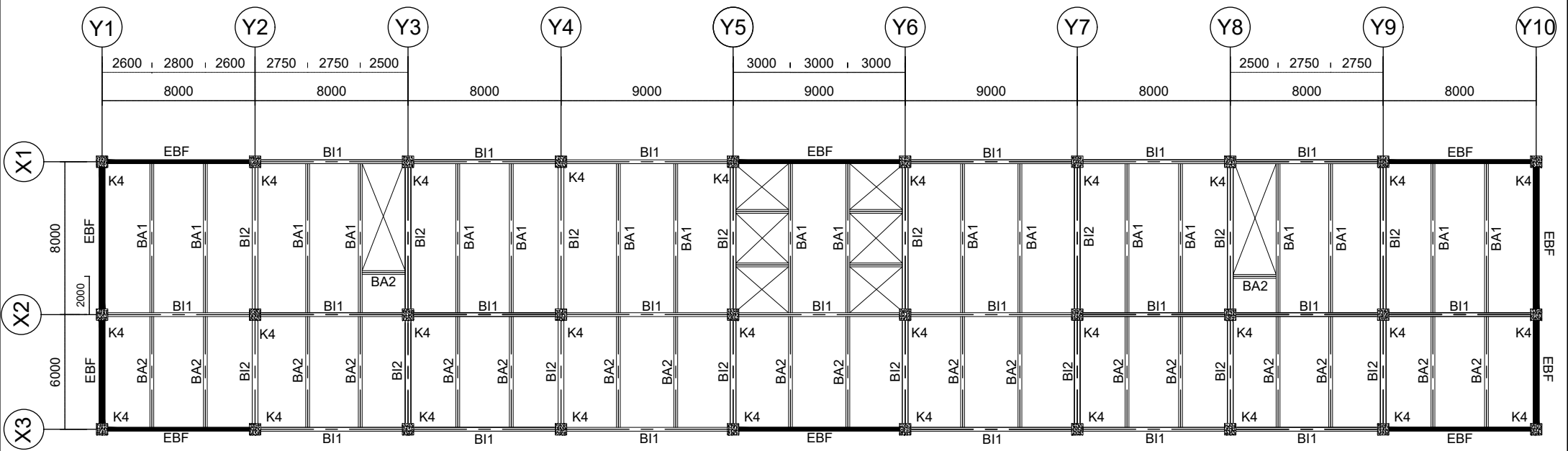
	JUDUL TUGAS Modifikasi Struktur Gedung 88 Avenue Dengan Menggunakan Sistem <i>Eccentrically Braced Frames</i> (EBF)	DOSEN PEMBIMBING Budi Suswanto, ST. MT. Ph.D	MAHASISWA Vanessa Khonsaa Azies 0311174000045	JUDUL GAMBAR DENAH LANTAI 9-14	UKURAN MM	SKALA 1 : 200	LEMBAR 2 23
	INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL						



Keterangan	
K3	CFT 800.800.32
BI1	WF 600.200.12.20
BI2	WF 600.300.12.17
BA1	WF 500.200.10.16
BA2	WF 400.200.7.11
EBF	<i>Eccentrically Braced Frames</i>



DENAH LANTAI 15-20
 SKALA 1: 200

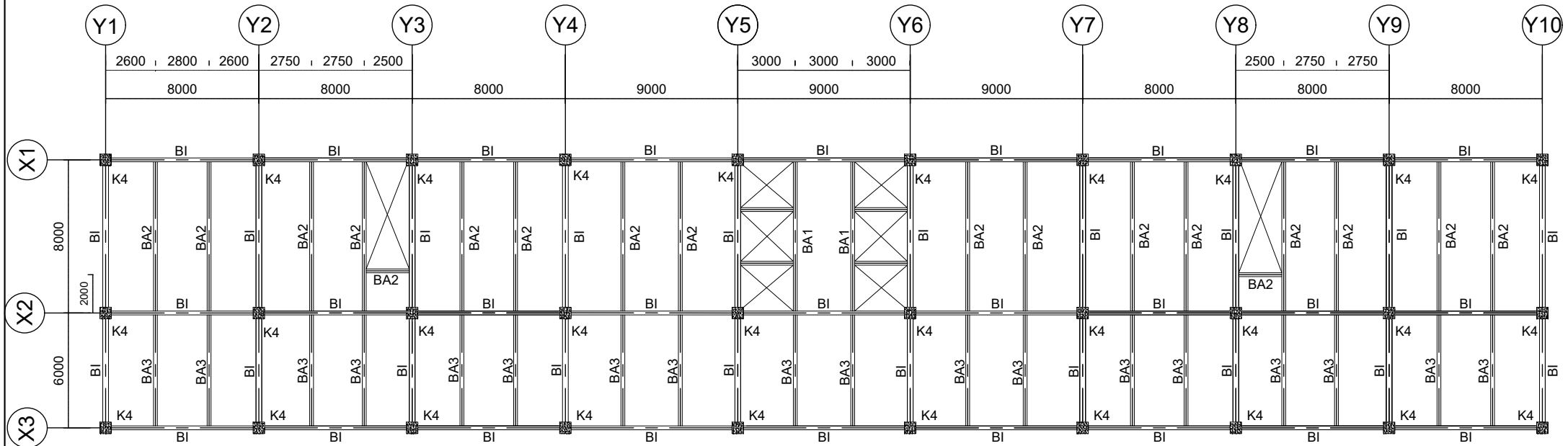
	JUDUL TUGAS Modifikasi Struktur Gedung 88 Avenue Dengan Menggunakan Sistem <i>Eccentrically Braced Frames</i> (EBF)	DOSEN PEMBIMBING Budi Suswanto, ST. MT. Ph.D	MAHASISWA Vanessa Khonsaa Azies 03111740000045	JUDUL GAMBAR DENAH LANTAI 15-20	UKURAN MM	SKALA 1 : 200	LEMBAR 3 23
	INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL						



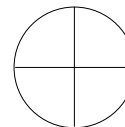
Keterangan	
K4	CFT 600.600.22
BI1	WF 600.200.12.20
BI2	WF 600.300.12.17
BA1	WF 500.200.10.16
BA2	WF 400.200.7.11
EBF	<i>Eccentrically Braced Frames</i>


DENAH LANTAI 21-25
 SKALA 1: 200

	JUDUL TUGAS Modifikasi Struktur Gedung 88 Avenue Dengan Menggunakan Sistem <i>Eccentrically Braced</i> Frames (EBF)	DOSEN PEMBIMBING Budi Suswanto, ST. MT. Ph.D	MAHASISWA Vanessa Khonsaa Azies 0311174000045	JUDUL GAMBAR DENAH LANTAI 21-25	UKURAN MM	SKALA 1 : 200	LEMBAR 4 23
	INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL						



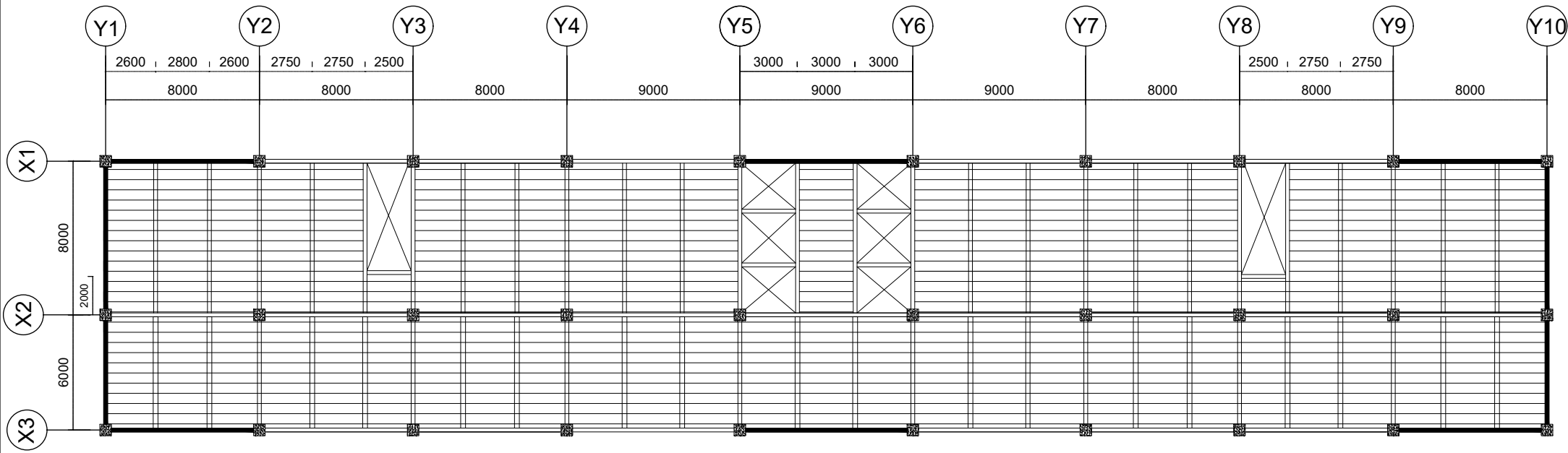
Keterangan	
K4	CFT 700.700.22
BI	WF 500.200.9.14
BA1	WF 500.200.10.16
BA2	WF 400.200.7.11
BA3	WF 350.250.9.14



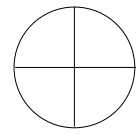
DENAH PEMBALOKAN LANTAI ATAP

SKALA 1: 200

	INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA		JUDUL GAMBAR	UKURAN	SKALA	LEMBAR	
		Modifikasi Struktur Gedung 88 Avenue Dengan Menggunakan Sistem <i>Eccentrically Braced</i> Frames (EBF)	Budi Suswanto, ST. MT. Ph.D	Vanessa Khonsaa Azies	03111740000045	DENAH PEMBALOKAN LANTAI ATAP	MM	1 : 200	5	23



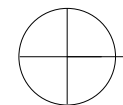
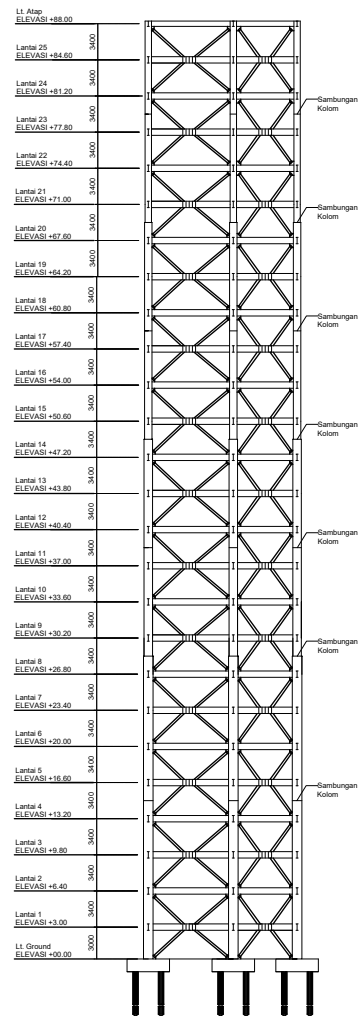
Keterangan	
K4	CFT 700.700.22
BI	WF 500.200.9.14
BA1	WF 500.200.10.16
BA2	WF 400.200.7.11
BA3	WF 350.250.9.14



DENAH ARAH PELAT BORDES

SKALA 1: 200

	INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	UKURAN	SKALA	LEMBAR
		Modifikasi Struktur Gedung 88 Avenue Dengan Menggunakan Sistem <i>Eccentrically Braced</i> Frames (EBF)	Budi Suswanto, ST. MT. Ph.D	Vanessa Khonsaa Azies 03111740000045	DENAH ARAH BORDES	MM	1 : 200	6



POTONGAN B-B

SKALA 1:500



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 JURUSAN TEKNIK SIPIL

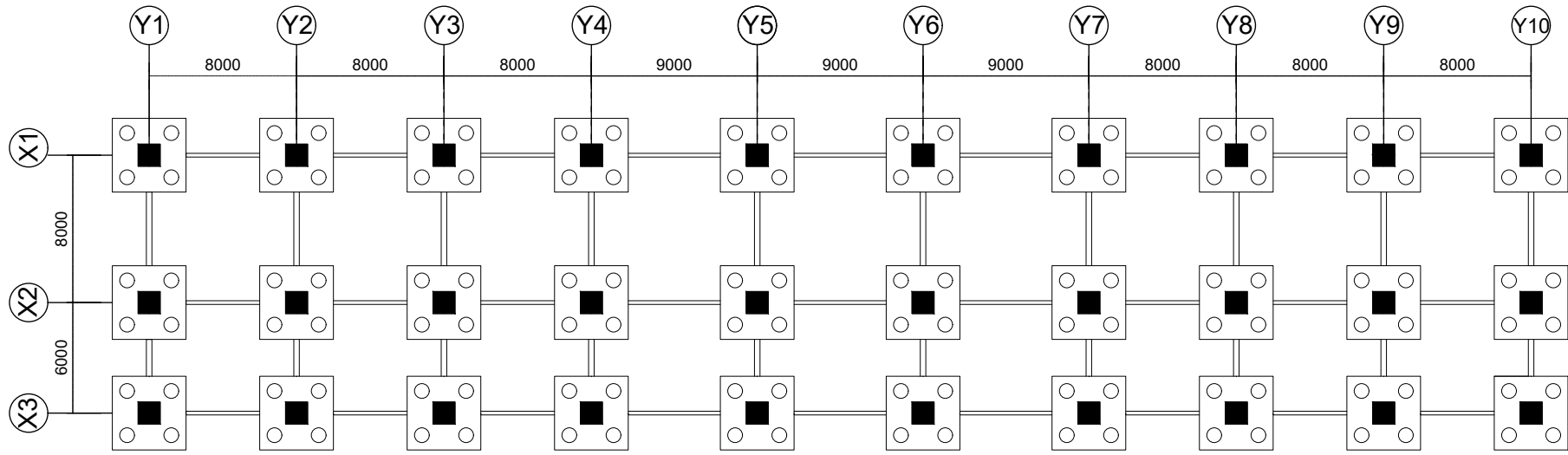
JUDUL TUGAS
 Modifikasi Struktur Gedung 88
 Avenue Dengan Menggunakan
 Sistem *Eccentrically Braced*
 Frames (EBF)

DOSEN PEMBIMBING
 Budi Suswanto, ST.
 MT. Ph.D


MAHASISWA
 Vanessa Khonsaa
 Azies
 0311174000045

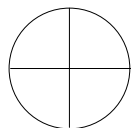
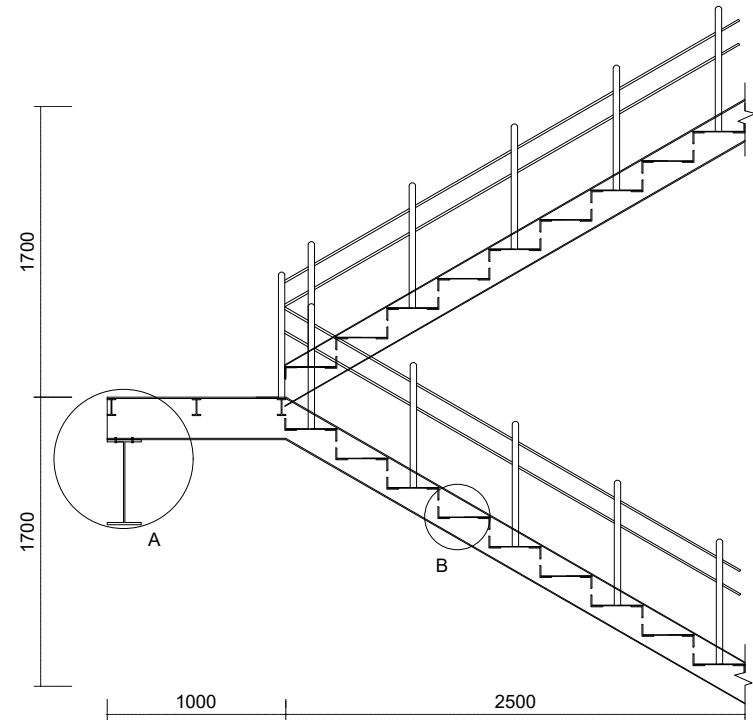
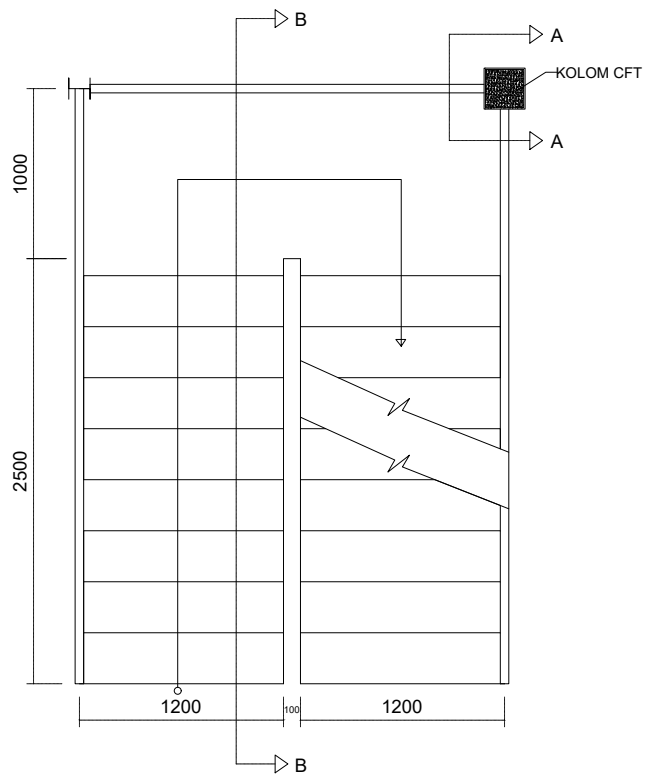
JUDUL GAMBAR
 POTONGAN B-B

UKURAN	SKALA	LEMBAR
MM	1 : 500	8 23



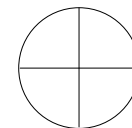

DENAH PONDASI
 SKALA 1:250

	INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS Modifikasi Struktur Gedung 88 Avenue Dengan Menggunakan Sistem <i>Eccentrically Braced Frames</i> (EBF)	DOSEN PEMBIMBING Budi Suswanto, ST. MT. Ph.D	MAHASISWA Vanessa Khonsaa Azies 0311174000045	JUDUL GAMBAR DENAH PONDASI	UKURAN MM	SKALA 1 : 250	LEMBAR 9 23




PEMBALOKAN TANGGA

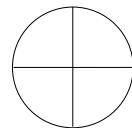
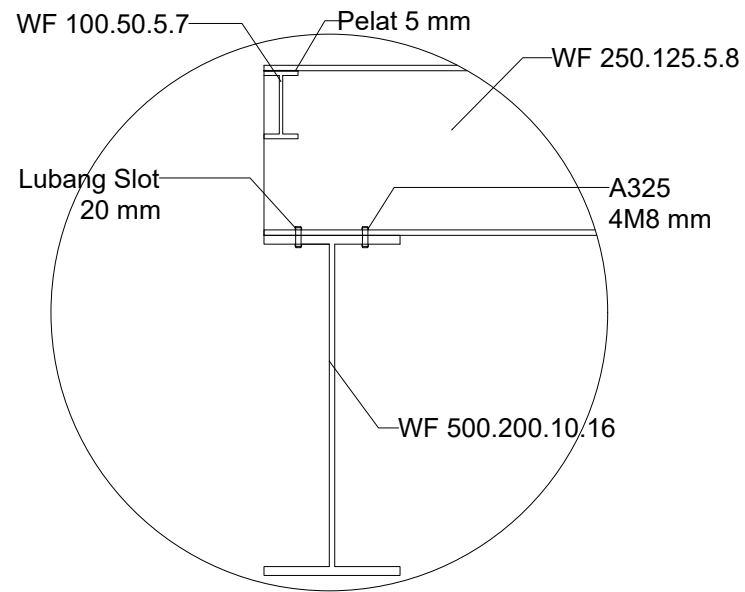
SKALA 1: 50



POTONGAN B-B

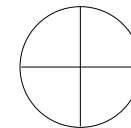
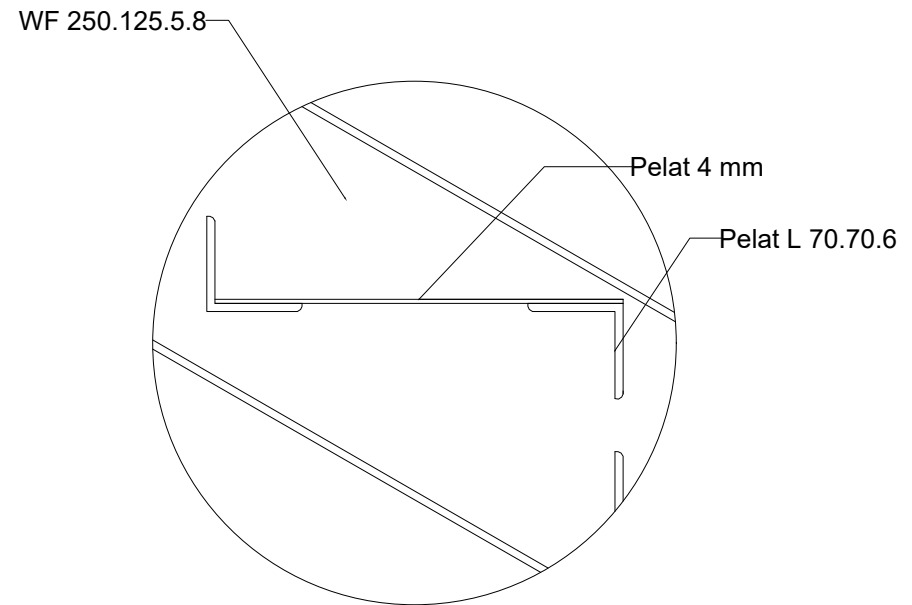
SKALA 1: 50

	INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA		JUDUL GAMBAR	UKURAN	SKALA	LEMBAR	
		Modifikasi Struktur Gedung 88 Avenue Dengan Menggunakan Sistem <i>Eccentrically Braced</i> <i>Frames</i> (EBF)	Budi Suswanto, ST. MT. Ph.D	Vanessa Khonsaa Azies	0311174000045	DETAIL TANGGA	MM	1: 50	10	23



DETAIL A

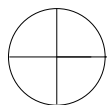
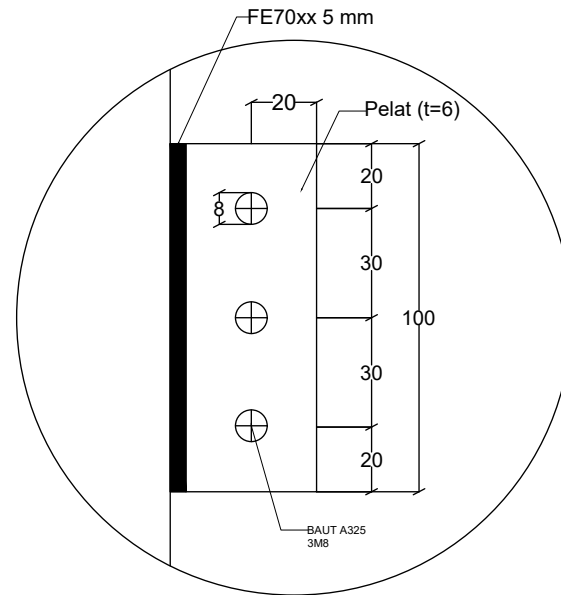
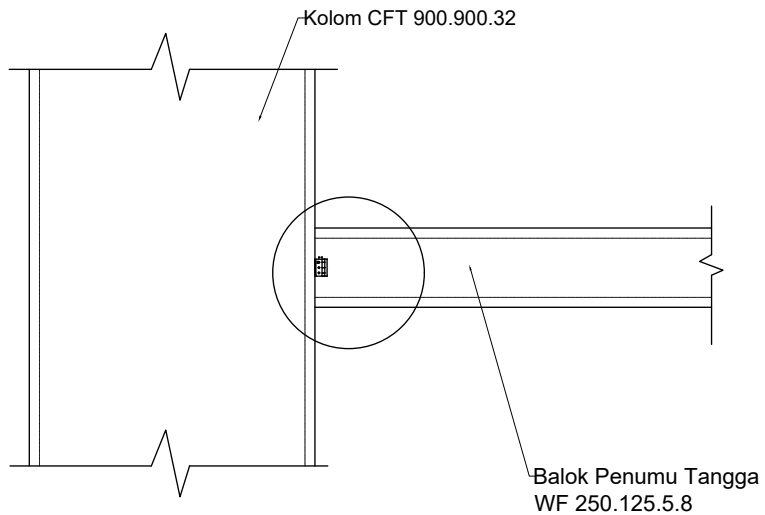
SKALA 1: 10



DETAIL B

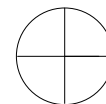
SKALA 1: 10





SAMBUNGAN BALOK PENUMPU TANGGA

SKALA 1: 20



DETAIL SAMBUNGAN

SKALA 1: 20



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

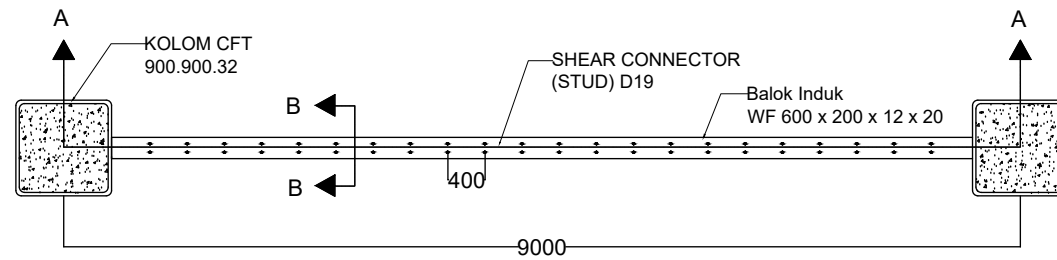
JUDUL TUGAS
Modifikasi Struktur Gedung 88
Avenue Dengan Menggunakan
Sistem *Eccentrically Braced
Frames* (EBF)

DOSEN PEMBIMBING
Budi Suswanto, ST.
MT. Ph.D

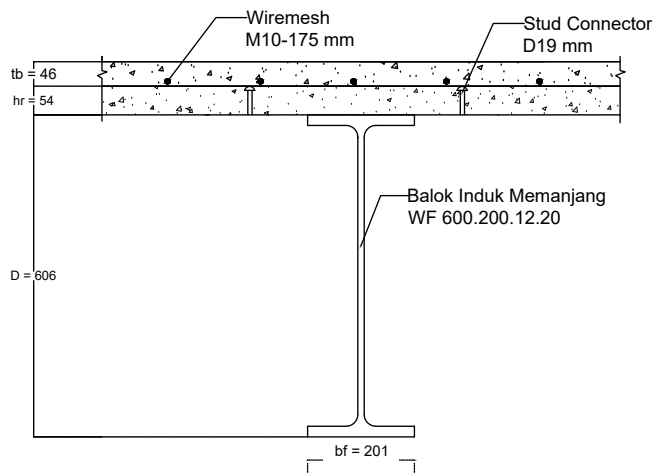
MAHASISWA
Vanessa Khonsaa
Azies
0311174000045

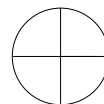
JUDUL GAMBAR
DETAIL TANGGA

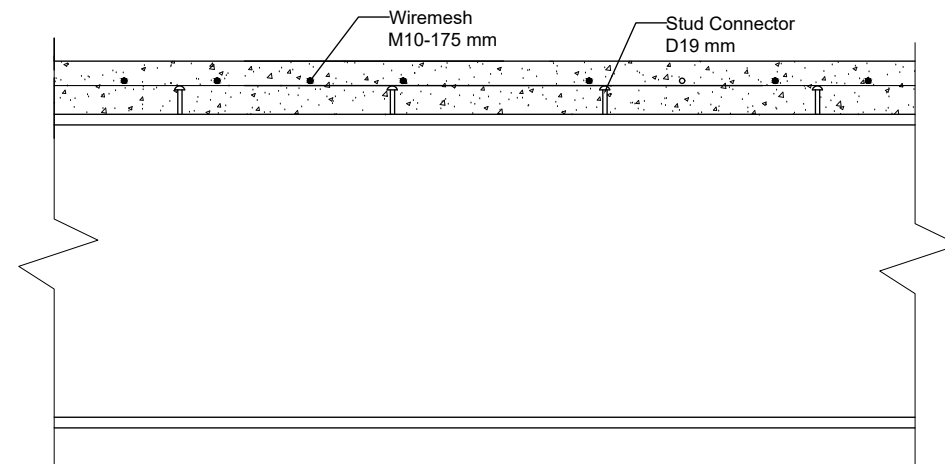
UKURAN	SKALA	LEMBAR
MM	1: 20	12 23

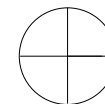


 **BALOK INDUK MEMANJANG**
SKALA 1: 40



 **POTONGAN B-B**
SKALA 1: 20



 **POTONGAN A-A**
SKALA 1: 20



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS
Modifikasi Struktur Gedung 88
Avenue Dengan Menggunakan
Sistem *Eccentrically Braced*
Frames (EBF)

DOSEN PEMBIMBING
Budi Suswanto, ST.
MT. Ph.D

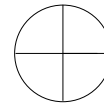
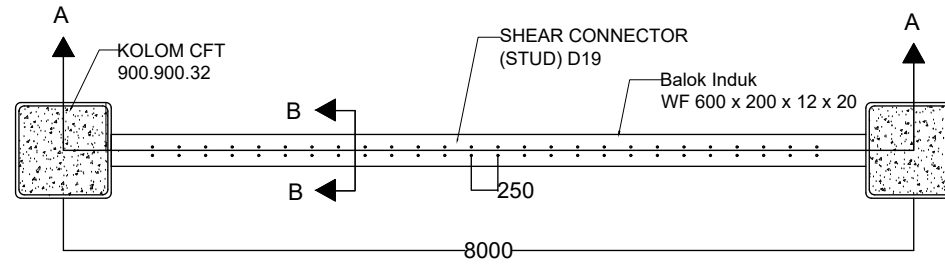
MAHASISWA
Vanessa Khonsaa
Azies
0311174000045

JUDUL GAMBAR
BALOK INDUK
MEMANJANG

UKURAN
MM

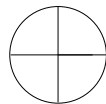
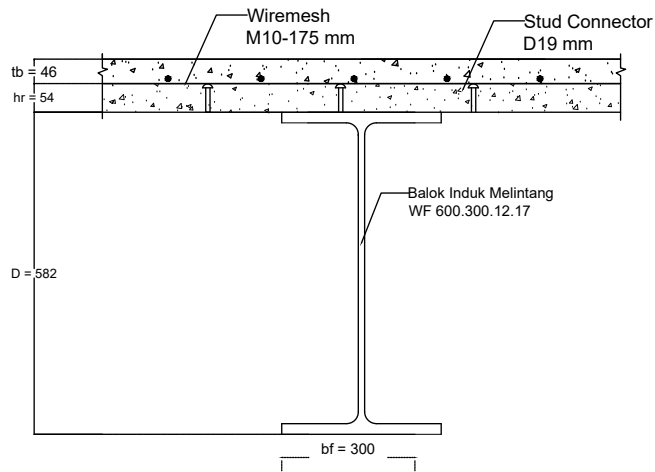
SKALA
1: 40
1: 20

LEMBAR
13 23



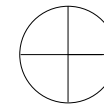
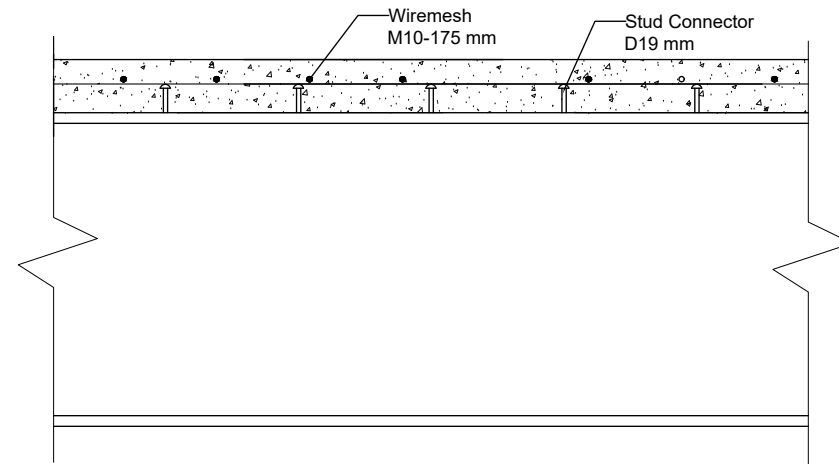
BALOK INDUK MELINTANG

SKALA 1: 40



POTONGAN B-B

SKALA 1: 20



POTONGAN A-A

SKALA 1: 20



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

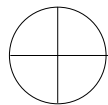
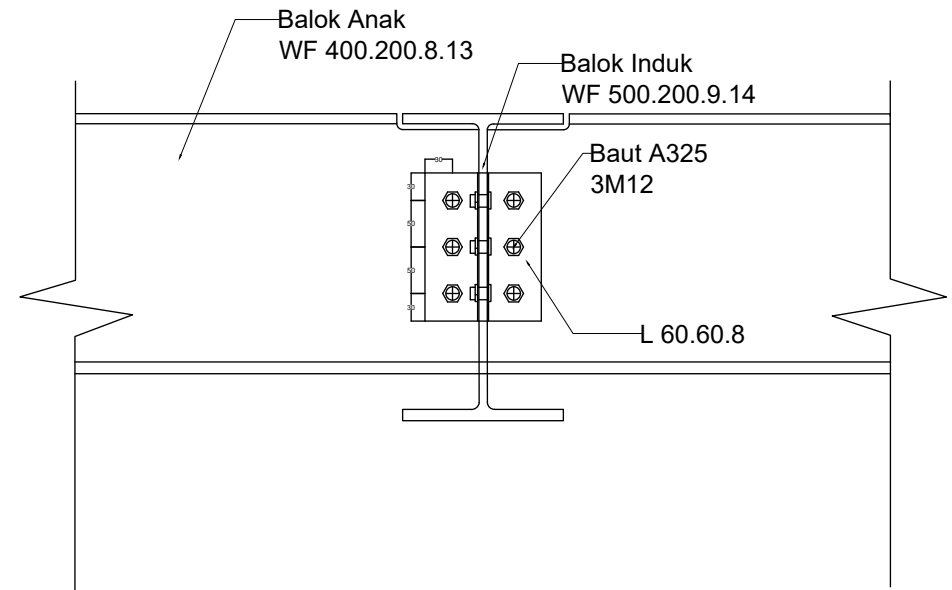
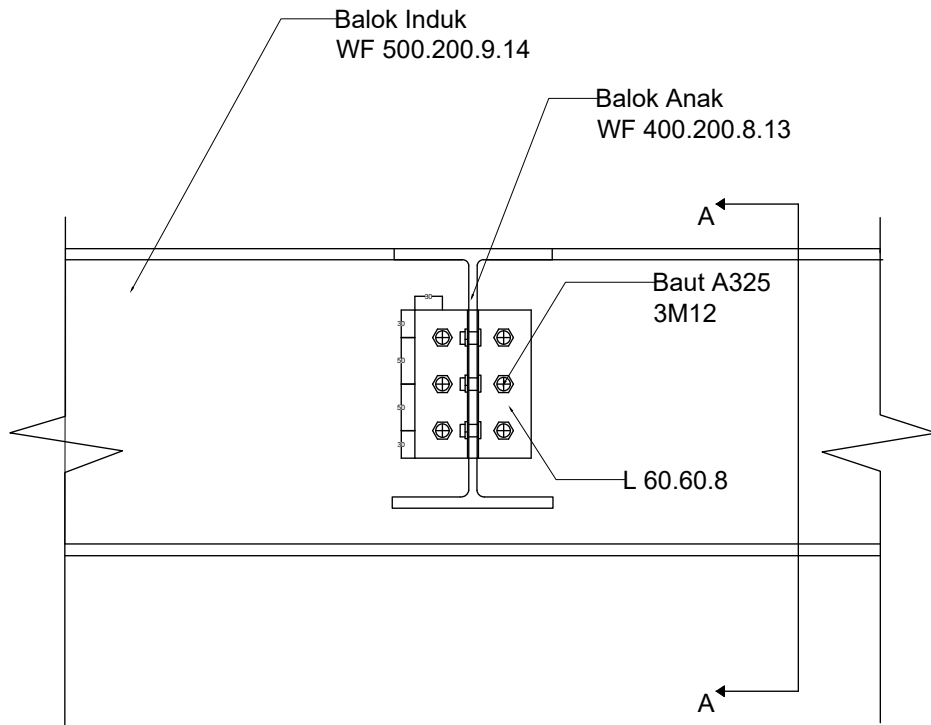
JUDUL TUGAS
Modifikasi Struktur Gedung 88
Avenue Dengan Menggunakan
Sistem *Eccentrically Braced*
Frames (EBF)

DOSEN PEMBIMBING
Budi Suswanto, ST.
MT. Ph.D

MAHASISWA
Vanessa Khonsaa
Azies
0311174000045

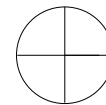
JUDUL GAMBAR
BALOK INDUK
MELINTANG

UKURAN	SKALA	LEMBAR	
MM	1: 40 1: 20	14	23



SAMBUNGAN BALOK ANAK KE BALOK INDUK

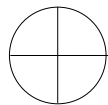
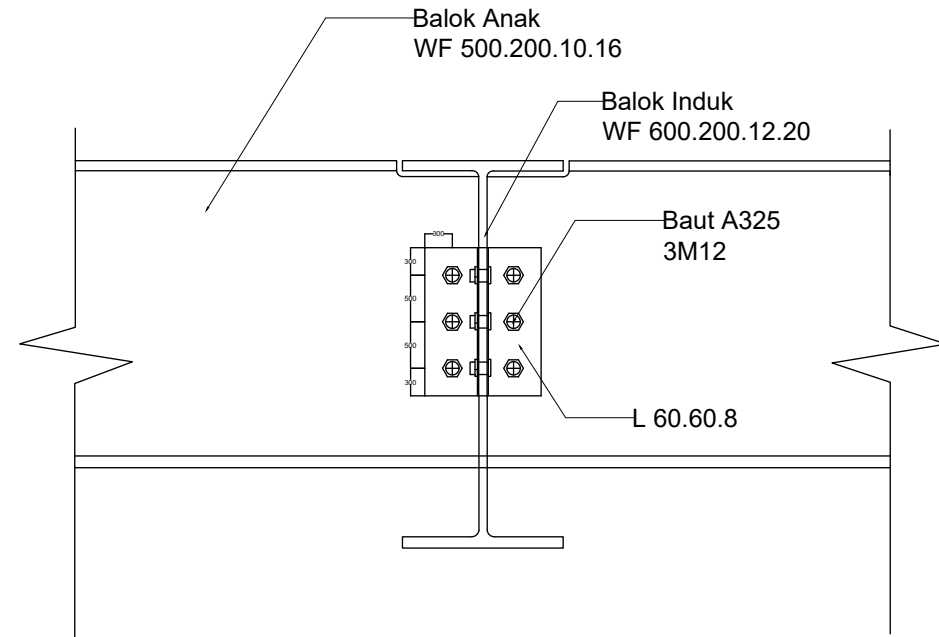
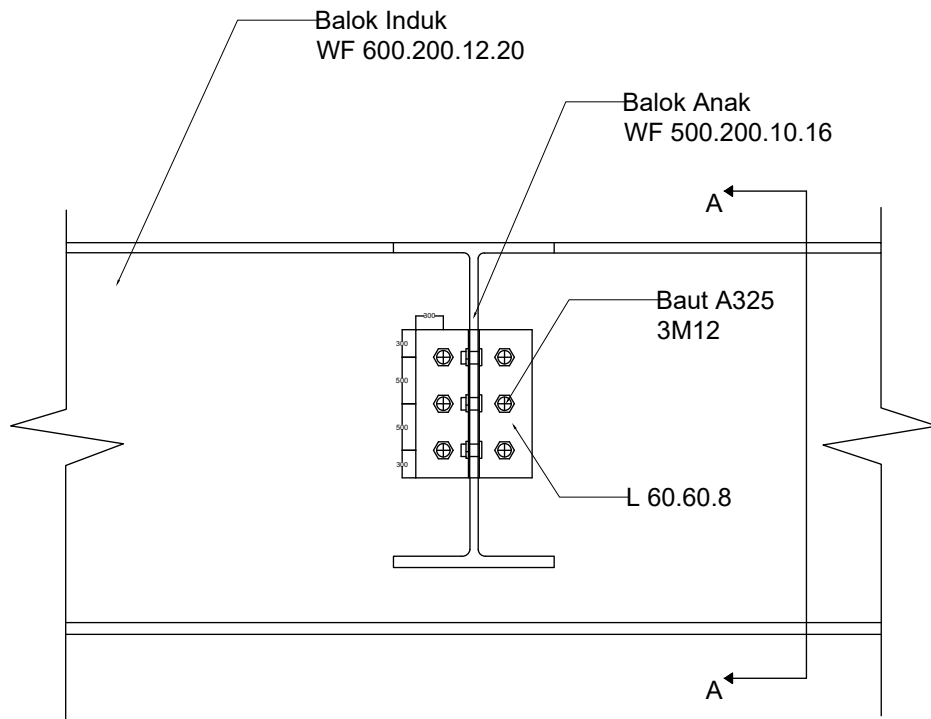
SKALA 1: 10



POTONGAN A-A

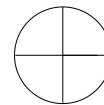
SKALA 1: 10





SAMBUNGAN BALOK ANAK KE BALOK INDUK

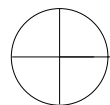
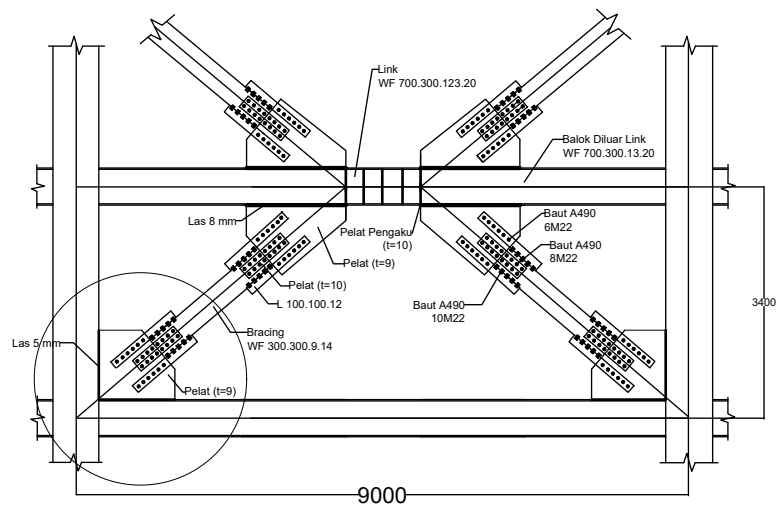
SKALA 1: 10



POTONGAN A-A

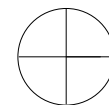
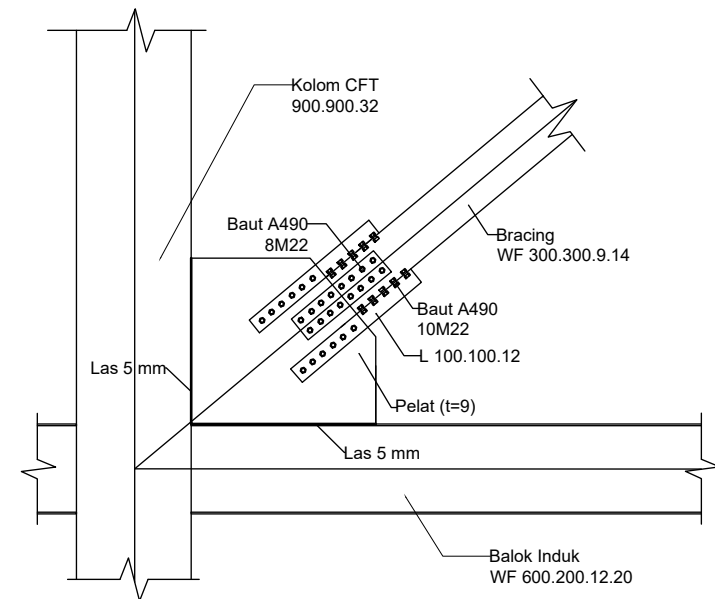
SKALA 1: 10





SAMBUNGAN BRESING

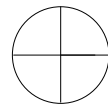
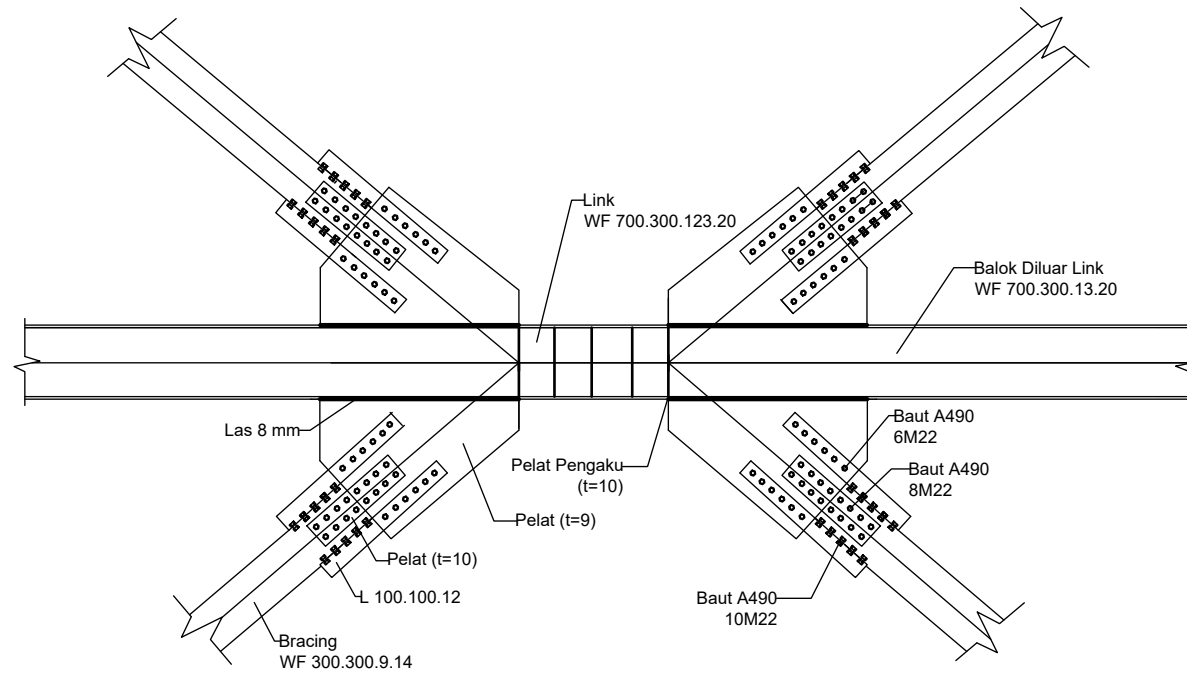
SKALA 1: 40



DETAIL SAMBUNGAN BRESING PADA BALOK DAN KOLOM

SKALA 1: 20





DETAIL SAMBUNGAN BRESING PADA BALOK LINK

SKALA 1: 20



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

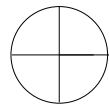
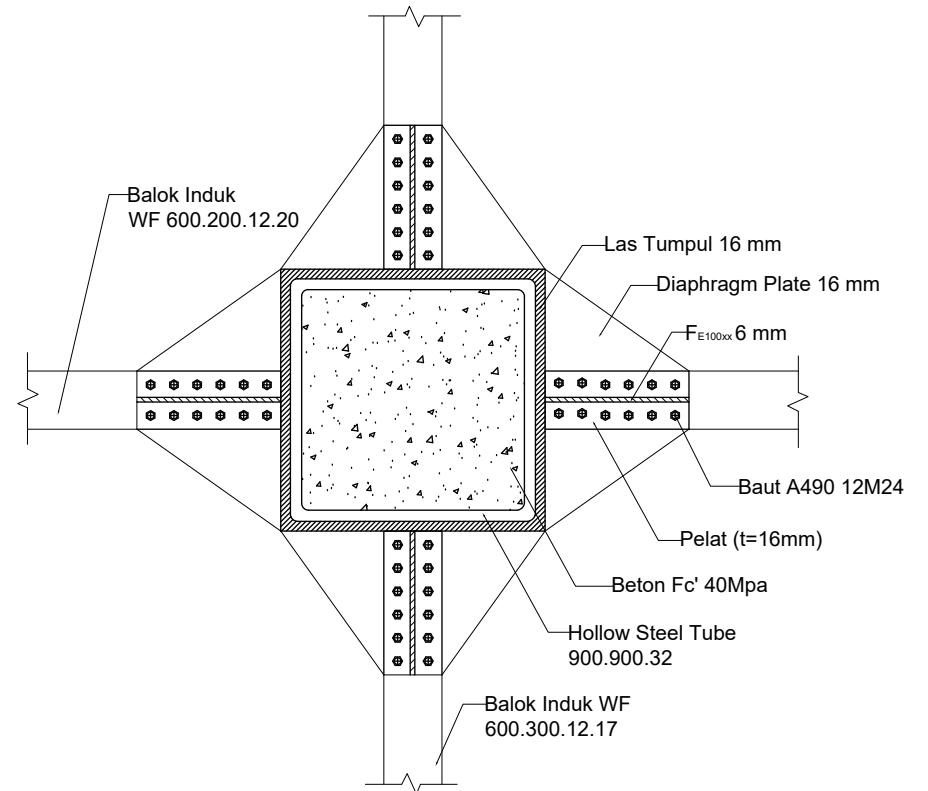
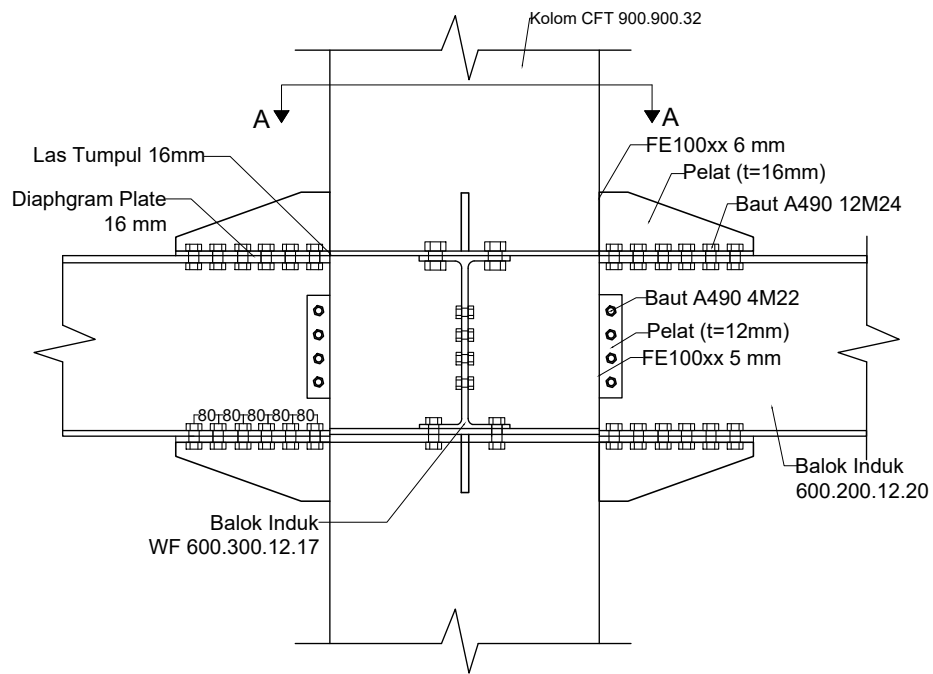
JUDUL TUGAS
Modifikasi Struktur Gedung 88
Avenue Dengan Menggunakan
Sistem *Eccentrically Braced*
Frames (EBF)

DOSEN PEMBIMBING
Budi Suswanto, ST.
MT. Ph.D

MAHASISWA
Vanessa Khonsaa
Azies
03111740000045

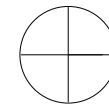
JUDUL GAMBAR
SAMBUNGAN BRESING

UKURAN MM
SKALA 1: 20
LEMBAR 18 23



SAMBUNGAN BALOK INDUK PADA KOLOM

SKALA 1: 30



POTONGAN A-A

SKALA 1: 30



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS
Modifikasi Struktur Gedung 88
Avenue Dengan Menggunakan
Sistem *Eccentrically Braced
Frames* (EBF)

DOSEN PEMBIMBING
Budi Suswanto, ST.
MT. Ph.D

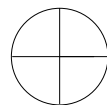
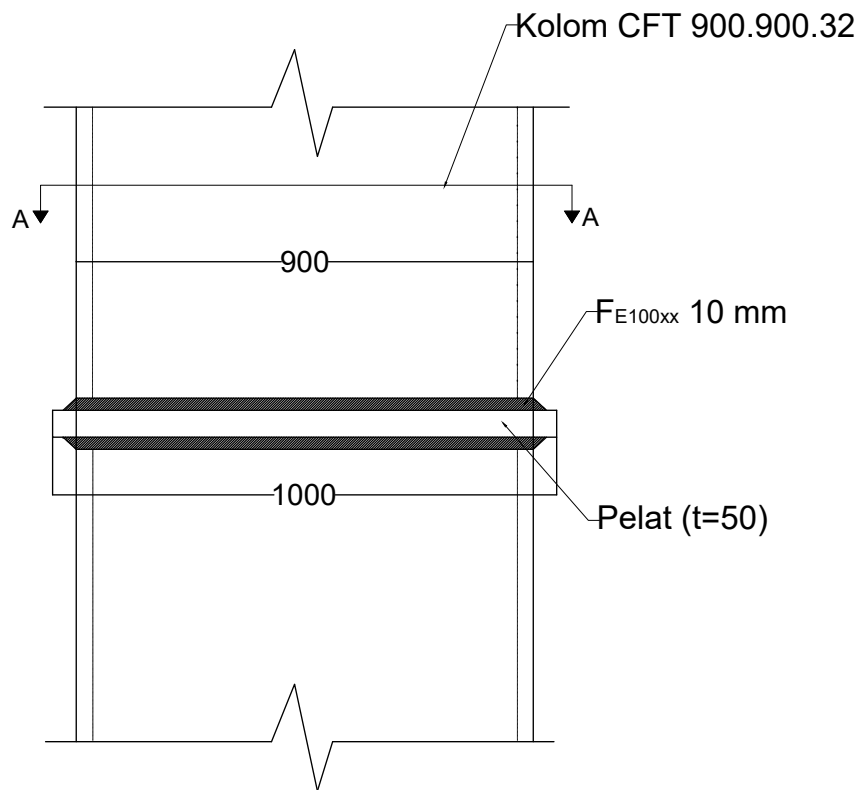
MAHASISWA
Vanessa Khonsaa
Azies
0311174000045

JUDUL GAMBAR
SAMBUNGAN BRESING

UKURAN
MM

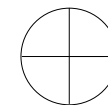
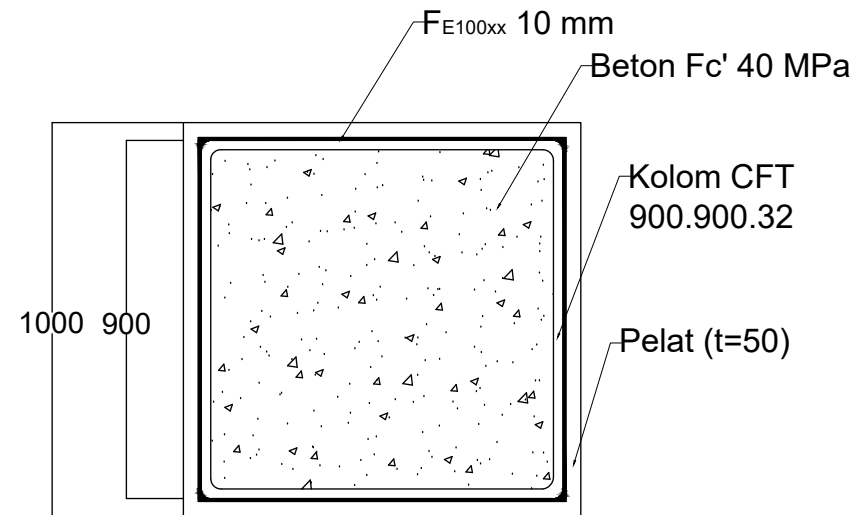
SKALA
1: 30

LEMBAR
19 23



SAMBUNGAN ANTAR KOLOM

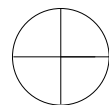
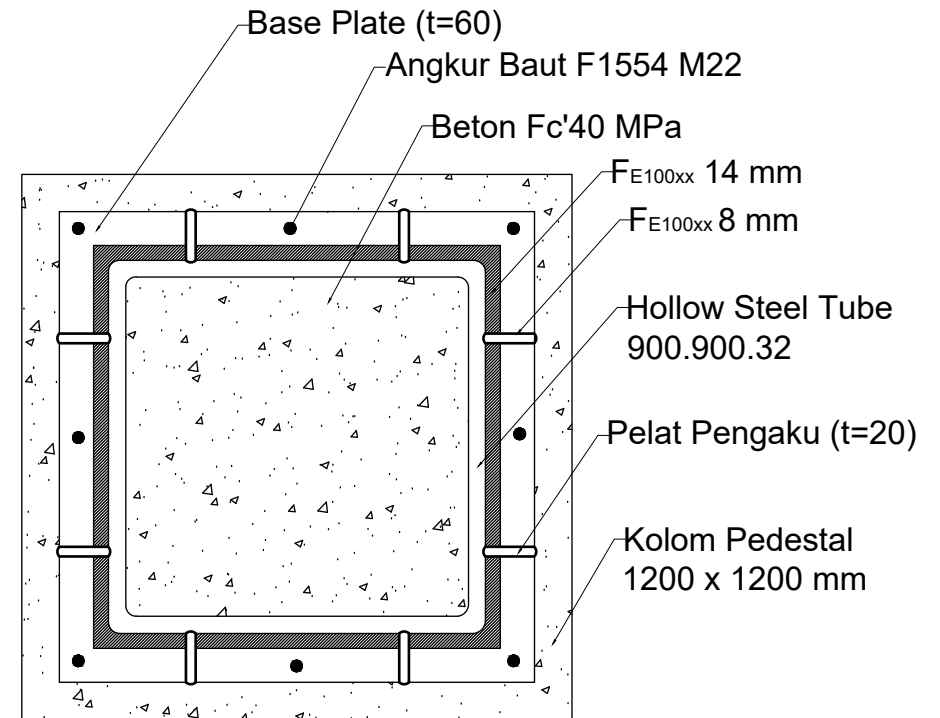
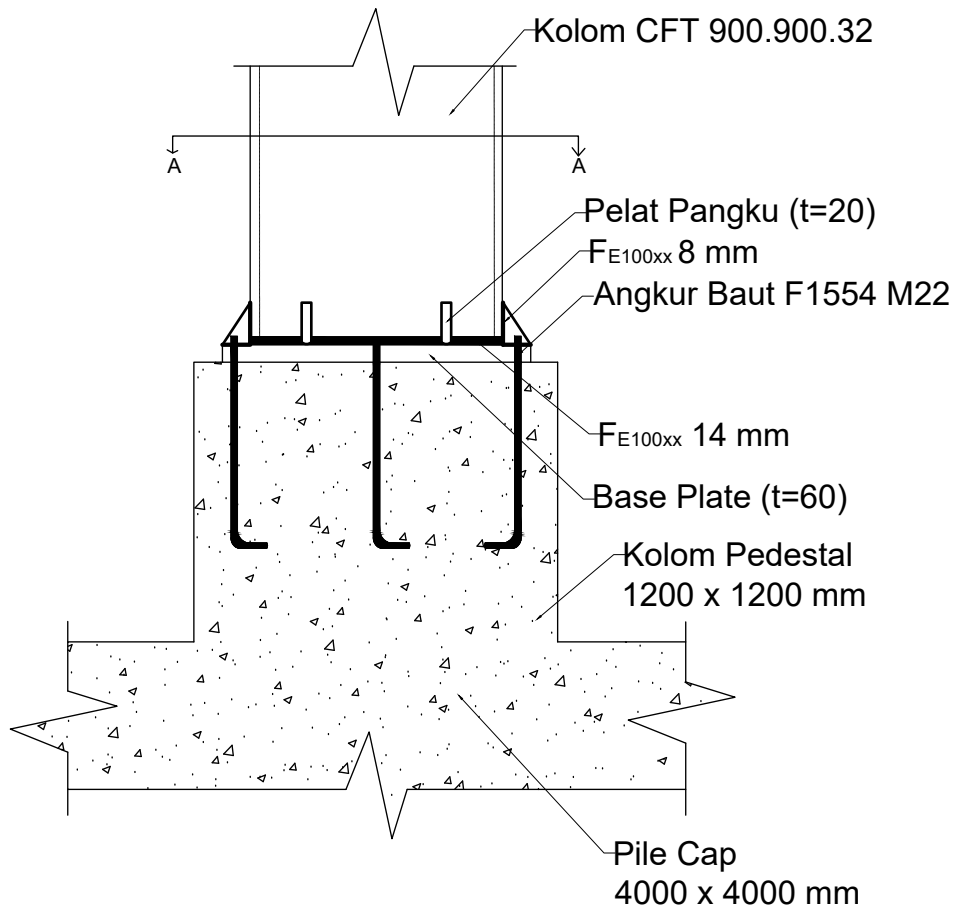
SKALA 1: 15



POTONGAN A-A

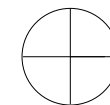
SKALA 1: 30





SAMBUNGAN BASE PLATE

SKALA 1: 15



POTONGAN A-A

SKALA 1: 30



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS
 Modifikasi Struktur Gedung 88
 Avenue Dengan Menggunakan
 Sistem *Eccentrically Braced*
 Frames (EBF)

DOSEN PEMBIMBING
 Budi Suswanto, ST.
 MT. Ph.D

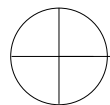
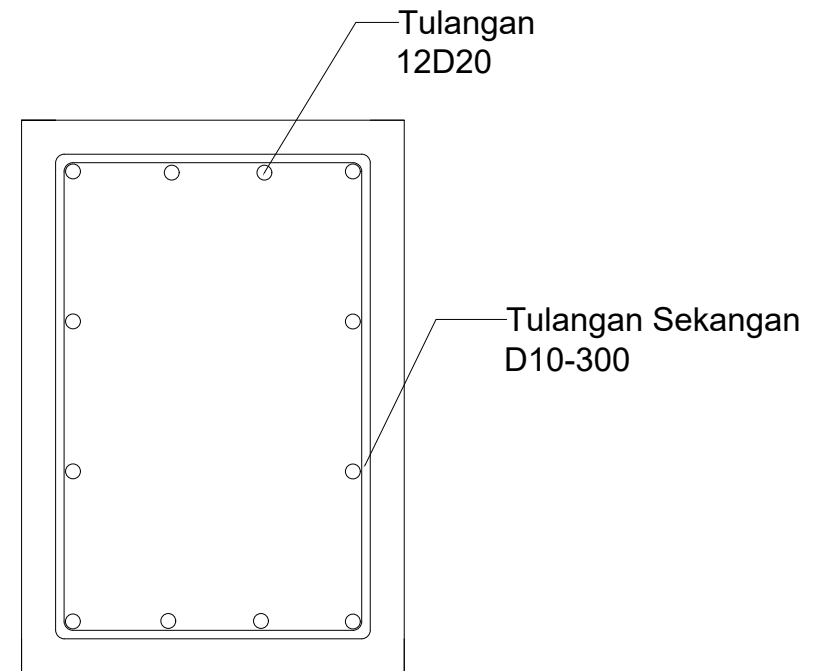
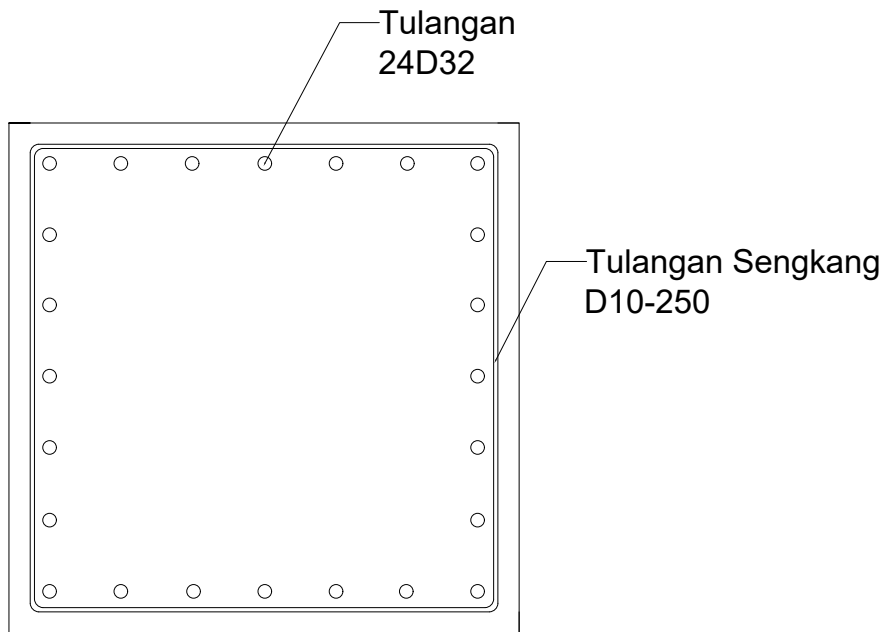
MAHASISWA
 Vanessa Khonsaa
 Azies
 0311174000045

JUDUL GAMBAR
 SAMBUNGAN BRESING

UKURAN
 MM

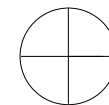
SKALA
 1: 15
 1: 30

LEMBAR
 21 23




PENULANGAN KOLOM PEDESTAL

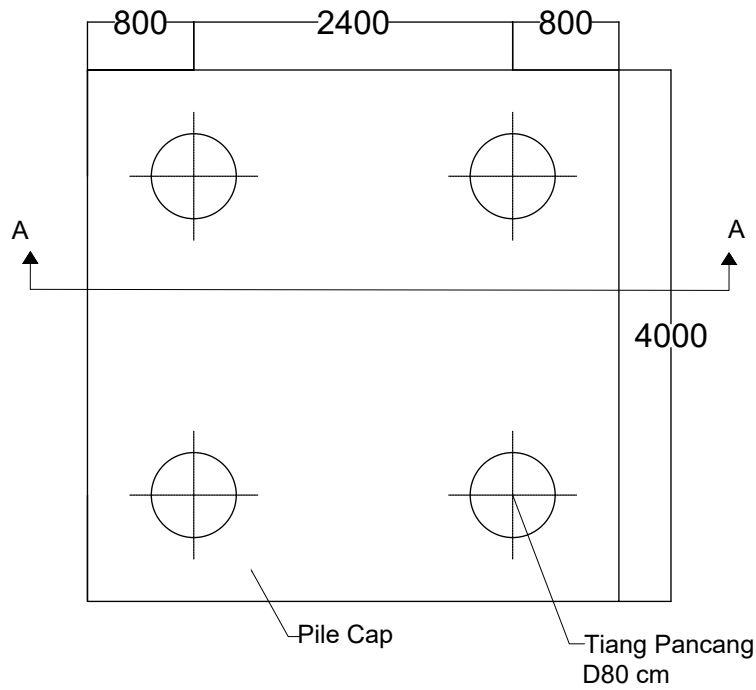
SKALA 1: 15



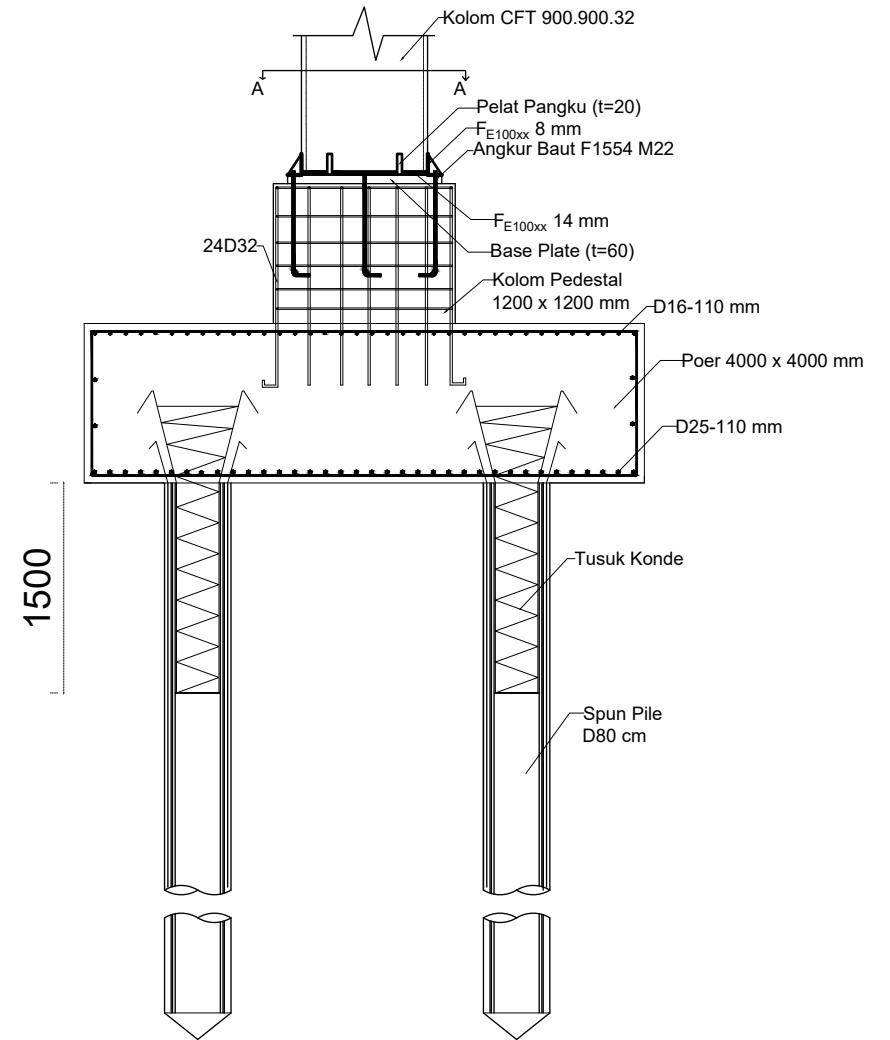
PENULANGAN SLOOF

SKALA 1: 30

	INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN JURUSAN TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA		JUDUL GAMBAR	UKURAN	SKALA	LEMBAR	
		Modifikasi Struktur Gedung 88 Avenue Dengan Menggunakan Sistem <i>Eccentrically Braced Frames</i> (EBF)	Budi Suswanto, ST. MT. Ph.D	Vanessa Khonsaa Azies	03111740000045	PENULANGAN KOLOM DAN SLOOF	MM	1: 15 1: 30	22	23



DETAIL PONDASI
SKALA 1: 20



POTONGAN A-A
SKALA 1: 75





Vanessa Khonsaa Azies,

Penulis dilahirkan di Jakarta 16 Juni 1999, merupakan anak ketiga dari 4 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Aisyah (Pangkal Pinang), SDN 05 (Pangkal Pinang), SMPN 2 (Pangkal Pinang), SMAN 1 (Pemali). Setelah lulus dari SMAN 1 Pemali tahun 2017, Penulis mengikuti SNMPTN dan diterima di Jurusan Teknik Sipil

FTSPK-ITS pada tahun 2017 dan terdaftar dengan NRP 0311174000045. Di Jurusan Teknik Sipil ini Penulis mengambil bidang studi Struktur Bangunan Baja. Penulis pernah aktif dalam beberapa kegiatan seminar yang diselenggarakan oleh kampus ITS. Selain itu penulis juga aktif dalam berbagai kepanitiaan beberapa kegiatan yang ada selama menjadi mahasiswa. Penulis pernah aktif dalam organisasi kemahasiswaan sebagai pengurus LE-HMS FTSP ITS pada periode periode 2018/2019 dan periode 2019/2020. Jika pembaca ingin diskusi dengan penulis, dapat menghubungi penulis melalui email: vanessaazies16@gmail.com.