



TUGAS AKHIR - RC14-1501

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG
FAVE HOTEL BOJONEGORO DENGAN SISTEM
*STEEL PLATE SHEAR WALL (SPSW)***

DANANG KURNIAWAN
NRP 3114 105 018

Dosen Pembimbing I :
Budi Suswanto ,S.T.,M.T.,Ph.D.
NIP. 197301281998021002

Dosen Pembimbing II :
Data Iranata ,S.T.,M.T.,Ph.D.
NIP. 198004302005011002

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016



FINAL PROJECT - RC14-1501

**MODIFICATION OF DESIGN STRUCTURE FAVE
HOTEL BOJONEGORO BUILDING WITH STEEL
PLATE SHEAR WALL SYSTEM**

DANANG KURNIAWAN
NRP 3114 105 018

Concellor Lecturer I :
Budi Suswanto ,S.T.,M.T.,Ph.D.
NIP. 197301281998021002

Concellor Lecturer II :
Data Iranata ,S.T.,M.T.,Ph.D.
NIP. 198004302005011002

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG FAVE HOTEL BOJONEGORO DENGAN SISTEM STEEL PLATE SHEAR WALL

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
Pada

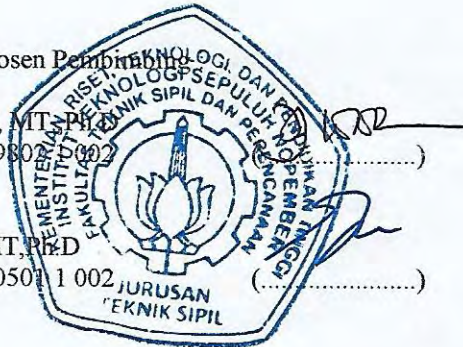
Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

DANANG KURNIAWAN
NRP. 3114 105 018

Dosen Pembimbing

- 1) Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D.
NIP. 19730128 199801002
- 2) Data Iranata, ST., MT., Ph.D.
NIP. 19800430 2005011002



SURABAYA
JULI, 2016

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG FAVE HOTEL BOJONEGORO DENGAN SISTEM STEEL PLATE SHEAR WALL

Oleh:
DANANG KURNIAWAN
NRP. 3114 105 018

Dosen Pembimbing:

Budi Suswanto,ST, MT.,Ph.D
NIP. 19730128 199802 1 002

Data Iranata,ST.,MT,Ph.D
NIP. 19800430 200501 1 002

Abstrak

Gedung Fave Hotel merupakan gedung yang pada awalnya memiliki 6 lantai dan didesain dengan menggunakan struktur beton bertulang. Sebagai bahan studi perancangan bangunan ini di modifikasi menjadi 11 lantai dan menggunakan struktur baja dengan sistem dinding geser plat baja (Steel Plate Shear Wall). Dinding geser plat baja (Steel Plate Shear Wall) adalah sebuah sistem penahan beban lateral yang terdiri dari plat baja vertikal padat yang menghubungkan balok dan kolom di sekitarnya yang terpasang sepanjang ketinggian struktur sehingga membentuk sebuah dinding penopang. Tujuan tugas akhir ini dibuat di harapkan dapat menjadi rekomendasi untuk proyek-proyek selanjutnya yang ada di Indonesia agar dapat memanfaatkan material baja sebagai bahan struktur gedung dengan pertimbangan keuntungan penggunaan material baja sebagai struktur utama gedung.

Untuk menghasilkan perencanaan struktur baja yang rasional, maka perencanaan ini mengacu pada peraturan-peraturan yang berlaku diantaranya SNI 1726:2012 tentang Tata Cara Perencanaan Tahan Gempa Untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung, SNI 1729:2015 tentang Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural, SNI 1729:2002 tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung, PPIUG 1983 tentang Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung, dan SNI 1727:2013 tentang Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Beban gempa dihitung dengan metode beban gempa dinamis respons spectrum,

kemudian dianalisis dengan menggunakan program bantu komputer SAP2000.

Dari analisa dan hasil perhitungan diperoleh hasil, yaitu: tebal pelat atap 9 cm, pelat lantai 10 cm, dimensi balok induk gedung Fave Hotel WF 700.300.13.24 dan WF 300.150.6,5.9. Sedangkan dimensi kolom utama pada lantai 1-4 CFT HSS 700.700.22.22, lantai 5-7 CFT HSS 600.600.16.16, lantai 8-10 CFT HSS 500.500.12.12. Dimensi dinding geser plat baja memiliki ketebalan 4 mm. Serta perencanaan sambungan digunakan baut mutu $f_u^b = 8250$ MPa. Perencanaan podasi menggunakan tiang pancang beton pracetak berjenis Spun Piles berdiameter $\varnothing 50$ cm (ketebalan 9 cm) dan $\varnothing 40$ cm (ketebalan 7,5 cm).

Kata kunci – Modifikasi Struktur , Baja, Dinding Geser, Plat Baja

MODIFICATION OF DESIGN STRUCTURE FAVE HOTEL BOJONEGORO BUILDING WITH STEEL PLATE SHEAR WALL SYSTEM

Name of Student:
DANANG KURNIAWAN
NRP. 3114 105 018

Consellor Lecturer :

Budi Suswanto,ST, MT.,Ph.D
NIP. 19730128 199802 1 002

Data Iranata,ST.,MT,Ph.D
NIP. 19800430 200501 1 002

ABSTRACT

Fave Hotel is a building that initially has six floors and designed using reinforced concrete structures. As study material building design is modified to 11 floor and using a steel structure with Steel Plate Shear Wall system. Steel Plate Shear Wall is a lateral load resisting system consisting of a solid steel plate vertical connecting beams and columns around which installed along the height of the structure so as to form a buttress. The purpose of this final project was made in the hope can be a recommendation for future projects in Indonesia to take advantage of the steel material as the material structure of the building with consideration of the advantages of using steel materials as the main structure of the building.

To produce the structural design of steel rational, then this plan refers to the rules that apply include SNI 1726: 2012 on Procedures Planning Earthquake for Building and Non Building, SNI 1729: 2015 on Specifications for Buildings Structural Steel, SNI 1729 : 2002 on Procedures for Steel Structural Design for Buildings, PPIUG 1983 on Indonesian Loading Regulation for Building, and SNI 1727: 2013 on Minimum Load for Planning Building and Other structures. Earthquake load is calculated by the method of dynamic response spectrum earthquake load, and then analyzed using computer aids program SAP2000.

From analysis and the calculation results, the roof plate thickness 9 cm, 10 cm floor plate, dimensional beam building Fave Hotel is WF

300.150.6,5.9 and WF 700.300.13.24. While the dimensions of the main column on floors 1-4 CFT HSS 700.700.22.22, HSS CFT 600.600.16.16 5-7 floors, floors 8-10 CFT HSS 500.500.12.12. Dimensions of steel plate shear wall has a thickness of 4 mm. As well as planning to use bolt connection quality $f_u^b = 8250$ MPa. Planning of foundation using precast concrete piles that type is Spun Piles $\varnothing 50$ cm (thickness of 9 cm) and $\varnothing 40$ cm (thickness 7.5 cm).

Key word – Modification Structure , Steel, Shear Wall, Steel Plate

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	i
ABSTRAK.....	iii
ABSTRACT.....	v
KATA PENGANTAR	vii
DAFTAR ISI.....	ix
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR TABEL.....	xvii
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	3
1.3. Maksud dan Tujuan.....	4
1.4. Batasan Masalah	5
1.5. Manfaat	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1. Umum	7
2.2. Profil <i>Steel Plate Shear Wall</i>	7
2.2.1. Pengertian <i>Steel Plate Shear Wall</i>	7
2.2.2. Keuntungan dari <i>Steel Plate Shear Wall</i>	8
2.2.3. Kekurangan dari <i>Steel Plate Shear Wall</i>	9
2.2.4. Jenis dari <i>Steel Plate Shear Wall</i>	10
2.2.5. Pengaplikasian di Lapangan dari <i>Steel Plate Shear Wall</i>	10
2.3. Analisis dan Desain Struktur <i>Steel Plate Shear Wall</i>	12
2.3.1. Desain <i>Steel Plate Shear Wall</i>	12
2.3.2. Model <i>Steel Plate Shear Wall</i>	13
2.3.2.1. <i>Equivalent Story Brace Model and Strip Model</i>	13
2.3.2.2. <i>Orthotropic Membrane Model</i>	17
2.3.3. HBE Desain.....	18
2.3.4. VBE Desain.....	20
BAB III METODOLOGI	23
3.1. Langkah-langkah Perencanaan Struktur Fave Hotel Bojonegoro	23
3.2. Studi Literatur dan Pengumpulan Data	24
3.2.1. Data Umum Bangunan sebelum di Modifikasi	24
3.3. Preliminary Desain.....	24
3.4. Analisis Pembebanan	25
3.4.1. Beban Mati	25

3.4.2. Beban Hidup.....	26
3.4.3. Beban Angin.....	26
3.4.4. Beban Gempa	27
3.4.5. Kombinasi Pembebanan	33
3.5. Perencanaan Struktur Sekunder	33
3.5.1. Perencanaan Tangga.....	33
3.5.2. Perencanaan Balok Lift	33
3.6. Permodelan Struktur.....	34
3.7. Perencanaan Struktur Utama Baja.....	34
3.7.1. Balok	34
3.7.2. Desain Kolom.....	38
3.7.3. Desain Balok-Kolom.....	45
3.7.4. Dinding Geser Plat Baja (<i>SPSW</i>).....	47
3.8. Sambungan.....	48
3.8.1. Baut	49
3.8.2. Las.....	51
3.9. Perencanaan Struktur Bawah	52
3.9.1. Poer	53
3.9.2. Tiang Pancang	57
3.10. Menyusun Gambar Rencana	60
BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER.....	61
4.1. Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Gedung	61
4.1.1. Pelat Lantai Atap	61
4.1.2. Pelat Lantai	63
4.1.3. Pelat Lantai Koridor	63
4.2. Perencanaan Balok Anak	66
4.2.1. Balok Anak Lantai Atap	66
4.2.2. Balok Anak Lantai Koridor	69
4.3. Perencanaan Tangga.....	73
4.3.1. Tangga Lantai.....	73
4.3.2. Anak Tangga	76
4.3.3. Bordes.....	79
4.3.4. Balok Utama Tangga.....	83
4.3.5. Balok Penumpu Tangga.....	91
4.4. Perencanaan Balok <i>Lift</i>	95
4.4.1. Balok Penumpu <i>Lift</i>	97
BAB V PERMODELAN STRUKTUR	105
5.1. Permodelan Dinding Geser Plat Baja.....	106
5.2. Pembebanan Struktur Utama.....	111

5.2.1. Berat Total Bangunan.....	112
5.2.2. Kombinasi Pembebanan	113
5.3. Pembebanan Gempa Dinamis	113
5.3.1. Lantai Tingkat sebagai Diafragma.....	114
5.3.2. Arah Pembebanan.....	114
5.3.3. Parameter Respon Spektrum Rencana.....	114
5.3.4. Faktor Reduksi Gempa (R).....	116
5.3.5. Faktor Keutamaan (I).....	116
5.4. Kontrol Desain	116
5.4.1. Kontrol Partisipasi Massa.....	118
5.4.2. Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental.....	119
5.4.3. Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum	120
5.4.4. Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (<i>Drift</i>)	123
BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER	127
6.1. Perencanaan Elemen Struktur Primer.....	127
6.1.1. Balok Induk	127
6.1.1.1. Balok Induk Bentang 6,5 m	127
6.1.1.2. Balok Induk Bentang 3 m	129
6.1.2. Kolom.....	131
6.1.2.1. Kolom Lantai 1-4.....	131
6.1.3. Dinding Geser Plat Baja (<i>SPSW</i>).....	136
6.1.3.1. Desain Dinding Geser Plat Baja.....	136
6.1.3.2. Kontrol Desain Balok (<i>HBE</i>).....	138
6.1.3.3. Kontrol Desain Kolom (<i>VBE</i>).....	144
6.2. Perencanaan Sambungan.....	149
6.2.1. Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk	149
6.2.2. Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga.....	151
6.2.3. Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom.....	153
6.2.4. Sambungan Kolom dengan Kolom.....	156
6.2.5. Sambungan Dinding Geser (<i>SPSW</i>).....	157
6.2.6. Sambungan Balok (<i>HBE</i>) dengan Kolom (<i>VBE</i>) pada Dinding Geser Plat Baja (<i>SPSW</i>)	158
6.2.7. Sambungan Balok dengan Kolom	164
6.2.8. Sambungan Kolom dengan <i>Base Plate</i>	167
6.2.9. Sambungan Dinding Geser (<i>SPSW</i>) dengan Sloof...	172
BAB VII PERENCANAAN PONDASI.....	175
7.1. Umum.....	175

7.2. Data Tanah.....	175
7.3. Kriteria Desain.....	176
7.4. Daya Dukung Tanah	176
7.4.1. Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal	176
7.4.2. Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Kelompok	178
7.4.3. Repartisi Beban-beban di Atas Tiang Kelompok	183
7.5. Perhitungan Pondasi Bangunan.....	179
7.5.1. Tipe Pile Cap (PC1).....	179
7.5.1.1. Daya Dukung Satu Tiang Pancang	179
7.5.1.2. Perhitungan Repartisi Beban di Atas Tiang Kelompok	181
7.5.1.3. Perencanaan Poer Pada Kolom Pedestal	182
7.5.1.4. Kontrol Geser Pons	182
7.5.1.5. Penulangan Poer	185
7.5.2. Tipe Pile Cap (PC2).....	188
7.5.2.1. Daya Dukung Satu Tiang Pancang	188
7.5.2.2. Perhitungan Repartisi Beban di Atas Tiang Kelompok	190
7.5.2.3. Perencanaan Poer Pada Kolom Pedestal	191
7.5.2.4. Kontrol Geser Pons	191
7.5.2.5. Penulangan Poer	194
7.6. Perencanaan Kolom Pedestal	197
7.7. Perencanaan Sloof Pondasi	200
BAB VIII PENUTUP.....	205
8.1. Kesimpulan	205
8.2. Saran	206
DAFTAR PUSTAKA	207

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1.	Berat Sendiri Bangunan dan Komponen Gedung.....	25
Tabel 3.2.	Beban Hidup pada Lantai Bangunan Gedung	26
Tabel 3.3.	Koefisien Situs F_a	28
Tabel 3.4.	Koefisien Situs F_v	29
Tabel 3.5.	Klasifikasi Situs.....	30
Tabel 3.6.	Kategori Resiko Gedung dan Struktur Lainnya untuk Beban Gempa	30
Tabel 3.7.	Faktor Keutamaan Gedung.....	31
Tabel 3.8.	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek.....	31
Tabel 3.9.	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik	31
Tabel 3.10.	Pemilihan untuk Penggunaan Bab Pasal F SNI 1729:2015 tentang Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural.....	35
Tabel 3.11.	Throat Efektif dari Las Tumpul Penetrasi Joint Sebagian	51
Tabel 3.12.	Ukuran Minimum Las Sudut.....	51
Tabel 5.1.	Parameter Respon Gempa Wilayah Bojonegoro untuk Kelas Situs E (Tanah Lunak).....	117
Tabel 5.2.	Rasio Partisipasi Massa Fave Hotel Bojonegoro.....	120
Tabel 5.3.	Periode dan Frekuensi Struktur	122
Tabel 5.4.	Reaksi Dasar Struktur.....	123
Tabel 5.5.	Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa	124
Tabel 5.6.	Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa Setelah Dikalikan dengan Faktor Skala	125
Tabel 5.7.	Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah X.....	126
Tabel 5.8.	Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah Y	127
Tabel 7.1.	Hasil Analisis SAP 2000 untuk Kolom Pedestal.....	187
Tabel 7.2.	Hasil Analisis SAP 2000 untuk Kolom Pedestal.....	196

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Gambar Sistem Struktural Oleh U.S Federal Courthouse, Seattle	11
Gambar 2.2	Gambar Tampak Dinding Tengah Luar Gedung ING, Canada	12
Gambar 2.3	Gambar Tampak Dalam Dinding SPSW di Elevator Gedung Mexico	12
Gambar 2.4	Dinding Geser Plat Baja (SPSW).....	13
Gambar 2.5	<i>Equivalent Story Brace Model</i> (Thorburn et al, 1983).....	14
Gambar 2.6	<i>Strip Model</i> (Driver et al, 1998).....	16
Gambar 2.7	Gaya-gaya yang Bekerja pada Dinding Geser Plat Baja.....	18
Gambar 2.8	Pola Dinding Geser Plat Baja	18
Gambar 3.1	Alur Perencanaan Struktur Baja.....	23
Gambar 3.2	Peta Spektra 0,2 Detik untuk Periode Ulang Gempa 2500 Tahun.....	27
Gambar 3.3	Peta Spektra 1 Detik untuk Periode Ulang Gempa 2500 Tahun	28
Gambar 3.4	Nilai kc untuk Kolom dengan Ujung-ujung Ideal	46
Gambar 3.5	Nilai kc untuk Komponen Struktur (A) Tidak Bergoyang (B) Bergoyang	47
Gambar 3.6	Bidang Kritis Akibat Geser Satu Arah.....	56
Gambar 3.7	Bidang Kritis Akibat Geser Dua Arah	57
Gambar 4.1.	Pelat Lantai Atap	65
Gambar 4.2.	Penulangan Pelat Atap	64
Gambar 4.3.	Pelat Lantai	65
Gambar 4.4.	Penulangan Lantai.....	66
Gambar 4.5.	Pelat Lantai Koridor.....	66
Gambar 4.6.	Penulangan Lantai Koridor	67
Gambar 4.7.	Denah Balok Anak Lantai Atap	68
Gambar 4.8.	Denah Balok Anak Lantai Koridor	72
Gambar 4.9.	Denah Tangga.....	76
Gambar 4.10.	Pelat Anak Tangga.....	76
Gambar 4.11.	Sketsa Pembebanan Pengaku Anak Tangga	78

Gambar 4.12.	Denah Bordes.....	81
Gambar 4.13.	Sketsa Pembebanan Balok Utama Tangga.....	86
Gambar 4.14.	Bidang M Balok Tangga.....	88
Gambar 4.15.	Bidang D Balok Tangga.....	89
Gambar 4.16.	Bidang N Balok Tangga.....	90
Gambar 4.17.	Hasil Analisis Lendutan Balok Utama Tangga...	93
Gambar 4.18.	Pembebanan Balok Penumpu Tangga.....	94
Gambar 4.19.	Denah <i>Lift</i>	97
Gambar 4.20.	Potongan Melintang <i>Lift</i>	98
Gambar 4.21.	Tabel Spesifikasi <i>Lift</i>	99
Gambar 4.22.	Model Pembebanan Balok Penumpu <i>Lift</i>	100
Gambar 4.23.	Posisi M_A , M_B , M_C	104
Gambar 5.1.	Denah Struktur Fave Hotel Bojonegoro.....	108
Gambar 5.2.	Kotak Dialog <i>Area Sections</i>	108
Gambar 5.3.	Kotak Dialog <i>Shell Section Data</i>	109
Gambar 5.4.	Kotak Dialog <i>Properties of Object</i>	110
Gambar 5.5.	Kotak Dialog <i>Assign Automatic Area Mesh</i>	111
Gambar 5.6.	Aktifasi Pilihan <i>Add on Edge When Restrains / Constraints Exist at Adjacent Corner Point</i> pada Kotak Dialog <i>Assign Automatic Area Mesh</i>	112
Gambar 5.7.	Model 3 Dimensi Struktur Fave Hotel Bojonegoro dengan Dinding Geser Plat Baja (<i>SPSW</i>).....	113
Gambar 5.8.	Grafik Spektral Percepatan Gempa Wilayah Bojonegoro	118
Gambar 5.9.	Hasil Analisis Struktur Menggunakan Program Bantu SAP 2000.....	119
Gambar 6.1.	Penampang Kolom Komposit CFT dengan Profil $HSS 700 \times 700 \times 22 \times 22$	134
Gambar 6.2.	Struktur Dinding Geser Plat Baja.....	139
Gambar 6.3.	Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk ..	152
Gambar 6.4.	Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga.....	155
Gambar 6.5.	Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom	158
Gambar 6.6.	Sambungan Kolom dengan Kolom.....	159

Gambar 6.7.	Sambungan <i>SPSW</i> dengan Kolom	161
Gambar 6.8.	Sambungan <i>HBE</i> dengan <i>VBE</i> pada Dinding Geser	162
Gambar 6.9.	Sambungan Balok dengan Kolom.....	167
Gambar 6.10.	Sambungan Kolom dengan <i>Base Plate</i>	171
Gambar 6.11.	Arah Beban Sumbu X pada <i>Base Plate</i>	173
Gambar 6.12.	Sambungan Balok (<i>HBE</i>) dengan Sloof.....	176
Gambar 7.1.	Pondasi Tiang Pancang Kolom Pedestal.....	180
Gambar 7.2.	Geser Ponds Akibat Kolom Pedestal	180
Gambar 7.3.	Geser Ponds Akibat Tiang Pancang Kolom Tower.....	184
Gambar 7.4.	Analisis Poer sebagai Balok Kantilever.....	185
Gambar 7.5.	Pondasi Tiang Pancang Kolom Pedestal.....	189
Gambar 7.6.	Geser Ponds Akibat Kolom Pedestal	195
Gambar 7.7.	Geser Ponds Akibat Tiang Pancang Kolom Tower.....	191
Gambar 7.8.	Analisis Poer sebagai Balok Kantilever.....	193
Gambar 7.9.	Analisis Poer sebagai Balok Kantilever.....	194
Gambar 7.10.	Hasil Analisis Kolom Pedestal dengan Program PCA Col.....	198
Gambar 7.11.	Penulangan Kolom Pedestal PD1	200
Gambar 7.12.	Penulangan Sloof Daerah Tumpuan dan Lapangan.....	203

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Negara Indonesia adalah salah satu daerah negara rawan gempa, banyak kejadian gempa sering terjadi di beberapa daerah di Indonesia. Oleh karena itu, perencanaan suatu struktur bangunan tahan gempa merupakan suatu kebutuhan yang tidak dapat dihindari. Perencanaan gedung tahan gempa ini pun juga di disain sesuai dengan peraturan yang ada.

Gaya-gaya yang bekerja pada bangunan tinggi tahan gempa cukup besar, sehingga agar deformasi (lendutan) yang terjadi kecil perlu digunakan elemen-elemen yang kaku. Tujuan desain bangunan tahan gempa adalah untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur dan kehilangan korban jiwa. Sehingga dalam merancang suatu bangunan tahan gempa harus mengutamakan keselamatan dan kenyamanan, dimana bahan dan sistem struktur merupakan suatu hal yang terpenting dalam perencanaan konstruksi bangunan tahan gempa.

Dari sekian banyak material, baja merupakan salah satu solusi dalam suatu perencanaan bangunan tahan gempa. Beberapa keunggulan dari material baja antara lain:

1. **Kekuatan Tinggi**

Kekuatan yang tinggi dari baja per satuan berat mempunyai konsekuensi bahwa beban mati akan kecil. Hal ini sangat penting untuk jembatan bentang panjang, bangunan tinggi, dan bangunan dengan kondisi tanah yang buruk.

2. **Keseragaman**

Sifat baja tidak berubah banyak terhadap waktu, tidak seperti halnya pada struktur beton bertulang.

3. **Elastisitas**

Baja berperilaku mendekati asumsi perancang teknik dibandingkan dengan material lain karena baja mengikuti hukum Hooke hingga mencapai tegangan yang cukup tinggi. Momen inersia untuk penampang baja dapat ditentukan dengan pasti dibandingkan dengan penampang beton bertulang.

4. Permananen
Portal baja yang mendapat perawatan baik akan berumur sangat panjang, bahkan hasil penelitian menunjukkan bahwa pada kondisi tertentu baja tidak memerlukan perawatan pengecatan sama sekali.
5. Daktilitas
SNI 03-1729-2002 mendefinisikan daktilitas sebagai kemampuan struktur atau komponennya untuk melakukan deformasi inelastis bolak-balik berulang (siklis) di luar batas titik leleh pertama, sambil mempertahankan sejumlah besar kemampuan daya dukung bebannya. Beban normal yang bekerja pada suatu elemen struktur akan mengakibatkan konsentrasi tegangan yang tinggi pada beberapa titik. Sifat daktil baja memungkinkan terjadinya leleh lokal pada titik-titik tersebut sehingga dapat mencegah keruntuhan prematur. Keuntungan lain dari material daktil adalah jika elemen struktur baja mendapat beban cukup maka akan terjadi defleksi yang cukup jelas sehingga dapat digunakan sebagai tanda keruntuhan.
6. Liat (*Toughness*)
Baja struktur merupakan material yang liat artinya memiliki kekuatan dan daktilitas. Suatu elemen baja masih dapat terus memikul beban dengan deformasi yang cukup besar. Ini merupakan sifat material yang penting karena dengan sifat ini elemen baja bisa menerima deformasi yang besar selama pabriaksi, pengangkutan, dan pelaksanaan tanpa menimbulkan kehancuran. Dengan demikian pada baja struktur dapat diberikan lenturan, diberikan beban kejut, geser, dan dilubangi tanpa memperlihatkan kerusakan. Kemampuan material untuk menyerap energi dalam jumlah yang cukup besar disebut *toughness*.

Deformasi pada rangka pemikul momen cenderung hampir sama tingkat atas dan bawah. Pada bangunan yang memiliki dinding geser deformasi yang terjadi sangat kecil di bawah dan besar di tingkat atas. Dengan mempertimbangkan kondisi tersebut, material baja di pilih sebagai material struktur utama dan dinding geser plat baja (*steel plate shear wall*) sebagai struktur kaku untuk menahan kombinasi gaya geser, momen, dan gaya aksial akibat beban gempa dan angin yang terjadi.

Dinding geser plat baja (*steel plate shear wall*) adalah sebuah sistem penahan beban lateral yang terdiri dari plat baja vertikal padat yang menghubungkan balok dan kolom di sekitarnya yang terpasang sepanjang

ketinggian struktur sehingga membentuk sebuah dinding penopang (Berman dan Bruneau, 2003). Beberapa penelitian menyebutkan bahwa dinding geser plat baja (*steel plate shear wall*) menimbulkan kekakuan elemen elemen yang besar, kekuatan, dan sangat daktail (Berman dan Bruneau, 2003). Maka dari itu untuk mengurangi beban gempa yang terjadi secara memadai, sifat-sifat tersebut dapat dimanfaatkan.

Sebagai bahan studi perencanaan, akan dilakukan modifikasi pada struktur gedung Fave Hotel Bojonegoro dengan jumlah lantai 11. Gedung yang sebelumnya berada dikota Bojonegoro yang didesain menggunakan struktur beton bertulang akan dimodifikasi dengan menggunakan struktur baja dengan sistem dinding geser plat baja (*steel plate shear wall*). Selain itu, akan direncanakan juga pondasi yang sesuai dengan besarnya beban - beban yang bekerja di atasnya. Modifikasi perencanaan ini dilakukan agar dapat menjadi rekomendasi untuk proyek lain yang serupa dan dapat memanfaatkan material baja sebagai bahan struktur gedung dengan pertimbangan keuntungan penggunaan material baja sebagai struktur gedung bertingkat.

Peraturan yang digunakan pada modifikasi perencanaan baja yang rasional maka perencanaan ini mengacu pada peraturan-peraturan yang berlaku diantaranya Tata Cara Perencanaan Tahan Gempa Untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 03-1726-2012), Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 03-1729-2015), Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983), dan Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 03-1727:2013)

Dengan demikian tujuan dari Tugas Akhir ini adalah merencanakan struktur bangunan baja dengan sistem Dinding geser plat baja (*steel plate shear wall*) dan kapasitas pondasi yang sesuai dengan besarnya beban untuk meningkatkan kinerja bangunan gedung bertingkat tahan gempa.

1.2. Rumusan Masalah

Dari uraian latar belakang di atas, maka untuk perencanaan struktur gedung Fave Hotel Bojonegoro dengan sistem *steel plate shear wall* (SPSW), permasalahan yang ditinjau antara lain:

- a. Permasalahan Utama
Bagaimana merencanakan struktur baja gedung Fave Hotel Bojonegoro dengan sistem *steel plate shear wall* (SPSW) dan pondasinya sesuai dengan peraturan yang berlaku.
- b. Detail Permasalahan
 1. Bagaimana menganalisa kapasitas dan beban-beban yang bekerja bangunan tersebut?
 2. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi struktur atap, pelat lantai, balok anak dan tangga?
 3. Bagaimana memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000?
 4. Bagaimana merencanakan struktur utama yang meliputi dinding geser plat baja, balok, dan kolom baja?
 5. Bagaimana merencanakan struktur bawah yang meliputi tiang pancang dan poer
 6. Bagaimana menuangkan hasil bentuk desain dan analisa ke dalam bentuk gambar teknik ?

1.3. Maksud dan Tujuan

Maksud dan tujuan dalam penulisan proposal tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

- a. Tujuan Utama
Mendapatkan hasil perencanaan struktur baja gedung Fave Hotel Bojonegoro dengan sistem *steel plate shear wall* (SPSW) dan pondasinya sesuai dengan peraturan yang berlaku.
- b. Detail Tujuan
 1. Dapat Mengetahui dan menganalisa kapasitas dan beban-beban yang bekerja bangunan tersebut.
 2. Dapat merencanakan struktur sekunder yang meliputi struktur atap, pelat lantai, balok anak dan tangga.
 3. Dapat memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000.
 4. Dapat merencanakan struktur utama yang meliputi dinding geser pelat baja, balok, dan kolom baja.
 5. Dapat merencanakan struktur bawah yang meliputi tiang pancang dan poer
 6. Dapat menuangkan hasil bentuk desain dan analisa ke dalam bentuk 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 hanya meninjau perhitungan struktur, tidak meninjau analisa biaya, manajemen konstruksi, maupun segi arsitektural.
2. Tidak membahas detail metode pelaksanaan.
3. Tidak ada studi perbandingan.

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 *steel plate shear wall (SPSW)*.
2. Dari perencanaan ini bisa diketahui hal- hal yang harus diperhatikan pada saat perencanaan sehingga kegagalan struktur bisa diminimalisasi.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

Fave Hotel Bojonegoro merupakan salah satu gedung hotel bertingkat yang memiliki 6 lantai yang ada di kota Bojonegoro. Struktur bangunan gedung ini menggunakan bahan material beton bertulang pada bagian rangka gedung maupun untuk material penutup atapnya. Pada tugas akhir kali ini gedung Fave Hotel Bojonegoro ini akan di modifikasi menjadi 10 lantai ditambah dengan lantai atap, dan menggunakan material baja. Sistem struktur yang digunakan adalah sistem *Steel Plate Shear Wall* yang tentunya akan meningkatkan kinerja gedung agar mampu menerima beban lateral atau gempa lebih kuat dan baik. Untuk itu dalam perencanaan modifikasi struktur gedung Fave Hotel Bojonegoro ini diperlukan data-data perencanaan dan pengetahuan tentang konstruksi baja dan sistemnya, serta perhitungan struktur untuk kemudian dilakukan perhitungannya.

2.2. Profil *Steel Plate Shear Wall*

2.2.1. Pengertian *Steel Plate Shear Wall*

Dinding geser plat baja (*steel plate shear wall*) adalah sebuah sistem penahan beban lateral yang terdiri dari plat baja vertikal padat yang menghubungkan balok (HBE) dan kolom (VBE) disekitarnya yang terpasang sepanjang ketinggian struktur membentuk sebuah dinding penopang (Berman dan Bruneau, 2003). Dinding geser plat baja mempunyai keuntungan dalam berbagai hal, contohnya dalam biaya, daktilitas, kekakuan awal yang tinggi, proses pengerjaan yang cepat di lapangan, dan juga dalam hal pengurangan beban gempa, namun fungsi utama dari dinding geser plat baja ini adalah untuk menahan beban lateral dan beban-beban horizontal yang terjadi.

Dinding geser plat baja secara efektif dan ekonomis mampu menahan beban angin dan beban gempa yang terjadi. Dinding geser plat baja ini terhubung ke sisi-sisi balok dan kolom yang bekerja bersama-sama dalam menahan beban angin dan beban gempa. Secara umum, dinding geser plat baja terdiri dari dinding plat baja batang vertikal/kolom, dan batang

horizontal/balok. Batang vertikal berfungsi sebagai flens/sayap, dinding geser plat baja berfungsi sebagai web/badan, dan batang horizontal berfungsi sebagai pengaku (Seili dan Hooper, 2005).

Dinding geser plat baja saat ini dibagi menjadi 3 :

1. Un-stiffened, thin SPSW (Dinding Geser Plat Baja tidak kaku)
2. Stiffened SPSW (Dinding Geser Plat Baja kaku)
3. Composite Concrete SPSW (Dinding Geser Plat Baja Komposit dengan Beton)

SPSW ini direncanakan dan di analisis untuk menentukan kekuatan elemen dalam sistem, menentukan distribusi gaya geser gempa antara plat geser dan batang vertikal/kolom, dan untuk menghitung perpindahan lateral batang (Seili dan Hooper, 2005).

2.2.2. Keuntungan dari *Steel Plate Shear Wall*

Keuntungan dari *Steel Plate Shear Wall* diantara lain (Seili dan Hooper, 2005) :

1. Ketebalan Dinding

Ketebalan dinding geser plat baja lebih kecil daripada ketebalan dinding geser beton. Pada beberapa studi yang dilakukan, perbedaan ketebalan dinding geser plat baja dan dinding geser beton mencapai 2%.

2. Berat Bangunan

Dari hasil studi, berat bangunan yang menggunakan dinding geser plat baja lebih ringan 18% dibandingkan dengan berat bangunan yang menggunakan dinding geser beton *core system*, yang mana hasil ini dapat mengurangi beban yang diterima fondasi akibat adanya beban gravitasi dan beban gempa.

3. Pekerjaan Konstruksi yang Cepat

Penggunaan dinding geser plat baja mengurangi waktu pekerjaan konstruksi. Tidak hanya cepat pada waktu pemasangan tetapi juga pada waktu perawatan. Hasil studi juga menunjukkan bahwa pengerjaan dinding geser plat baja jauh lebih mudah dari pada pengerjaan sistem rangka bresing konsentrik khusus.

4. Daktilitas

Plat baja tipis memiliki kapasitas pasca tekuk yang baik. Dinding geser plat baja dapat bertahan hingga 4% tanpa mengalami kerusakan signifikan, meskipun sebagian besar kerusakan terjadi pada tepi panel plat baja. Ada beberapa kerutan dan robekan pada panel karena lentur. Namun, robekan ini tidak mengurangi kapasitas kekakuan plat. (Aztaneh dan Zhao, 2002)

5. Sistem yang Teruji

Aztaneh dan Zhao (2002) melakukan studi pada dua gedung yang menggunakan dinding geser plat baja sebagai penahan utama beban lateral, dan dua gedung tersebut mampu menahan getaran gempa bumi. Sistem ini telah diuji sejak tahun 1970 dan telah diatur dalam National Building Code of Canada (NBCC) sejak 1994 dan juga telah diatur pada American Institute of Steel Construction (AISC) Seismic Provisions pada tahun 2005.

2.2.3. Kekurangan dari *Steel Plate Shear Wall*

Keuntungan dari *Steel Plate Shear Wall* diantara lain (Seili dan Hooper, 2005) :

1. Kekakuan

Sistem dinding geser plat baja pada umumnya lebih lentur dibandingkan dengan dinding geser dari beton. Sehingga ketika menggunakan dinding geser plat baja pada gedung bertingkat tinggi perencanaan perlu menambahkan pengaku.

2. Urutan Pekerjaan Konstruksi

Urutan pekerjaan konstruksi sangat perlu diperhatikan dalam pemasangan dinding geser plat baja untuk menghindari tekanan awal berlebihan pada dinding plat baja. Pada khusus di sebuah gedung, pengelasan plat sambung pada dinding geser ditunda sampai sebagian besar deformasi akibat beban mati dalam rangka. Hal ini dimaksudkan untuk meringankan tekanan awal pada dinding geser plat baja.

3. Sistem Baru

Karena ketidakpahaman terhadap dinding geser plat baja, kontraktor akan mengestimasi biaya yang tinggi dalam pemasangan dinding geser plat baja. Hal ini dapat diatasi dengan melibatkan kontraktor dalam perencanaan dinding geser plat baja.

2.2.4. Jenis dari *Steel Plate Shear Wall*

Ada 2 jenis dinding geser plat baja, yaitu *core systems* dan *planar systems*. Berdasarkan susunan, ukuran, dan tinggi, dua jenis tersebut mempunyai keuntungan masing-masing.

1. *SPSW Core Systems*

Dinding geser plat baja (*SPSW*) jenis ini cocok digunakan pada bangunan bertingkat menengah hingga bangunan bertingkat tinggi. Jenis dinding geser plat baja ini memberikan kekakuan terhadap puntir dan keruntuhan lebih baik. (Seilie dan Hooper, 2005)

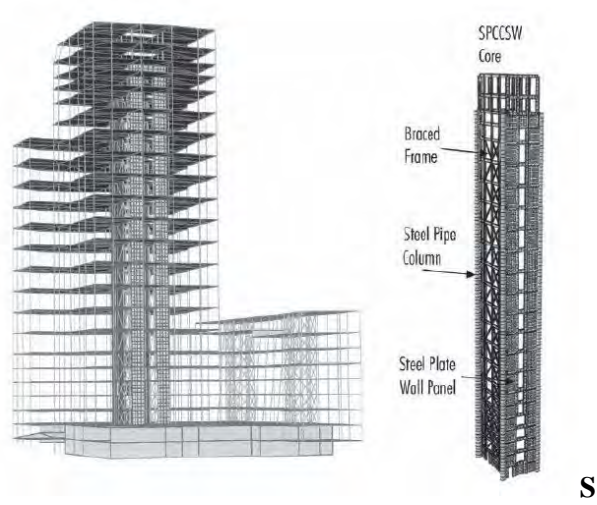
2. *Multiple Planar SPSW*

Dinding geser plat baja (*SPSW*) jenis ini cocok untuk bangunan bertingkat rendah dan untuk perkuatan gedung yang sudah ada. Dinding geser ini mempunyai kapasitas geser yang cukup dengan kapasitas momen yang sedikit terbatas. (Seilie dan Hooper, 2005)

2.2.5. Pengaplikasian di Lapangan dari *Steel Plate Shear Wall*

Steel Plate Shear Wall telah digunakan dalam jumlah besar dinegara-negara maju seperti Amerika Serikat, Kanada Meksiko, dan Jepang. Jenis bangunan yang digunakan dari bangunan rumah sederhana sampai bangunan konstruksi tingkat tinggi maupun konstruksi baru. Tujuan pelat baja ini di tambahkan ke kerangka bangunan baja karena membutuhkan kekuatan dan kekakuan tambahan (Sabelli dan Bruneau, AISC 2006).

Beberapa contoh pengaplikasian gedung konstruksi *Steel Plate Shear Wall* (*SPSW*) di negara-negara dunia:



Gambar 2.1 Gambar Sistem Struktural Oleh U.S Federal Courthouse, Seattle



Gambar 2.2 Gambar Tampak Dinding Tengah Luar Gedung ING, Canada

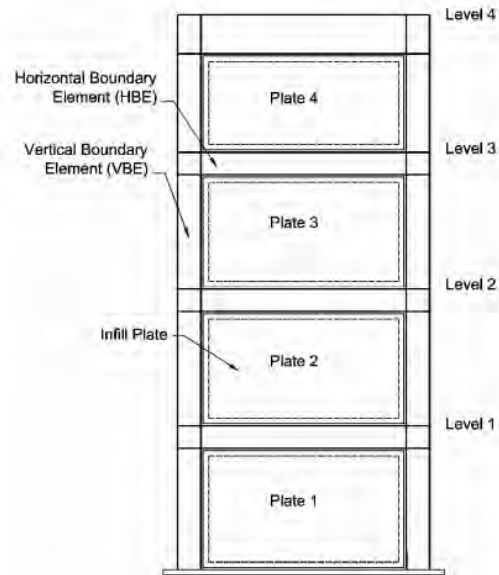


Gambar 2.3 Gambar Tampak Dalam Dinding SPSW di Elevator Gedung Mexico

2.3. Analisis dan Desain Struktur *Steel Plate Shear Wall*

2.3.1. Desain *Steel Plate Shear Wall*

Dinding geser plat baja terdiri dari batang vertikal yang disebut dengan kolom (*Vertical Boundary Elements (VBE)*), batang horizontal yang disebut dengan balok (*Horizontal Boundary Elements (HBE)*), dan plat pengisi tipis yang melengkung pada bidang geser dan membentuk bidang diagonal untuk menahan beban gempa. (Berman dan Bruneau, 2004) Seperti ditunjukkan pada gambar 2.1.

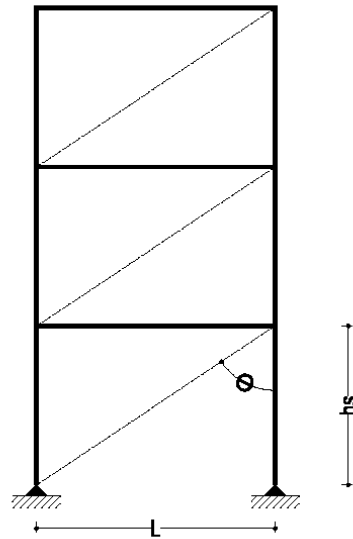


Gambar 2.4 Dinding Geser Plat Baja (SPSW)

2.3.2. Model Steel Plate Shear Wall

2.3.2.1. Equivalent Story Brace Model and Strip Model

Perencanaan awal dilakukan dengan menggunakan plat pada setiap tingkat sebagai rangka yang dikenal dengan sebutan *equivalent story brace model* (model rangka yang sama pada setiap lantai), yang membentang di sepanjang garis diagonal batang. Seperti pada gambar 2.2.



Gambar 2.5 *Equivalent Story Brace Model* (Thorburn et al, 1983)

Ketebalan plat pada luas penampang di setiap rangka per lantai dapat dihitung dengan menggunakan persamaan : (Thorburn et al, 1983)

$$\phi V_n = 0.90 \times 0.42 \times f_y \times t_w \times L_{cf} \times \sin(2\alpha) \quad (2.1)$$

Dimana :

A = luas penampang di setiap rangka per lantai

L = panjang bentang

θ = sudut antara batang vertikal dan bidang diagonal

Sudut kemiringan batang vertikal dengan bidang plat yang mengalami tarik (α), dihitung dengan rumus : (Timler dan Kulak, 1983)

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{t \cdot L}{2A_c}}{1 + t \cdot h_s \cdot \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 \cdot I_c \cdot L} \right)}} \quad (2.2)$$

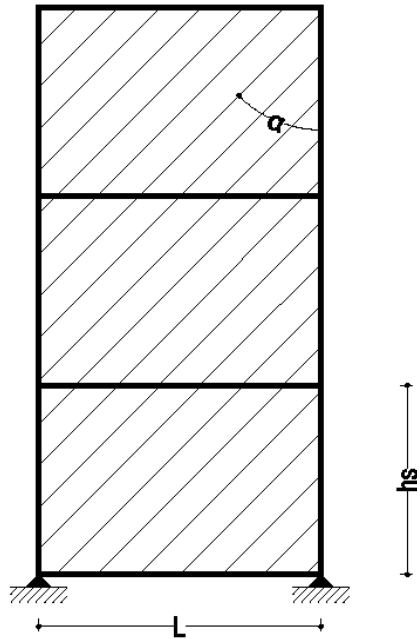
Dimana :

- t = ketebalan plat
- Ac = luas penampang kolom
- Ic = momen inersia kolom
- hs = tinggi tiap lantai
- Ab = luas penampang balok

Untuk mencegah terjadinya deformasi (lendutan) yang berlebihan yang dapat menyebabkan faktor tekuk berlebihan pada dinding geser plat baja, maka momen inersia kolom harus memenuhi persamaan :

$$I_c \geq \frac{0.00307 \cdot t \cdot h_s^4}{L} \quad (2.3)$$

Penelitian yang dilakukan oleh Thorburn et al (1983) dan diteruskan oleh Driver et al (1998) menunjukkan bahwa dinding geser plat baja direncanakan dengan menggunakan rangka yang berfungsi sebagai pengaku dengan sudut kemiringan tarik plat 30°-55°. Pada umumnya sudut yang digunakan adalah 45°, yang mana model tersebut mewakili plat sebagai batang tarik atau strip. Model itu dikenal dengan nama *strip model* atau *multistrip model*, seperti pada gambar 2.3, dimana sudut α dihitung untuk menganalisis dinding geser plat baja dengan menggunakan persamaan 2.2. Gambar *strip model* ditunjukkan oleh gambar 2.6.



Gambar 2.6 *Strip Model (Driver et al, 1998)*

Pada tahun 2003 , Berman dan Bruneau melakukan penelitian lanjutan dengan hasil bahwa idealnya dinding geser plat baja harus direncanakan sedemikian rupa sehingga semua panel dinding geser plat baja dapat meredam energi melalui deformasi inelastic ketika struktur terkena gempa. Oleh karena itu, ketebalan dari dinding geser plat baja pada tiap lantai harus ditentukan dengan gaya geser lantai yang sesuai. Untuk mengetahui ketebalan plat tersebut dapat digunakan persamaan : (Berman dan Bruneau, 2003)

$$t_w = \frac{\phi V_i}{0.9 \cdot 0.42 \cdot F_y \cdot L_{cf} \cdot \sin(2\alpha_i)} \quad (2.4)$$

t_w = ketebalan platm perlantai
 V_i = gaya geser perlantai
 F_y = kuat tarik baja
 L = panjang bentang
 α = sudut antara bidang tarik plat dan batang vertikal
 Seperti telah disebutkan sebelumnya, kekuatan dinding geser plat baja dapat dicapai dengan baik ketika rangka yang mendukungnya kuat dan kaku dalam mengikat gaya tarik diagonal dari dinding geser plat baja. Untuk batang vertikal telah direkomendasikan bahwa momen inersia kolom (I_c) harus memnuhi persamaan : (Montgomery and Medhekar, 2001)

$$0.7h \left(\frac{t_w}{2L \cdot I_c} \right)^{0.25} \leq 2.5 \quad (2.5)$$

Yang mana persamaan 2.5 tersebut mengarah ke persamaan 2.3. Desain awal dari HBE didasarkan pada perbedaan antara komponen vertikal kekuatan tarik yang dihasilkan dari badan plat atas dan di bawah HBE. Gaya ini didistribusikan sepanjang HBE dan mencapai nilai maksimum ketika dihasilkan oleh badan plat. Gaya ini dapat dihitung sebagai berikut:

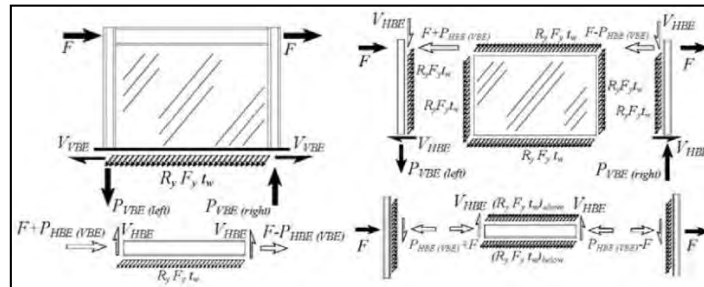
$$w_u = R_y F_y (t_i - t_{i+1}) \cos^2 \alpha \quad (2.6)$$

Dimana :

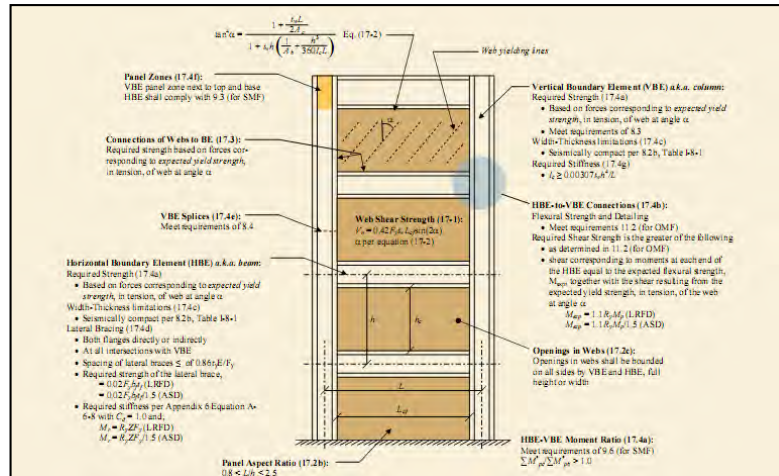
R_y = Rasio tegangan leleh yang diharapkan, ditentukan oleh tegangan leleh minimum plat baja (AISC 2005a).

2.3.2.2. *Orthotropic Membrane Model*

Pada model ini, plat direncanakan dengan bentuk orthotropic (sifat elemen tergantung pada sumbu) dengan tekan yang berbeda dan perlawanan tarik dari plat. Sumbu lokal pada elemen ditetapkan untuk menghitung sudut tegangan tarik, α (Ericksen dan Sabelli, 2008). Pola desain dan perencanaan gaya-gaya yang bekerja pada dinding geser ditunjukkan pada gambar 2.4 dan gambar 2.5.



Gambar 2.7 Gaya-gaya yang Bekerja pada Dinding Geser Plat Baja



Gambar 2.8 Pola Dinding Geser Plat Baja

2.3.3. HBE Desain

Balok di SPSW dikenakan gaya aksial dan lentur yang dihasilkan dari tegangan dan beban gravitasi dari badan plat, serta geser dan momen yang disebabkan oleh batang yang berdeformasi. Hal ini dapat diasumsikan bahwa kekuatan lentur yang dihasilkan oleh deformasi frame, yang menyebabkan sendi plastis di kedua ujung balok. Jika diasumsikan rentang sederhana tegangan di badan plat, kita dapat mengabaikan kekuatan lentur

akibat batang yang berdeformasi. Dengan demikian, saat di tengah bentang adalah sama dengan:

$$M_u = \frac{w_u L_h^2}{8} + P_u^* \left[\frac{L}{3} - \frac{d_c}{2} - \frac{d_b}{2} \right] \quad (2.7)$$

Dimana :

P_u^* = Gaya sekunder balok

d_c & d_b = Bentang balok/kolom

L_h = Jarak antara terjadinya sendi plastis pada balok atau sama dengan

$$L_h = L - 2S_h \quad (2.8)$$

$$S_h = \frac{1}{2}(d_c + d_b) \quad (2.9)$$

Untuk mengetahui gaya aksial pada balok dapat di hitung menggunakan rumus :

$$P_u = P_{HBE} = P_{HBE(VBE)} \pm \frac{1}{2} P_{HBE(web)} \quad (2.10)$$

$$P_{HBE(VBE)} = \sum \frac{1}{2} R_y F_y \sin^2(\alpha) t_w h_c \quad (2.11)$$

$$P_{HBE(web)} = \frac{1}{2} R_y F_y [t_i \sin(2\alpha_i) - t_{i+1} \sin(2\alpha_{i+1})] L_{cf} \quad (2.12)$$

Dimana :

h_c = Jarak bersih antara sayap HBE atas dan bawah badan plat

Kemudian diperlukan orde kedua gaya aksial dan kekuatan lentur yang harus dihitung. Diperkuat orde pertama metode analisis elastis dianggap sebagai metode yang dapat diterima

untuk analisis elastis orde kedua sistem rangka bracing (AISC 2005b).

Gaya geser pada balok dihitung sebagai berikut:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + P_u^* + \frac{w_g + w_u}{2} L_{cf} \quad (2.13)$$

$$M_{pr} = 1.1R_y F_y Z_x \quad (2.14)$$

Dimana :

w_g = beban grafitasi yang terdistribusikan pada balok

M_{pr} = kekuatan lentur d sendi plastis

2.3.4. VBE Desain

Gaya aksial pada kolom adalah :

$$E_m = \sum \frac{1}{2} R_y F_y \sin(2\alpha) t_w h + \sum V_u \quad (2.15)$$

Istilah pertama dalam persamaan di atas, merupakan efek dari gaya aksial akibat badan plat. Istilah kedua adalah jumlah gaya geser yang disebabkan oleh gempa bumi di semua balok di atas kolom yang ditinjau.

Oleh karena itu, persamaan 2.15 dapat ditulis ulang sebagai berikut:

$$E_m = \sum \frac{1}{2} R_y F_y \sin(2\alpha) t_w h + \sum \left[\frac{2M_{pr}}{L_h} + P_u^* + \frac{w_g + w_u}{2} L_{cf} \right] - \sum \left[\frac{2M_{pr Adj}}{L_h Adj} \right] \quad (2.16)$$

Dimana :

$M_{pr Adj}$ = Kekuatan Lentur pada balok yang berdekatan dengan dinding

Kolom lentur terjadi karena adanya tegangan pada badan plat dan sendi plastis di HBE. Saat di akhir kolom yang dihasilkan dari ketegangan plat web adalah sama dengan:

$$M_{VBE(web)} = R_y F_y \sin^2(\alpha) t_w \left[\frac{h_c^2}{12} \right] \quad (2.17)$$

Resultan momen dari sendi plastis yang terjadi di HBE dapat dihitung berdasarkan kekuatan lentur pada sambungan balok. Kita dapat menganggap bahwa di setiap segmen kolom sama dengan satu-setengah dari kekuatan lentur balok pada sambungan (AISC 2005a):

$$M_{VBE(HBE)} = \frac{1}{2} \sum M_{pb} \quad (2.18)$$

$$M_{pb} = \frac{M_{pr}}{(1.1R_y) + V_u S_h} \quad (2.19)$$

Pada Akhirnya gaya geser dari VBE akan dihitung. Gaya ini disebabkan oleh tegangan dari plat badan dan sebagian dari gaya geser tiap lantai yang tidak kekang oleh badan plat. Ini adalah bagian dari gaya geser VBE sesuai dengan sendi plastik yang terjadi di HBE :

$$V_u = V_{VBE(web)} + V_{VBE(HBE)} \quad (2.20)$$

$$V_{VBE(web)} = \frac{1}{2} R_y F_y \sin^2(\alpha) t_w h_c \quad (2.21)$$

$$V_{VBE(HBE)} = \sum \frac{1}{2} \left[\frac{M_{pc}}{h_c} \right] \quad (2.22)$$

Dimana :

M_{pc} = kekuatan lentur VBE

dianjurkan bahwa HBE harus memiliki momen inersia minimal sebagai berikut (Sabelli dan Bruneau 2006):

$$I_{HBE} \geq \frac{0.003(\Delta t_w)L^4}{h} \quad (2.23)$$

Dimana :

Δt_w = Perbedaan antara ketebalan badan plat atas dan di bawah HBE.

Ketebalan minimal badan HBE. Kriteria ini dianjurkan untuk diterapkan sebagai berikut (Sabelli dan Bruneau 2006):

$$t_{wHBE} \geq \frac{t_w R_y F_y}{F_{yHBE}} \quad (2.24)$$

Dimana :

$R_y F_y$ = tegangan leleh yang diharapkan dari bahan badan plat.

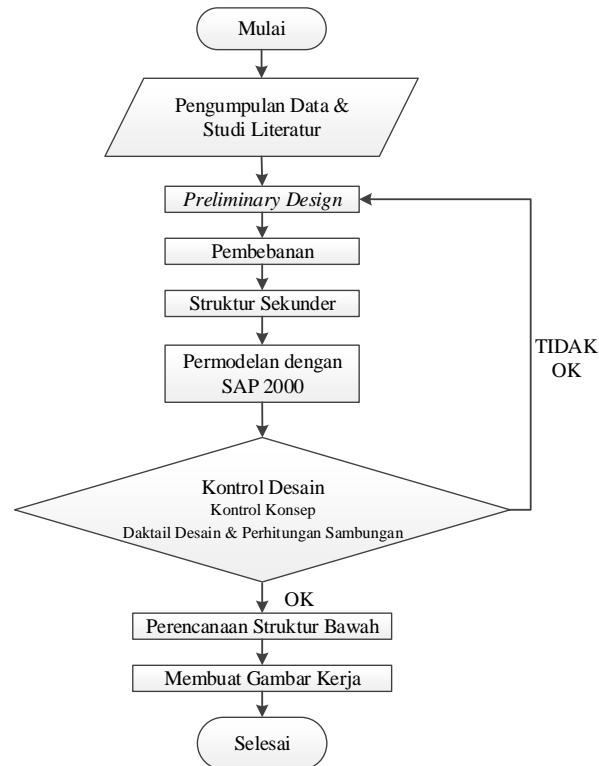
t_w = ketebalan badan HBE.

Ketika HBE dan VBE, melewati semua kontrol di atas, prosedur desain yang direncanakan akan selesai.

BAB III METODOLOGI

3.1. Langkah-langkah Perencanaan Struktur Fave Hotel Bojonegoro

Dalam tugas akhir ini akan membahas tentang perencanaan struktur bangunan baja dengan menggunakan sistem *Steel Plate Shear Wall* (SPSW). Urutan pekerjaan dilakukan dengan tahapan- tahapan sebagai berikut:



Gambar 3. 1 Alur Perencanaan Struktur Baja

3.2. Studi Literatur

Dalam perencanaan struktur bangunan baja ini digunakan peraturan yang tercantum pada beberapa literatur yaitu:

1. Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 03-1729-2015)
2. Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002)
3. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung (SNI 03-1726-2012)
4. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983)
5. Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 03-1727:2013)

3.2.1. Data Umum Bangunan sebelum di Modifikasi

Nama gedung : Fave Hotel Bojonegoro
 Fungsi : Hotel
 Lokasi : Jl.Panglima Sudirman, Bojonegoro
 Jumlah lantai : 6
 Mutu beton ($f'c$) : 30 MPa
 Mutu baja (f_y) : 400 MPa

Data Gambar

Data gambar berupa gambar arsitektur dan gambar struktur gedung.

Data Tanah

Data tanah berupa grafik SPT

3.3. Preliminary Desain

Struktur yang akan direncanakan adalah struktur bangunan baja dengan sistem SPSW yang akan dianalisa gaya dalamnya menggunakan program SAP 2000. Berikut data spesifikasi struktur yang direncanakan:

- Nama Gedung : Fave Hotel Bojonegoro
- Lokasi Rencana : Bojonegoro
- Fungsi : Hotel/Hunian
- Struktur Utama : Baja
- Sistem Struktur : *Steel Plate Shear Wall (SPSW)*
- Jumlah Lantai : 11 Lantai
- Rencana Pondasi : Tiang Pancang

Data Material	
- Profil Kolom	: Concrete Filled Tube (CFT) (BJ41) : $f_y = 250 \text{ Mpa}$; $f_u = 410 \text{ Mpa}$; $f'c = 40 \text{ MPa}$
- Profil Balok	: Profil IWF (BJ 41) : $f_y = 250 \text{ Mpa}$; $f_u = 410 \text{ Mpa}$
- Profil Plat Baja	: Plat (BJ 37) : $f_y = 240 \text{ Mpa}$; $f_u = 370 \text{ Mpa}$
- Data tanah	: Data tanah yang digunakan berdasarkan nilai SPT, dipakai untuk merencanakan pondasi.

3.4. Analisis Pembebanan

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

3.4.1. 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	3 kg/m ²

(Sumber: PPIUG 1983)

3.4.2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung. Beban ini tergantung oleh peruntukan gedung yang direncanakan. Beban hidup dapat menimbulkan lendutan pada struktur, sehingga harus diperlukan keamanan dalam pendesainannya. Beban hidup ini mencakup beban peluang untuk berat manusia, perabot partisi yang dapat dipindahkan, lemari, perlengkapan mekanis dll (Schueller,1998).

Tabel 3. 2 Beban Hidup Pada Lantai Bangunan Gedung

No	Keterangan	Merata psf(kN/m ²)
	Apartemen (lihat rumah tinggal)	
a.	Lantai koridor	100(4,79)
b.	Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur	40(1,92)
c.	Atap datar, terhubung, lengkung	20(0.96)

(Sumber: SNI 1727-2013)

3.4.3. Beban Angin

Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya angin tekan dan angina hisap, yang bekerja tegak lurus pada bidang- bidang yang ditinjau. Besarnya beban akibat angin dinyatakan dalam kg/m². (PPIUG 1983 Ps. 4.2).

- Tekanan tiup harus diambil minimum 25 kg/m²
- Tekanan tiup dilaut dan ditepi laut sejauh 5 km dari pantai harus diambil minimum 40 kg/m²
- Untuk daerah-daerah di dekat laut dan daerah-daerah lain tertentu, dimana terdapat kecepatan- kecepatan angina yang mungkin menghasilkan tekanan tiup yang besar daripada yang ditentukan dalam ketentuan a,b, maka tekanan tiup (p) harus dihitung sebagai berikut:

$$p = \frac{v^2}{16} \text{ kg/m}^2 \quad (3.1)$$

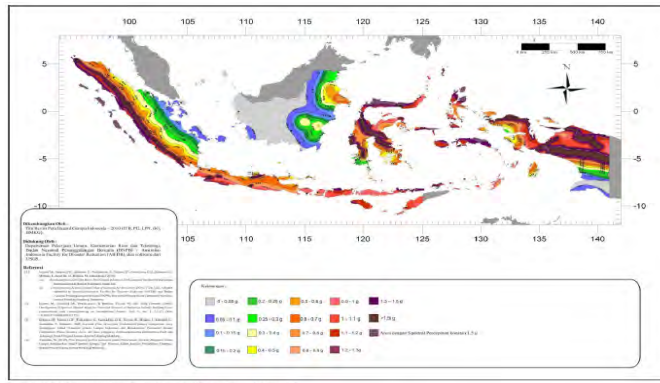
Dimana:

p = tekanan tiup angin kg/m^2

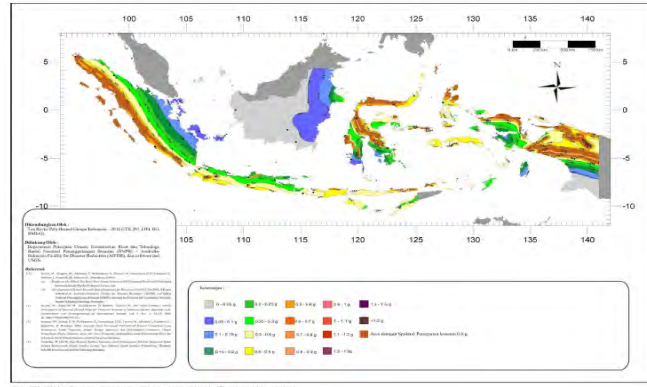
3.4.4. Beban Gempa

Gempa rencana ditetapkan mempunyai periode ulang 2500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 2% selama umur gedung 50 tahun. Terdapat 2 buah 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 membuat respons spektrum desain adalah sebagai berikut:

- a. Menentukan S_s (diperoleh dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dan $T=0,2$ detik) dan S_1 (diperoleh dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dan $T=1$ detik)



Gambar 3. 2 Peta Spektra 0,2 Detik Untuk Periode Ulang Gempa 2500 Tahun



Gambar 3. 3 Peta Spektra 1 Detik Untuk Periode Ulang Gempa 2500 Tahun

- b. Menentukan jenis tanah dan koefisien situs
Setelah jenis tanah ditentukan, dengan nilai S_s dan S_1 yang diperoleh dilangkah awal maka f_a dan f_v akan diperoleh melalui tabel.

Tabel 3. 3 Koefisien Situs F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1.25$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1.2	1.2	1.1	1	1
SD	1.6	1.4	1.2	1.1	1
SE	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
SF	SS^b				

CATATAN :

- (a) -Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
- (b) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat Pasal 6.9.1

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

Tabel 3. 4 Koefisien Situs Fv

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode pendek, $T=1,0$ detik, S_1				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
SD	2.4	2	1.8	1.6	1.5
SE	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
SF	SS ^b				

CATATAN :

(a) -Untuk nilai-nilai antara 5 dapat dilakukan interpolasi linier

(b) SS^b Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat Pasal 6.9.1

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

c. Menghitung S_{MS} dan S_{MI}

S_{MS} dan S_{MI} (parameter spektrum respon s percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (3.2)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_1 \quad (3.3)$$

d. Menghitung parameter percepatan desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan periode 1 detik S_{DI} harus ditentukan melalui persamaan berikut:

$$S_{DS} = 2/2 S_{MS} \quad (3.4)$$

$$S_{DI} = 2/3 S_{MI} \quad (3.5)$$

e. Spektrum respons desain

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

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.6)$$

- Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS}
- Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.7)$$

$$T_S = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.8)$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.9)$$

- Sesuai pasal 5.3, jenis tanah dikelompokkan menjadi 6 bagian, dengan pembagiannya berdasarkan besaran percepatan rambat gelombang geser rata-rata (v_s), nilai hasil test pentrasi standar rata-rata (N), dan kuat geser nilai rata-rata.

Tabel 3. 5 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	\bar{v}_s (m/detik)	N atau N_{60}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, dan 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25kPa$			

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

- Sesuai pasal 4.1.2, menentukan kategori resiko struktur bangunan gedung atau non gedung. Pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan faktor keutamaan.

Tabel 3. 6 Kategori Resiko Gedung Dan Struktur Lainnya Untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dengan resiko rendah terhadap jiwa manusia	I
Semua gedung lain	II
Gedung dengan resiko tinggi terhadap jiwa manusia	III
Gedung yang ditunjukkan untuk fasilitas penting	IV

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

Tabel 3. 7 Faktor Keutamaan Gedung

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

f. Kategori Desain Gempa

Sesuai pasal 6.5, struktur harus memiliki suatu kategori desain seismik yang mengikuti pasal ini.

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 03-1726-2012)

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

Nilai S_I	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} \leq 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{DS} \leq 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DS} \leq 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

g. Gaya geser dasar gempa dan beban lateral gempa

Sesuai pasal 7.8, gaya dasar seismik V dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V = C_s \cdot W \quad (3.10)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

W = koefisien respons seismik

Koefisien respons seismik, C_s harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.11)$$

Nilai C_s yang dihitung diatas tidak boleh melebihi berikut ini:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(T \frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.12)$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (3.13)$$

Untuk struktur yang berlokasi di S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.14)$$

Keterangan:

C_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

C_{D1} = parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda 1 detik

S_1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan

T = perioda struktur dasar (detik)

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan hunian

Sesuai pasal 7.8.3 gaya gempa lateral yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} V$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.15)$$

Keterangan:

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total

w_i dan w_x	= bagian berat seismik efektif total struktur yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat I atau x
h_i dan h_x	= perioda struktur dasar (detik)
R	= tinggi dari dasar sampai tingkat I atau x
k	= eksponen yang terkait dengan perioda struktur

Sesuai pasal 7.8.4 gaya tingkat desain gempa di semua tingkat harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^N F_i \quad (3.16)$$

Keterangan:

F_i = bagian dari gaya geser dasar seismik yang timbul di tingkat i

3.4.5. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 03-1727-2013 dengan kombinasi sebagai berikut:

- 1,4D
- 1,2D + 1,6L + 0,5 (S atau R)
- 1,2D + 1,6 (L_r atau S atau R) + (L atau 0,5 W)
- 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L_r atau S atau R)
- 1,2D + 1,0E + L + 0,2S
- 0,9D - 1,0W
- 0,9D - 1,0E

3.5. Perencanaan Struktur Sekunder

3.5.1. Perencanaan Tangga

Tangga merupakan bagian dari struktur bangunan gedung bertingkat sebagai penghubung antara struktur bangunan lantai dasar dengan struktur bangunan tingkat di atasnya. Pada gedung Fave Hotel ini tangga direncanakan sebagai tangga darurat dengan konstruksi dari baja.

3.5.2. Perencanaan Balok Lift

Perencanaan balok lift diawali dengan plemenari desain untuk menentukan ukuran penampang balok pemisah sangkar dan balok penumpu. Kemudian dilakukan kontroling dengan hasil analisa dengan SAP 2000 v.15

3.6. Permodelan Struktur

Melakukan permodelan struktur menggunakan program SAP 2000 v.15 dengan permodelan struktur ruang 3 dimensi.

3.7. Perencanaan Struktur Utama Baja

Perencanaan struktur primer dilakukan bersamaan dengan melakukan kontrol desain dari hasil permodelan dan analisa struktur. Struktur utama meliputi struktur dan balok serta adanya penambahan dinding geser plat baja yang merupakan bentuk sistem ganda.

3.7.1. Balok

Balok direncanakan menggunakan profil I dengan ketentuan penampang sebagai berikut :

Plat sayap : Plat badan

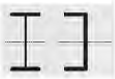




$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad : \quad \lambda = \frac{h_w}{t_w}$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (kompak)} : \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (kompak)}$$

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (N-kompak)} : \lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (N-kompak)}$$

Untuk melakukan perencanaan digunakan Tabel Pemilihan untuk Penggunaan Bab Pasal F.

Tabel 3. 10 Pemilihan untuk Penggunaan Bab Pasal F SNI 1729:2015 tentang Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural.

Pasal dalam Bab F	Penampang Melintang	Kelangsingan Sayap	Kelangsingan Badan	Kedudukan Batas
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, FLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, FLB

a. Kuat nominal lentur penampang

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

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.17)$$

Keterangan :

M_u = momen lentur terfaktor

ϕ = faktor tahanan = 0,9 (DFBK)

M_n = kuat nominal dari momen lentur penampang

- **Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal**

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

Untuk penampang yang digunakan dalam perencanaan balok pada struktur baja tahan gempa, kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal ditentukan berdasarkan Bab Pasal F (F2-F6) SNI 1729:2015

- **Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lateral**

Tahanan komponen struktur dalam memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua pengekang yang berdekatan, L . Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lateral ditentukan berdasarkan Bab Pasal F (F2-F6) SNI 1729:2015

b. Kuat geser

Plat badan tak diperkaku yang memikul gaya geser terfaktor perlu (V_n) harus memenuhi

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.18)$$

Keterangan :

ϕ = faktor tahanan = 0,90

V_n = tahanan geser nominal plat badan

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

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v \quad (3.19)$$

Dengan ketentuan nilai C_v diambil sebagai berikut :

- Bila $\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Maka,

$$C_v = 1.0 \quad (3.20)$$

- Bila $1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}}$

Maka,

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v E / f_y}}{h / t_w} \quad (3.21)$$

- Bila $h / t_w > 1.37 \sqrt{k_v E / f_y}$

Maka,

$$C_v = \frac{1.51 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w} \right)^2 f_y} \quad (3.22)$$

Koefisien tekuk geser plat badan, k_v untuk badan tanpa pengaku transversal ditentukan sebagai berikut :

$$\frac{h}{t_w} < 260 \quad (3.23)$$

Maka nilai $k_v = 5.0$

Ketrangan :

A_w = Luas dari badan, tinggi keseluruhan dikalikan ketebalan badan

h = Jarak bersih antara sayap dikurangi jari-jari sudut

t_w = Ketebalan badan

3.7.2. Desain Kolom

Kolom komposit CFT menerima kombinasi normal dan lentur.

a. Kriteria untuk Kolom Komposit Bagi Struktur Tekan

- Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 4\% \quad (3.24)$$

- Kontrol tebal minimum penampang baja berongga yang diisi beton

$$t \geq b \sqrt{f_y / 3E} \quad (3.25)$$

b. Kuat Nominal Tekan Kolom Komposit CFT

Batasan rasio lebar terhadap ketebalan untuk elemen baja tekan harus ditentukan sebagai berikut :

Untuk profil HSS yang diisi dengan beton dengan ketebalan profil baja sama di semua sisi.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad (3.26)$$

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (kompak)} \quad (3.27)$$

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (tak kompak)} \quad (3.28)$$

$$5.00 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (maksimum yang diijinkan)} \quad (3.29)$$

Untuk komponen struktur komposit yang terisi beton

- Untuk penampang kompak

$$P_{no} = P_p \quad (3.30)$$

Dengan,

$$P_p = f_y A_s + C_2 f_c' \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (3.31)$$

- Untuk penampang nonkompak

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (3.32)$$

Dengan,

$$P_y = f_y A_s + 0.7 f_c' \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (3.33)$$

- Untuk penampang langsing

$$P_{no} = f_{cr} A_s + 0.7 f_c' \left(A_c + A_r \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (3.34)$$

Penampang persegi diisi beton,

$$f_{cr} = \frac{9E_s}{\left(\frac{b}{t} \right)^2} \quad (3.35)$$

c. Amplifikasi Momen

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

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_t \quad (3.36)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t \quad (3.37)$$

Keterangan :

- B_1 = Pengali untuk menghitung efek $P - \delta$, ditentukan untuk setiap komponen struktur yang menahan tekan dan lentur.
 B_2 = Pengali untuk menghitung efek $P - \delta$, ditentukan untuk setiap tingkat dari struktur.
 M_{lt} = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK.
 M_{nt} = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK.
 M_r = Momen lentur orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK.
 P_{lt} = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK
 P_{nt} = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK
 P_r = Kekuatan aksial orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

- Pengali B_1 untuk Efek $P - \delta$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1 \quad (3.38)$$

Dengan,

$$\alpha = 1.00 \text{ (DFBK)}$$

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

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (3.39)$$

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

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

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2} \quad (3.40)$$

Dengan,

EI^* = kekakuan lentur yang diperlukan yang harus digunakan dalam analisis (= $0.8\tau_c EI$ bila digunakan dalam metode analisis langsung dengan τ_c adalah seperti ditetapkan pada Bab C SNI 1729:2015 untuk panjang efektif dan metode analisis orde pertama)

E = Modulus elastisitas baja 200000 MPa

I = Momen inersia bidang lentur, mm⁴

L = Panjang komponen struktur, mm

K_1 = faktor panjang efektif dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi translasi lateral pada ujung-ujung komponen struktur.

- **Pengali B_2 untuk Efek $P - \Delta$**

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e_story}}} \quad (3.41)$$

Dengan,

$$\alpha = 1.00 \text{ (DFBK)}$$

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 sebagai berikut:

$$P_{e_story} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \quad (3.42)$$

Dengan,

$$R_M = 1 - 0.15 \left(\frac{P_{mf}}{P_{story}} \right)$$

L = Tinggi tingkat, mm

P_{mf} = Beban vertikal total pada kolom dalam tingkat yang merupakan bagian dari portal momen.

Δ_H = Simpangan tingkat dalam orde pertama.

H = Geser tingkat, dalam arah translasi harus diperhitungkan, dihasilkan oleh gaya-gaya lateral yang digunakan untuk mengitung Δ_H , N

d. Momen nominal

Momen nominal pada kolom diperhitungkan sama dengan balok dengan dua arah sumbu penampang yaitu x dan y.

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.43)$$

Keterangan :

M_u = momen lentur terfaktor

ϕ = faktor tahanan = 0,9

M_n = kuat nominal dari momen lentur penampang

Untuk profil HSS yang diisi dengan beton dengan ketebalan profil baja sama di semua sisi.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad (3.44)$$

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (kompak)} \quad (3.45)$$

$$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (tak kompak)} \quad (3.46)$$

Untuk komponen struktur berpenampang kotak/persegi

- Untuk penampang kompak

$$M_n = M_p = f_y Z \quad (3.47)$$

- Untuk penampang nonkompak

$$M_n = M_p - (M_p - f_y S) \left(3.57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p \quad (3.54)$$

- Untuk penampang langsing

$$M_n = f_y S_e \quad (3.48)$$

Dimana,

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

$$b_e = 1.92t_f \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(1 - \frac{0.38}{b/t_f} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq b \quad (3.49)$$

e. Persamaan interaksi aksial momen

Interaksi beban aksial tekan dan lentur pada bidang simstris komponen struktur komposit ditentukan berdasarkan

- Untuk $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (3.50)$$

- Untuk $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (3.51)$$

Keterangan :

- P_r = Kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, N
- $P_c = \phi_c P_n$ = Kekuatan aksial desain, N
- M_r = Kekuatan momen perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, Nmm
- $M_c = \phi_b M_n$ = Kekuatan lentur desain, Nmm
- ϕ_c = faktor ketahanan untuk tekan = 0.90
- ϕ_b = faktor ketahanan untuk lentur = 0.90

3.7.3. Desain Balok-Kolom

- Persamaan interaksi antara gaya normal tekan dan lentur:
 - Momen lentur dominan

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0,20 \rightarrow \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,00 \quad (3.52)$$

- Gaya aksial dominan

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0,20 \rightarrow \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,00 \quad (3.53)$$

Keterangan:

P_u = Gaya normal tekan akibat beban terfaktor

M_{ux} dan M_{uy} = Momen lentur (amplifikasi) terhadap sumbu x dan sumbu y

P_n = Kekuatan nominal tekan

M_{nx} dan M_{ny} = Kekuatan nominal lentur terhadap sumbu x dan sumbu y

$\phi_c = 0,85$ faktor reduksi untuk kuat tekan

$\phi_b = 0,90$ faktor reduksi untuk kuat lentur

- Amplifikasi momen

- Amplifikasi momen untuk elemen tidak bergoyang

$$M_u = \delta_b \cdot M_{ntu} \quad (3.54)$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{crb}} \right)} \geq 1,00 \quad (3.55)$$

$$C_m = 0,6 - 0,4\beta \leq 1,0 \rightarrow \beta = \frac{M_1}{M_2} \quad (3.56)$$

- Amplifikasi momen untuk elemen bergoyang

$$M_u = \delta_b \cdot M_{nt} + \delta_s \cdot M_{lt} \quad (3.57)$$

$$\delta_s = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{\sum N_u}{\sum N_{crs}} \right)} \quad (3.58)$$

$$N_{crb} = N_{crs} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} A_g \quad (3.59)$$

Keterangan:

M_{ntu} = momen berfaktor pada analisa orde pertama yang diakibatkan oleh beban tidak menimbulkan goyangan (beban gravitasi)

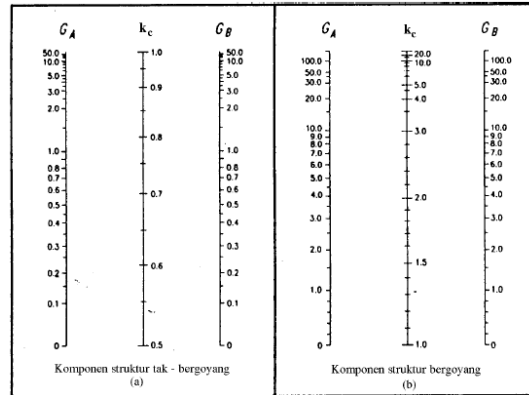
δ_b = Faktor amplifikasi, untuk memasukan pengaruh P- δ

N_u = Gaya tekan berfaktor

- N_{crb} = Gaya tekan kritis Euler untuk elemen tidak bergoyang (k-untuk tidak bergoyang)
- C_m = 1; elemen dengan ujung-ujung sederhana
- C_m = 0,85; elemen dengan ujung-ujung kaku
- M_{lt} = momen berfaktor pada analisa orde pertama yang diakibatkan beban yang menimbulkan pergoyangan (beban lateral)
- δ_s = Faktor amplifikasi, untuk memasukan pengaruh P- Δ
- ΣN_u = jumlah gaya tekan berfaktor seluruh kolom dalam satu tingkat yang ditinjau
- ΣN_{crs} = jumlah gaya kritis Euler untuk element bergoyang, (k-bergoyang) dalam satu tingkat yang ditinjau

Garis terputus menunjukkan diagram kolom tertekuk	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Nilai k_c teoritis	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Nilai k_c yang dianjurkan untuk kolom yang mendekati kondisi ideal	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Kode ujung	<ul style="list-style-type: none"> Jepit Sendi Roll tanpa putaran sudut Ujung bebas 					

Gambar 3. 4 Nilai k_c Untuk Kolom Dengan Ujung-Ujung Ideal



Gambar 3. 5 Nilai k_c Untuk Komponen Struktur (A) Tidak Bergoyang (B) Bergoyang

3.7.4. Dinding Geser Plat Baja (SPSW)

Kontrol dinding geser plat baja yang dipasang dengan ketebalan tertentu.

a. Syarat panel :

$$0.8 < \frac{L}{h} < 2.5 \quad (3.60)$$

b. Kontrol sudut kemiringan tarik plat $30^\circ < \alpha < 55^\circ$

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{t \cdot L}{2A_c}}{1 + t \cdot h_s \cdot \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 \cdot I_c \cdot L} \right)}} \quad (3.61)$$

Keterangan :

- t = ketebalan plat
 A_c = luas penampang kolom
 I_c = momen inersia kolom
 h_s = tinggi tiap lantai
 A_b = luas penampang balok

Momen inesia kolom harus memenuhi persamaan berikut:

$$I_c \geq \frac{0.00307 \cdot t \cdot h_s^4}{L} \quad (3.62)$$

c. Kekuatan geser nominal plat

$$\phi V_n = 0.42 f_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \quad (3.63)$$

Dimana :

- t_w = ketebalan plat, mm
 L_{cf} = jarak bersih antar kolom, mm

3.8. Sambungan

Melakukan perencanaan sambungan dengan memperhatikan jenis alat sambung yang digunakan dan sambungan harus disesuaikan dengan bentuk struktur agar perilaku yang timbul nantinya tidak menimbulkan pengaruh-pengaruh yang buruk bagi bagian struktur yang lain.

3.8.1. Baut

a. Kekuatan baut

Suatu baut yang memikul gaya terfaktor, R_n harus memenuhi

$$R_u \leq \phi R_n \quad (3.64)$$

Keterangan :

ϕ = faktor tahanan

R_n = tahanan nominal baut

1. Baut dalam geser

$$V_d = \phi_f V_n = \phi_f r_1 f_u A_b \quad (3.65)$$

2. Baut yang memikul gaya tarik

$$T_d = \phi_f T_n = \phi_f 0.75 f_u^b A_b \quad (3.66)$$

3. Baut pada sambungan tipe tumpu yang memikul kombinasi geser dan tarik

$$f_{uv} = \frac{V_u}{nA_b} \leq r_1 \phi_f f_u^b m \quad (3.67)$$

$$T_d = \phi_f T_n = \phi_f f_t A_b \geq \frac{T_u}{n} \quad (3.68)$$

$$f_t \leq f_1 - r_2 f_{uv} \leq f_2 \quad (3.69)$$

4. Tahanan tumpu

$$R_d = \phi_f R_n = 2.4 \phi_f d_b t_p f_u \quad (3.70)$$

Keterangan :

r_1 = 0.5 untuk baut tanpa ulir pada bidang geser

r_1 = 0.4 untuk baut dengan ulir pada bidang geser

ϕ_f	= faktor tahanan untuk fraktur
f_u^b	= kuat tarik baut
A_b	= luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir
n	= jumlah baut
m	= jumlah bidang geser
d_b	= diameter baut nominal pada daerah tak berulir
t_p	= tebal plat
f_u	= kuat tarik terendah baut atau plat

b. Tata letak baut

- Spasi minimum
Jarak antara pusat-pusat standar, ukuran-ukuran, atau lubang-lubang slot tidak boleh kurang dari $2\frac{2}{3}$ kali diameter nominal, d , dari sarana penyambung tersebut; jarak minimum yang umum digunakan adalah $3d$.
- Spasi maksimum dan jarak tepi
Jarak dari pusat tiap pengencang ke tepi terdekat suatu bagian yang berhubungan dengan tepi yang lain tidak boleh lebih dari 12 kali tebal plat lapis luar tertipis dalam sambungan dan juga tidak boleh melebihi 150 mm. Spasi longitudinal sarana penyambung antara elemen-elemen yang terdiri dari suatu plat dan suatu profil atau dua plat pada kontak menerus harus sebagai berikut:
 - Untuk komponen struktur dicat atau komponen struktur tak dicat yang tidak menahan korosi, spasi tersebut tidak boleh melebihi 24 kali ketebalan bagian tertipis atau 305mm.
 - Untuk komponen struktur tak-dicat dari baja yang berhubungan dengan cuaca yang menahan korosi atmosferic, spasi tidak boleh melebihi 14 kali ketebalan dari bagian tertipis atau 180mm.

3.8.2. Las

a. Las Tumpul

Area efektif las tumpul harus diperhitungkan sebagai panjang las kali throat efektif. *Throat* efektif dari las tumpul penetrasi-joint-lengkap (P JL) harus mempunyai ketebalan sesuai dengan bagian yang tertipis di join. *Throat* efektif dari las tumpul penetrasi-joint-sebagian (PJS) harus seperti yang tertera padatable berikut:

Tabel 3. 11 Throat Efektif dari Las Tumpul Penetrasi Joint Sebagian

Proses pengelasan	Posisi Pengelasan F (datar), H (horizontal), V (vertikal), OH (overhead)	Tipe Las Tumpul (AWS D1.1/D1.1M, Gambar 3.3)	Throat Efektif
Shielded metal arc (SMAW)	Semua	Las tumpul J atau U	Tinggi las tumpul
Gas metal arc (GMAW) Flux cored arc (FCAW)		V 60°	
Submerged arc (SAW)	F	Las tumpul J atau U	Tinggi las tumpul
Gas metal arc (GMAW) Flux cored arc (FCAW)	F, H	Miring 60° atau V	
Shielded metal arc (SMAW)	Semua	Miring 45°	Tinggi las tumpul
Gas metal arc (GMAW) Flux cored arc (FCAW)			Tinggi las tumpul dikurangi 1/8 in. (3 mm)

b. Las Sudut

Ukuran las sudut ditentukan oleh panjang kaki. Panjang kaki harus ditentukan sebagai panjang tw_1 , tw_2 , dari sisi yang terletak sepanjang kaki segitiga yang terbentuk dalam penampang melintang las.

Tabel 3. 12 Ukuran Minimum Las Sudut

Ketebalan Material dari Bagian Paling Tipis yang Tersambung, in. (mm)	Ukuran Minimum Las Sudut, ^[2] in. (mm)
Sampai dengan 1/4 (6)	1/8 (3)
Lebih besar dari 1/4 (6) sampai dengan 1/2 (13)	3/16 (5)
Lebih besar dari 1/2 (13) sampai dengan 3/4 (19)	1/4 (6)
Lebih besar dari 3/4 (19)	5/16 (8)

^[2] Dimensi kaki las sudut. Las pas tunggal harus digunakan.
Catatan: Lihat Pasal J2.2b untuk ukuran maksimum las sudut.

- Ukuran maksimum las sudut sepanjang tepi

Ukuran maksimum las sudut dari bagian bagian yang disambung harus :

- Sepanjang tepi material dengan ketebalan kurang dari 6 mm, tidak lebih besar dari ketebalan material.
- Sepanjang tepi material dengan ketebalan kurang dari 6 mm atau lebih; tidak lebih besar dari ketebalan material dikurangi 2 mm, kecuali las yang secara khusus diperlihatkan pada gambar pelaksanaan untuk memperoleh ketebalan throat-penuh. Untuk kondisilas yang sudah jadi, jarak antara tepi logam dasar dan ujung kaki las boleh kurang dari 2 mm bila ukuran las secara jelas dapat diverifikasi.
- Panjang minimum las sudut
 Panjang minimum dari las sudut yang dirancang berdasarkan kekuatan tidak boleh kurang dari empat kali ukuran las nominal, atau ukuran lain dari las harus diperhitungkan $\frac{1}{4}$ dari panjangnya.
- Kuat las sudut

Las sudut yang memikul gaya terfaktor per satuan panjang las, R_u , harus memenuhi:

$$R_u \leq \phi R_{nw} \quad (3.71)$$

dengan,

$$R_n = f_{nBM} A_{BM} \quad (\text{logam dasar}) \quad (3.72)$$

$$R_n = f_{nw} A_{we} \quad (\text{las}) \quad (3.73)$$

Keterangan :

f_{nBM} = tegangan nominal dari logam dasar, MPa

f_{nw} = tegangan nominal dari logam las, MPa

A_{BM} = Luas penampang logam dasar, mm²

A_{we} = Luas efektif las, mm²

3.9. Perencanaan Struktur Bawah

Pada umumnya tiang- tiang dalam fungsinya menahan beban lateral melalui sebuah poer. Poer ini sebagai penggabung dari tiang- tiang individu menjadi satu kelompok tiang dan sekaligus sebagai penyalur beban pada setiap tiang. Pada suatu

perencanaan, poer dianggap kaku sehingga distribusi beban-beban luar yang melalui poer ke setiap tiang dapat dianggap linear.

3.9.1. Poer

Ketebalan minimum poer dibatasi dalam SNI 2847:2013 Pasal 15.7. Perencanaan tebal poer, khususnya untuk poer dengan bentuk persegi panjang harus dikontrol dengan kerja poer sebagai balok lebar atau dua arah. Berikut ini adalah rumus untuk mengontrol tebal poer atau plat fondasi.

- **Kerja balok lebar**

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.74)$$

atau

$$V_u \leq \phi \times \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d \right) \quad (3.75)$$

- **Kerja balok lebar**

$V_u \leq$ minimum dari :

$$\left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \times \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_o \times d \right) \quad (3.76)$$

$$\left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2 \right) \times \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{12} \times b_o \times d \right) \quad (3.77)$$

$$\left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d \right) \quad (3.78)$$

Dimana :

β_c = Rasio antara sisi panjang dan sisi pendek dari kolom atau dinding

b_o = Keliling pada permukaan kritis

α_s = 40 untuk kolom dalam
30 untuk kolom tepi
20 untuk kolom sudut

b. Penulangan poer

Momen poer yang ditentukan berdasarkan pada Pasal 15.4, SNI 2847:2013 akan digunakan pada perhitungan penulangan poer yang disesuaikan dengan Pasal 10, SNI 2847:2013. Rumus-rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \quad (3.79)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} \quad (3.80)$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} \quad (3.81)$$

$$\rho_{bal} = \left(\frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \right) + \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3.82)$$

$$\rho_{max} = 0.75 \times \rho_{bal} \quad (3.83)$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} \quad (3.84)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \quad (3.85)$$

Persyaratan rasio tulangan ρ :

- a. Jika $\rho_{perlu} < \rho_{min}$, maka dipakai ρ_{min}
- b. Jika $\rho_{perlu} > \rho_{max}$, maka :
 - Memperbesar penampang
 - Memperbesar mutu baja tulangan, f_y
 - Memperbesar kuat tekan karakteristik beton, f'_c

Luas tulangan yang dibutuhkan adalah :

$$A_s = \rho_{pakai} \times b \times d \quad (3.86)$$

dimana :

- M_n = Kekuatan momen nominal penampang (Nmm)
- ρ_{bal} = Rasio tulangan yang memberikan kondisi regangan yang seimbang
- m = Perbandingan tegangan antara baja dan beton
- R_n = Tegangan penampang (N/mm²)
- A_s = Luas tulangan tarik non prategang (mm²)

c. Kontrol Terhadap Geser Ponds

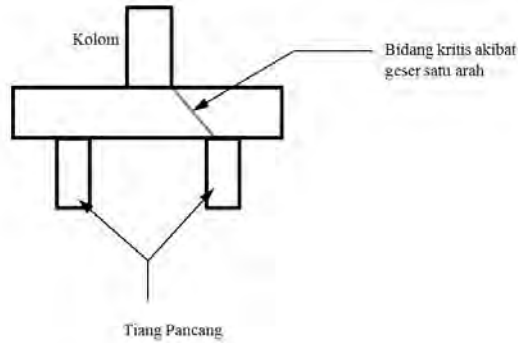
Untuk merencanakan tebal poer harus memenuhi syarat yaitu kuat geser nominal beton harus lebih besar dari geser yang terjadi, dimana V_c diambil dari persamaan-persamaan berikut :

1. Geser satu arah pada poer

- Tentukan beban poer $q_r = \frac{P}{LuasPoeer}$
- Menentukan luasan tributary akibat geser satu arah
- Kontrol d (tebal poer) berdasarkan gaya geser satu arah
- $\sigma_u = \frac{\sum P}{A}$
- $V_u = \sigma_u \times (\text{luas total poer} - \text{luas ponds})$
- Kontrol perlu kebutuhan tulangan geser :
 $\phi V_c > V_u$ (tidak perlu tulangan geser)
 $\phi V_c < V_u$ (perlu tulangan geser)

Jika $\phi V_c < V_u$ (perlu tulangan geser), maka dimensi poer dibesarkan.

Gambar bidang kritis akibat geser satu arah ditunjukkan pada gambar 3.4.



Gambar 3. 6 Bidang Kritis Akibat Geser Satu Arah

2. Geser dua arah pada poer
 - Kontrol kemampuan beton :

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_o \times d \quad (3.87)$$

Dimana :

β_c = Rasio antara sisi panjang dan sisi pendek dari kolom atau dinding

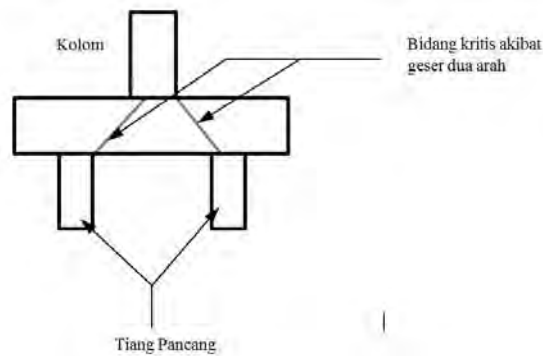
b_o = Keliling dari penampang kritis

$$b_o = 4(0.5d + b_{kolom} + 0.5d) \quad (3.88)$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{12} \quad (3.89)$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \quad (3.90)$$

Gambar bidang kritis akibat geser satu arah ditunjukkan pada gambar 3.5.



Gambar 3. 7 Bidang Kritis Akibat Geser Dua Arah

3.9.2. Tiang Pancang

a. Gaya yang Bekerja Pada Sebuah Tiang Pancang

Berikut ini adalah rumus yang digunakan untuk menghitung gaya yang bekerja pada sebuah tiang pancang akibat beban vertikal dan momen :

$$P_i = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_y \cdot d_{xi}}{\sum_{i=1}^n d_{xi}^2} \pm \frac{M_x \cdot d_{yi}}{\sum_{i=1}^n d_{yi}^2} \quad (3.91)$$

Dimana :

$\sum V$ = Jumlah beban vertikal (N)

n = Jumlah tiang

M_x dan M_y = Momen-momen yang bekerja pada perletakan (Nmm)

d_{xi} dan d_{yi} = Jarak-jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang, nilai +/- menunjukkan posisi tiang tertekan atau tertarik akibat adanya momen (mm)

b. Daya Dukung Tiang Pancang

Berikut ini adalah rumus umum daya dukung tiang tunggal :

$$Q_{ult} = Q_e + Q_f - W \quad (3.92)$$

Dimana :

Q_{ult} = Kapasitas ultimit tiang pancang (N)

Q_e = Kapasitas ujung tiang pancang (N)

Q_f = Kapasitas gesekan tiang pancang (N)

W = Berat tiang pancang (N)

Untuk perhitungan daya dukung tiang berdasarkan penyajian data tanah SPT dapat dihitung dengan cara berikut :

$$Q_L = Q_p + Q_s \quad (3.93)$$

Dimana :

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada fondasi

Q_p = *Resistance ultimate* di dasar fondasi

Q_s = *Resistance ultimate* akibat lekatan lateral

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p \quad (3.94)$$

Dimana :

A_p = Luas penampang ujung tiang

N_p = Harga rata-rata SPT 4D diatas ujung tiang dan 4D di bawah ujung tiang

K = Koefisien karakteristik tanah
 12 t/m² = 117.7 kPa, untuk lempung
 20 t/m² = 196 kPa, untuk lanau berlempung
 25 t/m² = 245 kPa, untuk lanau berpasir
 40 t/m² = 392 kPa, untuk pasir

Q_p = Tegangan di ujung tiang

$$Q_s = q_s \cdot A_s = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s \quad (3.95)$$

Dimana :

q_s = Tegangan akibat lekatan lateral pada sisi tiang

N_s = Harga rata-rata SPT sepanjang tiang yang tertanam
 $3 \leq N \leq 50$

A_s = Luas selimut tiang yang terbenam (keliling x panjang terbenam)

Harga N yang digunakan dalam hitungan perancangan dengan memperhatikan koreksi *overburden* dinyatakan oleh persamaan : (Skempton, 1986)

$$N = C_N \cdot N' \quad (3.96)$$

Dimana :

$N' = N$ = Jumlah pukulan kenyataan di lapangan

a) Untuk pasir halus *normally consolidated* :

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{p_o'}{p_r}} \quad (3.97)$$

b) Untuk pasir kasar *normally consolidated* :

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{p_o'}{p_r}} \quad (3.98)$$

c) Untuk pasir *overconsolidated* :

$$C_N = \frac{1,7}{0,7 + \frac{p_o'}{p_r}} \quad (3.99)$$

Dengan,

p_o' = tekanan *overburden* efektif (kN/m²)

p_r = 100 kN/m² = tegangan efektif referensi.

c. Efisiensi Kelompok Tiang Pancang

Efisiensi kelompok tiang ditentukan dengan menggunakan persamaan konversi Labarre.

$$E_k = 1 - \theta \left[\frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right] \quad (3.100)$$

$$\theta = \arctan \left(\frac{D}{s} \right) \quad (3.101)$$

E_k = Efisiensi kelompok tiang pancang

n = Jumlah tiang dalam kolom

m = Jumlah tiang dalam baris

s = jarak titik pusat tiang pancang ke titik berat poer (mm)

D = Diameter tiang pancang (mm)

Sehingga daya dukung 1 tiang dalam kelompok adalah :

$$Q_{ult} = E_k \times Q_{ult(1tiang)} \quad (3.102)$$

Dimana :

$$Q_{ult} \geq P_{\max} \text{ tiang} \quad (3.103)$$

$$Q_{ult} \geq P_{\min} \text{ tiang} \quad (3.101)$$

d. Daya Dukung Bahan Tiang Pancang

Daya dukung bahan tiang pancang diperhitungkan berdasarkan data tiang pancang dari perusahaan penyedia tiang pancang yang kemudian dibandingkan dengan daya dukung tanah dan beban yang diterima tiang pancang.

3.10. Menyusun Gambar Rencana

Hasil perhitungan struktur atas (plat, balok, kolom dan SPSW) dan struktur bawah dituangkan ke dalam gambar rencana. Gambar rencana dibuat dengan software Autocad.

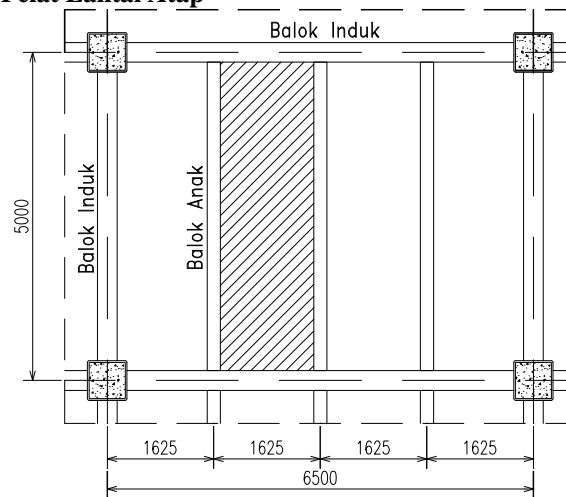
BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1. Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Gedung

Perencanaan pelat lantai pada gedung ini menggunakan bantuan tabel perencanaan praktis dari SUPER FLOOR DECK. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Beban mati (berat sendiri bondek dan pelat beton) sudah diperhitungkan
- Berat berguna yang digunakan adalah jumlah beban hidup dan beban-beban finishing lainnya
- Beton menggunakan mutu $f_c' = 25$ MPa
- Bondex menggunakan tebal 0.75 mm

4.1.1. Pelat Lantai Atap



Gambar 4.1 Pelat Lantai Atap

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

Beban Mati :

- Berat aspal 2 cm 2×14 = 28 kg/m²

- Berat plafon + penggantung $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
- Berat ducting dan plumbing $\frac{= 10 \text{ kg/m}^2 +}{q_D = 56 \text{ kg/m}^2}$

Beban Hidup :

- Lantai atap $q_L = 20 \text{ Psf} = 97.64 \text{ kg/m}^2$

Beban Berguna :

- $Q_u = q_D + q_L = 56 + 97.64 = 153.64 \text{ kg/m}^2 \approx 155 \text{ kg/m}^2$

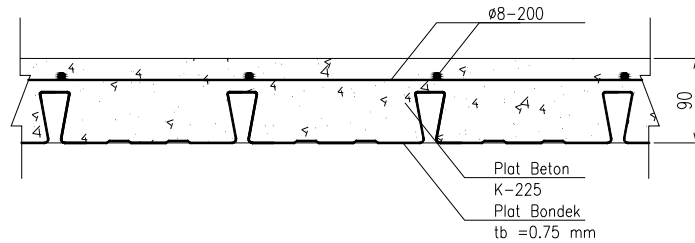
Data-data perencanaan pelat bondex

- Bentang $= 2.00 \text{ m}$
- Beban berguna $= 155 \text{ kg/m}^2$
- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif $1.07 \text{ cm}^2/\text{m}$

Digunakan tulangan $\emptyset 8$ ($A_s = 0.503 \text{ cm}^2$) ($f_y = 240 \text{ Mpa}$)

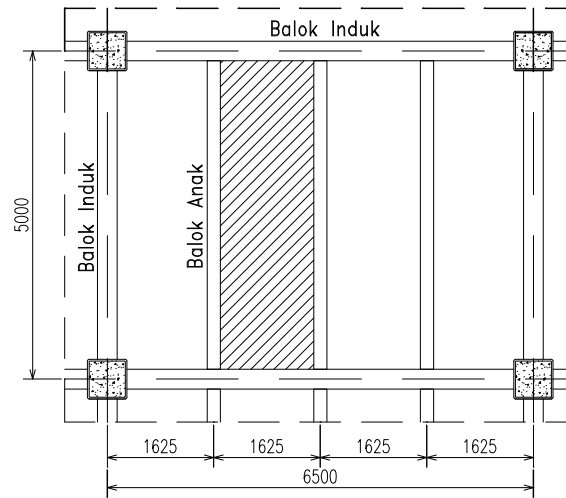
Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

- $n = \frac{1.07}{0.503} = 2.17 \approx 4 \text{ buah}$
- Jarak antar tulangan $s = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$
- Jadi dipasang tulangan $\emptyset 8 - 200$



Gambar 4.2 Penulangan Pelat Atap

4.1.2. Pelat Lantai



Gambar 4.3 Pelat Lantai

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ruangan condotel ini menggunakan PPIUG 1983 dan SNI 1727:2013 .

Beban Mati :

- Berat spesi 2 cm 0.02 x 2200 = 44 kg/m²
 - Berat keramik 1 cm 1 x 24 = 24 kg/m²
 - Berat plafon + penggantung 11 +7 = 18 kg/m²
 - Berat ducting dan plumbing = 10 kg/m² +
- $$q_D = 96 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup :

- Lantai condotel $q_L = 40 \text{ Psf} = 195.3 \text{ kg/m}^2$

Beban Berguna :

- $Q_u = q_D + q_L = 96 + 195.3 = 291.3 \text{ kg/m}^2 \approx 300 \text{ kg/m}^2$

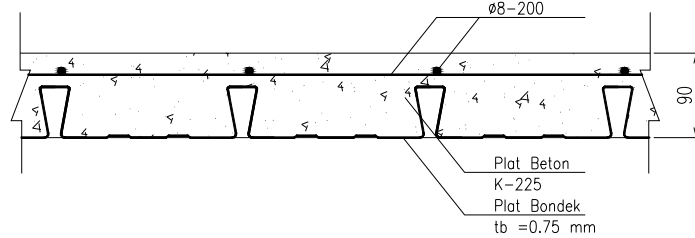
Data-data perencanaan pelat bondek:

- Bentang = 2.00 m
- Beban berguna = 300 kg/m²
- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif 1.31 cm²/m

Digunakan tulangan $\varnothing 8$ ($A_s = 0.503 \text{ cm}^2$) ($f_y = 240 \text{ MPa}$)

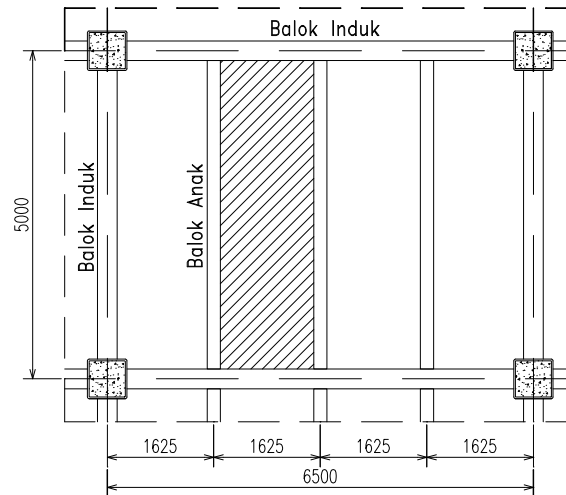
Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

- $n = \frac{1.31}{0.503} = 2.60 \approx 4$ buah
- jarak antar tulangan = $\frac{1000}{4} = 200 \text{ mm}$
- jadi dipasang tulangan tulangan $\varnothing 8 - 200$



Gambar 4.4 Penulangan Lantai

4.1.3. Pelat Lantai Koridor



Gambar 4.5 Pelat Lantai Koridor

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ruangan condotel ini menggunakan PPIUG 1983 dan SNI 1727:2013 .

Beban Mati :

- Berat spesi 2 cm 0.02×2200 = 44 kg/m²
 - Berat keramik 1 cm 1×24 = 24 kg/m²
 - Berat plafon + penggantung 11 +7 = 18 kg/m²
 - Berat *ducting* dan *plumbing* = 10 kg/m² +
- | | | |
|--|----------------------|------------------------------|
| | q_D | = 96 kg/m² |
|--|----------------------|------------------------------|

Beban Hidup :

- Lantai condotel $q_L = 100 \text{ Psf} = 488.24 \text{ kg/m}^2$

Beban Berguna :

- $Q_u = q_D + q_L = 96 + 488.24 = 584.24 \text{ kg/m}^2 \approx 600 \text{ kg/m}^2$

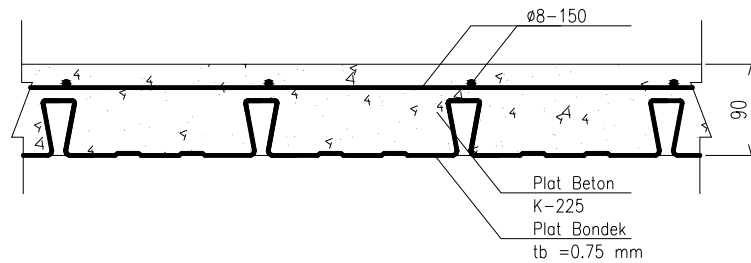
Data-data perencanaan pelat bondek:

- Bentang = 2.00 m
- Beban berguna = 600 kg/m²
- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif 2.03 cm²/m

Digunakan tulangan Ø8 ($A_s = 0.503 \text{ cm}^2$) ($f_y = 240 \text{ MPa}$)

Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

- $n = \frac{2.03}{0.503} = 4.03 \approx 6$ buah
- jarak antar tulangan = $\frac{1000}{6} = 166.66 \text{ mm}$
- jadi dipasang tulangan tulangan Ø8 – 150



Gambar 4.6 Penulangan Lantai Koridor

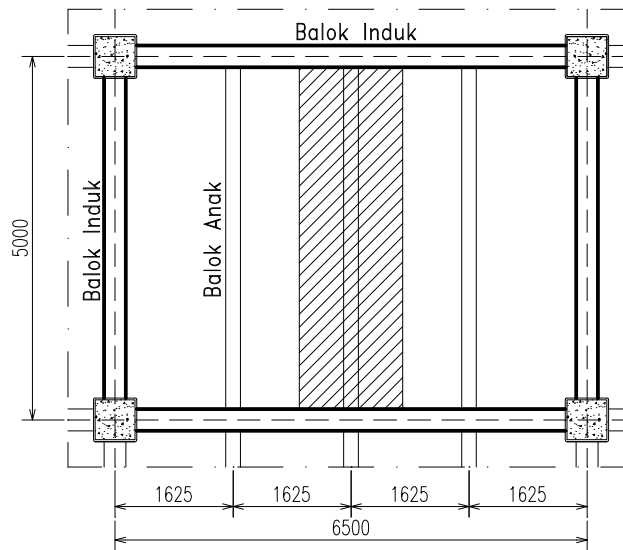
4.2. Perencanaan Balok Anak

Fungsi dari balok anak adalah 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.

4.2.1. Balok Anak Lantai Atap

Menggunakan profil WF 300 × 150 × 6.5 × 9

W = 36.70 kg/m	r = 13 mm	$h_w = 3002(9+13)$
A = 46.78 cm ²	$Z_x = 522 \text{ cm}^3$	= 256 mm
$t_w = 6.5 \text{ mm}$	$i_y = 3.29 \text{ cm}$	$b_f = 150 \text{ mm}$
$t_f = 9 \text{ mm}$	$I_x = 7210 \text{ cm}^4$	
d = 300 mm	$I_y = 508 \text{ cm}^4$	



Gambar 4.7 Denah Balok Anak Lantai Atap

a. Pembebanan pada balok anak lantai atap

- Beban mati

Berat pelat bondek	= 10.10 kg/m ²
Berat aspal 2 x 14	= 28 kg/m ²

Berat beton 0.90 x 2400	= 216 kg/m ²
Berat plafon + penggantung 11 + 7	= 18 kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	= 10 kg/m ²
	<hr/>
	= 282.10 kg/m ²

Berat perhitungan pelat lantai	
282,1 kg/m ² x 1.625 m	= 458.41 kg/m
Berat profil	= 36.37 kg/m
q _D	= 494.78 kg/m

- Beban hidup (Tabel 4-1. SNI 1727:2013)
q_L = 1.625 m x 97.64 kg/m² = 158.66 kg/m
- Beban berfaktor :
q_U = 1.2 q_D + 1.6 q_L
= 1.2 (494.78) + 1.6 (158.66) = 847.59 kg/m

b. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

- Momen yang terjadi
 $M_U = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times (847.59) \times (5)^2$
= 2648.72 kgm
- Gaya geser yang terjadi
 $V_U = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times (847.59) \times (5)$
= 2118.975 kg

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal
Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{150}{2 \times 9} = 8.33$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8.33 \leq 10.75 \rightarrow \text{penampang sayap kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{256}{6.5} = 39.38$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.34$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 39.38 \leq 106.34 \rightarrow$ penampang badan kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 522 = 1305000 \text{ kgcm}$
 $= 13050 \text{ kgm}$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 13050$$

$$= 11745 \text{ kgm} > 2648.72 \text{ kgm} \dots \mathbf{OK!}$$

• Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Panjang tak terkekang adalah jarak *shear conector* sesuai tabel perencanaan bondex ($L_b = 40 \text{ cm}$).

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 3.29 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 163.77 \text{ cm}$$

$L_b \leq L_p \rightarrow 40 \text{ cm} \leq 163.77 \text{ cm} \rightarrow$ bentang pendek

- Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 522 = 1305000 \text{ kgcm}$
 $= 13050 \text{ kgm}$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 13050$$

$$= 11745 \text{ kgm} > 2648.72 \text{ kgm} \dots \mathbf{OK!}$$

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{256}{6.5} = 39.38 ; 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69.57$$

$$\text{karena } \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 39.38 \leq 69.57$$

maka $C_v = 1.00$; sehingga

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (30 \times 0.65) \times 1.00 = 29250 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\emptyset V_n = 0.9 \times 29250$$

$$= 26325 \text{ kg} > 2118.975 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

e. Kontrol lendutan

$$L = 500 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{500}{240} = 2.08 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) L^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(4.94 + 1.58) 500^4}{2 \times 10^6 \times 7210} = 0.36 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \rightarrow 0.36 \text{ cm} \leq 2.08 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

4.2.2. Balok Anak Lantai Koridor

Menggunakan profil WF 300 × 150 × 6.5 × 9

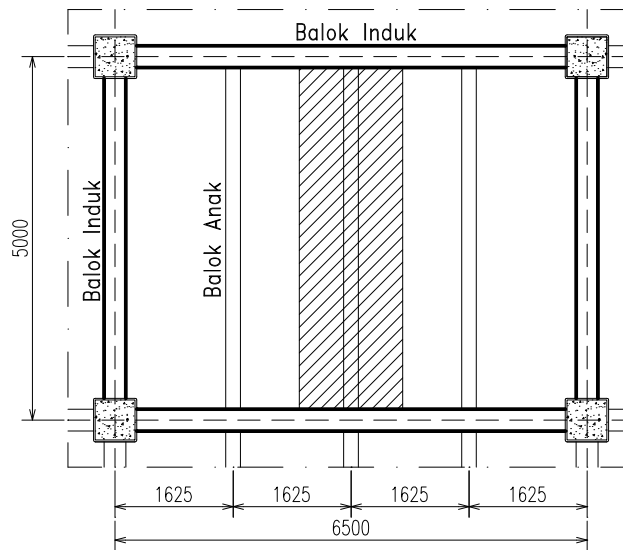
$$W = 36.70 \text{ kg/m} \quad r = 13 \text{ mm} \quad h_w = 3002(9+13)$$

$$A = 46.78 \text{ cm}^2 \quad Z_x = 522 \text{ cm}^3 \quad = 256 \text{ mm}$$

$$t_w = 6.5 \text{ mm} \quad i_y = 3.29 \text{ cm} \quad b_f = 150 \text{ mm}$$

$$t_f = 9 \text{ mm} \quad I_x = 7210 \text{ cm}^4$$

$$d = 300 \text{ mm} \quad I_y = 508 \text{ cm}^4$$



Gambar 4.8 Denah Balok Anak Lantai Koridor

a. Pembebanan pada balok anak lantai koridor

- Beban mati

Berat pelat bondek = 10.10 kg/m^2

Berat tegel = 24 kg/m^2

Berat beton 0.90×2400 = 216 kg/m^2

Berat plafon + penggantung $11 + 7$ = 18 kg/m^2

Berat ducting dan plumbing = 10 kg/m^2

= 278.1 kg/m^2

Berat perhitungan pelat lantai

$278,1 \text{ kg/m}^2 \times 1.625 \text{ m}$ = 452 kg/m

Berat profil = 36.37 kg/m

$q_D = 488.28 \text{ kg/m}$

- Beban hidup (Tabel 4-1. SNI 1727:2013)

$q_L = 1.625 \text{ m} \times 488.24 \text{ kg/m}^2$ = 793.4 kg/m

- Beban berfaktor :

$$q_U = 1.2 q_D + 1.6 q_L$$

$$= 1.2 (488.28) + 1.6 (793.4) = 1855.37 \text{ kg/m}$$

b. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

- Momen yang terjadi

$$M_U = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times (1855.37) \times (5)^2$$

$$= 5798.03 \text{ kgm}$$

- Gaya geser yang terjadi

$$V_U = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times (1855.37) \times (5)$$

$$= 4638.42 \text{ kg}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{150}{2 \times 9} = 8.33$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8.33 \leq 10.75 \rightarrow \text{penampang sayap kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{256}{6.5} = 39.38$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.34$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 39.38 \leq 106.34 \rightarrow \text{penampang badan kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
- $$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 522 = 1305000 \text{ kgcm}$$
- $$= 13050 \text{ kgm}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned}\phi_b \cdot M_n &\geq M_u \\ \phi_b \cdot M_n &= 0.9 \times 13050 \\ &= 11745 \text{ kgm} > 5798.03 \text{ kgm} \dots \text{OK !}\end{aligned}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
Panjang tak terkekang adalah jarak *shear conector* sesuai tabel perencanaan bondex ($L_b = 40 \text{ cm}$).

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 3.29 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 163.77 \text{ cm}$$

$$L_b \leq L_p \rightarrow 40 \text{ cm} \leq 163.77 \text{ cm} \rightarrow \text{bentang pendek}$$

- Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \times 522 = 1305000 \text{ kgcm} \\ &= 13050 \text{ kgm}\end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned}\phi_b \cdot M_n &\geq M_u \\ \phi_b \cdot M_n &= 0.9 \times 13050 \\ &= 11745 \text{ kgm} > 5798.03 \text{ kgm} \dots \text{OK !}\end{aligned}$$

- d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{256}{6.5} = 39.38; 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69.57$$

$$\text{karena } \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 39.38 \leq 69.57$$

maka $C_v = 1.00$; sehingga

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (30 \times 0.65) \times 1.00 = 29250 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 29250$$

$$26325 \text{ kg} > 4638.42 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

e. Kontrol lendutan

$$L = 500 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{500}{240} = 2.08 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L)L^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(4.88 + 7.93)500^4}{2 \times 10^6 \times 7210} = 0.72 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \rightarrow 0.72 \text{ cm} \leq 2.08 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

4.3. Perencanaan Tangga

Tangga merupakan bagian dari struktur bangunan bertingkat sebagai penunjang antara struktur bangunan lantai dasar dengan struktur bangunan tingkat atasnya. Pada gedung Fave Hotel Bojonegoro ini struktur tangga direncanakan sebagai tangga darurat dengan menggunakan konstruksi dari baja.

4.3.1. Tangga Lantai

- Tinggi antar lantai = 320 cm
- Panjang bordes = 315 cm
- Panjang tangga = 270 cm
- Lebar tangga = 140 cm
- Lebar injakan (i) = 30 cm
- Lebar pegangan tangga = 10 cm

- Perencanaan jumlah injakan tangga :

Persyaratan-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) = 16 cm

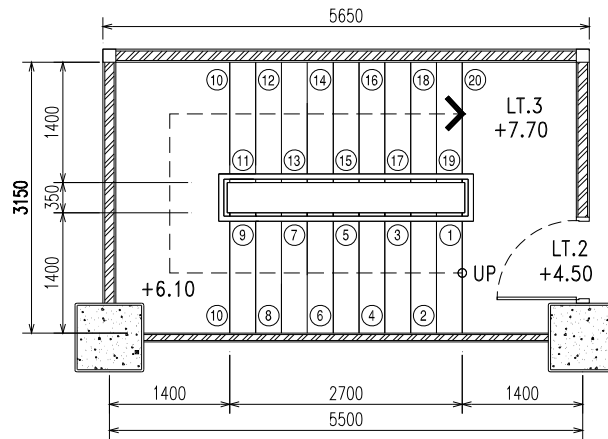
$$\text{Jumlah tanjakan} = \frac{(3200/2)}{16} = 10 \text{ buah}$$

Jumlah injakan (n) = 10 - 1 = 9 buah

$$60 \text{ cm} \leq (2 \times 16 + 30) \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} < (62) < 65 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

Lebar bordes = 140 cm
 Lebar tangga = 140 cm
 $a = \text{arc tg} \left(\frac{320/2}{270} \right) = 30.65^\circ$



Gambar 4.9 Denah Tangga

4.3.2. Anak Tangga



Gambar 4.10 Pelat Anak Tangga

a. Perencanaan tebal pelat anak tangga

Tebal pelat tangga = 3 mm
 Berat jenis baja = 7850 kg/m³
 Mutu baja BJ 41 → $f_y = 2500 \text{ kg/m}^2$
 Momen Inertia (I_x) = 0.0675 cm⁴

- Perencanaan pembebanan pelat tangga

Beban mati

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat} &= 0.003 \times 1.40 \times 7850 &= 32.97 \text{ kg/m} \\ \text{Alat penyambung (10\%)} & &= 3.297 \text{ kg/m} + \\ & & \underline{\quad \quad \quad} \\ q_D &= 36.267 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban hidup (Tabel 4-1. SNI 1727:2013)

$$\begin{aligned} q_L &= 100 \text{ Psf} = 488.24 \text{ kg/m}^2 \\ q_L &= 488.24 \times 1.40 = 683.53 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Perhitungan M_D dan M_L

$$\begin{aligned} M_D &= 1/8 q_D l^2 = 1/8 \times 36.267 \times 0.30^2 = 0.41 \text{ kgm} \\ M_L &= 1/8 q_L l^2 = 1/8 \times 683.53 \times 0.30^2 = 7.69 \text{ kgm (menentukan!)} \\ M_L &= 1/4 P_L l^2 = 1/4 \times 100 \times 0.30 = 7.50 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U

$$\begin{aligned} M_U &= 1.4 M_D = 1.4 \times 0.41 = 0.574 \text{ kgm} \\ M_U &= 1.2 M_D + 1.6 M_L = (1.2 \times 0.41) + (1.6 \times 7.69) \\ &= 12.796 \text{ kg.m (menentukan)} \end{aligned}$$

- Kontrol momen lentur

$$\begin{aligned} Z_x &= 1/4 bh^2 = 0.25 \times 140 \times 0.30^2 = 3.15 \text{ cm}^3 \\ \phi M_n &= \phi Z_x \times f_y = 0.9 \times 3.15 \times 2500 = 7087.5 \text{ kgcm} \\ &= 70.86 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Syarat : $\phi M_n > M_u$

$$70.86 \text{ kgm} > 12.796 \text{ kgm} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol lendutan

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

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{30}{240} = 0.125 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} f &= \frac{5}{384} \times \frac{q L^4}{EI_x} + \frac{P_u L^3}{48EI_x} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{(0.683 + 0.036) \times 30^4}{2 \times 10^6 \times 0.0675} + \frac{100 \times 30^3}{48 \times 2 \times 10^6 \times 0.0675} \\ &= 0.068 \text{ cm} \end{aligned}$$

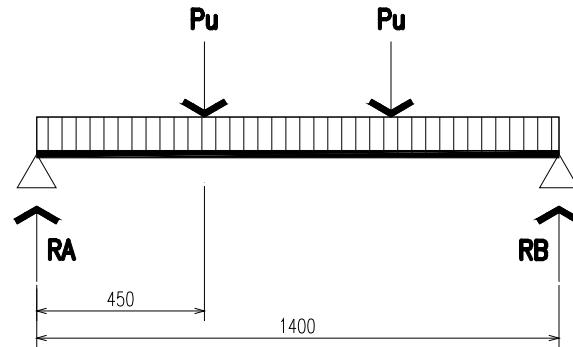
$$f \leq f_{ijin} \rightarrow 0.068 \text{ cm} \leq 0.125 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

b. Perencanaan pengaku anak tangga

Direncanakan menggunakan profil siku $45 \times 45 \times 5$ dengan data sebagai berikut :

$$\begin{aligned} b &= 45 \text{ mm} & I_x &= 7.91 \text{ cm}^4 & i_y &= 1.35 \text{ cm} \\ t_w &= 5 \text{ mm} & I_y &= 7.91 \text{ cm}^4 & i_x &= 1.35 \text{ cm} \\ W &= 3.38 \text{ kg/m} & A &= 4.3 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Perencanaan pembebanan



Gambar 4.11 Sketsa Pembebanan Pengaku Anak Tangga

Beban mati (1/2 lebar injakan)

$$\text{Berat pelat} = 0.15 \times 0.003 \times 7850 = 3.533 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat baja siku } 45 \times 45 \times 5 = 3.38 \text{ kg/m}$$

$$= 6.913 \text{ kg/m}$$

$$\text{Alat penyambung (10\%)} = 0.691 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 7.604 \text{ kg/m}$$

Beban hidup (1/2 lebar injakan)

(Tabel 4-1. SNI 1727:2013)

$$q_L = 100 \text{ Psf} = 488.24 \text{ kg/m}^2$$

$$q_L = 488.24 \times 0.15 = 73.236 \text{ kg/m}$$

$$P_L = 100 \text{ kg}$$

- Perhitungan M_D dan M_L

$$M_D = 1/8 \times q_D \times L^2$$

$$= 1/8 \times 7.604 \times 1.40^2 = 1.863 \text{ kgm}$$

$$M_L = 1/8 \times q_L \times L^2 \rightarrow \text{akibat beban merata}$$

$$= 1/8 \times 73.236 \times 1.40^2 = 17.94 \text{ kgm}$$

$$M_L = 1/3 \times P \times L \rightarrow \text{akibat beban terpusat}$$

$$= 1/3 \times 100 \times 1.30 = 43.33 \text{ kgm (menentukan)}$$

$$V_u = 1.2 \left(\frac{1}{2} \times q_D \times 1.40 \right) + 1.6 \left(\frac{1}{2} \times P \times 2 \right)$$

$$= 1.2 \left(\frac{1}{2} \times 7.604 \times 1.40 \right) + 1.6 \left(\frac{1}{2} \times 100 \times 2 \right)$$

$$= 166.387 \text{ kg}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U

$$M_U = 1.2 M_D + 1.6 M_L$$

$$= 1.2 \times 1.863 + 1.6 \times 43.33 = 71.56 \text{ kgm}$$

- Kontrol penampang profil

Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f} = \frac{45}{5} = 9.00$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.74$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 9.00 \leq 10.74 \rightarrow$ penampang sayap kompak

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$Z_x = (t_f \times d) \frac{1}{2} d + (t_f (b - t_f)) \frac{1}{2} t_w$$

$$= (0.5 \times 4.5) \frac{1}{2} \times 5 + (0.5(4.5 - 0.5)) \frac{1}{2} \times 0.5$$

$$= 6.125 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi Z_x \times f_y = 0.9 \times 6.125 \times 2500 = 13230 \text{ kgcm}$$

$$= 132.30 \text{ kgm}$$

Syarat : $\phi M_n > M_u$

$$132.30 \text{ kgm} > 71.56 \text{ kgm} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol kuat geser

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{(45-5)}{5} = 8.00; 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{1.2 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 34.08$$

$$\text{karena } \frac{b_f}{t_f} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 8.00 \leq 34.08$$

maka $C_v = 1.00$; sehingga

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (4.5 \times 0.5) \times 1.00 = 3375 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\emptyset V_n = 0.9 \times 3375$$

$$= 3037.5 \text{ kg} > 166.387 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 140 \text{ cm}$$

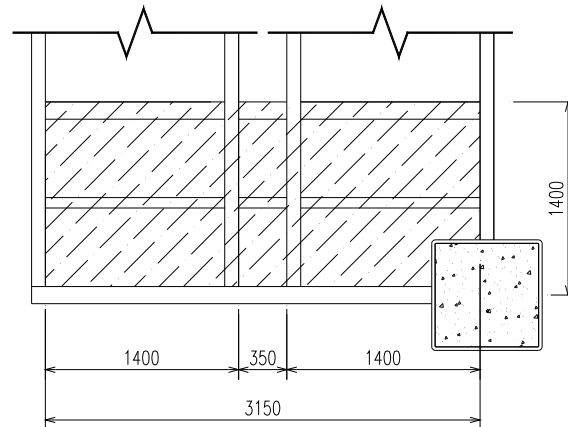
$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{140}{240} = 0.583 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_u L^4}{EI_x} + \frac{P_u \times a}{24 EI_x} (3L^2 - 4a^2)$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{0.076 \times 140^4}{2 \times 10^6 \times 7.91} + \frac{100 \times 45}{24 \times 2 \times 10^6 \times 7.91} (3 \times 140^2 - 4 \times 45^2)$$

$$= 0.624 \text{ cm}$$

4.3.3. Bordes



Gambar 4.12 Denah Bordes

a. Pelat bordes

Tebal pelat bordes = 6 mm

Berat jenis baja = 7850 kg/m³

Mutu baja BJ 41 → f_y = 2500 kg/m²

Momen Inertia (I_x) = 2.34 cm⁴

- Perencanaan pembebanan pelat bordes

Beban mati

Berat pelat = $0.006 \times 1.40 \times 7850$ = 65.94 kg/m

Alat penyambung (10%) = 6.59 kg/m +

$q_D = 72.53$ kg/m

Beban hidup (Tabel 4-1. SNI 1727:2013)

$q_L = 100$ Psf = 488.24 kg/m²

$q_L = 488.24$ kg/m² × 1.40 m = 683.53 kg/m

- Perhitungan M_D dan M_L

$M_D = 1/8 \times q_D \times l^2$

= $1/8 \times 72.53 \times (0.70)^2$ = 4.44 kgm

$$M_L = 1/8 \times q_L \times l^2$$

$$= 1/8 \times 683.53 \times (0.70)^2 = 41.86 \text{ kgm}$$

- Kombinasi pembebanan M_U

$$M_U = 1.2 M_D + 1.6 M_L$$

$$= 1.2 \times 4.44 + 1.6 \times 41.86 = 72.304 \text{ kgm}$$

- Kontrol momen lentur

$$Z_x = 1/4 bh^2 = 1/4 \times 140 \times 0.6^2 = 12.6 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x \times f_y = 12.6 \times 2500 = 31500 \text{ kgcm} = 315 \text{ kgm}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 315$$

$$= 283.5 \text{ kgm} \geq 72.304 \text{ kgm} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 70 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{70}{360} = 0.19 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_u L^4}{EI_x}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{(0.725 + 6.83) \times 70^4}{2 \times 10^6 \times 2.34}$$

$$= 0.13 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \rightarrow 0.13 \text{ cm} \leq 0.19 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

b. Perencanaan balok bordes

Direncanakan memakai profil WF 150 × 75 × 5 × 7

$$d = 150 \text{ mm} \quad t_f = 7 \text{ mm} \quad r = 8 \text{ mm}$$

$$b = 75 \text{ mm} \quad Z_x = 88.8 \text{ cm}^3 \quad I_x = 666 \text{ cm}^4$$

$$t_w = 5 \text{ mm} \quad W = 14 \text{ kg/m}$$

- Perencanaan pembebanan balok bordes

Beban mati

$$\text{Berat pelat} = 0.006 \times 0.7 \times 7850 = 32.97 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil} = 14 \text{ kg/m+}$$

$$= 46.97 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat sambungan dan lain-lain 10\%} = \frac{4.69 \text{ kg/m+}}{q_D} = 51.66 \text{ kg/m}$$

Beban hidup

Lantai condotel

$$(\text{Tabel 4-1. SNI 1727:2013}) = 100 \text{ Psf} = 488.24 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total beban hidup } (q_L) = 0.7 \times 488.24 = 341.76 \text{ kg/m}$$

$$V_D = \frac{1}{2} \cdot q_D \cdot L = \frac{1}{2} \times 51.66 \times 1.40 = 36.162 \text{ kg}$$

$$M_D = \frac{1}{8} \cdot q_D \cdot L^2 = \frac{1}{8} \times 51.66 \times (1.40)^2 = 12.65 \text{ kgm}$$

$$V_L = \frac{1}{2} \times q_L \times L = \frac{1}{2} \times 341.76 \times 1.40 = 239.23 \text{ kg}$$

$$M_L = \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 341.76 \times (1.40)^2 = 83.7312 \text{ kgm}$$

- Kombinasi pembebanan

$$V_U = 1.2V_D + 1.6V_L = 1.2(36.162) + 1.6(239.23) = 426.16 \text{ kg}$$

$$M_U = 1.2M_D + 1.6M_L = 1.2(12.65) + 1.6(83.73) = 149.148 \text{ kgm}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{75}{2 \times 7} = 5.35$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 5.35 \leq 10.74 \rightarrow \text{penampang sayap kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{150 - 2(8 + 7)}{5} = 24$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.34$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 24.00 \leq 106.34 \rightarrow \text{penampang badan kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \times Z_x = 2500 \times 88.8 \\ &= 222000 \text{ kgcm} \\ &= 2220 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &\geq M_u \\ \phi_b \cdot M_n &= 0.9 \times 2220 \\ &= 1998 \text{ kgm} \geq 149.148 \text{ kgm} \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

- Kontrol kuat geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{120}{5} = 24.00 ; 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69.57$$

$$\text{karena } \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 24.00 \leq 69.57$$

maka $C_v = 1.00$; sehingga

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (15 \times 0.5) \times 1.00 = 11250 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0.9 \times 1125 \\ &= 1012.5 \text{ kg} > 184.19 \text{ kg} \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 140 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{140}{360} = 0.38 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_u L^4}{EI_x}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{(0.51 + 3.41) \times 140^4}{2 \times 10^6 \times 666}$$

$$= 0.02 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \rightarrow 0.02 \text{ cm} \leq 0.38 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

4.3.4. Balok Utama Tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak di atas dua tumpuan sederhana dengan menerima beban merata dari berat sendiri dan beban dari anak tangga. Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 200 × 100 × 5.5 × 8, dengan spesifikasi sebagai berikut :

$$W = 21.3 \text{ kg/m} \quad I_x = 1840 \text{ cm}^4$$

$$r = 11 \text{ mm} \quad Z_x = 184 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 2.22 \text{ cm} \quad A_g = 27.16 \text{ cm}^2$$

$$h = 200 - 2(8+11) = 162 \text{ mm}$$

- Perencanaan pembebanan anak tangga

Beban mati (anak tangga)

$$\text{Berat pelat } 0.003 \times 0.7 \times 7850 = 16.485 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil siku } 3.38 \times 2 = 6.76 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil balok } 21.3 / \cos(30.65) = 24.75 \text{ kg/m} +$$

$$= 47.995 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat alat penyambung } 10\% = 4.8 \text{ kg/m} +$$

$$q_{D1} = 52.795 \text{ kg/m}$$

Beban hidup (Tabel 4-1. SNI 1727:2013)

$$q_L = 100 \text{ Psf} = 488.24 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{L1} = 488.24 \times 0.7 / \cos 30.65 = 397.26 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 q_{U1} &= 1.2 q_D + 1.6 q_L \\
 &= 1.2 \times 52.795 + 1.6 \times 397.26 \\
 &= 698.97 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Perencanaan pembebanan bordes

Beban mati

Berat profil

$$= 14 \text{ kg/m}$$

Berat bordes $0.006 \times 0.7 \times 7850$

$$\begin{aligned}
 &= 32.97 \text{ kg/m} + \\
 &= 46.97 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Berat penyambung 10%

$$\begin{aligned}
 &= 4.7 \text{ kg/m} + \\
 q_{D2} &= 51.67 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban hidup (Tabel 4-1. SNI 1727:2013)

$$q_L = 100 \text{ Psf} = 488.24 \text{ kg/m}^2$$

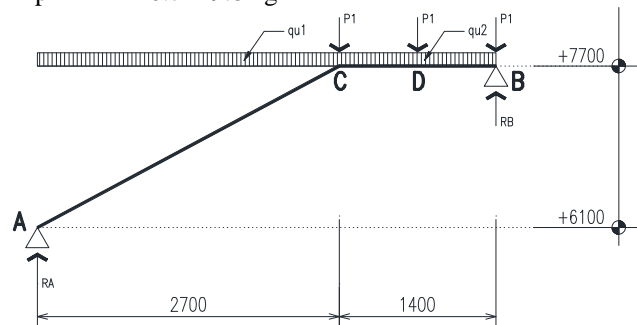
$$q_{L2} = 488.24 \times 0.7 = 341.768 \text{ kg/m}$$

$$q_{U2} = 1.2 q_D + 1.6 q_L$$

$$= 1.2 \times 51.67 + 1.6 \times 341.768 = 608.83 \text{ kg/m}$$

Beban terpusat akibat balok bordes

$$p_1 = 14 \times 0.7 = 9.8 \text{ kg}$$



Gambar 4.13 Sketsa Pembebanan Balok Utama Tangga

- Perhitungan pembebanan

$$\sum M_A = 0$$

$$-R_b \times 4.10 + P_1 \times 4.10 + P_1 \times 3.40 + P_1 \times 2.70 + q_{u1} \times 2.70 \times 1.35 + q_{u2} \times 1.40 \times 3.40 = 0$$

$$R_b = \frac{9.8 \times 4.10 + 9.8 \times 3.40 + 9.8 \times 2.70 + 698.97 \times 2.70 \times 1.35 + 608.83 \times 1.40 \times 3.40}{4.10}$$

$$R_b = 1352.62 \quad \text{kg}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$R_a \times 4.10 - P_1 \times 0 - P_1 \times 0.70 - P_1 \times 1.40 - q_{u1} \times 2.70 \times 2.75 - q_{u2} \times 1.40 \times 0.70 = 0$$

$$R_a = \frac{9.8 \times 0 + 9.8 \times 0.70 + 9.8 \times 1.40 + 698.97 \times 2.70 \times 2.75 + 608.83 \times 1.40 \times 0.70}{4.10}$$

$$R_a = 1416.36 \text{ kg}$$

Kontrol:

$$\begin{aligned} \sum V &= R_a + R_b - q_{u1} \times 3.30 - q_{u2} \times 1.00 - P_1 \times 3 \\ &= 1416.36 + 1352.62 - 698.97 \times 2.70 - 608.83 \times 1.40 - 9.8 \times 3 \\ &= 0 \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Bidang M

• a - c :

$$\begin{aligned} M_x &= R_a \times X - \frac{1}{2} q_{u1} \cdot x^2 \\ &= 1416.36 \times X - \frac{1}{2} \times 698.97 \times X^2 \end{aligned}$$

$$X = 0 \text{ m}$$

$$M_a = 0 \text{ kgm}$$

$$X = 2.70 \text{ m}$$

$$M_c = 1416.36 \times 2.70 - \frac{1}{2} \times 698.97 \times 2.70^2 = 1276.43 \text{ kgm}$$

Momen maksimum terjadi apabila $\frac{dM_x}{d_x} = 0$

$$\frac{dM_x}{d_x} = 1416.36 - 698.97 \times X = 0$$

$$X = 2.03 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1416.36 \times 2.03 - \frac{1}{2} \times 698.97 \times 2.03^2 \\ &= 1435.03 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- b - d :

$$M_X = R_b \times X - \frac{1}{2} q_{u2} \times X^2 - P_1 \times X$$

$$= 1352.62 \times X - \frac{1}{2} \times 608.83 \times X^2 - 9.8 \times X$$

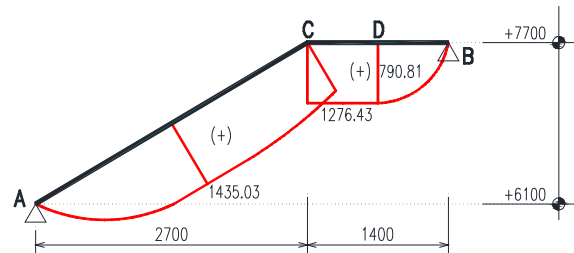
$$X = 0 \text{ m}$$

$$M_b = 0 \text{ kgm}$$

$$X = 0.7 \text{ m}$$

$$M_d = 1352.62 \times 0.7 - \frac{1}{2} \times 608.83 \times 0.7^2 - 9.8 \times 0.7$$

$$= 790.81 \text{ kgm}$$



Gambar 4.14 Bidang M Balok Tangga

Bidang D

- a - c :

$$D_X = R_a \times \cos(31.22^\circ) - q_{u1} \times X \times \cos(31.22^\circ)$$

$$= 1416.36 \times \cos(30.65^\circ) - 698.97 \times X \times \cos(30.65^\circ)$$

$$X = 0 \text{ m}$$

$$D_{ka} = 1416.36 \times \cos(30.65^\circ) - 698.97 \times 0 \times \cos(30.65^\circ)$$

$$= 1218.49 \text{ kg}$$

$$X = 2.70 \text{ m}$$

$$D_{ci} = 1416.36 \times \cos(30.65^\circ) - 698.97 \times 2.70 \times \cos(30.65^\circ)$$

$$= -405.08 \text{ kg}$$
- b - d :

$$D_X = -R_b + q_{u2} \times X + P_1$$

$$= -1352.62 + 608.83 \times X + 9.8$$

$$X = 0 \text{ m}$$

$$D_{b_{ki}} = -1352.62 + 608.83 \times 0 + 9.8$$

$$= -1342.82 \text{ kg}$$

$$X = 0.70 \text{ m}$$

$$D_{d_{ka}} = -1352.62 + 608.83 \times 0.70 + 9.8$$

$$= -690.18 \text{ k}$$

- d - c :

$$D_X = -R_b + q_{u2} \times (X+0.70) + P_1 + P_1$$

$$= -1352.62 + 608.83 \times (X+0.70) + 9.8 + 9.8$$

$$X = 0 \text{ m}$$

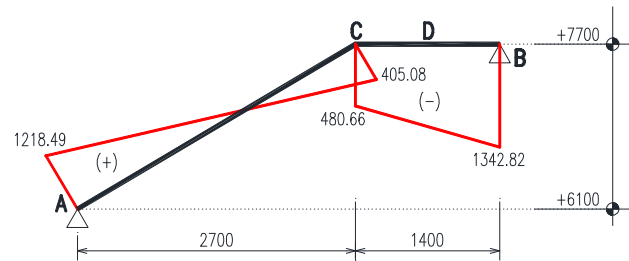
$$D_{d_{ki}} = -1352.62 + 608.83 \times (0+0.70) + 9.8 + 9.8$$

$$= -906.84 \text{ kg}$$

$$X = 0.70 \text{ m}$$

$$D_{c_{ka}} = -1352.62 + 608.83 \times (0.7+0.70) + 9.8 + 9.8$$

$$= -480.66 \text{ kg}$$



Gambar 4.15 Bidang D Balok Tangga

Bidang N

- a - c :

$$N_X = -R_a \times \sin(31.22^\circ) + q_{u1} \times X \times \sin(31.22^\circ)$$

$$= -1416.36 \times \sin(30.65^\circ) + 698.97 \times X \times \sin(30.65^\circ)$$

$$X = 0 \text{ m}$$

$$N_{a_{ka}} = -1416.36 \times \sin(30.65^\circ) + 698.97 \times 0 \times \sin(30.65^\circ)$$

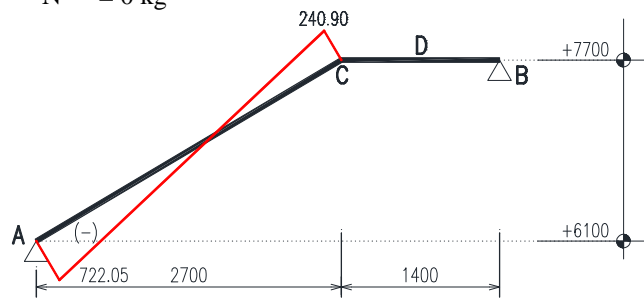
$$= -722.05 \text{ kg}$$

$$X = 2.70 \text{ m}$$

$$N_{Cki} = -1416.36 \times \sin(30.65^\circ) + 698.97 \times 2.70 \times \sin(30.65^\circ)$$

$$= 240.04 \text{ kg}$$

- c - b :
N = 0 kg



Gambar 4.16 Bidang N Balok Tangga

- Kontrol penampang profil
- a. Kontrol penampang terhadap tekuk lokal
Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{100}{2 \times 8} = 6.25$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6.25 \leq 10.74 \rightarrow \text{penampang sayap kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{200}{5.5} = 36.36$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.34$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 36.36 \leq 106.34 \rightarrow \text{penampang badan kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \times Z_x = 2500 \times 184$$

$$= 460000 \text{ kgcm}$$

$$= 4600 \text{ kgm}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 4600$$

$$= 4140 \text{ kgm} \geq 1435.03 \text{ kgm} \dots \text{OK !}$$

b. Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = \sqrt{30^2 + 16^2} = 34.00 \text{ cm (pengaku anak tangga)}$$

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 2.22 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 110.51 \text{ cm}$$

$L_b < L_p \rightarrow$ bentang pendek, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \times Z_x = 2400 \times 184$$

$$= 460000 \text{ kgcm}$$

$$= 4600 \text{ kgm}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 4600$$

$$= 4140 \text{ kgm} \geq 1435.03 \text{ kgm} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol kuat geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{200}{5.5} = 36.36 ; 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69.57$$

$$\text{karena } \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 36.36 \leq 69.57$$

maka $C_v = 1.00$; sehingga

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (20 \times 0.55) \times 1.00 = 16500 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}\emptyset V_n &\geq V_u \\ \emptyset V_n &= 0.9 \times 16500 \\ &= 14850 \text{ kg} > 1342.82 \text{ kg} \dots \text{OK} !\end{aligned}$$

- Persamaan interaksi tekan – lentur

$$L = \sqrt{270^2 + 140^2} = 304.14 \text{ cm}$$

$$K_c = 0.70 \text{ (sendi – jepit)}$$

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_{\min}}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6}{\left(\frac{0.70 \times 304.14}{2.22}\right)^2} = 2146.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_y}{f_e} = \frac{2500}{2146.31} = 1.164$$

karena $\frac{f_y}{f_e} = 1.164 \leq 2.25$ maka f_{cr} ditentukan dengan :

$$f_{cr} = \left[0.658^{\frac{f_y}{f_e}} \right] \times f_y = \left[0.658^{1.164} \right] \times 2500 = 1535.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}P_n &= f_{cr} \times A_g \\ &= 1535.87 \times 27.16 = 41714.27 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\emptyset P_n &= 0.85 \times 41714.27 \\ &= 35457.09 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{722.05}{35457.09} = 0.02 \text{ maka rumus interaksi 1}$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cr}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

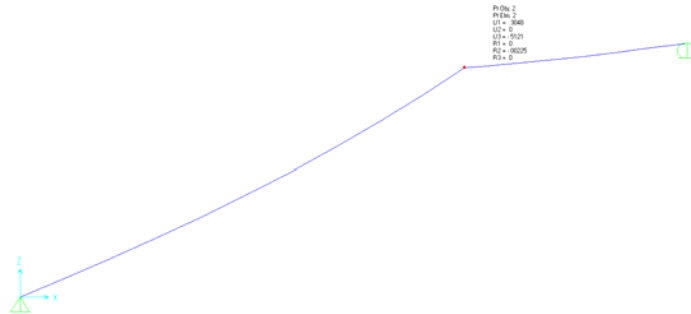
$$\frac{722.05}{35457.09} + \frac{8}{9} \left(\frac{1435.03}{4140} + 0 \right) = 0.32 \leq 1.0 \dots \text{OK!}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{\sqrt{270^2 + 140^2}}{240} = 1.27 \text{ cm}$$

$$f = 0.51 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \rightarrow 0.51 \text{ cm} \leq 1.27 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$



Gambar 4.17 Hasil Analisis Lendutan Balok Utama Tangga

4.3.5. Balok Penumpu Tangga

Balok utama direncanakan menggunakan profil

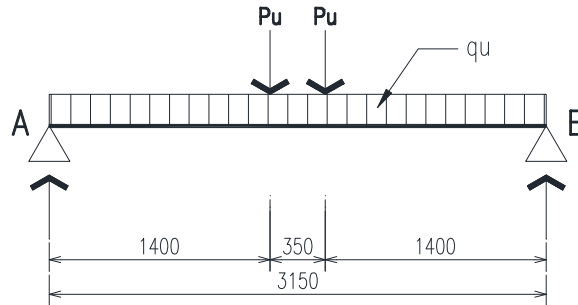
WF 300 × 150 × 6.5 × 9

W = 36.7 kg/m	r = 13 mm
A = 46.78 cm ²	Z _x = 522 cm ³
S _x = 481 cm ³	I _x = 7210 cm ⁴
I _y = 308 cm ⁴	i _x = 12.4cm
i _y = 3.29 cm	d = 300 mm
b = 150 cm	
h = 300 - 2 (9 + 13) = 256 mm	

- Pembebanan

Pembebanan pada balok penumpu tangga diperoleh dari gaya reaksi (R_a dan R_b) 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 di bawah ini :



Gambar 4.18 Pembebanan Balok Penumpu Tangga

$$R_a = 1416.36 \text{ kg}$$

$$R_b = 1352.62 \text{ kg}$$

Beban merata (q)

$$\text{Berat profil} = 36.7 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban dinding } 1.6 \times 250 = 400.00 \text{ kg/m} +$$

$$= 436.7 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat sambungan } 10\% = 43.67 \text{ kg/m} +$$

$$= 480.37 \text{ kg/m}$$

- Reaksi perletakan

$$\sum M_A = 0$$

$$-R_{vb} \times 3.15 + R_a \times 1.75 + R_b \times 1.40 + q \times 3.15 \times 1.575 = 0$$

$$R_{vb} = \frac{1416.36 \times 1.75 + 1352.62 \times 1.40 + 480.37 \times 3.15 \times 1.575}{3.15}$$

$$R_{vb} = 2144.61 \text{ kg}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$R_{va} \times 3.15 - R_a \times 1.40 - R_b \times 1.75 - q \times 3.15 \times 1.575 = 0$$

$$R_{va} = \frac{1416.36 \times 1.40 + 1352.62 \times 1.75 + 480.37 \times 3.15 \times 1.575}{3.15}$$

$$R_{va} = 2137.53 \text{ kg}$$

Kontrol:

$$\begin{aligned}\sum V &= R_{va} + R_{vb} - R_a - R_b - q \times 3.00 \\ &= 2137.53 + 2144.61 - 1352.62 - 1416.36 - 480.37 \times 3.15 \\ &= 0 \dots \text{OK!}\end{aligned}$$

- Momen maksimum

$$\begin{aligned}M_{\max} &= R_{va} \times 1.50 - R_b \times 0.20 - \frac{1}{2} \times q \times 1.50^2 \\ &= 2137.53 \times 1.575 - 1353.62 \times 0.175 - \frac{1}{2} \times 480.37 \times \\ &\quad 1.575^2 \\ &= 2533.25 \text{ kgm}\end{aligned}$$

- Gaya geser

$$V_U = -R_{vb} = -2144.61 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang profil

Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{150}{2 \times 9} = 8.33$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8.33 \leq 10.74 \rightarrow \text{penampang sayap kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{256}{6.5} = 39.38$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.34$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 39.38 \leq 106.34 \rightarrow \text{penampang badan kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}M_p &= f_y \times Z_x = 2500 \times 522 = 1305000 \text{ kgcm} \\ &= 13050 \text{ kgm}\end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 13050$$

$$= 11745 \text{ kgm} \geq 2533.25 \text{ kgm} \dots \text{OK !}$$

Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = 140 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 3.29 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 163.77 \text{ cm}$$

$L_b < L_p$ (Bentang pendek)

Maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \times Z_x = 2500 \times 522 = 1305000 \text{ kgcm}$$

$$= 13050 \text{ kgm}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 13050$$

$$= 11745 \text{ kgm} \geq 2533.25 \text{ kgm} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{256}{6.5} = 29.45 ; 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 70.43$$

$$\text{karena } \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 29.45 \leq 70.43$$

maka $C_v = 1.00$; sehingga

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (30 \times 0.65) \times 1.00 = 29250 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 29250$$

$$= 26325 \text{ kg} > 2144.61 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 315 \text{ cm}$$

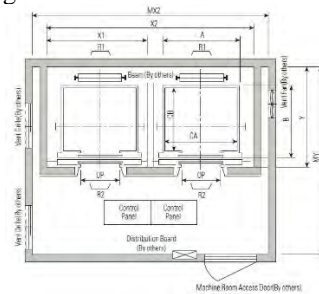
$$f_{ijn} = \frac{L}{240} = \frac{315}{240} = 1.31 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 f &= \frac{5}{384} \times \frac{q_u L^4}{EI_x} + \frac{P_u \times a}{24EI_x} (3L^2 - 4a^2) \\
 &= \frac{5}{384} \times \frac{4.803 \times 315^4}{2 \times 10^6 \times 7210} + \frac{1384.49 \times 140}{24 \times 2 \times 10^6 \times 7210} (3 \times 315^2 - 4 \times 140^2) \\
 &= 0.165 \text{ cm} \\
 f &\leq f_{ijin} \rightarrow 0.165 \text{ cm} \leq 1.31 \text{ cm} \dots \text{OK !}
 \end{aligned}$$

4.4. Perencanaan Balok Lift

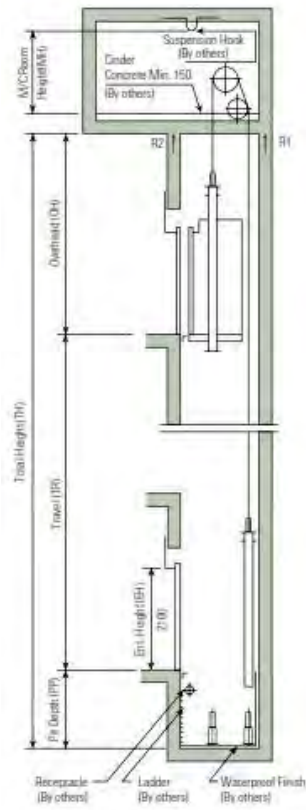
Pada perencanaan balok *lift* ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin *lift* yaitu terdiri dari balok penumpu dan balok penggantung *lift*. Pada bangunan ini menggunakan *lift* penumpang dengan data-data sebagai berikut (untuk lebih jelasnya lihat lampiran brosur *lift*) :

- Tipe lift : *Passenger Elevators*
- Merek : HYUNDAI
- Kapasitas : 15 Orang / 1000 kg
- Lebar pintu (*opening width*) : 900 mm
- Dimensi ruang luncur (*hoistway inside*) 2 Car : 4200 x 2130 mm²
- Dimensi sangkar (*Car size*)
 - Internal : 1600 x 1500 mm²
 - Eksternal : 1660 x 1650 mm²
- Dimensi ruang mesin (2 Car) : 4400 x 3850 mm²
- Beban reaksi ruang mesin :
 - R₁ = 5450 kg
 - R₂ = 4300 kg



Gambar 4.19 Denah Lift

Section of Hoistway



Gambar 4.20 Potongan Melintang *Lift*

Standard Dimensions & Reactions

(Unit: mm)

Speed (m/min)	Capacity		Clear Opening	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction(kg)	
	Persons	kg		OP	Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth	R1
			CA × CB		A × B	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY		
60	6	450	800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000
	8	550	800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250
	9	600	800	1400 × 1130	1460 × 1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450
	10	700	800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700
	11	750	800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800
	13	900	900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750
90	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450	4300
	17	1150	1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100
105	20	1350	1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800	7800	6000
	20	1350	1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	7250	2380	2600	4900	7500	4200	7800	6000
	20	1350	1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	7850	2180	2800	5250	8300	4000	7800	6000
	24	1600	1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300	8500	6800
				2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	8300	2280	3000	5650	8700	4200		

Notes: 1. Above hoistway dimensions are based on 15-storied buildings. For application to over 16-storied buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistways.
 2. Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.
 3. When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
 4. The capacity in persons is calculated at 60kg/person. (EN81-70kg/person)
 5. Above dimensions are applied in case the door is standard. In case fire protection door is applied, hoistway size for 1 car should be applied above X1 dimension plus 100mm.

Gambar 4.21 Tabel Spesifikasi Lift

4.4.1. Balok Penumpu Lift

Balok penumpu lift direncanakan menggunakan profil WF 300 × 150 × 6.5 × 9 dengan data sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 W &= 36.70 \text{ kg/m} & S_x &= 481 \text{ cm}^3 & r &= 13 \text{ mm} \\
 A &= 46.78 \text{ cm}^2 & I_x &= 7210 \text{ cm}^4 & i_x &= 12.40 \text{ cm} \\
 t_w &= 6.50 \text{ mm} & I_y &= 508 \text{ cm}^4 & i_y &= 3.29 \text{ cm} \\
 b &= 150 \text{ mm} & d &= 300 \text{ mm} & t_f &= 9 \text{ mm} \\
 h &= 300 - 2 \times (9 + 13) = 256 \text{ mm} & Z_x &= 522 \text{ cm}^3 & &
 \end{aligned}$$

a. Pembebanan pada balok penumpu lift

- Beban mati

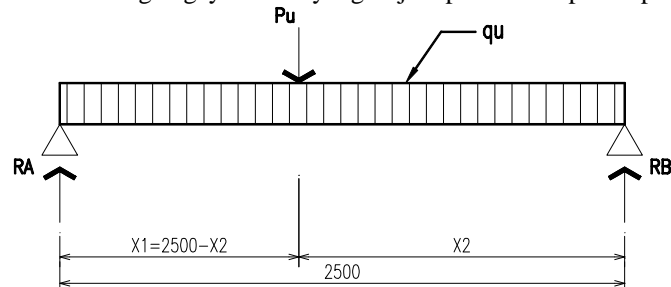
$$\text{Berat profil balok penggantung lift} = 36.70 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat sambungan, dll(10\%)} = 3.67 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 40.37 \text{ kg/m}$$

- Beban merata ultimate
 $q_u = 1.4 q_D$
 $= 1.4 (40.37) = 56.52 \text{ kg/m}$
- Beban terpusat lift
 Pada pasal 4.6 Impact Load RSNI-03-1727:2013 (Peraturan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain) menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 50% untuk mesin yang bergerak maju dan mundur atau tenaga-*driven*, direncanakan berdasarkan batas lendutan, atau spesifikasi teknik dari pembuat.
 Faktor Elemen Beban Hidup (KLL)
 $R_A = R_1 \cdot KLL = 5450 \times (1 + 50\%) = 8175 \text{ kg}$
 $R_B = R_2 \cdot KLL = 4300 \times (1 + 50\%) = 6450 \text{ kg}$

b. Perhitungan gaya dalam yang terjadi pada balok penumpu lift



Gambar 4.22 Model Pembebanan Balok Penumpu Lift

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A \cdot L - P_u \cdot X_2 = 0$$

$$8175 \cdot 2,5 = P_u \cdot X_2$$

$$P_u = \frac{20437.5}{X_2} \dots\dots\dots pers.1$$

$$\begin{aligned}\sum M_A &= 0 \\ -R_B \cdot L - P_u \cdot (L - X_2) &= 0 \\ -6450 \cdot 2,5 + \frac{20437,5}{X_2} (2,5 - X_2) &= 0 \\ -16125 + \frac{51093,75}{X_2} - 20437,5 &= 0\end{aligned}$$

$$36562,5 = \frac{51093,75}{X_2}$$

$$X_2 = \frac{51093,75}{36562,5}$$

$$X_2 = 1,397$$

$$X_1 = (L - X_2)$$

$$X_1 = (2,5 - 1,397)$$

$$X_1 = 1,103 \text{ m}$$

$$P_u = \frac{20437,5}{X_2}$$

$$P_u = \frac{20437,5}{1,397} = 14625 \text{ Kg}$$

- Momen maksimum

$$M_u = \frac{P_u \cdot X_1 \cdot X_2}{L} + \frac{1}{8} \cdot q_u \cdot L^2$$

$$M_u = \frac{14625.1,103.1,397}{2,5} + \frac{1}{8} \cdot 56,52.2,5^2$$

$$M_u = 9017.025 + 44.15$$

$$M_u = 9061.18 \text{ kg.m}$$

- Gaya geser

$$V_u = R_A + \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot L$$

$$V_u = 8175 + \frac{1}{2} \cdot 56,52 \cdot 2,5$$

$$V_u = 8175 + 70.647$$

$$V_u = 8245.648 \text{ kg}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{150}{2 \times 9} = 8.33$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8.33 \leq 10.74 \rightarrow \text{penampang sayap kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{256}{6.5} = 39.38$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.35$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 39.38 \leq 106.35 \rightarrow \text{penampang badan kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 522 = 1305000 \text{ kgcm}$$

$$= 13050 \text{ kgm}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 13050$$

$$= 13050 \text{ kgm} > 9016.18 \text{ kgm} \dots \text{OK!}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = 250 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 \times i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 3.29 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 163.77 \text{ cm}$$

$$J = \sum \frac{1}{3} b t^3 \rightarrow b_w = d - 2t_f = 300 - 2 \times 9 = 282 \text{ mm}$$

$$J = \frac{1}{3} (28.2) 0.65^3 + 2 \times \frac{1}{3} (15) 0.90^3 = 9.87 \text{ cm}^4$$

$$\frac{Jc}{S_x h_0} = \frac{9.87 \times 1}{481 \times 29.1} = 0.00071$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.75 f_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 f_y}{E}\right)^2}} =$$

$$1.95 \times 3.92 \frac{2 \times 10^6}{0.75 \times 2500} \sqrt{0.00071 + \sqrt{(0.00071)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 \times 2500}{2 \times 10^6}\right)^2}}$$

$$L_r = 453.47 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \text{ (bentang menengah)}$$

$$M_y = S_x \times f_y = 481 \times 2500 = 1202500 \text{ kgcm}$$

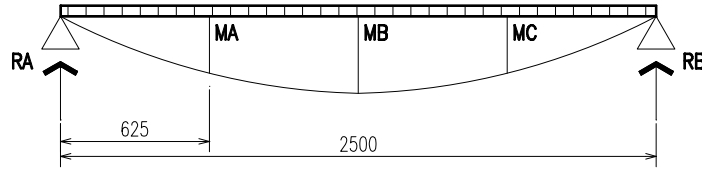
$$= 12025 \text{ kgm}$$

$$M_p = Z_x \times f_y = 522 \times 2500 = 1305000 \text{ kgcm}$$

$$= 13050 \text{ kgm}$$

$$M_r = S_x \times (f_y - f_r) = 481 \times (2500 - 750) = 841750 \text{ kgcm}$$

$$= 8417.50 \text{ kgm}$$



Gambar 4.23 Posisi M_A , M_B , M_C

$$M_A = M_C = \frac{1}{4} M_u$$

$$M_A = M_C = \frac{1}{4} \times 9061.18 = 2265.295 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2.3$$

$$C_b = \frac{12.5 \times 9016.18}{2.5 \times 9016.18 + 3 \times 2265.18 + 4 \times 9016.18 + 3 \times 2265.18} \leq 2.3$$

$$C_b = 1.56 \leq 2.3$$

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

$$= 1.56 \left[1305000 - (1305000 - 0.7 \times 2500 \times 481) \left(\frac{250 - 163.77}{453.47 - 167.15} \right) \right]$$

$$M_n = 1819384 \text{ kgcm}$$

$$M_n = 18193.84 \text{ kgm} > M_p \text{ maka dipakai } M_p$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 13050$$

$$= 11745 \text{ kgm} \geq 9061.18 \text{ kgm} \dots \text{OK !}$$

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{256}{6.5} = 39.38 ; 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69.57$$

$$\text{karena } \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 39.38 \leq 69.57$$

maka $C_v = 1.00$; sehingga

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (30 \times 0.65) \times 1.00 = 29250 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\emptyset V_n = 0.9 \times 29250$$

$$= 26325 \text{ kg} > 8508.80 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

e. Kontrol lendutan

$$L = 250 \text{ cm}$$

$$f_{ijm} = \frac{L}{240} = \frac{250}{240} = 1.042 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_u L^4}{EI_x} + \frac{P_u \times X_1 (L^2 - X_1^2)^{\frac{3}{2}}}{9\sqrt{3LEI_x}}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{0.565 \times 250^4}{2 \times 10^6 \times 7210} + \frac{14625 \times 110.3 (250^2 - 110.3^2)^{\frac{3}{2}}}{9\sqrt{3 \times 250 \times 2 \times 10^6 \times 7210}}$$

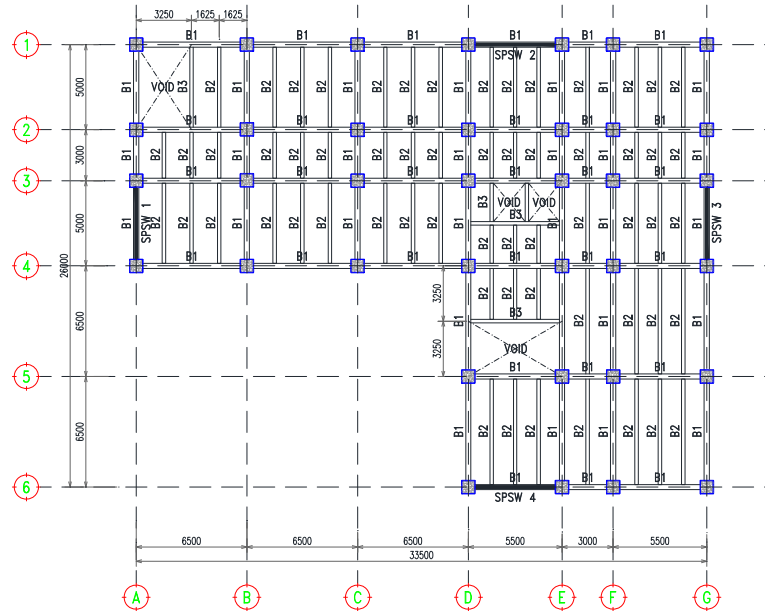
$$= 0.52 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijm} \rightarrow 0.52 \text{ cm} \leq 1.042 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V PERMODELAN STRUKTUR

Pemodelan struktur pada tugas akhir ini menggunakan sistem dinding geser plat baja (SPSW). Struktur dinding geser plat baja berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat gempa. Struktur yang direncanakan adalah bangunan Fave Hotel Bojonegoro ini yang terdiri dari 10 lantai hotel, dan 1 lantai atap dengan total tinggi 33.6 meter. Denah dari struktur yang ada dalam permodelan tugas akhir penulis adalah sebagai berikut :



Gambar 5.1 Denah Struktur Fave Hotel Bojonegoro

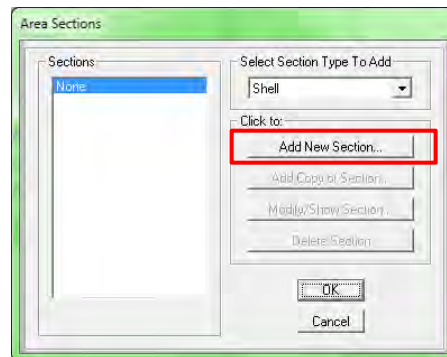
Pada gambar 5.1 arah vertikal mengikuti arah sumbu Y global (sumbu model) dan sumbu X adalah arah horisontal gambar. Analisis yang dilakukan pada struktur Fave Hotel ini tanpa menggunakan dilatasi. Bentuk struktur yang tidak simetris akan memungkinkan struktur tersebut

memiliki respon yang tidak beraturan. Ketidakberaturan respon tentunya dapat menimbulkan torsi pada elemen struktur. Hal ini bisa dikurangi dengan mengatur penempatan dinding geser sebagai penahan beban lateral.

Permodelan struktur Fave Hotel dilakukan menggunakan program bantu SAP 2000. Pada program SAP 2000, struktur condotel akan dimodelkan sesuai dengan kondisi yang nyata. Program ini akan membantu dalam beberapa perhitungan yang akan digunakan untuk mengecek apakah struktur sudah memenuhi persyaratan yang ada di SNI-1726-2012 (Gempa) dan SNI-1729-2015 (Baja).

5.1. Permodelan Dinding Geser Plat Baja

Elemen dinding geser plat baja (*SPSW*) dimodelkan sebagai elemen *shell* seperti pada plat lantai. Untuk definisi penampang dilakukan lewat *Area Sections* seperti berikut ini :

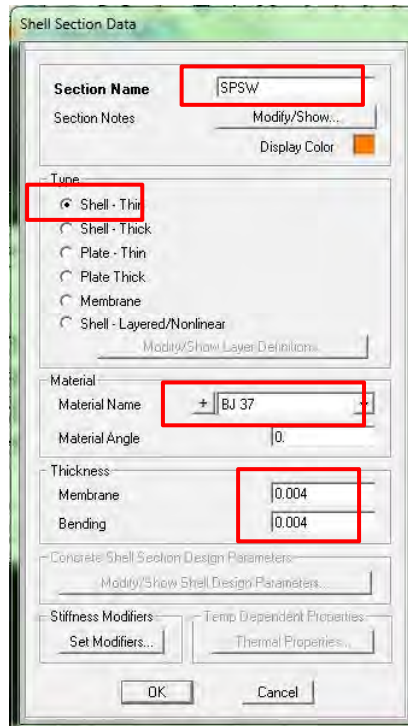


Gambar 5.2 Kotak Dialog *Area Sections*

Klik *Add New Section...* dan akan muncul kotak dialog *Shell Section Data*. Selanjutnya dilakukan tahapan pemberian nama dan pengaturan dimensi dinding geser plat baja (*SPSW*).

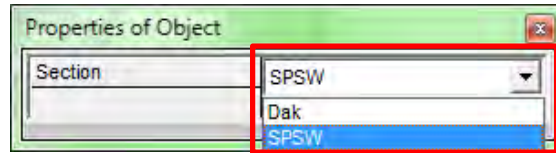
- Pemberian nama “SPSW” pada *Section Name*.
- Pada *Material Name*, pilih mutu baja sesuai rencana yaitu “BJ 37”.

- Pada *Thickness* diisi dengan ketebalan dinding geser yaitu 0.004 (dalam meter = 4 mm). karena dipakai elemen *Shell* maka diisikan nilai pada *Membrane* dan *Bending*.
- Klik *OK*, lalu *OK* lagi



Gambar 5.3 Kotak Dialog *Shell Section Data*

Penggambaran dinding geser plat baja menggunakan perintah *Draw Rectangular Area*. Kemudian pada kotak dialog *Properties of Object* klik kotak isian *Section* dan diganti ke pilihan “SPSW”.



Gambar 5.4 Kotak Dialog *Properties of Object*

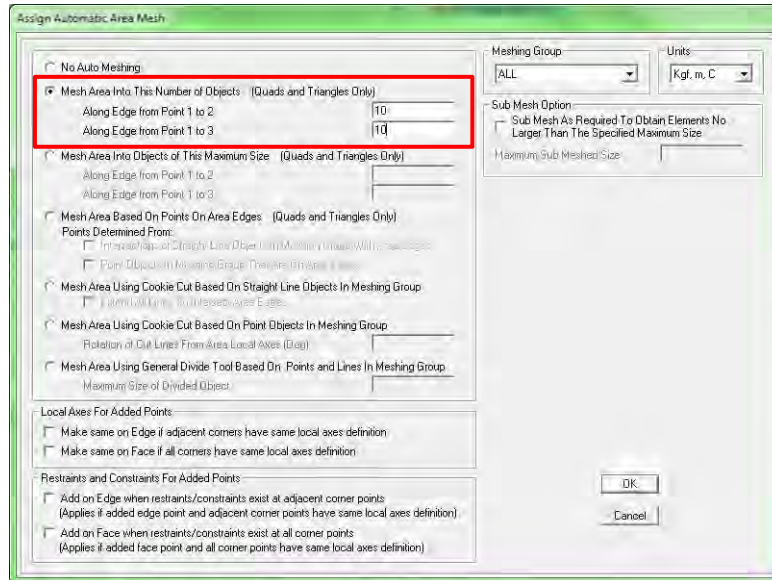
Cara penggambaran dibagi menjadi dua cara. Untuk cara pertama yaitu dengan mengeklik satu *joint* pojok kemudian klik *joint* pojok arah diagonalnya. Cara pertama ini dilakukan pada elevasi dasar atau lantai dasar.

Cara kedua digunakan pada lantai 2-32 dengan menggunakan perintah *Quick Draw Area*. Dengan cara ini cukup klik pada daerah tengah-tengah antara balok dan kolom dengan terlebih dahulu memilih *Section* yang digunakan yaitu "SPSW" pada kotak dialog *Properties of Object*.

Elemen *Shell* yang dipakai untuk permodelan dinding geser plat baja perlu dibagi ke dalam pias-pias kecil sejumlah tertentu.

Untuk dinding geser plat baja lantai 2-32 :

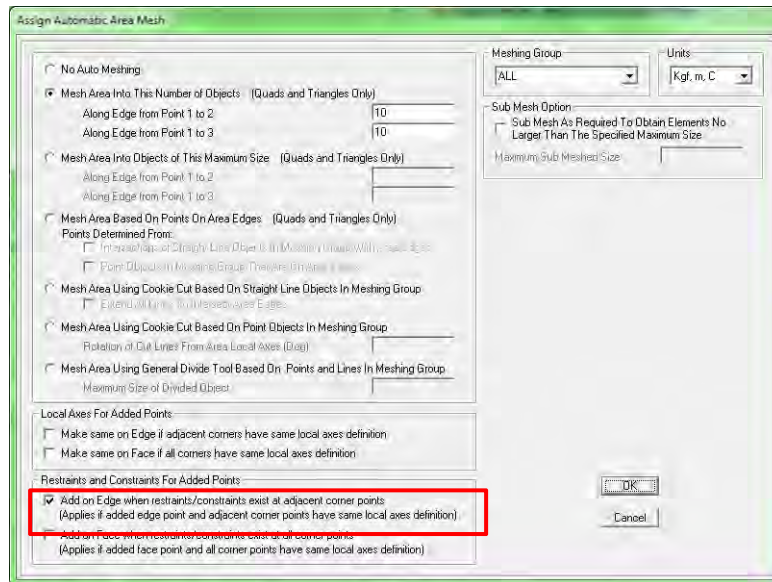
- Lakukan pemilihan pada dinding geser lantai 2-32.
- Kemudian klik *Assign > Area > Automatic Area Mesh...*
- Muncul kotak dialog *Assign Automatic Area Mesh*.
- Pada kotak dialog tersebut pilih *Mesh Area Into This Number of Object*. Lalu isikan :
 - *Along Edge from Point 1 to 2 = 10*
 - *Along Edge from Point 1 to 2 = 10*
 Hal ini dimaksudkan dinding geser di *Meshing 10x10*
- Klik *OK*.



Gambar 5.5 Kotak Dialog *Assign Automatic Area Mesh*

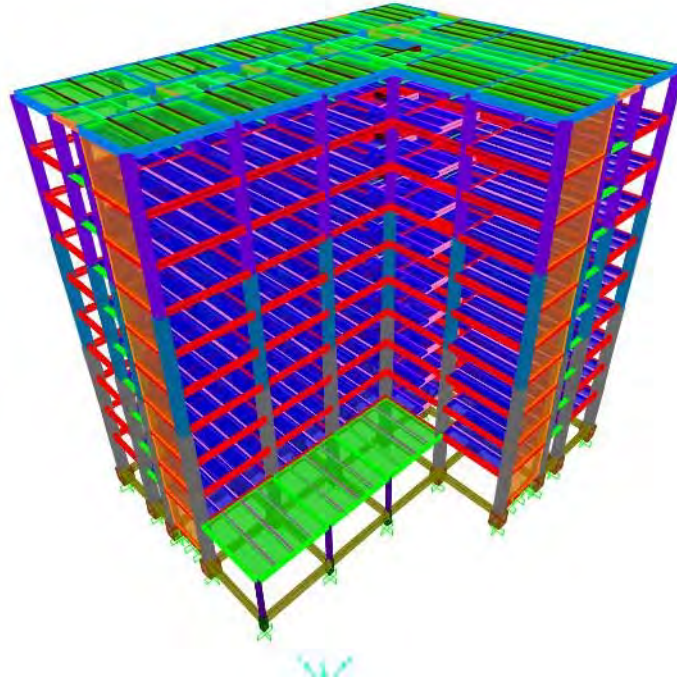
Untuk dinding geser plat baja lantai 1 (dasar) :

- Lakukan pemilihan pada dinding geser lantai 1.
- Langkah selanjutnya sama dengan langkah sebelumnya yaitu dengan membagi dinding geser menjadi pias *Meshing* 10x10.
- Pada dinding geser lantai dasar diperlukan tumpuan atau jepitan pada bagian dinding gesernya, sehingga pada pembagian pias pada kotak dialog *Assign Automatic Area Mesh* diaktifkan pilihan *Add on Edge when restraints/contraints exist at adjacent corner point*.
- Kemudian klik *OK*.



Gambar 5.6 Akitifikasi Pilihan *Add on Edge When Restraints / Constraints Exist at Adjacent Corner Point* pada Kotak Dialog *Assign Automatic Area Mesh*

Permodelan yang sudah dilakukan dalam program SAP 2000 ditunjukkan pada Gambar 5.7.



Gambar 5.7 Model 3 Dimensi Struktur Fave Hotel Bojonegoro dengan Dinding Geser Plat Baja (*SPSW*)

5.2. Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur didasarkan pada Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983) dan SNI (1727;2013) dengan rincian sebagai berikut :

1. Beban mati (*dead load*)

Beban mati adalah seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap yang tidak terpisahkan dari bangunan selama masa layannya. Beban mati yang dihitung pada struktur ini antara lain :

 - a. Berat sendiri beton bertulang yang memiliki massa jenis sebesar 2400 kg/m^3
 - b. Berat pelat bondek sebesar $10,1 \text{ kg/m}^2$

- c. Berat sendiri baja profil yang terpasang sebagai struktur rangka baja berupa kolom, balok, dan bresing dengan massa jenis sebesar 7850 kg/m^3 .
 - d. Beban dinding batako HB 10 + plester 2 cm sebesar 120 kg/m^2
 - e. Beban spesi sebesar 22 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm.
 - f. Beban aspal sebesar 14 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm
 - g. Beban *ducting plumbing* yang ditetapkan sebesar 10 kg/m^2 .
 - h. Beban keramik sebesar 24 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm
 - i. Beban plafon dan penggantung sebesar 18 kg/m^2 .
 - j. Beban lift adalah beban terpusat pada balok lantai teratas. Besar beban lift terlampir.
Rincian pembebanan untuk beban mati adalah sebagai berikut:
 - Pelat atap $q_D = b + 2f + g + i = 66.10 \text{ kg/m}^2$
 - Pelat lantai condotel $q_D = b + 2e + g + h + i = 106.10 \text{ kg/m}^2$
2. Beban hidup (*live load*)
Beban hidup adalah beban yang bertumpu pada bangunan yang memiliki kemungkinan untuk lepas dari bangunan tersebut. Beban hidup yang di pikul oleh bangunan gedung ini yaitu sesuai dengan peraturan SNI 1727:2013 pada tabel 4-1. Rincian pembebanan untuk beban hidup adalah sebagai berikut :
- | | |
|--------------|------------------------------------|
| Lantai atap | = 20 Psf = 97.24 kg/m^2 |
| Lantai Hotel | = 100 Psf = 488.24 kg/m^2 |
3. Beban gempa (*earthquake load*)
Perhitungan beban gempa pada bangunan ini dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik. Untuk parameter gempa yang digunakan diambil dari dinas Pekerjaan Umum.

5.2.1. Berat Total Bangunan

Perhitungan berat per lantai bangunan ini berdasarkan RSNI 03-1727-1989 tabel P3-1. Perhitungan nilai total berat bangunan ini akan digunakan untuk menentukan gaya geser

statik. Nilai tersebut digunakan untuk mengecek apakah perhitungan struktur Gedung Fave Hotel yang menggunakan pembebanan gempa dinamik gaya geser nya sudah mencapai 80% gaya geser statik.

Pada tugas akhir ini perhitungan berat struktur diambil dari hasil analisis menggunakan program SAP 2000 untuk kombinasi 1D + 1L.

5.2.2. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diperlukan dalam sebuah perencanaan struktur bangunan. Pada saat konstruksi, tentunya beban-beban yang bekerja pada struktur hanyalah beban-beban mati saja dan beban hidup sementara akibat dari pekerja bangunan. Sedangkan pada masa layan, beban-beban hidup permanen dari aktifitas pemakai gedung dan barang-barang inventaris yang dapat bergerak di dalam gedung. Hal ini tentunya akan berdampak pada kekuatan rencana elemen struktur yang direncanakan berdasarkan kombinasi pembebanan terbesar akibat penjumlahan beban-beban yang bekerja dengan faktor beban LRFD (*Load Resistance Factor Design*).

Kombinasi pembebanan yang dipakai pada struktur gedung ini mengacu pada SNI-1726-2012 sebagai berikut :

- 1.4 DL
- 1.2 DL + 1.6 LL
- 1.2 DL + 1.0E + 1.0LL
- 0.9 DL + 1.0E

Keterangan :

DL : beban mati

LL : beban hidup

E : beban gempa yang dinyatakan dalam 2 arah

Dua kombinasi pertama merupakan kombinasi pembebanan yang dipengaruhi oleh beban mati dan hidup saja. Sedangkan dua kombinasi pembebanan berikutnya telah dipengaruhi oleh beban gempa.

5.3. Pembebanan Gempa Dinamis

Pada struktur Gedung Fave Hotel ini mempunyai jumlah lantai 11 tingkat dengan ketinggian 33,6 m. Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik

sesuai SNI 03-1726-2012. Analisisnya dilakukan berdasarkan analisis respon dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

5.3.1. Lantai Tingkat sebagai Diafragma

Menurut SNI 03-1726-2012 Pasal 7.3.1.2 bahwa lantai dengan dek metal yang diberi penutup *topping* beton dapat dianggap kaku dalam bidangnya dan karenanya dapat dianggap bekerja sebagai diafragma terhadap beban gempa horizontal.

5.3.2. 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%.

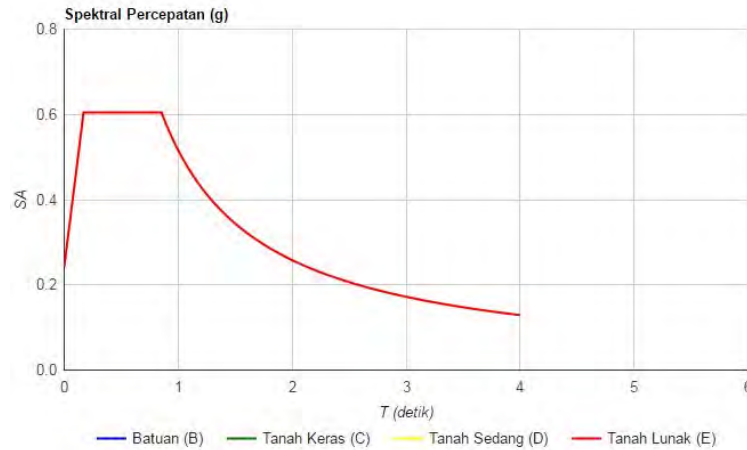
- Gempa Respon Spektrum X :
100% efektifitas untuk arah X dan 30% efektifitas arah Y
- Gempa Respon Spektrum Y :
100% efektifitas untuk arah Y dan 30% efektifitas arah X

5.3.3. Parameter Respon Spektrum Rencana

Parameter respon spektrum rencana digunakan untuk menentukan gaya gempa rencana yang bekerja pada struktur. Pada tugas akhir ini, perhitungan gaya gempa digunakan analisis dinamik sesuai persyaratan SNI 03-1726-2012. Berikut adalah nilai parameter respon spektrum untuk wilayah surabaya dengan kondisi tanah lunak (kelas situs E)

Tabel 5.1 Parameter Respon Gempa Wilayah Bojonegoro untuk Kelas Situs E (Tanah Lunak)

Variabel	Nilai
PGA (g)	0.346
S _S (g)	0.715
S ₁ (g)	0.262
C _{RS}	0.995
C _{R1}	0.931
F _{PGA}	1.062
F _A	1.271
F _V	2.951
PSA (g)	0.367
S _{MS} (g)	0.908
S _{M1} (g)	0.774
S _{DS} (g)	0.605
S _{D1} (g)	0.516
T ₀ (detik)	0.17
T _S (detik)	0.852



Gambar 5.8 Grafik Spektral Percepatan Gempa Wilayah Bojonegoro

5.3.4. Faktor Reduksi Gempa (R)

Gedung ini direncanakan dengan sistem dinding geser plat baja (SPSW). Berdasarkan tabel 9 SNI 03-1726-2012 didapatkan nilai faktor pembesaran defleksi (C_d) = 6, nilai koefisien modifikasi respon (R) = 7.5 dan nilai faktor kuat lebih sistem (Ω) = 2.5

5.3.5. Faktor Keutamaan (I)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e . Gedung ini direncanakan sebagai bangunan hunian (Hotel). Pada tabel 1 SNI 03-1726-2012 bangunan ini termasuk kategori II sehingga didapat nilai $I = 1$.

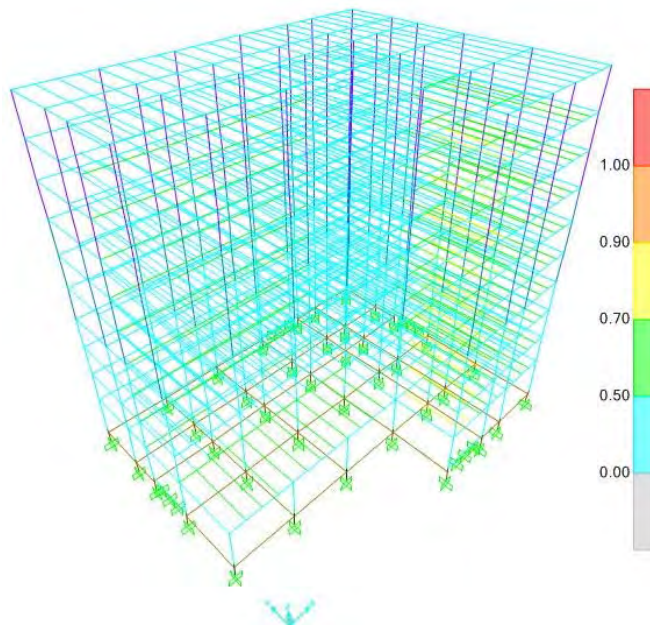
5.4. Kontrol Desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu SAP 2000, hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu sesuai dengan peraturan SNI 03-1726-2012 untuk menentukan kelayakan sistem struktur

tersebut. Adapun hal-hal yang harus dikontrol adalah sebagai berikut :

- Kontrol partisipasi massa.
- Kontrol periode getar struktur.
- Kontrol nilai akhir respon spektrum.
- Kontrol batas simpangan (*drift*)

Dari analisis tersebut juga diambil gaya dalam yang terjadi pada masing-masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang.



Gambar 5.9 Hasil Analisis Struktur Menggunakan Program Bantu SAP 2000

5.4.1. Kontrol Partisipasi Massa

Menurut SNI 1726 pasal 7.9.1, 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 SAP 2000 untuk mengeluarkan hasil partisipasi massa seperti pada Tabel 5.4 berikut :

Tabel 5.2 Rasio Partisipasi Massa Fave Hotel Bojonegoro

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.002675	0.765	3.554E-07
MODAL	Mode	2	0.77	0.768	6.269E-07
MODAL	Mode	3	0.774	0.772	7.169E-07
MODAL	Mode	4	0.777	0.905	0.000003905
MODAL	Mode	5	0.91	0.908	0.000004708
MODAL	Mode	6	0.91	0.909	0.000007907
MODAL	Mode	7	0.91	0.909	0.023
MODAL	Mode	8	0.91	0.909	0.023
MODAL	Mode	9	0.91	0.909	0.024
MODAL	Mode	10	0.91	0.909	0.025
MODAL	Mode	11	0.91	0.909	0.025
MODAL	Mode	12	0.91	0.909	0.025
MODAL	Mode	13	0.91	0.909	0.026
MODAL	Mode	14	0.91	0.909	0.026
MODAL	Mode	15	0.91	0.909	0.028

Dari tabel di atas didapat partisipasi massa arah X sebesar 91% pada moda ke 5 dan partisipasi massa arah Y sebesar 90.5% pada moda ke 4. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang

terdapat pada SNI-03-1726-2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

5.4.2. Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 03-1726-2012, periode fundamental struktur harus ditentukan dari :

$$T = C_t \cdot h_n^x$$

Nilai T di atas adalah batas bawah periode struktur yang ditinjau. Untuk batas atas nya dikalikan dengan koefisien batas. Besarnya koefisien tersebut tergantung dari nilai S_{D1} .

Struktur gedung Fave Hotel memiliki tinggi 33,6 m. Pada struktur ini digunakan sistem rangka baja dengan dinding geser plat baja sehingga pada tabel 15 SNI 03-1726-2012 didapatkan nilai :

$$C_t = 0,0488$$

$$x = 0.75$$

$$h_n = 33.6 \text{ m}$$

maka :

$$T = 0.0488 \times 33.6^{0.75} = 0.681 \text{ s}$$

Nilai C_u didapat dari tabel 14 SNI 03-1726-2012, untuk nilai $S_{D1} = 0.516$, maka :

$$C_u \times T = 1.4 \times 0.681 = 0.953 \text{ s}$$

Dari hasil analisis SAP 2000 didapat,

Tabel 5.3 Periode dan Frekuensi Struktur

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.756014	1.3227	8.3109	69.072
MODAL	Mode	2	0.730643	1.3687	8.5995	73.952
MODAL	Mode	3	0.489709	2.042	12.83	164.62
MODAL	Mode	4	0.218243	4.582	28.79	828.86
MODAL	Mode	5	0.211303	4.7325	29.735	884.19
MODAL	Mode	6	0.146466	6.8275	42.899	1840.3
MODAL	Mode	7	0.134355	7.443	46.765	2187
MODAL	Mode	8	0.13316	7.5098	47.185	2226.4
MODAL	Mode	9	0.133003	7.5186	47.241	2231.7
MODAL	Mode	10	0.132899	7.5245	47.278	2235.2
MODAL	Mode	11	0.132855	7.527	47.294	2236.7
MODAL	Mode	12	0.132793	7.5305	47.316	2238.8
MODAL	Mode	13	0.132748	7.5331	47.332	2240.3
MODAL	Mode	14	0.132737	7.5337	47.336	2240.7
MODAL	Mode	15	0.131417	7.6093	47.811	2285.9

Dari tabel di atas didapat $T = 0.75$ s. Maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental nilai T masih lebih kecil dari $C_u \times T$. Jadi analisis struktur gedung Fave Hotel masih memenuhi syarat SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.2.

5.4.3. Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 03-1726-2012, nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85% nilai respons statik. Rumus gaya geser statik adalah :

$$V = C_s \cdot W \quad (\text{SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.1})$$

Dimana :

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0.606}{\left(\frac{7.5}{1}\right)} = 0.081$$

Nilai C_s tidak perlu diambil lebih besar dari:

$$C_s = \frac{SD1}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0.515}{0.756\left(\frac{7.5}{1}\right)} = 0.091 > 0.081 \dots\dots(\text{OK...!})$$

Maka diambil $C_s = 0.081$

Dan tidak lebih kecil dari :

$$\begin{aligned}
 C_s &= 0.044 \times S_{DS} \times I_e \\
 &= 0.044 \times 0.606 \times 1 \\
 &= 0.027 < 0.081 \text{ (OK...!)}
 \end{aligned}$$

Dari analisis yang sudah dilakukan, didapatkan nilai berat total struktur Fave Hotel adalah :

Tabel 5.4 Reaksi Dasar Struktur

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Kgf	Kgf	Kgf
1.4D	-1.312E-07	-3.767E-08	7390264.94
1.2D+1.6L	-1.578E-07	-4.812E-08	10479524.17
1.2D+1L+1EX	182143.64	54767.88	8925340.21
1.2D+1L+1EX	-182143.64	-54767.88	8924949.61
1.2D+1L+1EY	54874.49	181786.05	8925458.29
1.2D+1L+1EY	-54874.49	-181786.05	8924831.53
0.9D+1EX	182143.64	54767.88	4751079.9
0.9D+1EX	-182143.64	-54767.88	4750689.31
0.9D+1EY	54874.49	181786.05	4751197.99
0.9D+1EY	-54874.49	-181786.05	4750571.22
1D+1L	-0.000000122	-3.68E-08	7369392.77

Dari tabel di atas didapat berat total struktur adalah 7869392.77 kg. Maka :

$$\begin{aligned}
 V_{\text{statik}} &= C_s \cdot W \\
 &= 0.081 \times 7369392.77 \text{ kg} \\
 &= 595293 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Dari hasil analisis menggunakan program SAP 2000 didapatkan nilai gaya geser dasar (base shear) sebagai berikut :

Tabel 5.5 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

TABLE: Base Reactions		
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY
Text	Kgf	Kgf
RS-X	182143.64	54767.88
RS-Y	54874.49	181786.05

Kontrol :

- Untuk gempa arah X :

$$V_{\text{dinamik}} \geq 85\% \times V_{\text{statik}}$$

$$182143.64 \text{ kg} > 85\% \times 595293 \text{ kg}$$

$$182143.64 \text{ kg} > 505999.04 \text{ kg (Not OK...!)}$$
- Untuk gempa arah Y :

$$V_{\text{dinamik}} \geq 85\% \times V_{\text{statik}}$$

$$181786.05 \text{ kg} > 85\% \times 595293 \text{ kg}$$

$$181786.05 \text{ kg} > 505999.04 \text{ kg (Not OK...!)}$$

Dari kontrol di atas, analisis gedung Fave Hotel Bojonegoro masih belum memenuhi syarat nilai akhir respon. Pada Pasal 11.1.4 SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.2 dijelaskan apabila gaya geser dasar hasil analisis kurang dari 85%, maka harus diperbesar dengan faktor skala $0.85 \times \frac{C_s \times W}{V}$.

Untuk arah X :

$$0.85 \times \frac{C_s \times W}{V} = 0.85 \times \frac{0.081 \times 7869392.77}{182143.64} = 2,967$$

Untuk arah Y :

$$0.85 \times \frac{C_s \times W}{V} = 0.85 \times \frac{0.081 \times 7869392.77}{181786.05} = 2,972$$

Setelah dikali faktor skala di atas didapatkan gaya geser dasar sebagai berikut :

Tabel 5.6 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa Setelah Dikalikan dengan Faktor Skala

TABLE: Base Reactions		
OutputCase	GlobalFX	GlobalFY
Text	Kgf	Kgf
RS-X	539802.46	162575
RS-Y	162628.04	539680.1

Kontrol :

- Untuk gempa arah X :

$$V_{\text{dinamik}} \geq 85\% \times V_{\text{statik}}$$

$$539802.46 \text{ kg} > 85\% \times 595293 \text{ kg}$$

$$539802.46 \text{ kg} > 505999.04 \text{ kg (OK...!)}$$
- Untuk gempa arah Y :

$$V_{\text{dinamik}} \geq 85\% \times V_{\text{statik}}$$

$$539680.1 \text{ kg} > 85\% \times 595293 \text{ kg}$$

$$539680.1 \text{ kg} > 505999.04 \text{ kg (OK...!)}$$

Dari kontrol di atas dapat disimpulkan bahwa analisis struktur gedung Fave Hotel Bojonegoro masih memenuhi persyaratan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.

5.4.4. Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (*Drift*)

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni.

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.3 untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus :

$$\Delta_i \leq \Delta_a$$

Dimana :

Δ_i = Simpangan yang terjadi

Δ_a = Simpangan ijin antar lantai

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 1 :

$$\Delta_1 = C_d \times \delta_{e1} / I$$

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 2 :

$$\Delta_2 = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) \times C_d / I$$

Dimana :

δ_{e1} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 1

δ_{e2} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 2

C_d = Faktor pembesaran defleksi

I = Faktor keutamaan gedung

Untuk sistem dinding geser plat baja, dari tabel 9 SNI 03-1726-2012 didapatkan nilai $C_d = 6$ dan dari tabel 2 SNI 03-1726-2012 didapat nilai $I = 1$. Dari tabel 16 SNI 03-1726-2012 untuk sistem struktur yang lain simpangan antar tingkat ijinnya adalah :

$$\Delta_a = 0.020 \times h_{sx}$$

Dimana :

h_{sx} = Tinggi tingkat dibawah tingkat x

- Untuk tinggi tingkat 4 m, simpangan ijinnya adalah

$$\Delta_a = 0.020 \times 4.5$$

$$= 0.09 \text{ m}$$

$$= 90 \text{ mm}$$

Dari analisis akibat beban lateral (beban gempa) dengan program SAP 2000, diperoleh nilai simpangan yang terjadi pada struktur yaitu sebagai berikut :

Tabel 5.7 Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah X

TABLE: Joint Displacements								
Lantai	Elevasi	Tinggi lantai	Simpangan	C_d	Pembesaran Simpangan	Simpangan antar Lantai	Simpangan ijin antar lantai	Ket.
I	h_i	h_{sx}	δ_e	Tabel 9	δ	Δ	Δ_a	
	(m)	(m)			$\delta_e \times C_d$	$\Delta_i - \Delta_{(i-1)}$	$0,02 \times h_{sx}$	
1	0	0	0	6	0	0	0	OKE
2	4.5	4.5	4.348	6	26.09052	26.09052	90	OKE
3	7.7	3.2	9.123	6	54.740748	28.650228	64	OKE
4	10.9	3.2	14.601	6	87.60426	32.863512	64	OKE
5	14.1	3.2	20.390	6	122.34246	34.7382	64	OKE
6	17.3	3.2	26.232	6	157.391514	35.049054	64	OKE
7	20.5	3.2	31.824	6	190.945746	33.554232	64	OKE
8	23.7	3.2	36.977	6	221.86242	30.916674	64	OKE
9	26.9	3.2	41.477	6	248.86002	26.9976	64	OKE
10	30.1	3.2	45.083	6	270.497346	21.637326	64	OKE
Atap	33.6	3.5	48.230	6	289.379202	18.881856	70	OKE

Tabel 5.8 Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah Y

TABLE: Joint Displacements								
Lantai	Elevasi	Tinggi lantai	Simpangan	Cd	Pembesaran Simpangan	Simpangan antar Lantai	Simpangan ijin antar lantai	Ket.
l	hi	hsx	δ_e	Tabel 9	δ	Δ	Δ_a	
	(m)	(m)			$\delta_e \times Cd$	$\Delta_i - \Delta_{(i-1)}$	$0,02 \times h_{sx}$	
1	0	0	0	6	0	0	0	OKE
2	4.5	4.5	1.314768	6	7.888608	7.888608	90	OKE
3	7.7	3.2	2.807186	6	16.843116	8.954508	64	OKE
4	10.9	3.2	4.540881	6	27.245286	10.40217	64	OKE
5	14.1	3.2	6.376196	6	38.257176	11.01189	64	OKE
6	17.3	3.2	8.230401	6	49.382406	11.12523	64	OKE
7	20.5	3.2	10.007464	6	60.044784	10.662378	64	OKE
8	23.7	3.2	11.653201	6	69.919206	9.874422	64	OKE
9	26.9	3.2	13.092566	6	78.555396	8.63619	64	OKE
10	30.1	3.2	14.225355	6	85.35213	6.796734	64	OKE
Atap	33.6	3.5	15.171095	6	91.02657	5.67444	70	OKE

Dari hasil kontrol tabel di atas maka analisis struktur Gedung Fave Hotel Bojonegoro memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

6.1. Perencanaan Elemen Struktur Primer

6.1.1. Balok Induk

6.1.1.1. Balok Induk Bentang 6,5 m

Balok induk memanjang direncanakan menggunakan profil WF 700 x 300 x 13 x 24

$$\begin{array}{lll}
 W & = 185 \text{ kg/m} & r & = 28 \text{ mm} & h_w & = 700 - 2(28 + 24) \\
 A & = 235.5 \text{ cm}^2 & Z_x & = 6249 \text{ cm}^3 & & = 596 \text{ mm} \\
 t_w & = 13 \text{ mm} & i_y & = 29.3 \text{ cm} & b_f & = 300 \text{ mm} \\
 t_f & = 24 \text{ mm} & I_x & = 201000 \text{ cm}^4 & & \\
 d & = 700 \text{ mm} & I_y & = 10800 \text{ cm}^4 & &
 \end{array}$$

- a. Dari analisis SAP 2000, didapatkan gaya dalam dan lendutan yang terjadi pada balok induk memanjang adalah sebagai berikut :

$$\begin{array}{ll}
 M_u & = 40783 \text{ kgm} & f & = 0.11 \text{ cm} \\
 V_u & = 20578 \text{ kg} \\
 N_u & = 684.34 \text{ kg}
 \end{array}$$

- b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 24} = 6.25$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6.25 \leq 10.75 \rightarrow \text{penampang sayap kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{596}{13} = 45.85$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.35$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 45.85 \leq 106.35 \rightarrow$ penampang badan kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 6249 = 15622500 \text{ kgcm}$
 $= 156225 \text{ kgm}$
- Cek kemampuan penampang
 $\phi_b \cdot M_n \geq M_u$
 $\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 156225$
 $= 140603 \text{ kgm} > 40783 \text{ kgm} \dots \text{OK!}$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
 Panjang tak terkekang adalah jarak balok anak sehingga $L_b = 162.5 \text{ cm}$.

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 6.78 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 337.511 \text{ cm}$$

$L_b \leq L_p \rightarrow 162.5 \text{ cm} \leq 226.003 \text{ cm} \rightarrow$ bentang pendek

- Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 6249 = 15622500 \text{ kgcm}$
 $= 156225 \text{ kgm}$
- Cek kemampuan penampang
 $\phi_b \cdot M_n \geq M_u$
 $\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 156225$
 $= 140603 \text{ kgm} > 40783 \text{ kgm} \dots \text{OK!}$

- c. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{596}{13} = 45.84 ;$$

$$1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69.57$$

$$\text{karena } \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 45.84 \leq 69.57$$

maka $C_v = 1.00$; sehingga

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (70 \times 1.3) \times 1.00 = 136500 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\begin{aligned}\emptyset V_n &= 0.9 \times 136500 \\ &= 122850 \text{ kg} > 20578 \text{ kg} \dots \text{OK} !\end{aligned}$$

d. Kontrol lendutan

$$L = 650 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{650}{360} = 1.81 \text{ cm}$$

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan lendutan batang sebesar

$$f = 0.5 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \rightarrow 0.5 \text{ cm} \leq 1.81 \text{ cm} \dots \text{OK} !$$

6.1.1.2. Balok Induk Bentang 3 m

Balok induk melintangg direncanakan menggunakan profil WF 300 x 150 x 6.5 x 9

W = 36.7 kg/m	r = 13 mm	h _w = 400 - 2(13 + 16)
A = 46.78 cm ²	Z _x = 522 cm ³	= 256 mm
t _w = 6.5 mm	i _y = 3.29 cm	b _f = 150 mm
t _f = 9 mm	I _x = 7210 cm ⁴	
d = 300 mm	I _y = 508 cm ⁴	

a. Dari analisis SAP 2000, didapatkan gaya dalam dan lendutan yang terjadi pada balok induk memanjang adalah sebagai berikut :

$$M_u = 7009 \text{ kgm} \quad f = 0.0084 \text{ cm}$$

$$V_u = 4758.1 \text{ kg}$$

$$N_u = 3464.2 \text{ kg}$$

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{150}{2 \times 9} = 8.33$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8.33 \leq 10.75 \rightarrow \text{penampang sayap kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{256}{6.5} = 39.38$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.35$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 39.38 \leq 106.35 \rightarrow$ penampang badan kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 522 = 1305000 \text{ kgcm}$
 $= 13050 \text{ kgm}$
- Cek kemampuan penampang
 $\phi_b \cdot M_n \geq M_u$
 $\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 13050$
 $= 11745 \text{ kgm} > 7009 \text{ kgm} \dots \mathbf{OK!}$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
 Panjang tak terkekang adalah jarak balok anak sehingga $L_b = 150$ cm.

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 3.29 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 163.77 \text{ cm}$$

$L_b \leq L_p \rightarrow 150 \text{ cm} \leq 163.77 \text{ cm} \rightarrow$ bentang pendek

- Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 522 = 1305000 \text{ kgcm}$
 $= 13050 \text{ kgm}$
- Cek kemampuan penampang
 $\phi_b \cdot M_n \geq M_u$
 $\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 13050$
 $= 13050 \text{ kgm} > 7009 \text{ kgm} \dots \mathbf{OK!}$

- c. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{256}{6.5} = 39.384 ; 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69.57$$

$$\text{karena } \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 39.384 \leq 69.57$$

maka $C_v = 1.00$; sehingga

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (30 \times 0.65) \times 1.00 = 29250 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 29250$$

$$= 29250 \text{ kg} > 4758 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

d. Kontrol lendutan

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

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{300}{360} = 0.83 \text{ cm}$$

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan lendutan batang sebesar

$$f = 0.0084 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \rightarrow 0.0084 \text{ cm} \leq 0.83 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

6.1.2. Kolom

6.1.2.1. Kolom Lantai 1-4

Pada perencanaan ini ditunjukkan contoh perhitungan kolom lantai 1-4. Direncanakan komposit CFT dengan profil HSS $700 \times 700 \times 22 \times 22$ dan panjang kolom 400 cm. Data-data profil disajikan sebagai berikut :

$$d = 700 \text{ mm} \quad I_x = 432500 \text{ cm}^4 \quad Z_x = 22531 \text{ cm}^3$$

$$b_f = 700 \text{ mm} \quad I_y = 432500 \text{ cm}^4 \quad h = 656 \text{ mm}$$

$$t_w = 22 \text{ mm} \quad i_x = 27.4 \text{ cm} \quad f_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$t_f = 22 \text{ mm} \quad i_y = 27.4 \text{ cm}$$

$$A = 575.9 \text{ cm}^2 \quad S_x = 19415 \text{ cm}^3$$

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan gaya dalam yang bekerja sebagai berikut :

$$P_u = 776474.2 \text{ kg}$$

$$P_{nt} = 251001.2 \text{ kg} \text{ (Kombinasi Beban 1,2D + 1,6L)}$$

$$M_{ux} = 86782.52 \text{ kgm}$$

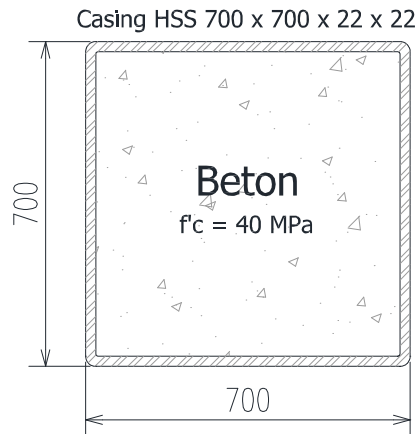
$$M_{uy} = 59457.06 \text{ kgm}$$

Bahan :

$$\text{BJ 41 : } f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Beton : } f_c' = 40 \text{ Mpa} = 400 \text{ kg/cm}^2$$



Gambar 6.1 Penampang Kolom Komposit CFT dengan Profil HSS 700 × 700 × 22 × 22

a. Kuat nominal tekan kolom komposit

- Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% = \frac{575.9}{4303.36 + 575.9} = 11.80\% \geq 4\% \dots \text{OK!}$$

- Kontrol tebal minimum penampang persegi

$$t_{\min} = b \times \sqrt{\frac{f_y}{3E}}$$

$$t_{\min} = 700 \times \sqrt{\frac{240}{3 \times 2 \times 10^5}} = 14.29 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm} \dots \text{OK!}$$

- Kuat nominal tekan kolom komposit

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{700}{2 \times 22} = 15.91$$

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.26 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 63.92$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 15.91 \leq 63.92 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut :

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = f_y A_s + C_2 f_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

$$P_p = 2500 \times 575.9 + 0.85 \times 400(4303.36 + 0)$$

$$P_p = P_{no} = 2902892 \text{ kg}$$

b. Momen nominal kolom

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{700}{2 \times 22} = 15.91$$

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.12 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 31.68$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 15.91 \leq 31.68 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 12360 = 30900000 \text{ kgcm}$$

$$= 309000 \text{ kgm}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 309000$$

$$= 278100 \text{ kgm}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Panjang tak terkekang adalah tinggi kolom-d_{balok}

$$L_b = 400 - 70 = 330 \text{ cm.}$$

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 27.4 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 1363.98 \text{ cm}$$

$$L_b \leq L_p \rightarrow 330 \text{ cm} \leq 1363.98 \text{ cm} \rightarrow \text{bentang pendek}$$

- Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 12360 = 30900000 \text{ kgcm}$$

$$= 309000 \text{ kgm}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 309000$$

$$= 278100 \text{ kgm}$$

c. Kekuatan lentur dan aksial orde kedua

Momen lentur dan aksial terfaktor arah X dan Y ditentukan berdasarkan persamaan berikut ini:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t$$

dengan,

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2)$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_1/P_{e1}} \geq 1.00$$

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

$$P_{e \text{ story}} = R_M \frac{HL}{\Delta_H}$$

$$R_M = 1 - 0.15(P_{mf} / P_{story})$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e_story}}}$$

- Arah sumbu X :
 - Kontrol momen terhadap beban gravitasi
Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:
 - $M_1 = 181.27 \text{ kgm}$
 - $M_2 = 3598.26 \text{ kgm}$
 - $C_m = 0.58$
 - $P_{e1} = 53357549 \text{ kg}$
 - $B_1 = 0.58 < 1.0$ maka digunakan 1.0
 - Kontrol momen terhadap beban lateral
Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:
 - $P_{story} = 2392461.34 \text{ kg}$
 - $P_{e_story} = 61605367 \text{ kg}$
 - $B_2 = 1.04 \geq 1.0$ dapat dipakai
 - Momen terfaktor pada sumbu X
 - $M_{rx} = (1.0 \times 3598.26) + (1.04 \times 86782.52)$
 - $= 93887.17 \text{ kgm}$
- Arah sumbu Y :
 - Kontrol momen terhadap beban gravitasi
Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:
 - $M_1 = 1389.16 \text{ kgm}$
 - $M_2 = 7887.02 \text{ kgm}$
 - $C_m = 0.53$
 - $P_{e1} = 53357549 \text{ kg}$
 - $B_1 = 0.53 < 1.0$ maka digunakan 1.0
 - Kontrol momen terhadap beban lateral
Dari SAP 2000 diperoleh output sebagai berikut:
 - $P_{story} = 2392461.34 \text{ kg}$
 - $P_{e_story} = 61591407 \text{ kg}$
 - $B_2 = 1.04 \geq 1.0$ dapat dipakai
 - Momen terfaktor pada sumbu Y
 - $M_{ry} = (1.0 \times 7887.02) + (1.04 \times 59457.06)$
 - $= 69746.97 \text{ kgm}$

- Kuat aksial orde kedua

$$P_r = (251001.2) + (1.04 \times 776474.15)$$

$$= 1058855.7 \text{ kgm}$$

d. Kontrol interaksi aksial-momen

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{P_r}{\phi_c P_n} = \frac{1058855.71}{0.90 \times 2902892} = 0.41 \geq 0.2$$

Maka digunakan rumus interaksi pertama sebagai berikut:

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

$$\frac{1058856}{0.9 \times 2902892} + \frac{8}{9} \left(\frac{93887.175}{278100} + \frac{69746.973}{278100} \right) = 0.48$$

Hasil kontrol interaksi yaitu $0.48 \leq 1.00$, maka kolom dapat dipakai.

6.1.3. Dinding Geser Plat Baja (SPSW)

6.1.3.1. Desain Dinding Geser Plat Baja

Berikut ini adalah perhitungan dinding geser plat baja dan pengaruhnya terhadap balok (*HBE*) dan kolom (*VBE*). Untuk perencanaan dinding geser plat baja kali ini menggunakan Un-stiffened, thin SPSW (Dinding Geser Plat Baja tidak kaku). Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan gaya geser pada dinding geser yaitu

$$V_u = 52227.48 \text{ kg}$$

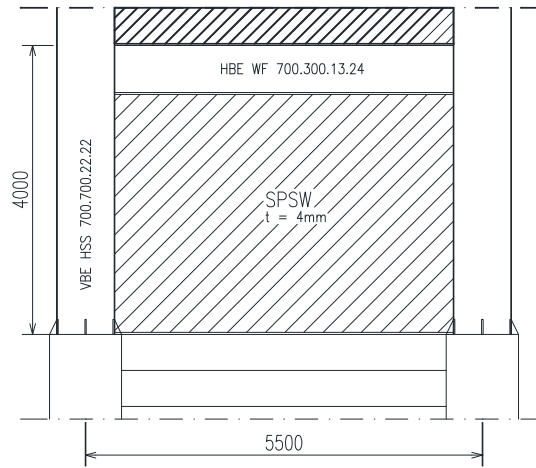
Bahan :

$$\text{BJ 37 : } f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$$

Dimensi :

$$L \times h = 5.50 \text{ m} \times 4.00 \text{ m}$$



Gambar 6.2 Struktur Dinding Geser Plat Baja

- a. Tebal dinding geser

Asumsi sudut tarik SPSW 30° dari VBE.

$$\phi V_n = 0.90 \times 0.42 \times f_y \times t_w \times L_{cf} \times \sin(2\alpha)$$

$$52227.48 = 0.90 \times 0.42 \times 2400 \times t_w \times 550 \times \sin(2 \times 30^\circ) t_w = 0.12$$

cm digunakan $t_w = 0.4$ cm.

- b. Sudut tarik aktual sesuai ketebalan SPSW

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt{\frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left[\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right]}}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt{\frac{1 + \frac{0.4 \times 550}{2 \times 775}}{1 + 0.4 \times 400 \left[\frac{1}{235.5} + \frac{400^3}{360 \times 776615 \times 550} \right]}}$$

$$\alpha = 42.05^\circ \text{ memenuhi syarat } 30^\circ < \alpha < 55^\circ$$

- c. Kekuatan geser aktual *SPSW*

$$\phi V_n = 0.90 \times 0.42 \times f_y \times t_w \times L_{cf} \times \sin(2\alpha)$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0.90 \times 0.42 \times 2400 \times 0.4 \times 550 \times \sin(2 \times 42.05^\circ) \\ &= 198527.8 \text{ kg} > 52227.48 \text{ kg} \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

- d. Kontrol tekuk lokal *SPSW*

SPSW pada saat dipelaksanaan diberi pengekang berprofil sejarak setengah bentang antar *HBE* yaitu :

$$L = \frac{550 \text{ cm}}{2} = 275 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \frac{\min(L, H)}{t_w} &\leq 25 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \frac{275}{0.4} \leq 25 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2400}} \\ &= 687.5 \leq 721.68 \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

6.1.3.2. Kontrol Desain Balok (*HBE*)

Balok untuk dinding geser direncanakan dengan profil WF 700 × 300 × 13 × 24.

W	= 185 kg/m	r	= 28 mm	h _w	= 700 (28+24)
A	= 235.5 cm ²	Z _x	= 6249 cm ³		= 596 mm
t _w	= 13 mm	i _y	= 6.78 cm	b _f	= 300 mm
t _f	= 24 mm	I _x	= 201000 cm ⁴		
d	= 700 mm	I _y	= 10800 cm ⁴		

Balok perlu dikontrol akibat adanya distribusi gaya dari *SPSW*.

- a. Momen pada balok (*HBE*) akibat *SPSW*

$$M_u = \frac{q_u L_h^2}{8}$$

Menentukan nilai q_u

$$q_u = R_y \cdot f_y (t_{w1} \cos^2 \alpha_1 - t_{w2} \cos^2 \alpha_2)$$

$$q_u = 1.5 \times 2500 (0.4 \times \cos^2 42.05^\circ - 0.4 \times \cos^2 42.05^\circ)$$

$$q_u = 0 \text{ kg/cm}$$

Panjang beban terbagi merata q_u

$$L_h = L - 2 \left[\frac{1}{2} (d_c + d_b) \right]$$

$$L_h = 550 - 2\left[\frac{1}{2}(70 + 70)\right]$$

$$L_h = 410 \text{ cm}$$

Jadi momen pada balok akibat *SPSW*

$$M_u = \frac{0 \times 400^2}{8} = 0 \text{ kgcm} = 0 \text{ kgm}$$

Momen tersebut adalah momen akibat dari *SPSW* sehingga perlu ditambah dengan momen akibat beban gravitasi.

$$M_u = 0 + 6545.47 = 6545.47 \text{ kgm}$$

b. Gaya aksial pada balok (*HBE*)

$$P_{HBE} = P_{HBE(VBE)} \pm \frac{1}{2} P_{HBE(web)}$$

$$P_{HBE(VBE)} = \sum \frac{1}{2} R_y f_y \sin^2(\alpha) t_w h_c$$

$$P_{HBE(VBE)} = \frac{1}{2} \times 1.5 \times 2500 \times \left[\begin{array}{l} \sin^2(42.05^\circ) \times 0.4 \times 330 \\ + \sin^2(42.05^\circ) \times 0.4 \times 330 \end{array} \right]$$

$$P_{HBE(VBE)} = 222071 \text{ kg}$$

$$P_{HBE(web)} = \frac{1}{2} R_y f_y [t_1 \sin(2\alpha_1) - t_{1+1} \sin(2\alpha_{1+1})] L_{cf}$$

$$P_{HBE(web)} = \frac{1}{2} \times 1.5 \times 2500 \times [0] \times (550 - 70)$$

Nilai $[t_1 \sin(2\alpha_1) - t_{1+1} \sin(2\alpha_{1+1})] = 0$ karena dimensi *SPSW* lantai 1 dan atasnya sama.

$$P_{HBE(web)} = 0 \text{ kg}$$

Nilai P_{HBE} pada balok akibat distribusi gaya dari *SPSW* adalah :

$$P_{HBE} = 222071 \pm \frac{1}{2} \times 0$$

$$P_{HBE} = 222071 \text{ kg (tekan)}$$

Nilai P_{HBE} pada balok merupakan aksial tekan, sehingga perlu diperhitungkan dengan analisis orde kedua pendekatan.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_1/P_{e1}} \geq 1.00$$

$$C_m = 1.0$$

$$KL = 1 \times 550 = 550 \text{ cm}$$

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

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 (2 \times 10^6) \times (201000)}{(550)^2}$$

$$P_{e1} = 13115970 \text{ kg}$$

$$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{1 \times 222071}{13115970}} = 1.017 \geq 1.0$$

- Karena nilai $B_1 = 1.017$, maka faktor perbesaran momen tersebut digunakan dalam perhitungan berikut:

$$P_r = P_u = 222071 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} M_r &= B_1 M_{mt} + B_2 M_{lt} \\ &= 1.017 \times 6545.47 \\ &= 6653.25 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- c. Gaya geser pada balok (*HBE*) akibat *SPSW*
Gaya geser dihitung dengan sebagai berikut:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{ug}$$

Momen lentur balok, M_{pr} , dihitung dengan berdasarkan V_u balok yang telah diperlemah (*strength reduced*). Perlemahan diasumsikan 2/3 dari modulus penampang plastik balok.

$$\begin{aligned}
 M_{pr} &= 1.1R_y f_y Z_{RBS} \\
 &= 1.1 \times 1.5 \times 2500 \times (2/3 \times 6249) \\
 &= 17184750 \text{ kgcm} \\
 &= 171847.5 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Gaya aksial *HBE* pada sambungan mungkin digunakan untuk menghitung kekuatan lentur yang telah diperlemah pada sendi plastis.

$$\begin{aligned}
 P_y &= f_y A_g \\
 &= 2500 \times 235.5 \\
 &= 588750 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{P_u}{P_y} &= \frac{222071}{588750} \\
 &= 0.37 > 0.2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr}^* &= \frac{9}{8} (M_{pr}) \left[1 - \frac{P_u(HBE)}{P_y} \right] \\
 &= \frac{9}{8} (171847.5) \left[1 - \frac{222071}{588750} \right] \\
 &= 120407 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

V_{ug} yang merupakan gaya geser akibat beban gravitasi merupakan hasil output SAP 2000. $V_{ug} = 20363.09 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{2 \times 120406.65}{5.50} + 20363.09 \\
 &= 64147.325 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- d. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 24} = 6.25$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10.75$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6.25 \leq 10.75 \rightarrow$ penampang sayap kompak

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{596}{13} = 45.84$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106.36$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 45.84 \leq 106.36 \rightarrow$ penampang badan kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 6249 = 15622500 \text{ kgcm}$$

$$= 156225 \text{ kgm}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 156225$$

$$= 140602.5 \text{ kgm} > 6653.24 \text{ kgm} \dots \text{OK!}$$

• Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Panjang tak terkekang adalah jarak balok anak sehingga $L_b = 137.5 \text{ cm}$.

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 6.78 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 337.51 \text{ cm}$$

$L_b \leq L_p \rightarrow 137.5 \text{ cm} \leq 337.51 \text{ cm} \rightarrow$ bentang pendek

- Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 6249 = 15622500 \text{ kgcm}$$

$$= 156225 \text{ kgm}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 149976$$

$$= 140602.5 \text{ kgm} > 6653.25 \text{ kgm} \dots \text{OK!}$$

e. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{596}{13} = 45.84 ; 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69.57$$

$$\text{karena } \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 45.84 \leq 69.57$$

maka $C_v = 1.00$; sehingga

$$\begin{aligned} V_n &= 0.6 f_y A_w C_v \\ &= 0.6 \times 2500 \times (700 \times 1.30) \times 1.00 \\ &= 136500 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\begin{aligned} \emptyset V_n &= 0.9 \times 136500 \\ &= 122850 \text{ kg} > 62481.4 \text{ kg} \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

f. Kekuatan tekan balok (HBE)

$$L = 550 \text{ cm}$$

$$K_c = 1.00$$

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_{\min}}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6}{\left(\frac{1.00 \times 550}{6.78}\right)^2} = 2999.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_y}{f_e} = \frac{2500}{2999.6} = 0.8$$

karena $\frac{f_y}{f_e} = 0.8 < 2.25$ maka f_{cr} ditentukan dengan :

$$f_{cr} = f_y (0.658)^{\frac{f_y}{f_e}} = 2500 (0.658)^{\frac{2500}{2999.6}} = 1763.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} P_n &= f_{cr} \times A_g \\ &= 1763.76 \times 235.5 = 415367.43 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset P_n &= 0.85 \times 415367.43 \\ &= 353062.31 \text{ kg} > 222071.34 \text{ kg} \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

g. Interaksi aksial dan lentur balok (HBE)

$$\begin{aligned} \frac{P_r}{P_c} &= \frac{222071.34}{353062.32} \\ &= 0.63 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{M_r}{M_c} &= \frac{6658.2}{140602.5} \\ &= 0.047 \\ \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_r}{M_c} \right) &= 0.67 \leq 1.0 \dots \mathbf{OK!}\end{aligned}$$

- h. Kontrol momen inersia balok (*HBE*) terhadap *SPSW*

$$\begin{aligned}I_{HBE} &\geq 0.003 \frac{(\Delta t_w) L^4}{h} \\ &= 0.003 \frac{(0) \times 550^4}{400}\end{aligned}$$

$$I_{HBE} = 201000 \geq 0.00 \dots \mathbf{OK!}$$

- i. Kontrol ketebalan plat badan balok (*HBE*)

$$\begin{aligned}t_{wHBE} &\geq \frac{t_w R_y f_y}{f_{yHBE}} \\ &\geq \frac{0.4 \times 1.5 \times 2400}{2500} \\ &\geq 0.6 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$t_w = 1.3 \text{ cm} \geq 0.6 \text{ cm} \dots \mathbf{OK!}$$

Balok $700 \times 300 \times 13 \times 24$ aman digunakan untuk balok (*HBE*) komponen *SPSW*.

6.1.3.3. Kontrol Desain Kolom (VBE)

Kolom pada dinding geser direncanakan komposit CFT dengan profil HSS $700 \times 700 \times 22 \times 22$ dengan mutu inti beton $f_c = 40$ MPa dan panjang kolom 400 cm. Data-data profil disajikan sebagai berikut :

$$\begin{array}{lll}d = 700 \text{ mm} & I_x = 432500 \text{ cm}^4 & Z_x = 12360 \text{ cm}^3 \\ b_f = 700 \text{ mm} & I_y = 432500 \text{ cm}^4 & h = 656 \text{ mm} \\ t_w = 22 \text{ mm} & i_x = 27.4 \text{ cm} & f_y = 250 \text{ Mpa} \\ t_f = 22 \text{ mm} & i_y = 27.4 \text{ cm} & \\ A = 575.9 \text{ cm}^2 & S_x = 19415 \text{ cm}^3 & \end{array}$$

a. Gaya aksial pada kolom (*VBE*)

$$P_u = 260098 \text{ kg (akibat beban gravitasi)}$$

$$\begin{aligned} E_m &= \sum \frac{1}{2} R_y f_y \sin(2\alpha) t_w h + \sum V_u \\ &= \frac{1}{2} \times 1.5 \times 2500 \times [\sin(2 \times 42.05^\circ) \times 0.4 \times 400 \times 2] \\ &\quad + (2 \times 64147.325) \\ &= 725119.5 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{u \text{ total}} &= 260098 + 725119.5 \\ &= 985217.47 \text{ kg} \end{aligned}$$

Nilai P_{HBE} pada balok merupakan aksial tekan, sehingga perlu diperhitungkan dengan analisis orde kedua pendekatan.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_1/P_{e1}} \geq 1.00$$

$$C_m = 1.0$$

$$KL = 1 \times 550 = 550 \text{ cm}$$

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

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 (2 \times 10^6) \times (432500)}{(400)^2}$$

$$P_{e1} = 53357549 \text{ kg}$$

$$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{1 \times 985217.47}{53357549}} = 1.02 \geq 1.0$$

Karena nilai $B_1 = 1.02$, maka faktor perbesaran momen tersebut digunakan dalam perhitungan momen.

$$P_r = P_u = 985217.47 \text{ kg}$$

b. Momen pada kolom (*VBE*) akibat *SPSW*

- Momen lentur akibat dari tarikan dinding geser (*SPSW*) pada sambungan.

$$\begin{aligned}
 M_{VBE(web)} &= R_y f_y \sin^2(\alpha) t_w \left(\frac{h_c^2}{12} \right) \\
 &= 1.5 \times 2500 \times \sin^2(42.05^\circ) \times 0.4 \times \left(\frac{400^2}{12} \right) \\
 &= 8972579.245 \text{ kgcm} \\
 &= 89725.79 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

- Momen lentur pada kondisi kolom (*VBE*) mengalami tekan.

$$\begin{aligned}
 M_{VBE(HBE)} &= \frac{1}{2} \sum M_{pb} \\
 M_{pb} &= \frac{M_{pr}}{1.1R_y} + V_{ush} \\
 &= \frac{17184750}{1.1 \times 1.5} + 64147.325 \times \left[\frac{70}{2} + \frac{70}{2} \right] \\
 &= 14905312.76 \text{ kgcm} \\
 &= 149053.13 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_u &= \frac{1}{2} P_{HBE(web)} \\
 &= 0.5 \times 0 \\
 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_u/P_y &= \frac{0}{2400 \times 775} \\
 &= 0.5 \times 0 \\
 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr}^* &= \frac{9}{8} (M_{pr}) \left[1 - \frac{P_{u(HBE)}}{P_y} \right] \\
 &= \frac{9}{8} (171847.5) \left[1 - \frac{222071.33}{588750} \right] \\
 &= 120407 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pb} &= \frac{M_{pr}}{1.1R_y} + V_{ush} \\
 &= \frac{171847.5}{1.1 \times 1.5} + 64147.325 \times \left[\frac{70}{2} + \frac{70}{2} \right] \\
 &= 4563286.481 \text{ kgcm} \\
 &= 45632.86 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{VBE(HBE)} &= \frac{1}{2} \sum M_{pb} \\
 &= 0.5 \times (149053.13 + 45632.865) \\
 &= 187068.788 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= M_{VBE(web)} + M_{VBE(HBE)} \\
 &= 89725.79 + 97342.996 \\
 &= 187068.788 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

- Nilai $B_1 = 1.02$, faktor perbesaran momen tersebut digunakan dalam perhitungan berikut:

$$\begin{aligned}
 M_r &= B_1 M_{mt} + B_2 M_{lt} \\
 &= 1.02 \times 187068.79 \\
 &= 190587.888 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

- c. Gaya geser pada kolom (VBE) akibat $SPSW$

$$\begin{aligned}
 V_{VBE(web)} &= \frac{1}{2} R_y f_y \sin^2(\alpha) t_w h_c \\
 &= 1.5 \times 2500 \times \sin^2(42.05^\circ) \times 0.4 \times 400 \\
 &= 134589 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{VBE(HBE)} &= \sum \frac{1}{2} \left(\frac{M_{pc}}{h_c} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \frac{(9734299.6 + 18706879)}{400} \\
 &= 35551.47 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Gaya geser total adalah :

$$\begin{aligned} V_u &= V_{VBE(HBE)} + V_{VBE(web)} \\ &= 35551.47 + 134588.69 \\ &= 170140.16 \text{ kg} \end{aligned}$$

d. Kontrol kekuatan tekan kolom komposit (VBE)

Pada struktur dinding geser (SPSW) inti beton menggunakan beton dengan kuat tekan $f_c=40$ MPa

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{700}{2 \times 22} = 15.91$$

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.26 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 63.92$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 15.91 \leq 63.92 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut :

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = f_y A_s + C_2 f_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

$$P_p = 2500 \times 575.9 + 0.85 \times 400 (4303.36 + 0)$$

$$P_p = P_{no} = 2920105.84 \text{ kg}$$

e. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{656}{22} = 29.81 ; 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69.57$$

$$\text{karena } \frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 29.81 \leq 69.57$$

maka $C_v = 1.00$; sehingga

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (2 \times 80 \times 2.20) \times 1.00$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= 462000 \text{ kg} \\
 \phi V_n &\geq V_u \\
 \phi V_n &= 0.9 \times 462000 \\
 &= 415800 \text{ kg} > 170140.16 \text{ kg} \dots \text{OK!}
 \end{aligned}$$

f. Interaksi aksial dan lentur kolom (*VBE*)

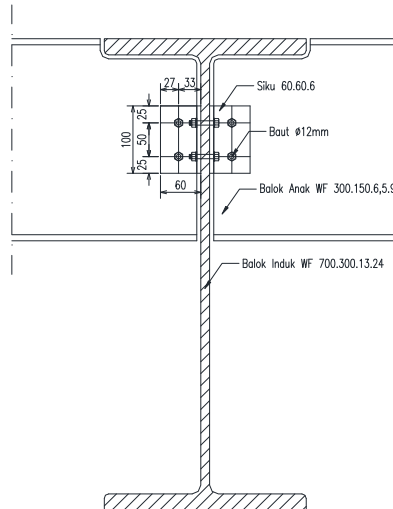
$$\begin{aligned}
 \frac{P_r}{P_c} &= \frac{985217.47}{2628095.3} \\
 &= 0.37 > 0.2 \\
 \frac{M_r}{M_c} &= \frac{190587.89}{26697600} \\
 &= 0.0071 \\
 \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_r}{M_c} \right) &= 0.4 \leq 1.0 \dots \text{OK!}
 \end{aligned}$$

6.2. Perencanaan Sambungan

6.2.1. Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk

Sambungan balok induk dengan balok anak merupakan sambungan sendi. Sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok anak.

Dari perhitunagn sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar $V_u = 3469.37 \text{ kg}$ dan gaya geser yang bekerja pda balok induk sebesar $V_u = 8448.81 \text{ kg}$. Sambungan ini direncanakan dengan profil siku $60 \times 60 \times 6$



Gambar 6.3 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk

- Sambungan siku dengan balok anak
 Direncanakan :
 $\text{Øbaut} = 12 \text{ mm}$ ($A_b = 1.131 \text{ cm}^2$)
 Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)
 Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0.5$)

Kuat geser baut

$$\begin{aligned} \text{Ø.Vn} &= \text{Ø} \times r_1 \times f_u \times m \times A_b \\ &= 0.75 \times 0.5 \times 8250 \times 2 \times 1.131 \\ &= 6997.9 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \text{Ø.Rn} &= \text{Ø} \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 1.2 \times 0.65 \times 4100 \\ &= 5756.4 \text{ kg (menentukan !)} \end{aligned}$$

$$n = \frac{3469.37}{5756.4} = 0.6, \text{ dipasang 2 buah}$$

- Sambungan balok induk dengan siku
Direncanakan :
 $\varnothing_{\text{baut}} = 12 \text{ mm}$ ($A_b = 1.131 \text{ cm}^2$)
 Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)
 Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0.5$)
 Kuat geser baut
 $\varnothing.V_n = \varnothing \times r_1 \times f_u \times m \times A_b$
 $= 0.75 \times 0.5 \times 8250 \times 2 \times 1.131$
 $= 6997.9 \text{ kg}$
 Kuat tumpu baut
 $\varnothing.R_n = \varnothing \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u$
 $= 0.75 \times 2.4 \times 1.2 \times 0.6 \times 4100$
 $= 5313.6 \text{ kg (menentukan !)}$
 $n = \frac{8448.6}{5313.6} = 1.59$, dipasang 4 buah
- Kontrol siku penyambung
 Kontrol leleh
 $A_g = 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm}^2$
 $\varnothing.f_y.A_g = 0.9 \times 2500 \times 12$
 $= 27000 \text{ kg} > 3469.37 \text{ kg} \dots \text{OK!}$
 Kontrol patah
 $\varnothing_{\text{lubang}} = 12 \text{ mm} + 1.5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)}$
 $= 13.5 \text{ mm}$
 $= 1.35 \text{ cm}$
 $A_{n_v} = L_{n_v} \cdot t_1$
 $= (L - n \varnothing_{\text{lubang}}) \cdot t_1$
 $= (10 - 2 \times 1.35) \times 1.2$
 $= 8.76 \text{ cm}^2$
 $\varnothing.0.6.f_u.A_{n_v} = 0.75 \times 0.6 \times 4100 \times 8.76$
 $= 16162.2 \text{ kg} > 3469.37 \text{ kg} \dots \text{OK!}$

6.2.2. Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

Sambungan balok utama tangga dengan balok penumpu tangga merupakan sambungan sendi. Sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok utama tangga.

Dari perhitunagn sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar $V_u = 1342.82$ kg dan gaya geser yang bekerja pada balok penumpu tangga $V_u = 2144.61$ kg. Sambungan ini direncanakan dengan profil siku $40 \times 40 \times 4$

- Sambungan siku dengan balok utama tangga

Direncanakan :

$$\text{Øbaut} = 8 \text{ mm } (A_b = 0.503 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut A825 } (f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Ulir tidak pada bidang geser } (r_1 = 0.5)$$

Kuat geser baut

$$\begin{aligned} \text{Ø.Vn} &= \text{Ø} \times r_1 \times f_u \times m \times A_b \\ &= 0.75 \times 0.5 \times 8250 \times 2 \times 0.503 \\ &= 3110.18 \text{ kg (menentukan !)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \text{Ø.Rn} &= \text{Ø} \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 0.8 \times 0.40 \times 4100 \\ &= 2361.6 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$n = \frac{1342.82}{2361.6} = 0.57, \text{ dipasang 2 buah}$$

- Sambungan balok penumpu tangga dengan siku

Direncanakan :

$$\text{Øbaut} = 8 \text{ mm } (A_b = 0.503 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut A825 } (f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Ulir tidak pada bidang geser } (r_1 = 0.5)$$

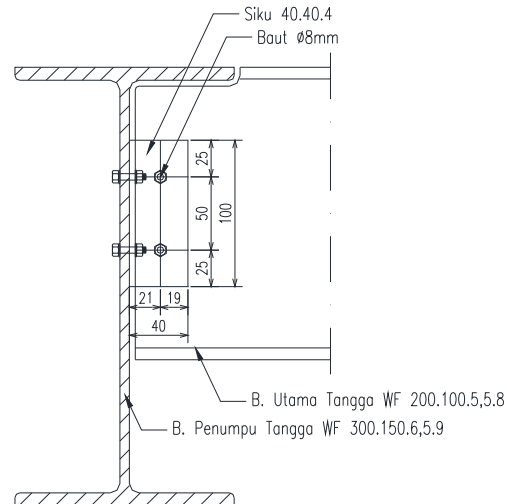
Kuat geser baut

$$\begin{aligned} \text{Ø.Vn} &= \text{Ø} \times r_1 \times f_u \times m \times A_b \\ &= 0.75 \times 0.5 \times 8250 \times 1 \times 0.503 \\ &= 1555.09 \text{ kg (menentukan !)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \text{Ø.Rn} &= \text{Ø} \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 0.8 \times 0.40 \times 4100 \\ &= 2361.6 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$n = \frac{2144.61}{1555.09} = 1.38, \text{ dipasang 4 buah}$$



Gambar 6.4 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

- Kontrol siku penyambung

Kontrol leleh

$$A_g = 10 \times 0.8 = 8 \text{ cm}^2$$

$$\phi \cdot f_y \cdot A_g = 0.9 \times 2500 \cdot 8$$

$$= 18000 \text{ kg} > 1342.82 \text{ kg} \dots \text{OK!}$$

Kontrol patah

$$\phi_{\text{lubang}} = 8 \text{ mm} + 1.5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)}$$

$$= 9.5 \text{ mm}$$

$$= 0.95 \text{ cm}$$

$$A_{nv} = L_{nv} \cdot t_1$$

$$= (L - n \phi_{\text{lubang}}) \cdot t_1$$

$$= (10 - 2 \times 0.95) \times 0.8 = 6.48 \text{ cm}^2$$

$$\phi \cdot f_u \cdot A_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 4100 \times 6.48$$

$$= 7970.4 \text{ kg} > 1342.82 \text{ kg} \dots \text{OK!}$$

6.2.3. Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Sambungan balok penumpu tangga dengan kolom merupakan sambungan sendi. Sambungan tersebut didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok utama tangga.

Dari perhitunagn sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok penumpu tangga sebesar $V_u = 2144.61$ kg. Sambungan ini direncanakan dengan plat sambung.

- Kontrol plat sambung yang digunakan

$$t_p \leq \frac{f_u}{f_{yp}} t \quad (t = \text{tebal profil HSS})$$

$$= \frac{4100}{2500} \times 2.2$$

$$= 3.608 \text{ cm}$$

Dipakai $t_p = 0.5 \text{ cm}$

- Sambungan plat sambung dengan balok penumpu tangga

Direncanakan :

$$\text{Øbaut} = 10 \text{ mm} \quad (A_b = 0.785 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut A325} \quad (f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Ulir tidak pada bidang geser} \quad (r_1 = 0.5)$$

Kuat geser baut

$$\begin{aligned} \text{Ø.Vn} &= \text{Ø} \times r_1 \times f_u \times m \times A_b \\ &= 0.75 \times 0.5 \times 8250 \times 2 \times 0.785 \\ &= 4859.65 \text{ kg (menentukan !)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \text{Ø.Rn} &= \text{Ø} \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 1 \times 0.5 \times 4100 \\ &= 3690 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$n = \frac{2144.61}{3690} = 0.58, \text{ dipasang 2 buah}$$

- Sambungan kolom dengan plat sambung

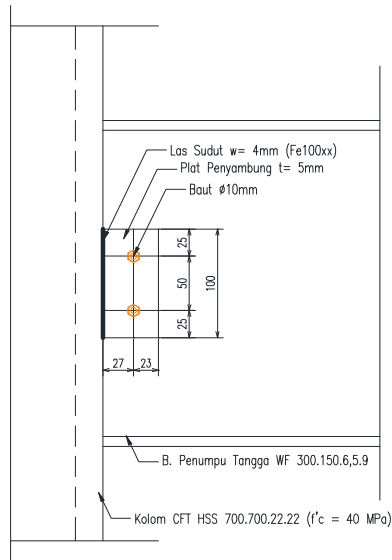
Direncanakan menggunakan las F_{e100xx} :

Ketebalan tertipis material pada sambungan = 5 mm

Digunakan ketebalan las $w = 4 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} A_{we} &= (0.707 \times w) \times l_{we} \\ &= 2 \times (0.707 \times 0.4) \times 10 \\ &= 5.656 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{nw} &= 0.6F_{EXX} (1.0 + 0.5 \sin^{1.5} \theta) \\
 &= 0.6 \times (100 \times 70.33) \times (1.0 + 0.5 \times \sin^{1.5} 0^\circ) \\
 &= 4219.80 \text{ kg/cm}^2 \\
 \phi R_n &= 0.75 F_{nw} A_{we} \\
 &= 0.75 \times 4219.80 \times 5.656 \\
 &= 14336.77 \text{ kg} > 2144.6 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}
 \end{aligned}$$



Gambar 6.5 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

- Kontrol plat penyambung
Kontrol leleh
 $Ag = 10 \times 0.5 = 5 \text{ cm}^2$
 $\phi.fy.Ag = 0.9 \times 2500 \times 5$
 $= 11250 \text{ kg} > 2144.61 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}$
 Kontrol patah
 $\phi_{lubang} = 10 \text{ mm} + 1.5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)}$
 $= 11.5 \text{ mm}$
 $= 1.15 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}
 A_{nv} &= L_{nv} \cdot t_1 \\
 &= (L - n \cdot \varnothing_{\text{lubang}}) \cdot t_1 \\
 &= (10 - 2 \times 1.15) \times 0.5 \\
 &= 3.85 \text{ cm}^2 \\
 \varnothing_{\text{fu}} \cdot A_{nv} &= 0.75 \times 0.5 \times 4100 \times 3.85 \\
 &= 5919.38 \text{ kg} > 2144.61 \text{ kg} \dots \text{OK!}
 \end{aligned}$$

6.2.4. Sambungan Kolom dengan Kolom

Sambungan kolom dengan kolom direncanakan pada lantai 4 ke lantai 5, pada posisi dinding geser (*SPSW*) menggunakan las penetrasi penuh dengan mutu F_{e100XX} . Gaya-gaya yang bekerja pada sambungan adalah akibat dari beban mati dan beban seismik akibat komponen vertikal. Sambungan ditempatkan pada posisi tengah dari ketinggian lantai.

- Gaya aksial pada sambungan

$$E_m = \sum \frac{1}{2} R_y f_y \sin(2\alpha) t_w h_c + \sum \left[\frac{2M_{pr}}{L_h} - \frac{q_u}{2} L_{cf} \right]$$

Nilai E_m diperhitungkan berdasarkan perhitungan sebelumnya

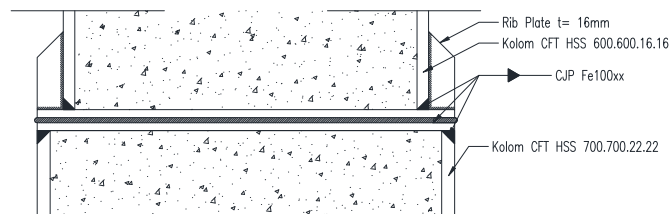
$$E_m = P_u = 725119.46 \text{ kg}$$

- Momen pada sambungan

$$\begin{aligned}
 M_u &= M_{VBE(\text{web})} + M_{VBE(\text{HBE})} \\
 &= 89725.79 + 97342.99 = 187068.78 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

- Gaya geser pada sambungan

$$\begin{aligned}
 V_{VBE(\text{HBE})} &= \sum \frac{1}{2} \left(\frac{M_{pc}}{h_c} \right) \\
 &= 35551.47 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



Gambar 6.6 Sambungan Kolom dengan Kolom

- Sambungan las pada kolom
Kontrol las pada daerah yang diarsir pada profil kolom HSS 700 x 700 x 22 x 22.

Kontrol tegangan las akibat P_u dan M_u :

$$\begin{aligned} T_u &= \frac{M_u}{d_c} \pm P_u \\ &= \frac{187068.78}{70.00} \pm 725119.46 \\ &= 727791.88 \text{ kg (tekan) menentukan !} \\ &= -722447.06 \text{ kg (tarik)} \end{aligned}$$

Kekuatan las tumpul penetrasi penuh :

$$\begin{aligned} F_{nw} = f_u &= 4100 \text{ kg/cm}^2 \\ \phi R_{nh} &= 0.75 F_{nw} A_{we} \\ &= 0.75 \times 4100 \times (2.2 \times 330) \\ &= 2232450 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{V_u}{\phi R_n} \right)^2 + \left(\frac{T_u}{\phi R_n} \right)^2 &\leq 1.0 \\ \left(\frac{35551.47}{2232450} \right)^2 + \left(\frac{727791.88}{2232450} \right)^2 &= 0.11 \leq 1.0 \dots \mathbf{OK!} \end{aligned}$$

6.2.5. Sambungan Dinding Geser (SPSW)

Sambungan pada dinding geser direncanakan menggunakan las F_{e100XX} . Pengelasan dilakukan pada elemen balok (*HBE*) dan kolom (*VBE*). Tipe las yang digunakan yaitu las sudut dan las tumpul penetrasi penuh.

- Sambungan las sudut pada balok (*HBE*)
Digunakan las dengan mutu F_{e100XX}

$$W_{(HBE)} = \frac{R_y f_y \cos(\alpha) t_w \sqrt{2}}{\phi 0.6 F_{EXX} [1 + 0.5 \cos^{1.5}(\alpha)]}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1.5 \times 2400 \times \cos(42.05^\circ) \times 0.4 \times \sqrt{2}}{0.75 \times 0.6 \times (100 \times 70.33) \times [1 + 0.5 \cos^{1.5}(42.05^\circ)]} \\
 &= 0.362 \text{ cm} \\
 &= 4 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

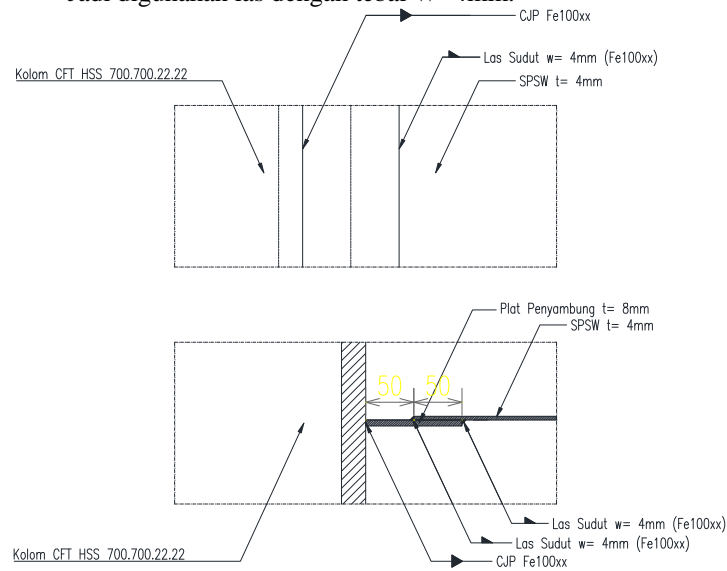
Ketebalan las minimum untuk kondisi di plat tertipis $t=4\text{mm}$.
Jadi digunakan las dengan tebal $w=4\text{mm}$.

- Sambungan las sudut pada kolom (VBE)

Digunakan las dengan mutu F_{e100XX}

$$\begin{aligned}
 W_{(VBE)} &= \frac{R_y f_y \sin(\alpha) t_w \sqrt{2}}{\phi 0.6 F_{EXX} [1 + 0.5 \sin^{1.5}(\alpha)]} \\
 &= \frac{1.5 \times 2400 \times \sin(42.05) \times 0.4 \times \sqrt{2}}{0.75 \times 0.6 \times (100 \times 70.33) \times [1 + 0.5 \sin^{1.5}(42.05)]} \\
 &= 0.325 \text{ cm} \\
 &= 4 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

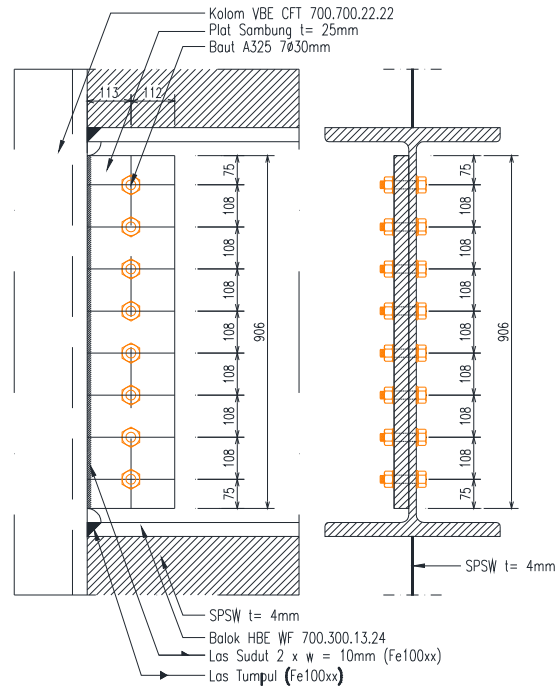
Ketebalan las minimum untuk kondisi di plat tertipis $t=3\text{mm}$.
Jadi digunakan las dengan tebal $W=4\text{mm}$.



Gambar 6.7 Sambungan SPSW dengan Kolom.

6.2.6. Sambungan Balok (*HBE*) dengan Kolom (*VBE*) pada Dinding Geser Plat Baja (*SPSW*)

Sambungan menghubungkan balok (*HBE*) profil WF 700 × 300 × 13 × 24 dengan kolom (*VBE*) komposit CFT dengan profil HSS 700 x 700 x 22 x 22 dengan mutu inti beton = 40 MPa pada dinding geser (*SPSW*).



Gambar 6.8 Sambungan *HBE* dengan *VBE* pada Dinding Geser

- Gaya geser yang bekerja pada sambungan
Gaya geser dari SAP 2000
 $V_u = 31202.74 \text{ kg}$
- Gaya aksial yang bekerja pada sambungan
 $P_{HBE(VBE)} = 222071.3 \text{ kg}$
 $N_{coll} = 52227 \text{ kg}$ (gaya geser *SPSW*)

Gaya aksial yang diterima sambungan :

$$\begin{aligned} N_u &= P_{HBE(VBE)} + N_{coll} \\ &= 222071.3 + 52227.5 \\ &= 274298.82 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_u &= N_{coll} - P_{HBE(VBE)} \\ &= 52227.5 - 222071.3 \\ &= -169843.9 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kedua gaya aksial bersifat tarik dan tekan, sehingga dipilih menentukan.

- Kontrol leleh pada plat sambung

Mutu baja plat sambung = BJ41

Diameter baut = 30 mm → A = 7.07 cm²

Ketebalan plat sambung = 25 mm

Panjang plat sambung = 604 mm

Kontrol panjang tekuk $Kl/r \leq 25$, $f_{cr} = f_y$

$$\begin{aligned} \phi_y V_n &= 1.00(0.6)f_y tL \\ &= 1.00 \times (0.6) \times 2500 \times 2.5 \times 60.4 \\ &= 226500 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_c N_n &= 0.90 f_y tL \\ &= 0.90 \times 2500 \times 2.5 \times 60.4 \\ &= 339750 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\left(\frac{V_u}{\phi_y V_n} \right)^2 + \left(\frac{N_u}{\phi_c N_n} \right)^2 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{31202.7}{222071.3} \right)^2 + \left(\frac{274298.82}{339750} \right)^2 = 0.67 \leq 1.0 \dots \text{OK!}$$

- Kontrol patah pada plat sambung

$$\begin{aligned} A_{nv} &= A_g - n(d_b + 1.5 \text{ mm})t \\ &= (205 \times 60.4) - 7.00 \times (3.00 + 0.15) \times 2.5 \\ &= 72.25 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi_y V_n &= 0.75(0.6)f_u A_{nv} \\ &= 0.75 \times (0.6) \times 4100 \times 72.25 \\ &= 133301 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\left(\frac{V_u}{\phi_y V_n}\right)^2 + \left(\frac{N_u}{\phi_c N_n}\right)^2 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{31202.74}{133301.25}\right)^2 + \left(\frac{274298.82}{339750}\right)^2 = 0.71 \leq 1.0 \dots \mathbf{OK!}$$

- Kontrol geser baut

$$\begin{aligned}\sqrt{V_u^2 + N_u^2} &= \sqrt{31202.74^2 + 274299^2} \\ &= 276067.84 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi n f_u^u A_b \\ &= 0.75 \times 7 \times 8250 \times 7.07 \\ &= 306158 \text{ kg} > 276067.84 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}\end{aligned}$$

- Kontrol kuat tumpu baut

Untuk komponen vertikal, baut bagian bawah,

$$\begin{aligned}1.2l_c &= 1.2 \times (5 - 3/2) \\ &= 4.2 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}2.4d_b &= 2.4 \times 3.0 \\ &= 7.20 \text{ cm} > 4.02 \text{ cm}\end{aligned}$$

Kontrol kuat tumpu Pelat :

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 1.2 L_c t f_u \\ &= 0.75 \times 1.2 \times 4.2 \times 2.5 \times 4100 \\ &= 38745 \text{ kg}\end{aligned}$$

Untuk komponen vertikal, baut sisanya,

$$\begin{aligned}1.2l_c &= 1.2 \times (7.2 - 3.0) \\ &= 5.04 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}2.4d_b &= 2.4 \times 3.0 \\ &= 7.20 \text{ cm} > 5.04 \text{ cm}\end{aligned}$$

Kontrol kuat tumpu Pelat :

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 1.2 L_c t f_u \\ &= 0.75 \times 1.2 \times 5.04 \times 2.5 \times 4100 \\ &= 46494 \text{ kg}\end{aligned}$$

Untuk kelompok baut vertikal,

$$\begin{aligned}\phi R_{nv} &= 38745 + (6 \times 46494) \\ &= 317709 \text{ kg}\end{aligned}$$

Untuk komponen horizontal, semua baut $2.4d_b > 1.2L_c$

$$\begin{aligned}\phi R_{nh} &= 7 \times 38745 \\ &= 271215 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\left(\frac{V_u}{\phi R_{nv}} \right)^2 + \left(\frac{N_u}{\phi R_{nh}} \right)^2 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{31202.74}{317709} \right)^2 + \left(\frac{274298.82}{317709} \right)^2 = 0.75 \leq 1.0 \dots \mathbf{OK!}$$

- Kontrol ukuran las

Pengelasan dilakukan sepanjang kedua sisi dari plat sambung dengan ketebalan las $w = 10 \text{ mm}$ (bagian paling tipis yaitu 30 mm) dan mutu las F_{e80XX}

$$\begin{aligned}A_{we} &= (0.707 \times w) \times l_{we} \\ &= 2 \times (0.707 \times 1.0) \times 60.4 \\ &= 85.4 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Untuk komponen vertikal :

$$\begin{aligned}F_{nw} &= 0.6 F_{EXX} (1.0 + 0.5 \sin^{1.5} \theta) \\ &= 0.6 \times (100 \times 70.33) \times (1.0 + 0.5 \times \sin^{1.5} 0^\circ) \\ &= 4219.8 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi R_{nv} &= 0.75 F_{nw} A_{we} \\ &= 0.75 \times 4219.8 \times 85.4 \\ &= 270195.91 \text{ kg}\end{aligned}$$

Untuk komponen horizontal :

$$\begin{aligned}F_{nw} &= 0.6 F_{EXX} (1.0 + 0.5 \sin^{1.5} \theta) \\ &= 0.6 \times (100 \times 70.33) \times (1.0 + 0.5 \times \sin^{1.5} 90^\circ)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_{nh} &= 6329.7 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 0.75 F_{nw} A_{we} \\
 &= 0.75 \times 6329.7 \times 85.4 \\
 &= 405443.87 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\left(\frac{V_u}{\phi R_{nv}} \right)^2 + \left(\frac{N_u}{\phi R_{nh}} \right)^2 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{31202.74}{270295.913} \right)^2 + \left(\frac{274298.82}{405443.87} \right)^2 = 0.47 \leq 1.0 \dots \text{OK!}$$

Kontrol sambungan *HBE* dengan *VBE* terhadap momen.

- Momen yang bekerja pada sambungan

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1.1 R_y Z_b \left(f_{yb} - \frac{P_{HBE}}{A_g} \right) \\
 &= 1.1 \times 1.5 \times 6249 \left(2500 - \frac{222071.34}{235.5} \right) \\
 &= 16054220 \text{ kgcm} \\
 &= 16054.22 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Akibat adanya momen, las pada sayap balok bagian atas akan menerima tarikan sebesar :

$$\begin{aligned}
 T_u &= \frac{M_u d_{\max}}{\sum d^2} \\
 &= \frac{16054220 \times 70}{70^2} \\
 &= 229345 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kontrol ukuran las

Pengelasan dilakukan menggunakan las tumpul miring melebar dengan mutu F_{e100XX} .

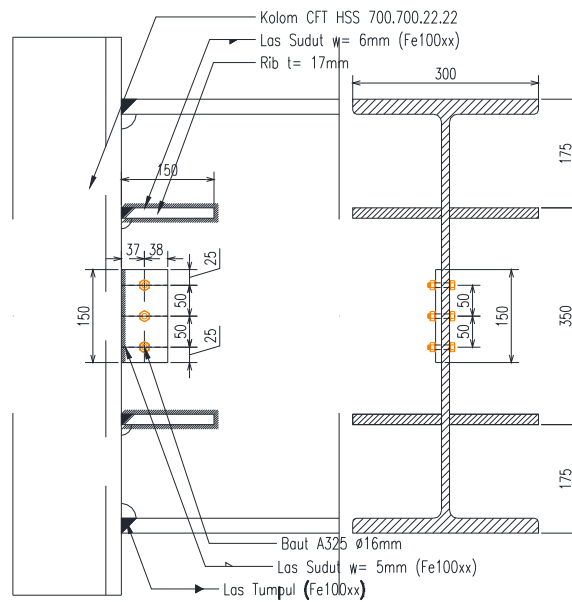
$$\begin{aligned}
 A_{we} &= (0.707 \times w) \times l_{we} \\
 &= (0.707 \times 3) \times 30 \\
 &= 63.63 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Kekuatan las tumpul :

$$\begin{aligned}
 \phi R_{nh} &= 0.75 F_{nw} A_{we} \\
 &= 0.75 \times (100 \times 70.33) \times 63.63 \\
 &= 335632.34 \text{ kg} > 229345.99 \text{ kg...OK!}
 \end{aligned}$$

6.2.7. Sambungan Balok dengan Kolom

Sambungan menghubungkan balok profil WF 700 × 300 × 13 × 24 dengan kolom komposit CFT dengan profil HSS 700 x 700 x 22 x 22 dengan mutu inti beton = 40 MPa.



Gambar 6.9 Sambungan Balok dengan Kolom

- a. Sambungan pen tipe geser dipasang sebagai penumpu beban mati balok dan beban pekerja saat proses pengelasan.
- Gaya geser yang bekerja pada sambungan

V_D	$= (137 \times 5.50)/2$	$= 376.75 \text{ kg}$
V_L	$= 100/2$	$= 50.00 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1.2D + 1.6L \\
 &= (1.2 \times 376.75) + (1.6 \times 50.00) \\
 &= 532.1 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kontrol leleh pada plat sambung
 Mutu baja plat sambung = BJ41
 Diameter baut = 16 mm → $A = 2.01 \text{ cm}^2$
 Ketebalan plat sambung = 10 mm
 Panjang plat sambung = 150 mm
 Kontrol panjang tekuk $Kl/r \leq 25$, $f_{cr} = f_y$

$$\begin{aligned}
 \phi_y V_n &= 1.00(0.6)f_y tL \\
 &= 1.00 \times (0.6) \times 2500 \times 1.00 \times 15 \\
 &= 22500 \text{ kg} > 532.21 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}
 \end{aligned}$$

- Kontrol patah pada plat sambung

$$\begin{aligned}
 A_{nv} &= A_g - n(d_b + 1.5 \text{ mm})t \\
 &= (1.00 \times 12.50) - 3 \times (1.60 + 0.15) \times 1.00 \\
 &= 7.25 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi_y V_n &= 0.75(0.6)f_u A_{nv} \\
 &= 0.75 \times (0.6) \times 4100 \times 7.25 \\
 &= 13376.3 \text{ kg} > 532.1 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}
 \end{aligned}$$

- Kontrol geser baut

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi n f_u^u A_b \\
 &= 0.75 \times 3 \times 8250 \times 2.01 \\
 &= 37322.12 \text{ kg} > 532.1 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}
 \end{aligned}$$

- Kontrol kuat tumpu baut

Untuk komponen vertikal

$$\begin{aligned}
 1.2l_c &= 1.2 \times (2.50 - 1.6/2) \\
 &= 2.04 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2.4d_b &= 2.4 \times 1.6 \\
 &= 3.84 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Kontrol kuat tumpu :

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi 1.2L_c t f_u \\
 &= 2 \times 0.75 \times 1.2 \times 2.04 \times 1.00 \times 4100 \\
 &= 15055 \text{ kg} > 532.1 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}
 \end{aligned}$$

- Kontrol ukuran las

Pengelasan dilakukan sepanjang kedua sisi dari plat sambung dengan ketebalan las $w = 5 \text{ mm}$ (bagian paling tipis yaitu 10 mm) dan mutu las F_{e100XX}

$$\begin{aligned} A_{we} &= (0.707 \times w) \times l_{we} \\ &= 2 \times (0.707 \times 0.50) \times 12.50 \\ &= 8.84 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Untuk komponen vertikal :

$$\begin{aligned} F_{nw} &= 0.6 F_{EXX} (1.0 + 0.5 \sin^{1.5} \theta) \\ &= 0.6 \times (100 \times 70.33) \times (1.0 + 0.5 \times \sin^{1.5} 0^\circ) \\ &= 4219.80 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{nv} &= 0.75 F_{nw} A_{we} \\ &= 0.75 \times 4219.80 \times 8.84 \\ &= 27969 \text{ kg} > 532.1 \text{ kg ...OK!} \end{aligned}$$

- b. Sambungan rigid dengan alat sambung las dipasang sebagai penumpu beban aktual.

- Gaya geser yang bekerja pada sambungan

Gaya geser dari SAP 2000

$$V_u = 22249.08 \text{ kg}$$

- Momen yang bekerja pada sambungan

Momen dari SAP 2000

$$M_u = 36303 \text{ kgm}$$

Akibat adanya momen, las pada sayap balok bagian atas akan menerima tarikan sebesar :

$$\begin{aligned} T_u &= \frac{M_u d_{\max}}{\sum d^2} \\ &= \frac{3630311 \times 70}{12.5^2 + 49.20^2 + 60^2} \\ &= 40944 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kontrol ukuran las
Pengelasan dilakukan menggunakan las tumpul miring melebar dengan mutu F_{e100XX} .

$$\begin{aligned} A_{we} &= (0.707 \times w) \times l_{we} \\ &= (0.707 \times 1.2) \times 15 \\ &= 12.726 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Kekuatan las tumpul :

$$\begin{aligned} \phi R_{nh} &= 0.75 F_{nw} A_{we} \\ &= 0.75 \times (100 \times 70.33) \times 12.726 \\ &= 67126 \text{ kg} > 40944 \text{ kg...OK!} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{nv} &= 4R_{nh} \\ &= 4 \times 67126 \text{ kg} \\ &= 268505.87 \text{ kg} > 40944 \text{ kg...OK!} \end{aligned}$$

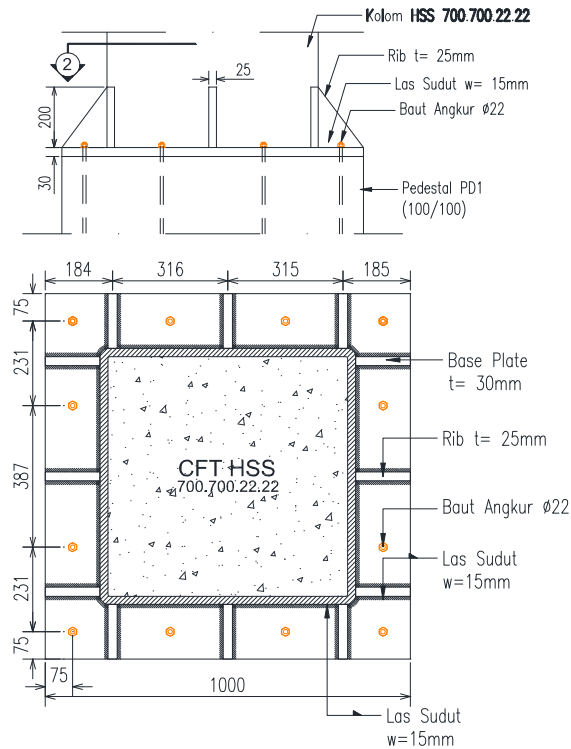
$$\left(\frac{V_u}{\phi R_{nv}} \right)^2 + \left(\frac{T_u}{\phi R_{nh}} \right)^2 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{22249}{268506} \right)^2 + \left(\frac{40944.46}{67126.47} \right)^2 = 0.38 \leq 1.0 \dots \text{OK!}$$

6.2.8. Sambungan Kolom dengan *Base Plate*

Perencanaan *base plate* digunakan untuk menghubungkan kolom baja dengan kolom pedestal. Plat sambung yang digunakan yaitu dengan ketebalan $t_p = 30$ mm. Dari hasil analisis SAP 2000 didapat gaya yang bekerja pada kolom lantai dasar adalah :

$$\begin{aligned} P_u &= 480757 \text{ kg (dari gaya aksial Kolom)} \\ V_u &= 27283 \text{ kg (dari gaya geser Kolom)} \\ M_u &= 68711.3 \text{ kgm (dari momen Kolom)} \end{aligned}$$



Gambar 6.10 Sambungan Kolom dengan *Base Plate*

- Sambungan Las pada End Plate
Kontrol las pada daerah yang diarsir pada profil HSS 800.800.25.25 dengan asumsi $t_e = 1.00$ cm sehingga didapat :

$$A_w = 4 \times (1 \times 70) = 280 \text{ cm}^2$$

$$I_x = I_y = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333 \text{ cm}^4$$

$$S = (bxd) + \left(\frac{d^2}{3}\right) = (70 \times 70) + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533.3 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned}
 f_{uw} &= \phi 0.6 F_{e100XX} \\
 &= 0.75 \times 0.6 \times (100 \times 70.33) \\
 &= 3164.85 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Kontrol tegangan las akibat P_u :

$$\begin{aligned}
 f_p &= \frac{P_u}{A} + \frac{M_u}{S} \\
 &= \frac{480757}{280} + \frac{68711}{6533.3} \\
 &= 1727.51 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Kontrol tegangan las akibat V_u :

$$\begin{aligned}
 f_v &= \frac{V_u}{A} + \frac{M_u}{S} \\
 &= \frac{27283}{280} + \frac{68711}{6533.3} \\
 &= 107.96 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Kontrol tegangan las total :

$$\begin{aligned}
 f_{total} &= \sqrt{f_p^2 + f_v^2} \\
 &= \sqrt{1727.51^2 + 107.96^2} \\
 &= 1730.87 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Kontrol tebal kaki las :

$$\begin{aligned}
 t_e &= f_{total} / f_{uw} \\
 &= 1730.87 / 3164.9 \\
 &= 0.54 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 w &= t_e / 0.707 \\
 &= 0.54 / 0.707 \\
 &= 0.774 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Kontrol syarat tebal kaki las:

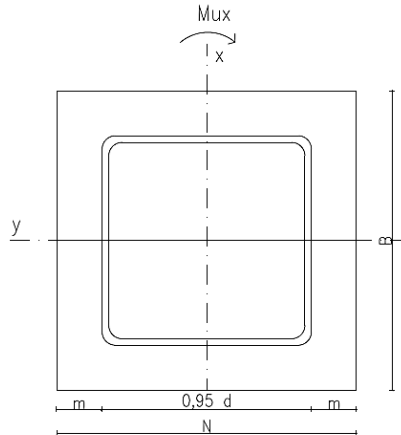
Tebal minimum = $t_{sirip} = t_p = 30 \text{ mm}$

$$w_{eff(max)} = 1.41 \frac{f_u}{F_{e100XX}} t_p$$

$$= 1,41 \cdot \frac{4100}{100.70,33} \cdot 3.0 = 2.465 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai las dengan $w = 15 \text{ mm}$

- Perhitungan *base plate*



Gambar 6.11 Arah Beban Sumbu X pada Base Plate

Direncanakan diameter baut = 22 mm

Direncanakan Dimensi Baseplate 100x100 cm ($A_2=10000 \text{ cm}^2$),

$$f_{pmax} = \phi_c 0.85 f_c'$$

$$= 0.65 \times 0.85 \times 30$$

$$= 16.58 \text{ MPa}$$

$$q_{max} = 16.58 \times 1000 = 16575 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned}
 e_{kritis} &= \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{\max}} \\
 &= \frac{1000}{2} - \frac{480757.23}{2 \times 16575} \\
 &= 485.5 \text{ mm} \\
 e &= \frac{M_u}{P_u} = \frac{68711340}{480757.23} = 142.92 \text{ mm} < e_{kritis} = 239.73 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Termasuk dalam kategori baseplate yang memikul gaya aksial, gaya geser dan juga momen lentur dengan intensitas yang cukup kecil, sehingga distribusi tegangan tidak terjadi sepanjang baseplate, namun momen lentur yang bekerja masih belum mengakibatkan baseplate terangkat dari beton penumpu. Angkur terpasang hanya berfungsi sebagai penahan gaya geser, disamping itu angkur tersebut juga berfungsi menjaga stabilitas struktur selama masa konstruksi.

Jika $f = 540$ mm adalah jarak baut angkur ke as kolom, maka penyelesaian untuk mencari Y adalah :

$$\begin{aligned}
 Y &= \frac{P_u}{q_{\max}} \\
 Y &= \frac{480757}{16575} = 29.005 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sisi desak : pelat kantilever $m = 75$ mm, maka tebal pelat landasan untuk memikul gaya reaksi beton adalah :

$$f_p = \frac{P_u}{BY} = \frac{480757.23}{1000 \times 29.005} = 16.575 \text{ MPa}$$

$$t_p \geq 1.5m \sqrt{\frac{f_p}{f_y}}$$

$$t_p \geq 1.5 \times 75 \sqrt{\frac{16.58}{250}} = 28.97 \text{ mm}$$

Maka tebal pelat landasan yang dipakai 30 mm.

Gaya pada angkur adalah

Dipakai baut angkur A325 Ø22 mm ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)

- Kuat rencana geser dan tumpu (1 bidang geser)

$$\begin{aligned}\phi_f \cdot V_n &= V_d = \phi_f \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 8250 \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 2,2^2) \cdot 1 \\ &= 11760,356 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi_f \cdot R_n &= R_d = 2,4 \cdot \phi_f \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 2,2 \cdot 3 \cdot 4100 \\ &= 48708 \text{ kg}\end{aligned}$$

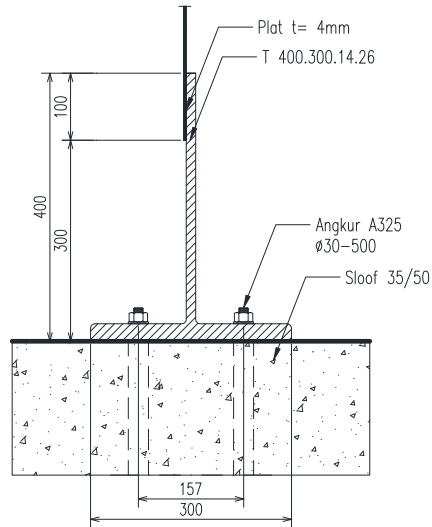
- Jumlah baut angkur yang dibutuhkan (diambil jumlah yang terbesar antara gaya geser V_{ux} dan V_{uy})

$$n = \frac{V_{uy}}{\phi_f \cdot V_n} = \frac{27283}{11760,4} = 2,32$$

dipakai 12 buah untuk menjaga stabilitas saat pemasangan konstruksi

6.2.9. Sambungan Dinding Geser (SPSW) dengan Sloof

Perencanaan sambungan ini digunakan untuk menghubungkan dinding geser lantai dasar dengan sloof. Profil T 400 × 300 × 14 × 26 berhubungan langsung dengan sloof memanjang dengan penambahan angkur dan *grouting* agar tidak terjadi rembesan air yang menyebabkan korosi. Digunakan angkur dengan diameter $d = 3,00 \text{ cm}$ dan jarak $s = 50,00 \text{ cm}$



Gambar 6.12 Sambungan Balok (*HBE*) dengan Sloof

- Gaya geser yang bekerja pada angkur

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{1}{2} f_y \sin(2\alpha) t_w s \\
 &= \frac{1}{2} \times 2500 \times \sin(2 \times 43.16) \times 0.30 \times 50.00 \\
 &= 17962.89 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Tarikan yang bekerja pada angkur

$$\begin{aligned}
 T_u &= f_y \cos^2(\alpha) t_w s \\
 &= 2500 \times \cos^2(43.16) \times 0.3 \times 50.00 \\
 &= 31925.52 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan Baut Angkur

Dipakai baut angkur $d = 30 \text{ mm}$ dengan $f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0.75 f_{ub} (0.5 A_b) \\
 &= 9 \times 0.75 \times 8250 \times (0.5 \times (0.25 \times \pi \times 3.00^2)) \\
 &= 196815.87 \text{ kg} \\
 \frac{2T_u + C_v V_u}{n} &= \frac{2 \times 31925.52 + 1.25 \times 17962.89}{9} \\
 &= 9589.40 \text{ kg} < 196815.87 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}
 \end{aligned}$$

Panjang baut angkur yang ditanam ke dalam pondasi diperhitungkan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 L &\geq \left[\frac{2V_u + (4V_u^2 + 6df'_c (M_u + V_u \times (5\text{cm})))^{1/2}}{df'_c} \right] \\
 L &\geq \left[\frac{2 \times 17962.89 + (4 \times 17962.89^2 + 6 \times 500.00 \times 400 \times (0 + 17962.89 \times (5\text{cm})))^{1/2}}{500.00 \times 400} \right]
 \end{aligned}$$

$L \geq 1.46 \text{ cm} \rightarrow$ diambil $L = 30.00 \text{ cm}$

BAB VII

PERENCANAAN PONDASI

7.1. Umum

Pondasi adalah komponen struktur pendukung bangunan yang berada di posisi paling bawah dan berfungsi meneruskan beban struktur atas ke tanah. Dalam perencanaan pondasi ada dua jenis pondasi yang umum dipakai dalam dunia konstruksi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pemakaian pondasi dalam bergantung pada kekuatan tanah yang ada. Jika penggunaan pondasi dangkal tidak cukup kuat menahan beban struktur di atasnya, maka digunakan pondasi dalam. Umumnya pondasi dalam dipakai untuk struktur dengan beban yang relatif besar seperti apartemen, hotel dll. Dikatakan pondasi dalam jika perbandingan antara kedalaman pondasi (D) dengan diameternya (B) adalah lebih besar sama dengan 10 ($D/B \geq 10$). Pondasi dalam ini ada beberapa macam jenis, antara lain pondasi tiang pancang, pondasi tiang bor (pondasi sumuran), lain sebagainya.

Pondasi yang akan direncanakan pada Fave Hotel Bojonegoro ini memakai pondasi dalam yaitu pondasi tiang pancang. Tiang pancang yang akan dipakai adalah tiang pancang produksi PT. Jaya Beton Indonesia. Dalam bab ini pembahasannya meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang diperlukan dan perencanaan poer (pile cap).

7.2. Data Tanah

Penyelidikan tanah perlu dilakukan untuk mengetahui jenis dan karakteristik tanah dimanasuatu struktur akan dibangun. Sehingga kita bisa merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut.

Data tanah pada perencanaan pondasi ini diambil sesuai dengan data hasil penyelidikan di lapangan. Adapun data tanah yang telah tersedia dilapangan data penyelidikan tanah hasil uji Standard Penetration Test (SPT).

7.3. Kriteria Desain

Kekuatan dan Dimensi Tiang

- Dipakai tiang pancang prestress (*Prestressed Concrete Pile*) dengan berjenis *Spun Piles*.
- Tiang pancang yang direncanakan adalah menggunakan alternatif jenis tiang dengan spesifikasi sebagai berikut :
 - Dimensi luar = $\varnothing 500$ mm
 - Jumlah *strand* = 8 bh
 - Luas penampang = 1963.5cm^2
 - Modulus Section = 10666.67 cm^3
 - P_{bahan} = 178 ton

Sumber : PT.Jaya Beton Indonesia.

7.4. Daya Dukung Tanah

7.4.1. Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s.$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang.

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dengan kedalaman 35.0 m.

- $Q_u = Q_p + Q_s$
- $Q_p = q_p \times A_p$
 $= (N_p \times K) \times A_p$
 $= (21.67 \times 20) \times 0.196$
 $= 85.08$ ton

Dimana :

N_p = Harga rata-rata SPT di sekitar $4D = (4 \times 0.5) = 2$ m di atas hingga $4D$ di bawah dasar tiang pondasi

$$= \left(\frac{17 + 25 + 23}{3} \right)$$

$$= 21.67$$

K = Koefisien karakteristik tanah

= 12 t/m², untuk tanah lempung

= 20 t/m², untuk tanah lanau berlempung

= 25 t/m², untuk tanah lanau berpasir

= 40 t/m², untuk tanah pasir

= 40 t/m², untuk lempung sangat kaku (Poulos, H.G)

Ap = Luas penampang dasar tiang

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times (0.6)^2 = 0.196 \text{ m}^2$$

qp = tegangan di ujung tiang

$$\blacksquare Q_s = q_s \times A_s$$

$$= \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) A_s$$

$$= \left(\frac{13.27}{3} + 1 \right) \times 39.3$$

$$= 134.5 \text{ ton}$$

Dimana :

qs = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

Ns = harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$

As = keliling x panjang tiang yang terbenam

$$= \pi \times 0.50 \times 33 = 51.83 \text{ m}^2$$

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{ijin(tiang)} = \frac{Qu}{SF} = \left(\frac{85.08 + 177.525}{3} \right) = 87.53 \text{ ton}$$

Dimana :

SF = safety factor = 3

7.4.2. Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Kelompok

Pada saat sebuah tiang merupakan bagian dari sebuah grup, daya dukungnya akan mengalami modifikasi karena pengaruh dari grup tiang tersebut. Modifikasi ini dibedakan menjadi 2 sebab yaitu :

1. Pengaruh grup pada saat pelaksanaan pemancangan tiang pondasi
2. Pengaruh grup akibat sebuah beban yang bekerja.

Untuk perhitungan daya dukung tiang pondasi grup harus dikalikan koefisien efisiensi.

$$Q_{\text{grup}} = Q_{l \text{ (1 tiang)}} \times n \times C_e$$

$$C_e = 1 - \frac{\text{arc tan } (\theta / S)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

Dimana :

- Q_{grup} = Daya dukung tiang pondasi grup
- $Q_{l \text{ tiang}}$ = Daya dukung 1 tiang pondasi
- n = Jumlah tiang pondasi dalam satu grup
- C_e = Koefisien efisiensi
- θ = diameter tiang pondasi
- S = Jarak as ke as antar tiang
- m = Jumlah baris

Dengan menggunakan perumusan Converse – Laberre :

$$E_k = 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (n-1)m}{90mn} \right]$$

Dimana :

- D = diameter tiang pancang
- s = jarak antar tiang pancang
- m = jumlah tiang pancang dalam 1 baris
- n = jumlah baris tiang pancang
- Θ = Arc tg D/s (dalam derajat)

Apabila jarak antar tiang pancang dalam grup $\geq 3D$, efisiensi daya dukung tiang tidak perlu diperhitungkan.

7.4.3. Repartisi Beban-beban di Atas Tiang Kelompok

Bila diatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y x_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x y_{\max}}{\sum y^2}$$

Dimana :

- P_v = Beban vertikal ekivalen
- V = Beban vertikal dari kolom
- n = banyaknya tiang dalam group
- M_x = momen terhadap sumbu x
- M_y = momen terhadap sumbu y
- x_{\max} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
- y_{\max} = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
- $\sum x^2$ = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group
- $\sum y^2$ = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

Nilai x dan y positif jika arahnya sama dengan arah e, dan negative bila berlawanan dengan arah e.

7.5. Perhitungan Pondasi Bangunan

7.5.1. Tipe Pile Cap (PC1)

7.5.1.1. Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Nilai daya dukung ini diambil dari nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang (tabel spesifikasi Jaya

Beton), didapat : $\bar{P}_{\text{tiang}} = 178 \text{ ton}$.

- Daya dukung tanah :

$\bar{P}_{\text{tiang}} = 87.53 \text{ ton}$

Maka daya dukung satu tiang dipakai sebesar 87.53 ton.

Perhitungan jarak tiang : ($D = 50$ cm)

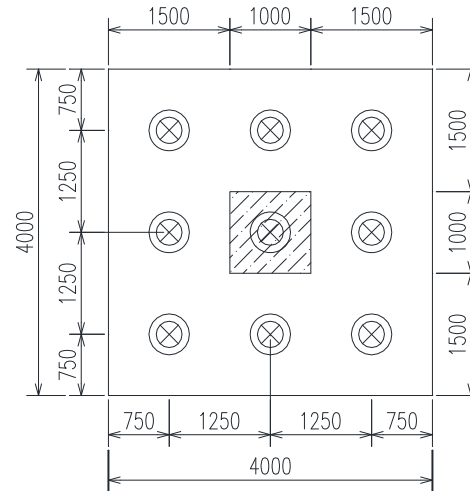
$2D \leq S \leq 2.5D$ dengan $S =$ jarak antar tiang

$1 \leq S \leq 1.25$ dipakai $S = 125$ cm

$1D \leq S \leq 1.5D$ dengan $S =$ jarak tepi

$50 \leq S \leq 75$ dipakai $S = 75$ cm

Direncanakan pondasi tiang dengan 9 tiang pancang. Jarak dari as ke as tiang adalah 1.25 meter dengan konfigurasi sebagai berikut :



Gambar 7.1 Pondasi Tiang Pancang Kolom Pedestal

Direncanakan menggunakan tiang pancang $\varnothing 50$ cm,

$$E_k = 1 - \left(\arctan \frac{500}{1250} \right) \left[\frac{(3-1)3 + (3-1)3}{90 \times 3 \times 3} \right]$$

$$= 0,69$$

Diambil tiang pancang dengan kedalaman (D) 25 m dari perhitungan yang ditabelkan (terlampir), didapat nilai daya dukung satu tiang pancang :

$$P \text{ beban tetap} = 87.53 \text{ kg} \times 0,69 = 60.4 \text{ ton.}$$

Jadi diambil P beban tetap = 60.4 ton (dari daya dukung tanah).

7.5.1.2. Perhitungan Repartisi Beban di Atas Tiang Kelompok

Dari hasil analisis SAP 2000 pada kolom, diperoleh:

Tabel 7.1 Hasil Analisis SAP 2000 untuk Kolom Pedestal

TABLE: Element Forces - Frames					
OutputCase	P	HX	HY	MX	MY
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m
1D+1L	290530.44	2082.06	2664.05	-3172.56	-3369.85
1D+1L+EX	425794.29	37842.62	13434.01	-19839.65	-57920.8
1D+1L+EY	438657.88	12815.69	39037.84	-59726.85	-18888.85

$$P_i = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

$$\sum y_i^2 = 6 \times (1.25)^2 = 9.375 \text{ m}^2$$

$$\sum x_i^2 = 6 \times (1.25)^2 = 9.375 \text{ m}^2$$

$$P_{D+L} = \frac{290530.44}{9} + \frac{3369.85 \times 1.25}{9.375} + \frac{3172.56 \times 1.25}{9.375}$$

$$= 33153.5 \text{ kg}$$

$$P_{D+L+Ex} = \frac{425794.29}{9} + \frac{57920.8 \times 1.25}{9.375} + \frac{19839.7 \times 1.25}{9.375}$$

$$= 57678.5 \text{ kg (menentukan)}$$

$$P_{D+L+Ey} = \frac{438657.88}{9} + \frac{18888.85 \times 1.25}{9.375} + \frac{59726.9 \times 1.25}{9.375}$$

$$= 59221.9 \text{ kg (menentukan)}$$

Kontrol beban tetap

$$P_{\max} = 33153.5 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 60400 \text{ kg} \dots \text{OK!}$$

Kontrol beban sementara

$$P_{\max} = 57678.5 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 1.25 \times 60400 \text{ kg}$$

$$P_{\max} = 59221.9 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 75.5 \text{ kg} \dots \text{OK!}$$

7.5.1.3. Perencanaan Poer Pada Kolom Pedestal

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

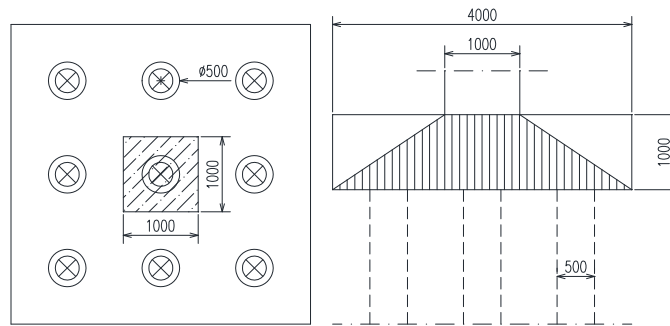
Data-data perancangan poer

- P_{\max} (1 tiang)	= 60.4 ton
- Jumlah tiang pancang	= 9 buah
- Dimensi poer	= $4.0 \times 4.0 \times 1.0$ m
- Mutu beton (f_c')	= 30 MPa
- Mutu baja (f_y)	= 400 MPa
- Diameter tulangan	= 22 mm
- Selimut beton	= 70 mm
- Tinggi efektif (d)	
$d_x = 1000 - 70 - \frac{1}{2} 22$	= 919 mm
$d_y = 1000 - 70 - 22 - \frac{1}{2}(22)$	= 897 mm

7.5.1.4. Kontrol Geser Pons

- Akibat Kolom Pedestal

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi syarat bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi.



Gambar 7.2 Geser Ponds Akibat Kolom Pedestal

$$\phi V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_o d$$

Atau

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_o d$$

dimana :

$$\beta_c = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek (daerah beban terpusat)} = \frac{1000}{1000} = 1$$

Tinggi efektif balok poer :

$$d_x = 1000 - 70 - \frac{1}{2} 22 = 919 \text{ mm}$$

$$b_o = \text{Keliling penampang kritis} \\ = 2(b_k + d) + 2(b_k + d)$$

dimana : b_k = lebar penampang kolom

d = tebal efektif poer

$$b_o = 2 \times (1000 + 919) \times 2 = 7676 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_o d \\ = \left(1 + \frac{2}{1.00}\right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 7676 \times 919 \\ = 19318842.8 \text{ N}$$

$$V_{c2} = \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 7676 \times 919 \\ = 12879229 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.6 \times 12879229 = 7727537.1 \text{ N} \\ = 772753.7 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya pada Pu kolom} = 438657.88 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 772753.7 \text{ kg} > \text{Pu} = 438657.88 - 60400 \\ = 378257.55 \text{ kg ...OK!}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

- Akibat Pancang

$$\phi V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_o d$$

atau,

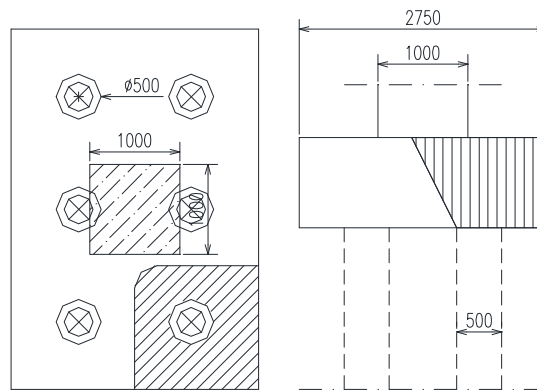
$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d$$

dimana :

β_c = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek (daerah

$$\text{beban terpusat}) = \frac{500}{500} = 1$$

b_o = keliling dari penampang kritis poer
 $= 2(500 + 919) + 2(500 + 919)$
 $= 5676 \text{ mm}$



Gambar 7.3 Geser Ponds Akibat Tiang Pancang Kolom Tower

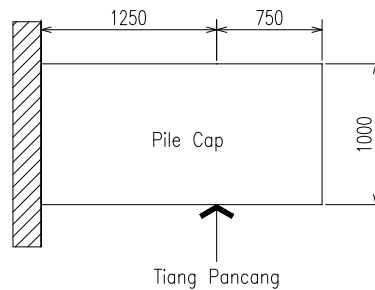
$$V_{c1} = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\begin{aligned}
 &= \left(1 + \frac{2}{1.00}\right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 5676 \times 919 \\
 &= 14285272.5 \text{ N} \\
 V_{c2} &= \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 5676 \times 919 \\
 &= 9523515 \text{ N} \\
 \phi V_c &= 0.6 \times 9523515 = 5714109 \text{ N} \\
 &= 571410.9 \text{ kg} \\
 \text{Gaya pada Pu kolom} &= 120530.00 \text{ kg} \\
 \phi V_c &= 571410.9 \text{ kg} > P_{u \max} = 378257.55 \text{ kg..OK!}
 \end{aligned}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

7.5.1.5. Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, *poer* dianalisa sebagai balok *kantilever* dengan perletakan jepit pada kolom pedestal. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri *poer*. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.



Gambar 7.4 Analisis Poer sebagai Balok Kantilever

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0.85 f_c'} \\
 &= \frac{400}{0.85 \times 30}
 \end{aligned}$$

$$= 15.69$$

$$\begin{aligned}\rho_{balance} &= \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{400} \\ &= 0.054\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0.75\rho_{balance} \\ &= 0.75 \times 0.054 \\ &= 0.041\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min} &= \frac{1.4}{f_y} \\ &= \frac{1.4}{400} \\ &= 0.0035\end{aligned}$$

- Penulangan lentur arah X

$$\begin{aligned}P_{max} &= 60400 \text{ kg} = 60.4 \text{ ton} \\ q &= 2.4 \text{ t/m}^3 \times 4.0 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \\ &= 9.6 \text{ ton/m}\end{aligned}$$

Momen momen yang bekerja :

$$\begin{aligned}M &= (4/3) \times 60.5 \times 1.25 - (1/2 \times 9.6 \times (1.25+0.75))^2 \\ &= 96.96 \text{ tonm} = 96.96 \times 10^7 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$d_x = 1000 - 70 - \frac{1}{2} 22 = 919 \text{ mm}$$

$$d_y = 1000 - 70 - 22 - \frac{1}{2}(22) = 897 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\ &= \frac{96.96 \times 10^7}{0.8 \times 1000 \times 919^2} \\ &= 1.43\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\delta} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 1.43}{400}} \right) \\ &= 0.0037\end{aligned}$$

$$\rho_{\delta} > \rho_{\min} \text{ dipakai } \rho_{\delta} = 0.0037$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d_x \\ &= 0.0037 \times 1000 \times 919 \\ &= 3395.73 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D22 - 100

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s' = 0.50 \times A_s = 1608.5 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan Lentur D19 – 100

- Penulangan lentur arah Y

$$P_{\max} = 60400 \text{ kg} = 60.4 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}q &= 2.4 \text{ t/m}^3 \times 4.0 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \\ &= 9.6 \text{ ton/m}\end{aligned}$$

Momen momen yang bekerja :

$$\begin{aligned}M &= ((4/3) \times 69.70 \times 1.25) - (1/2 \times 9.6 \times (1.25+0.75))^2 \\ &= 96.96 \text{ tonm} = 96.96 \times 10^7 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$d_x = 1000 - 70 - \frac{1}{2} 22 = 919 \text{ mm}$$

$$d_y = 1000 - 70 - 22 - \frac{1}{2}(22) = 897 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\ &= \frac{96.96 \times 10^7}{0.8 \times 1000 \times 897^2} \\ &= 1.43\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\delta} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 1.43}{400}} \right) \\ &= 0.0027\end{aligned}$$

$\rho_{\delta} > \rho_{\min}$ dipakai $\rho_{\delta} = 0.0037$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d_x \\ &= 0.0035 \times 1000 \times 897 \\ &= 3139.5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D22 - 100

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s' = 0.50 \times A_s = 1569.75 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan Lentur D19 - 100

7.5.2. Tipe Pile Cap (PC2)

7.5.2.1. Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Nilai daya dukung ini diambil dari nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang (tabel spesifikasi Jaya

Beton), didapat : $\bar{P}_{\text{tiang}} = 178 \text{ ton}$.

- Daya dukung tanah :

$\bar{P}_{\text{tiang}} = 120 \text{ ton}$

Maka daya dukung satu tiang dipakai sebesar 120 ton.

Perhitungan jarak tiang : (D = 50 cm)

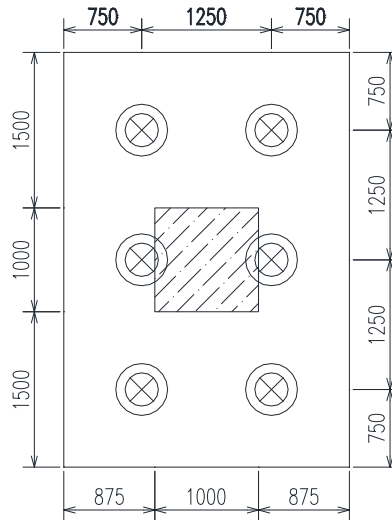
$2D \leq S \leq 2.5D$ dengan S = jarak antar tiang

$1 \leq S \leq 1.25$ dipakai S = 125 cm

$1D \leq S \leq 1.5D$ dengan S = jarak tepi

$50 \leq S \leq 75$ dipakai S = 75 cm

Direncanakan pondasi tiang dengan 6 tiang pancang. Jarak dari as ke as tiang adalah 1.25 meter dengan konfigurasi sebagai berikut :



Gambar 7.5 Pondasi Tiang Pancang Kolom Pedestal

Direncanakan menggunakan tiang pancang $\varnothing 50$ cm,

$$E_k = 1 - \left(\arctan \frac{500}{1250} \right) \left[\frac{(2-1)3 + (2-1)3}{90 \times 3 \times 2} \right]$$

$$= 0,75$$

Diambil tiang pancang dengan kedalaman (D)33 m dari perhitungan yang ditabelkan (terlampir), didapat nilai daya dukung satu tiang pancang :

$$P \text{ beban tetap} = 120 \text{ kg} \times 0,75 = 90.19 \text{ ton.}$$

Jadi diambil P beban tetap = 90.19 ton (dari daya dukung tanah).

7.5.2.2. Perhitungan Repartisi Beban di Atas Tiang Kelompok

Dari hasil analisis SAP 2000 pada kolom, diperoleh:

Tabel 7.2 Hasil Analisis SAP 2000 untuk Kolom Pedestal

TABLE: Element Forces - Frames					
OutputCase	P	HX	HY	MX	MY
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m
1D+1L	324168.84	-1593.79	-1566.93	2525.19	2407.27
1D+1L+EX	420384.49	-36507.9	-12918.13	19466.5	54452.15
1D+1L+EY	428018.11	-12012.6	12885.19	-54086.1	16557.87

$$P_i = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

$$\sum y_i^2 = 4 \times (1.25)^2 = 6.25 \text{ m}^2$$

$$\sum x_i^2 = 6 \times (1.25/2)^2 = 2.34 \text{ m}^2$$

$$P_{D+L} = \frac{324168.84}{6} + \frac{2407.27 \times 1.25}{6.25} + \frac{2525.2 \times (1.25/2)}{2.34}$$

$$= 55183 \text{ kg}$$

$$P_{D+L+Ex} = \frac{420384}{6} + \frac{54452.15 \times 1.25}{6.25} + \frac{19467 \times (1.25/2)}{2.34}$$

$$= 86146 \text{ kg (menentukan)}$$

$$P_{D+L+Ey} = \frac{428018.11}{6} + \frac{16557.87 \times 1.25}{6.25} + \frac{54086 \times (1.25/2)}{2.34}$$

$$= 89071 \text{ kg (menentukan)}$$

Kontrol beban tetap

$$P_{\max} = 55183 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 90.19 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}$$

Kontrol beban sementara

$$P_{\max} = 86146 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 1.25 \times 90.19 \text{ kg}$$

$$P_{\max} = 89071 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 112737.5 \text{ kg} \dots \mathbf{OK!}$$

7.5.2.3. Perencanaan Poer Pada Kolom Pedestal

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

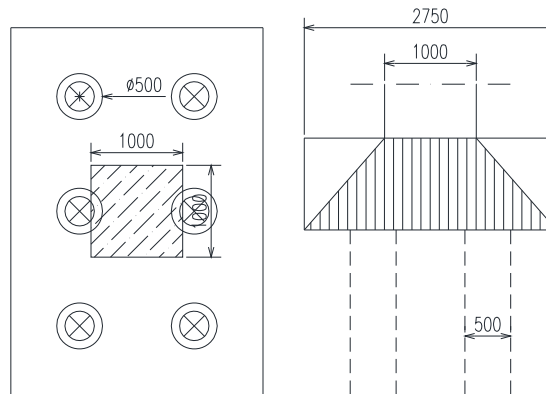
Data-data perancangan poer

- P_{\max} (1 tiang)	= 90.19 ton
- Jumlah tiang pancang	= 6 buah
- Dimensi poer	= $2.75 \times 4.0 \times 1.0$ m
- Mutu beton (f_c')	= 30 MPa
- Mutu baja (f_y)	= 400 MPa
- Diameter tulangan	= 22 mm
- Selimut beton	= 70 mm
- Tinggi efektif (d)	
$d_x = 1000 - 70 - \frac{1}{2} 22$	= 919 mm
$d_y = 1000 - 70 - 22 - \frac{1}{2}(22)$	= 897 mm

7.5.2.4. Kontrol Geser Pons

- Akibat Kolom Pedestal

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi syarat bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi.



Gambar 7.6 Geser Ponds Akibat Kolom Pedestal

$$\phi V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_o d$$

Atau

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d$$

dimana :

β_c = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek (daerah

$$\text{beban terpusat}) = \frac{1000}{1000} = 1$$

Tinggi efektif balok poer :

$$d_x = 1000 - 70 - \frac{1}{2} 22 = 919 \text{ mm}$$

b_o = Keliling penampang kritis

$$= 2(b_k + d) + 2(b_k + d)$$

dimana : b_k = lebar penampang kolom

d = tebal efektif poer

$$b_o = 2 \times (1000 + 919) \times 2 = 7676 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$= \left(1 + \frac{2}{1.00}\right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 7676 \times 919$$

$$= 19318842.8 \text{ N}$$

$$V_{c2} = \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 7676 \times 919$$

$$= 12879229 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.6 \times 12879229 = 7727537.1 \text{ N}$$

$$= 772753.7 \text{ kg}$$

Gaya pada Pu kolom = 438657.88 kg

$$\phi V_c = 772753.7 \text{ kg} > \text{Pu} = 428018 - 90.19$$

$$= 337823 \text{ kg ...OK!}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

- Akibat Pancang

$$\phi V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_o d$$

atau,

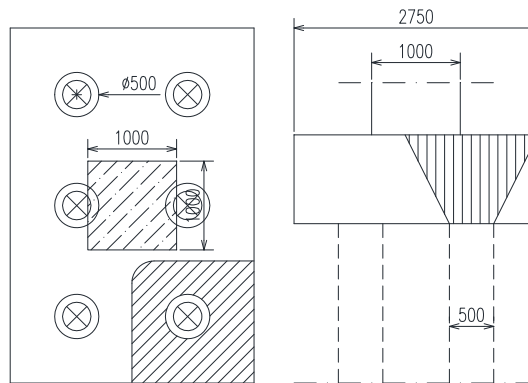
$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d$$

dimana :

β_c = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek (daerah

$$\text{beban terpusat}) = \frac{500}{500} = 1$$

b_o = keliling dari penampang kritis poer
 $= 2(500 + 919) + 2(500 + 919)$
 $= 5676 \text{ mm}$



Gambar 7.7 Geser Ponds Akibat Tiang Pancang Kolom Tower

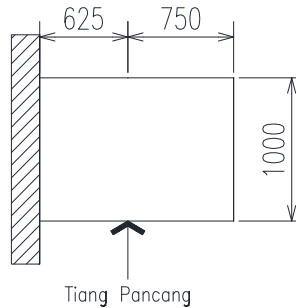
$$V_{c1} = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\begin{aligned}
 &= \left(1 + \frac{2}{1.00}\right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 5676 \times 919 \\
 &= 14285272.5 \text{ N} \\
 V_{c2} &= \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 5676 \times 919 \\
 &= 9523515 \text{ N} \\
 \phi V_c &= 0.6 \times 9523515 = 5714109 \text{ N} \\
 &= 571410.9 \text{ kg} \\
 \text{Gaya pada Pu kolom} &= 91106 \text{ kg} \\
 \phi V_c &= 571410.9 \text{ kg} > P_{\text{upile max}} = 337823 \text{ kg..OK!}
 \end{aligned}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

7.5.2.5. Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, *poer* dianalisa sebagai balok *kantilever* dengan perletakan jepit pada kolom pedestal. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri *poer*. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.



Gambar 7.8 Analisis Poer sebagai Balok Kantilever

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c}$$

$$= \frac{400}{0.85 \times 30}$$

$$= 15.69$$

$$\rho_{balance} = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{400}$$

$$= 0.054$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_{balance}$$

$$= 0.75 \times 0.054$$

$$= 0.041$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{400}$$

$$= 0.0035$$

- Penulangan lentur arah X

$$P_{max} = 91106 \text{ kg} = 91.106 \text{ ton}$$

$$q = 2.4 \text{ t/m}^3 \times 4 \text{ m} \times 1.0 \text{ m}$$

$$= 9.6 \text{ ton/m}$$

Momen momen yang bekerja :

$$M = ((4/3) \times 91.106 \times 0.625) - (1/2 \times 9.6 \times (0.625+0.75))^2$$

$$= 66.84 \text{ tonm} = 66.84 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$d_x = 1000 - 70 - \frac{1}{2} 22 = 919 \text{ mm}$$

$$d_y = 1000 - 70 - 22 - \frac{1}{2}(22) = 897 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$= \frac{66.84 \times 10^7}{0.8 \times 1000 \times 919^2}$$

$$= 0.98$$

$$\rho_{\delta} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15.69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 0.98}{400}} \right)$$

$$= 0.0025$$

$\rho_{\delta} < \rho_{\min}$ dipakai $\rho_{\min} = 0.0035$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_s = \rho \times b \times d_x$$

$$= 0.0035 \times 1000 \times 919$$

$$= 3216.5 \text{ mm}^2$$

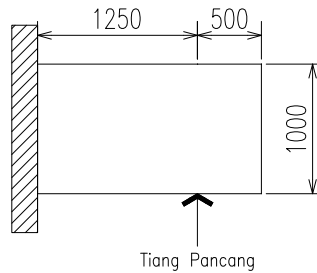
Digunakan Tulangan D22 - 100

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s' = 0.50 \times A_s = 1608.5 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan Lentur D19 - 100

- Penulangan lentur arah Y



Gambar 7.9 Analisis Poer sebagai Balok Kantilever

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= 91106 \text{ kg} = 91.106 \text{ ton} \\
 q &= 2.4 \text{ t/m}^3 \times 2.75 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \\
 &= 6.6 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

Momen momen yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 M &= ((2.75/3) \times 91.11 \times 1.25) - (1/2 \times 6.6 \times (1.25+0.75))^2 \\
 &= 91.19 \text{ tonm} = 91.19 \times 10^7 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$d_x = 1000 - 70 - \frac{1}{2} 22 = 919 \text{ mm}$$

$$d_y = 1000 - 70 - 22 - \frac{1}{2}(22) = 897 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\
 &= \frac{91.19 \times 10^7}{0.8 \times 1000 \times 897^2} \\
 &= 1.34 \\
 \rho_s &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15.69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 1.34}{400}} \right) \\
 &= 0.0035
 \end{aligned}$$

$$\rho_s > \rho_{\min} \text{ dipakai } \rho_s = 0.0036$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d_x \\
 &= 0.0036 \times 1000 \times 897 \\
 &= 3313.3 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D22 - 100

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s' = 0.50 \times A_s = 1656.65 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan Lentur D19 - 100

7.6. Perencanaan Kolom Pedestal

Besarnya gaya – gaya dalam kolom diperoleh dari hasil perhitungan struktur primer pada bab sebelumnya.

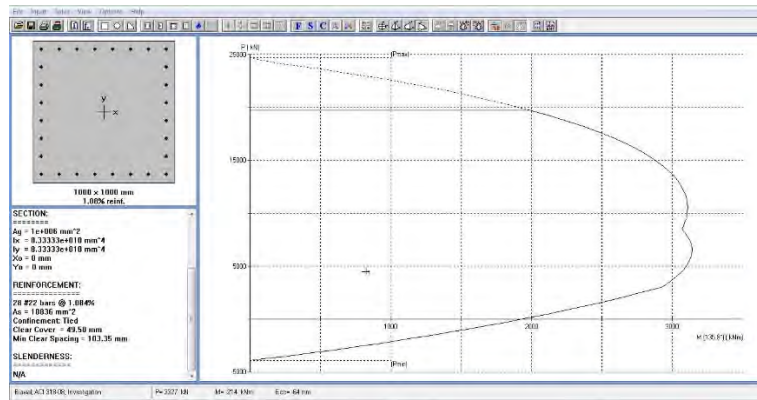
$$P_u = 460202 \text{ kg (dari gaya aksial VBE)}$$

$$V_u = 39788.6 \text{ kg (dari gaya geser VBE)}$$

$$M_{ux} = 60069 \text{ kgm (dari momen VBE)}$$

$$M_{uy} = 58474.1 \text{ kgm (dari momen VBE)}$$

- Data perencanaan kolom :
 - $b = 1000 \text{ mm}$
 - $h = 1000 \text{ mm}$
 - $A_g = 1000000 \text{ mm}^2$
 - Mutu bahan :
 - $f'_c = 40 \text{ Mpa}$ (mengikuti mutu bahan kolom (VBE) pada SPSW)
 - $f_y = 400 \text{ Mpa}$
 - Selimut beton = 40 mm
 - Tulangan sengkang = $\varnothing 12 \text{ mm}$
 - Tulangan utama = $\varnothing 25 \text{ mm}$
 - Tinggi efektif = $1000 - (40 + 12 + \frac{1}{2} \cdot 22) = 939 \text{ mm}$
- Penulangan Lentur pada Kolom
Dari PCACOL didapat nilai $\rho = 1.08 \%$



```

Confinement: Tied: #10 ties with #32 bars, #10 with larger bars.
phi(a) = 0.8, phi(b) = 0.9, phi(c) = 0.65

Layout: Rectangular
Pattern: Sides Different (Cover to transverse reinforcement)
Total steel area: As = 10836 mm^2 at rho = 1.08%
Minimum clear spacing = 103 mm

```

	Top	Bottom	Left	Right
Bars	8 #22	8 #22	6 #22	6 #22
Cover (mm)	40	40	40	40

```

Control Points:
-----
Bending about      Axial Load P      X-Moment      Y-Moment  NA depth  Dc depth  eps_t  Phi
-----
X # Max compression  2468.3            -0.00          -0.00    2818     939  -0.00200  0.650
# Allowable comp.    19742.8          1970.79        -0.00    1075     939  -0.00038  0.650
# Es = 0.0           19733.7          2651.01        0.00     939     939  0.00000  0.650
# Es = 0.5*fy        12620.3          3351.09        0.00     705     939  0.00100  0.650
# Balanced point     8647.0           3621.91        0.00     564     939  0.00200  0.650
# Tension control    7410.8           4150.03        0.00     352     939  0.00800  0.900
# Pure bending       0.0              1767.65        0.00     97      939  0.02607  0.900
# Max tension       -3901.0           0.00           0.00     0       939  0.99999  0.900

```

```

Layout: Rectangular
Pattern: Sides Different (Cover to transverse reinforcement)
Total steel area: As = 10836 mm^2 at rho = 1.08%
Minimum clear spacing = 103 mm

```

	Top	Bottom	Left	Right
Bars	8 #22	8 #22	6 #22	6 #22
Cover (mm)	40	40	40	40

```

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:
-----
No.      Pu      Mu      My      Mux      Mxy      #M/Mu  NA depth  Dc depth  eps_t  Phi
-----
1      4513.04  -589.08  573.43  -2196.97  2138.14  3.729    575      1323    0.00391  0.809

```

*** End of output ***

Gambar 7.10 Hasil Analisis Kolom Pedestal dengan Program PCA Col

$$A_s = 0.0108 \times 1000 \times 939$$

$$= 10141.2 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 28 D22, $A_s = 10836 \text{ mm}^2$ dipasang merata 4 sisi.

- Penulangan Geser Kolom

$$V_u = 39788.6 \text{ kg} = 397886 \text{ N}$$

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton :

$$V_c = 2 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b d$$

$$= 2 \left(1 + \frac{19361738.80}{14 \times 1000000} \right) \frac{1}{6} \sqrt{60} \times 1000 \times 939$$

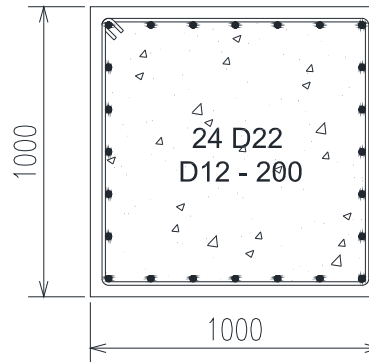
$$= 2630307 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.6 \times V_c$$

$$= 0.6 \times 2630307$$

$$= 1578184 \text{ N} > V_u = 397886 \text{ N}$$

Sehingga tidak perlu tulangan geser. Jadi dipasang tulangan geser praktis $\varnothing 12 - 200$, sengkang dua kaki.



Gambar 7.11 Penulangan Kolom Pedestal PD1

7.7. Perencanaan Sloof Pondasi

Struktur sloof digunakan untuk membuat penurunan secara bersamaan pada pondasi atau sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi : berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Dimensi sloof :	b	= 350 mm
	h	= 500 mm
	A_g	= 175000 mm ²
Mutu bahan :	f'_c	= 30 MPa
	f_y	= 400 MPa
Selimit beton		= 70 mm
Tul. sengkang		= $\varnothing 10$
Tul. utama		= D19
Tinggi efektif (d)		= $500 - (70 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19)$
		= 527 mm

- Beban-beban yang terjadi pada sloof :

Beban dinding	$1.2 \times 120 \times 4.00$	= 576 kg/m
Berat sloof	$1.2 \times 0.35 \times 0.50 \times 2400$	= <u>504 kg/m</u>
	Qu	= 1080 kg/m

Panjang sloof = 6.50 m

$$\begin{aligned} M_u &= 1/12 \times q_u \times L^2 \\ &= 1/12 \times 1080 \times 6.50^2 \\ &= 3802.5 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D (Vu) &= 1/2 \times q_u \times L \\ &= 1/2 \times 1080 \times 6.50 \\ &= 3510 \text{ kg} = 35100 \text{ N} \end{aligned}$$

- Penulangan tarik pada sloof

$$M_u = 3802.5 \text{ kgm} = 38025000 \text{ Nmm}$$

$$D (Vu) = 3510 \text{ kg} = 35100 \text{ N}$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{V_u}{f_y} \\ &= \frac{35100}{400} \\ &= 87.75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} A_s' &= 0.5 A_s \\ &= 0.5 \times 87.75 \\ &= 43.875 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{38025000}{0.8} \\ &= 47531250 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0.85 f_c'} \\ &= \frac{400}{0.85 \times 30} \\ &= 15.69 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1.4}{f_y} \\
 &= \frac{1.4}{400} \\
 &= 0.0035 \\
 \rho_{\max} &= 0.75\rho_{balance} \\
 &= 0.75 \frac{0.85 f_c' \beta}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= 0.75 \frac{0.85 \times 30 \times 0.85}{400} \left(\frac{600}{600 + 30} \right) \\
 &= 0.040 \\
 R_n &= \frac{M_n}{bd^2} \\
 &= \frac{47531250}{350 \times 412^2} \\
 &= 0.8 \\
 \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15.69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.69 \times 0.8}{400}} \right) \\
 &= 0.0024
 \end{aligned}$$

$\rho_{\delta} < \rho_{\min}$ dipakai $\rho_{\min} = 0.0035$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}
 A_{s1} &= \rho \times b \times d_x \\
 &= 0.0035 \times 350 \times 412 \\
 &= 504.7 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}
 A_{s1}' &= 0.50 \times A_s \\
 &= 252.35 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan tarik : } A_s + A_{s1} &= 87.75 + 504.7 \\ &= 592.45 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan tarik 3D19 ($A_s = 851 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan tekan : } A_s' + A_{s1}' &= 43.875 + 252.35 \\ &= 296.225 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 3D19 ($A_s = 851 \text{ mm}^2$)

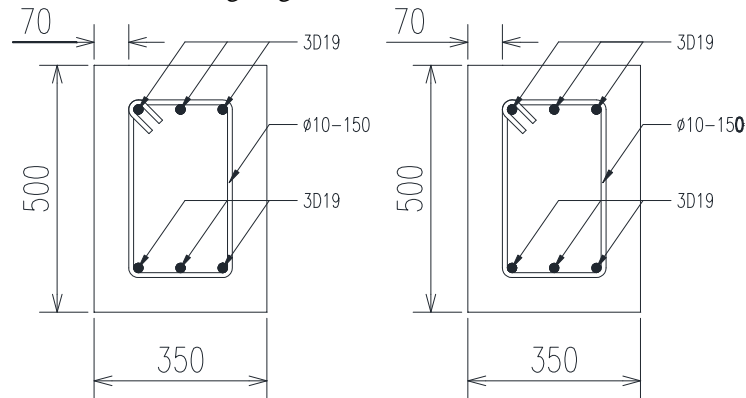
- Penulangan Geser Sloof

$$V_u = 35100 \text{ N}$$

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton :

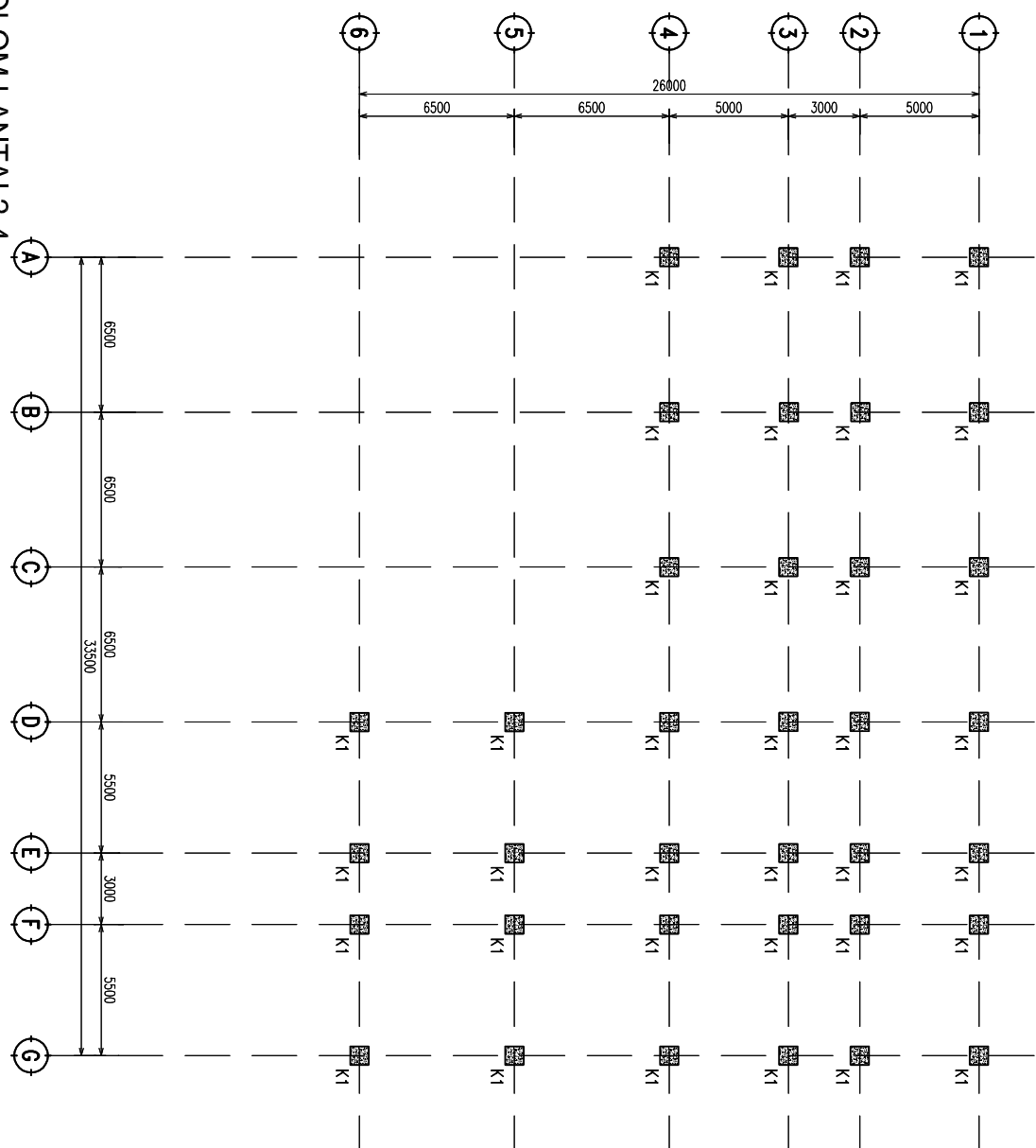
$$\begin{aligned} V_c &= 2 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} bd \\ &= 2 \times \left(1 + \frac{126917.1}{14 \times 175000} \right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 350 \times 412 \\ &= 276910.227 \text{ N} > V_u = 35100 \text{ N} \end{aligned}$$

Sehingga tidak perlu tulangan geser. Jadi dipasang tulangan geser $\emptyset 10 - 150$, sengkang 2 kaki.




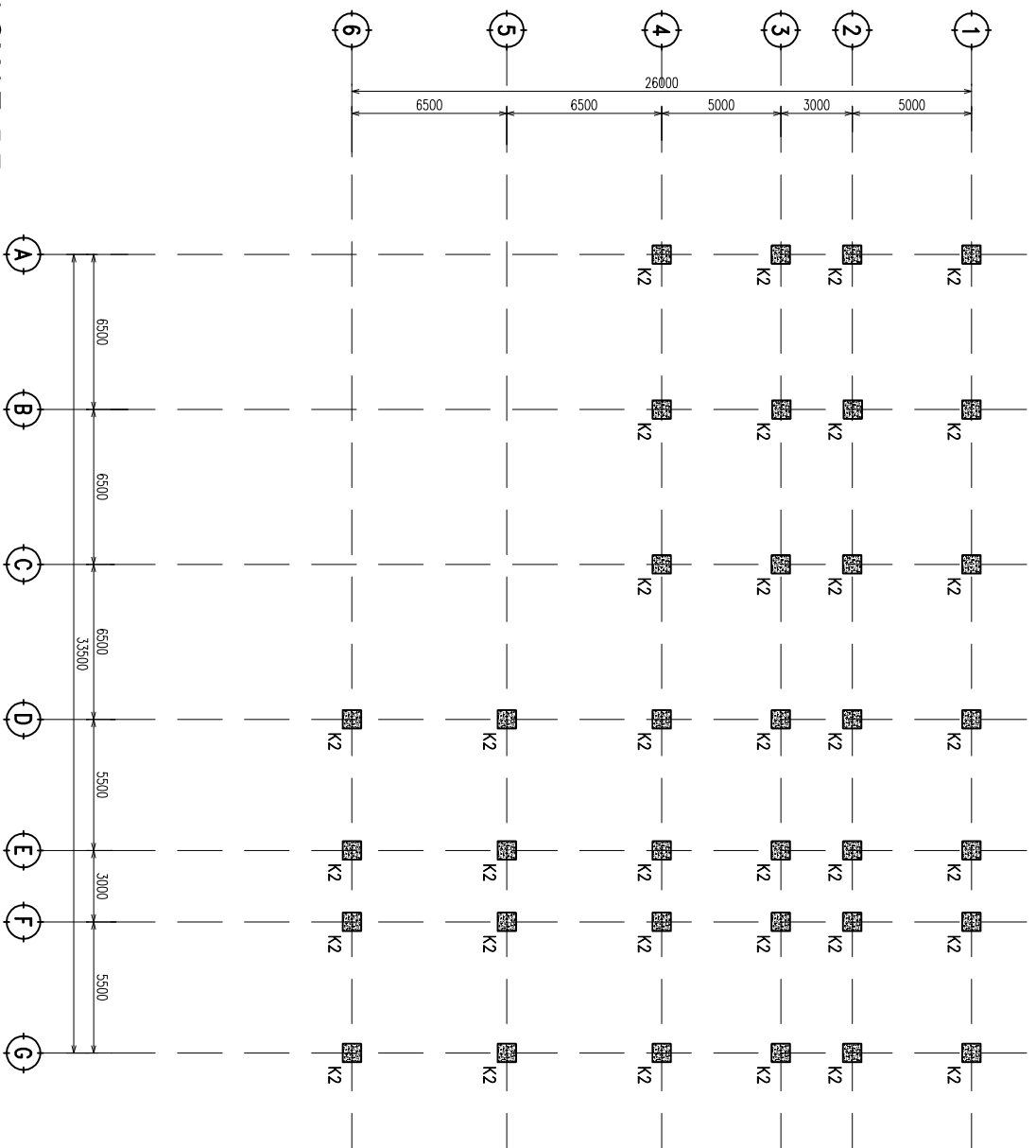
Gambar 7.12 Penulangan Sloof Daerah Tumpuan dan Lapangan

“Halaman ini sengaja dikosongkan”




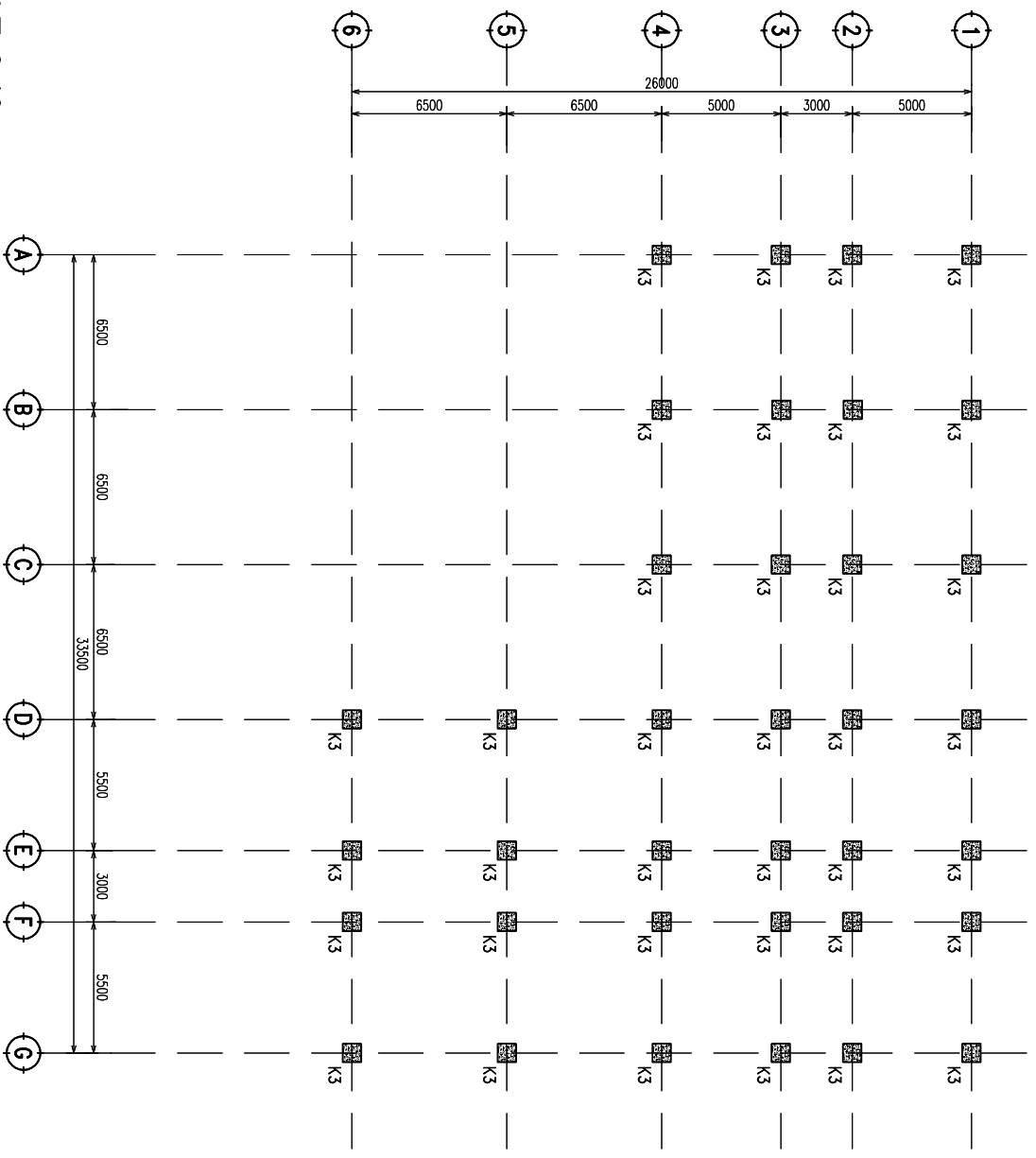
11 DENAH KOLOM LANTAI 2-4
SKALA 1 : 300

 ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember		INSTITUT / UNIVERSITAS
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG FAVE HOTEL BOJONEGORO DENGAN SISTEM STEEL PLATE SHEAR WALL		JUDUL TUGAS AKHIR
DENAH KOLOM LT. 2-4		JUDUL GAMBAR
1 : 300	SKALA	SKALA
DAHANG KURNIAWAN NRP. 3114105018		DIGAMBAR
BUDI SISWANTO, ST., MT., Ph.D. NRP. 197201281998027002 DATA RIKAMETA, ST., MT., Ph.D. NRP. 19800302008911002		DIPERIKSA
STR	KODE GBR	REVISI
02	NO GBR	
31	JUMLAH LBR	




12 DENAH KOLOM LT. 5-7
SKALA 1 : 300

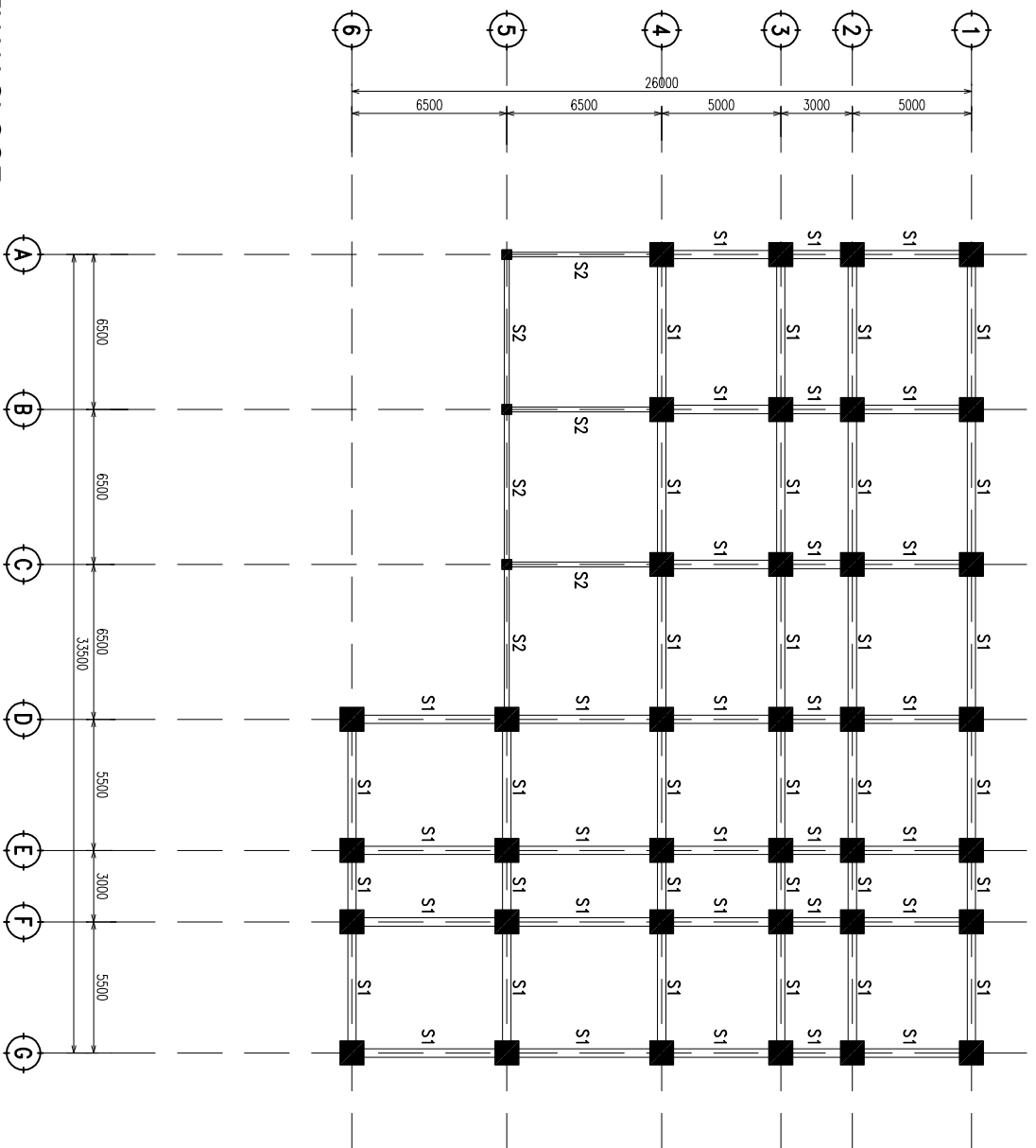
 ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember		INSTITUT / UNIVERSITAS	
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG FAVE HOTEL BOJONEGORO DENGAN SISTEM STEEL PLATE SHEAR WALL		JUDUL TUGAS AKHIR	
DENAH KOLOM LT. 5-7		JUDUL GAMBAR	
1 : 300		SKALA	
DANANG KURNIAWAN NRP. 3114105018		DIGAMBAR MAHASISWA :	
BUDI SISWANTO, ST., MT., Ph.D. NRP. 197201281998021002 DATA RIKAMET, ST., MT., Ph.D. NRP. 1980030200911002		DIPERIKSA DOSEN PEMBIMBING :	
STR	KODE GBR	NO GBR	REVISI
	03		
		JUMLAH LBR	
		31	




13 DENAH KOLOM LT. 8-10
SKALA 1 : 300

 INSTITUT / UNIVERSITAS ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember		JUDUL GAMBAR MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG FAVE HOTEL BOJONEGORO DENGAN SISTEM STEEL PLATE SHEAR WALL		JUDUL GAMBAR DENAH KOLOM LT. 8-10		SKALA 1 : 300		DIGAMBAR MAHASISWA : DANANG KURNIAWAN NRP. 31114105018		DIPERIKSA DOSEN PEMBIMBING : BUDI SISWANTO, ST., MT., Ph.D NRP. 197201281998027002 DATA RIKAMTA, ST., MT., Ph.D NRP. 1980030200911002		REVISI <table border="1"> <tr> <td>KODE GBR</td> <td>NO GBR</td> <td>JUMLAH LBR</td> </tr> <tr> <td>STR</td> <td>04</td> <td>31</td> </tr> </table>		KODE GBR	NO GBR	JUMLAH LBR	STR	04	31
KODE GBR	NO GBR	JUMLAH LBR																	
STR	04	31																	

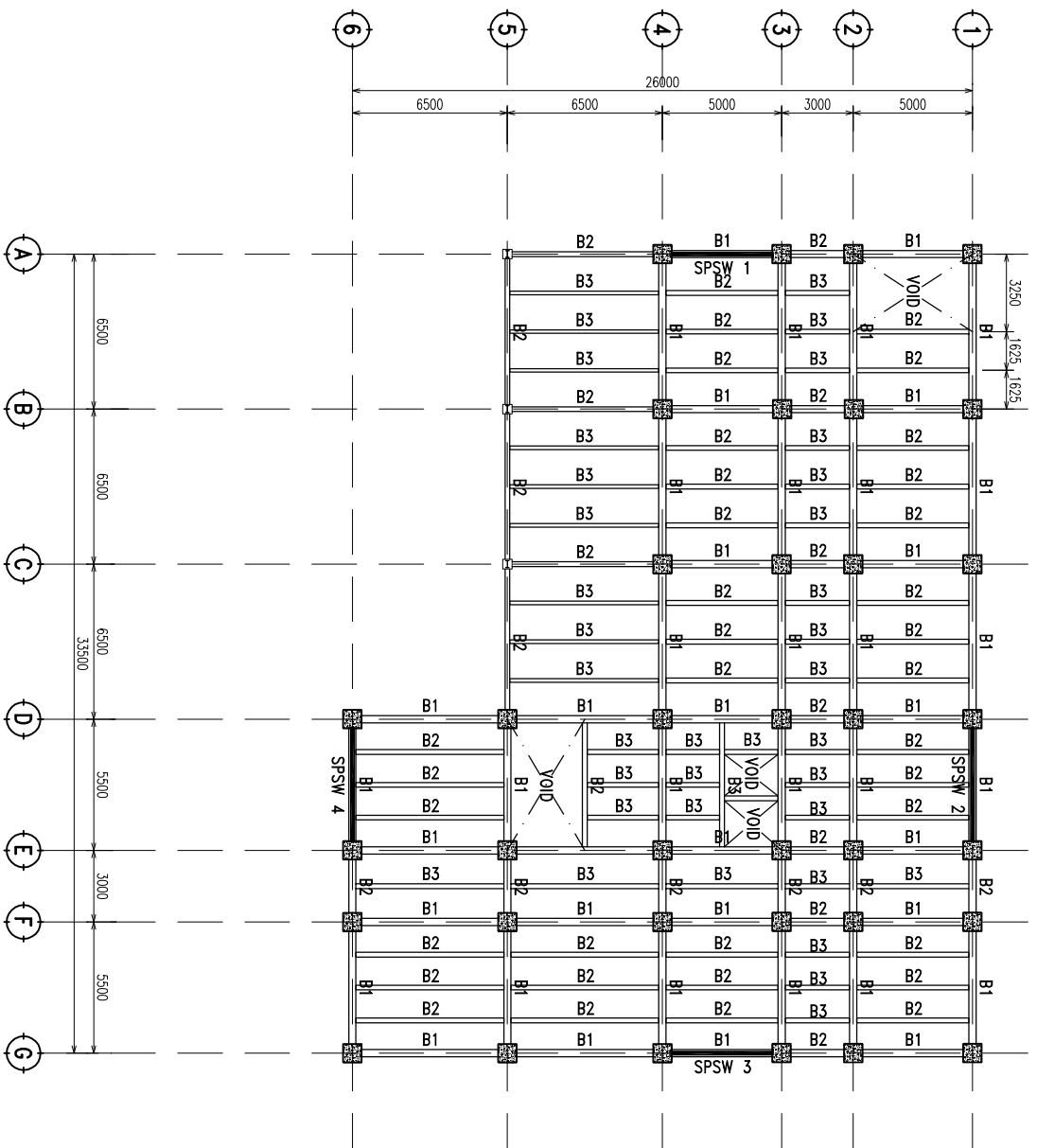
KETERANGAN	
S1	350mm x 500mm
S2	300mm x 400mm




14 DENAH SLOOF
SKALA 1 : 300

 ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember		INSTITUT / UNIVERSITAS
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG FAVE HOTEL BOJONEGORO DENGAN SISTEM STEEL PLATE SHEAR WALL		JUDUL TUGAS AKHIR
DENAH SLOOF		JUDUL GAMBAR
1 : 300	SKALA	SKALA
DANANG KURNIAWAN NRP. 31114105018		DIGAMBAR
BUDI SISWANTO, ST., MT., Ph.D. NRP. 197201281998027002 DATA IRMAWATI, ST., MT., Ph.D. NRP. 1980030200911002		DIPERIKSA
STR	KODE GBR	REVISI
05	NO GBR	
31	JUMLAH LBR	

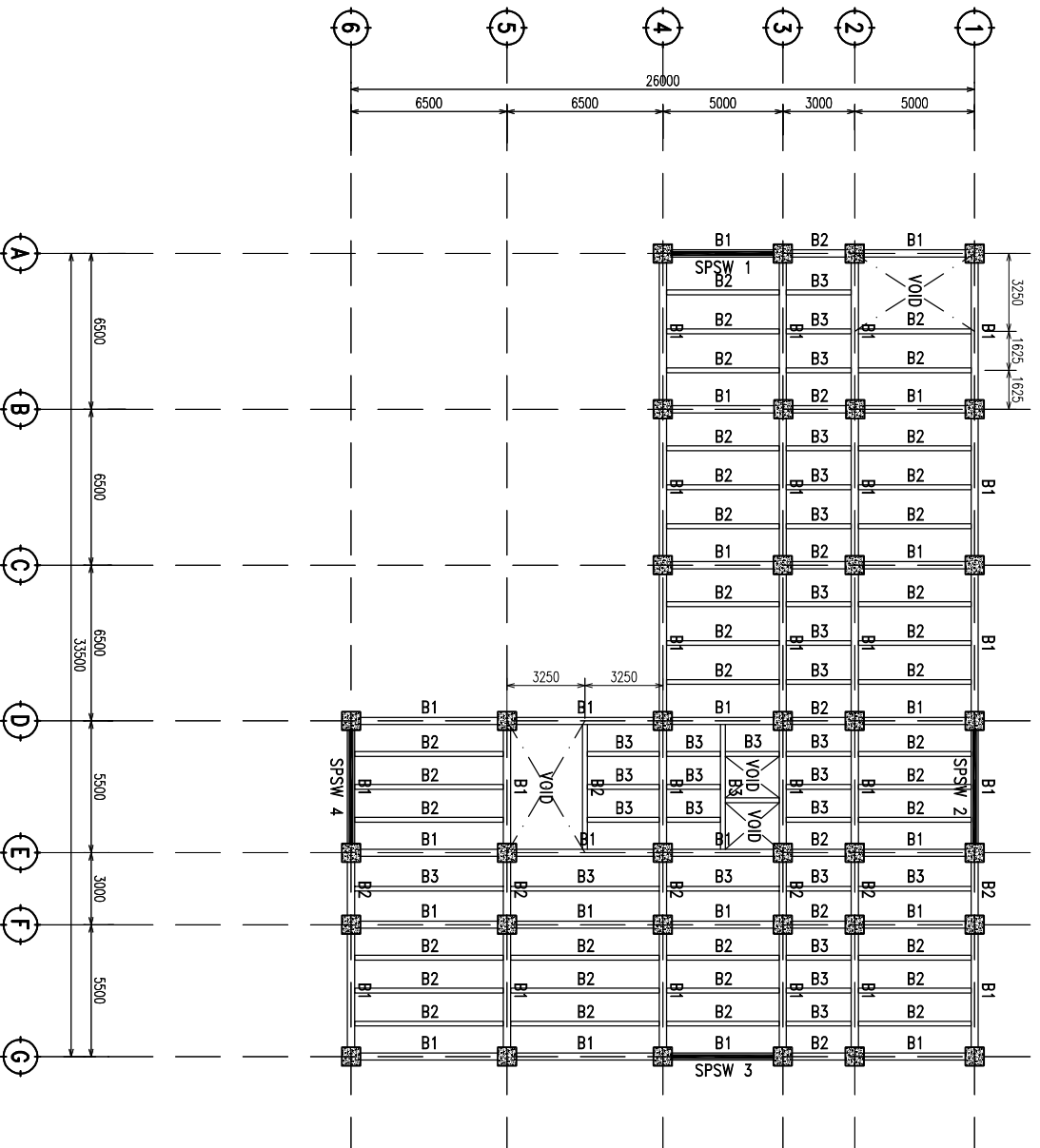
KETERANGAN	
B1	WF 700.300.13.24
B2	WF 300.150.6.5.9
B3	WF 200.100.5.5.8




15 DENAH BALOK LT. 2
SKALA 1 : 300

 ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember	INSTITUT / UNIVERSITAS	
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG FAVE HOTEL BOJONEGORO DENGAN SISTEM STEEL PLATE SHEAR WALL	JUDUL TUGAS AKHIR	
DENAH BALOK LT. 2	JUDUL GAMBAR	
1 : 300	SKALA	
DANANG KURNIAWAN NRP. 3114105018	MAHASISWA :	
BUDI SISWANTO, ST., MT., Ph.D NRP. 197201281998021002 DARTI RAHAYATI, ST., MT., Ph.D NRP. 19800302005911002	DOSEN PEMBIMBING :	
KODE GBR STR	NO. GBR 06	JUMLAH LBR 31
REVISI		

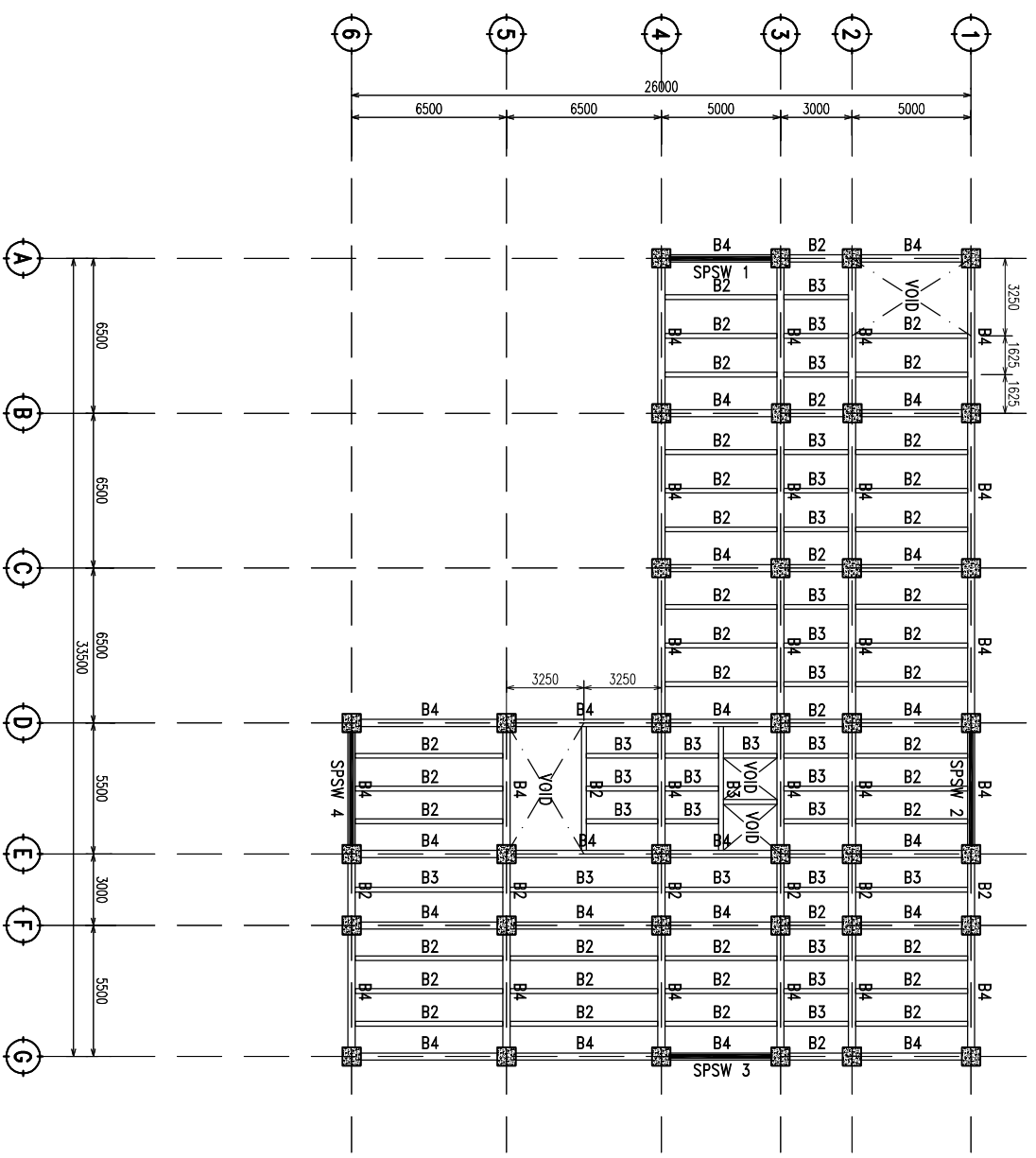
KETERANGAN	
B1	WF 700.300.13.24
B2	WF 300.150.6.5.9
B3	WF 200.100.5.5.8




16 DENAH BALOK LT. 3-4
SKALA 1 : 300

 ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember	INSTITUT / UNIVERSITAS	JUDUL GAMBAR	SKALA	DIGAMBAR	DIPERIKSA	REVISI		
	JUDUL TUGAS AKHIR	DENAH BALOK LT. 3-4	1 : 300	DANANG KURNIAWAN NRP. 3114105018	BUDI SISWANTO, ST., MT., Ph.D. NIP. 197201281998027002 DATA/RIKAMTA, ST., MT., Ph.D. NIP. 1980030200911002	MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG FAVE HOTEL BOJONEGORO DENGAN SISTEM STEEL PLATE SHEAR WALL		
						KODE GBR STR	NO. GBR 07	JUMLAH LBR 31

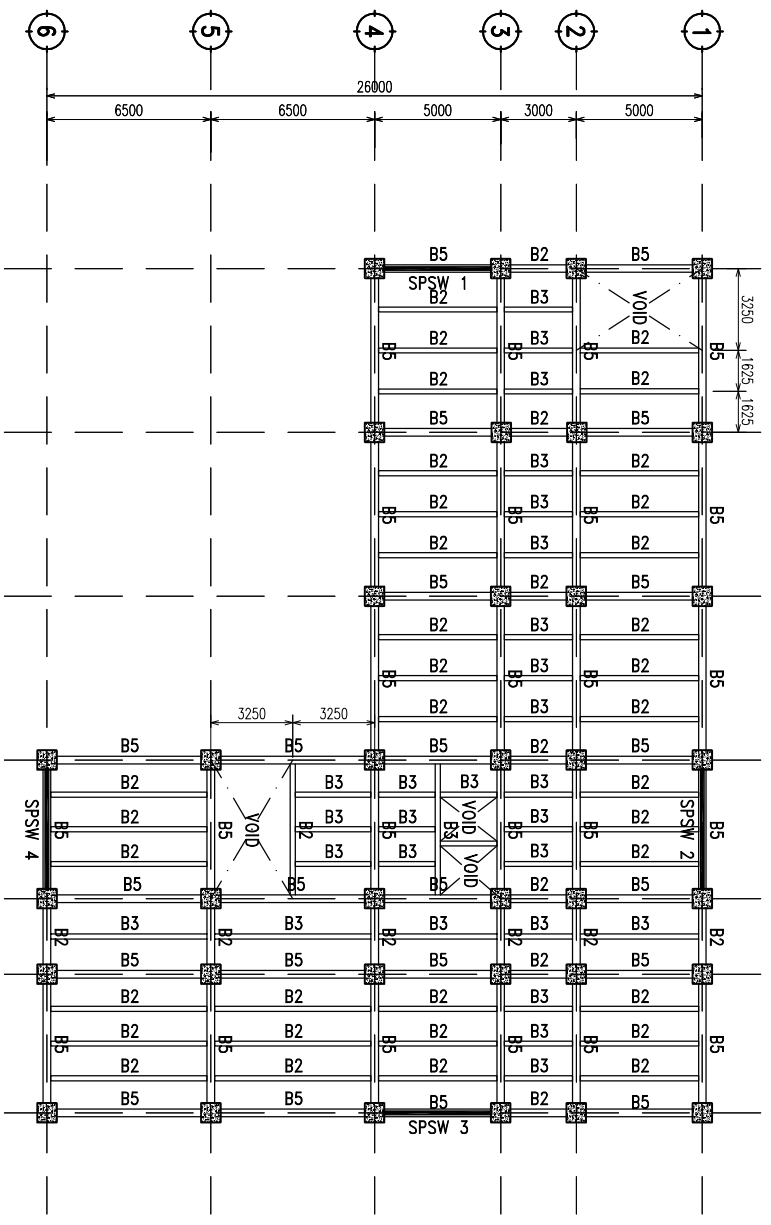
KETERANGAN	
B4	WF 600,300,14,23
B2	WF 300,150,6,5,9
B3	WF 200,100,5,5,8




17 DENAH BALOK LT. 5-7
SKALA 1:300

 INSTITUT / UNIVERSITAS ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember	JUDUL TUGAS AKHIR	JUDUL GAMBAR	SKALA	DIGAMBAR	DIPERIKSA	REVISI		
	MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG FAVE HOTEL BOJONEGORO DENGAN SISTEM STEEL PLATE SHEAR WALL	DENAH BALOK LT. 5-7	1 : 300	DANANG KURNIAWAN NRP. 3114105018	DOSEN PEMBIMBING : BUDI SISWANTO, ST., MT., Ph.D. NRP. 197201281998027002 DATA RIHARTO, ST., MT., Ph.D. NRP. 19800302009911002	KODE GBR STR	NO. GBR 08	JUMLAH LBR 31

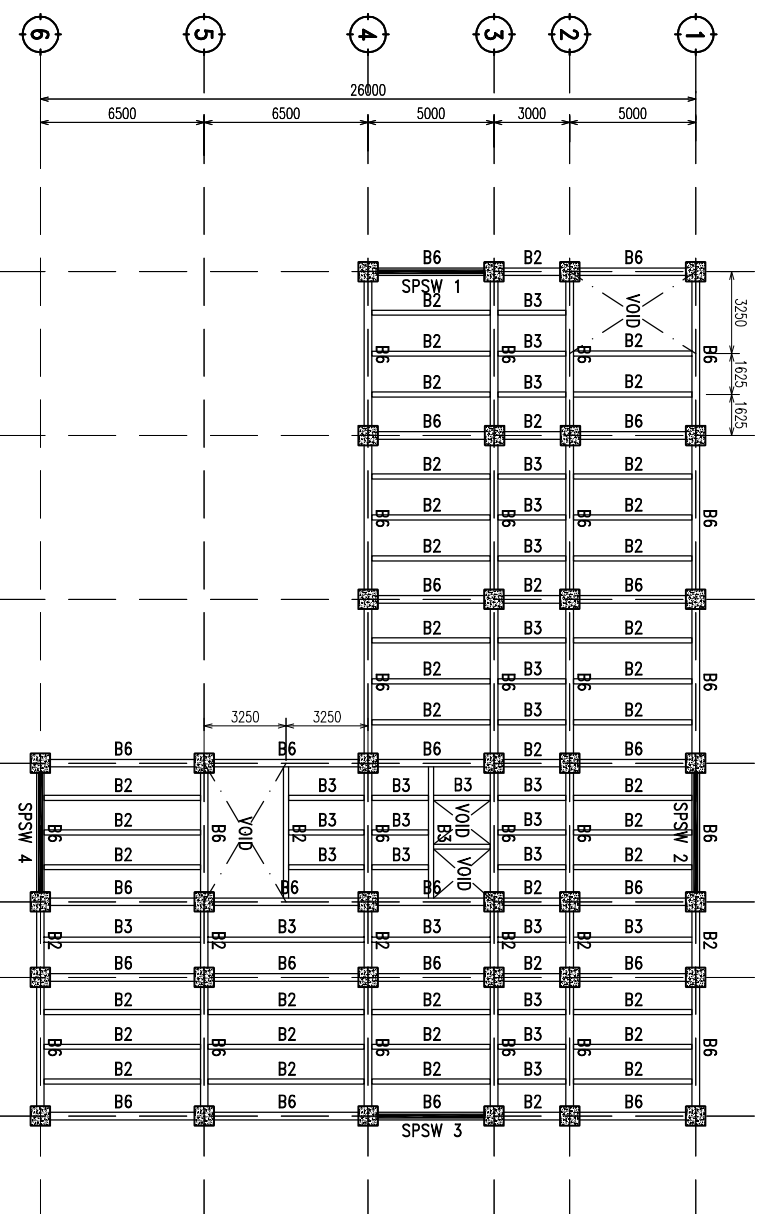
KETERANGAN	
B5	WF 500.200.10.16
B2	WF 300.150.6.5.9
B3	WF 200.100.5.5.8




18 DENAH BALOK LT. 8-10
SKALA 1:300

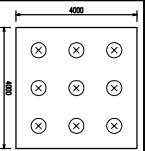
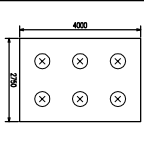
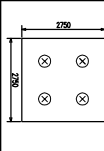
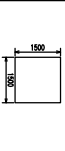
 ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember	INSTITUT / UNIVERSITAS
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG FAVE HOTEL BOJONEGORO DENGAN SISTEM STEEL PLATE SHEAR WALL	JUDUL TUGAS AKHIR
DENAH BALOK LT. 8-10	JUDUL GAMBAR
1 : 300	SKALA
DANANG KURNIAWAN NRP. 3114105018	DISAMBAR MAHASISWA :
BUDI SISWANTO, ST., MT., Ph.D. NIP. 197307281998027002 DATA IRMAWATI, ST., MT., Ph.D. NIP. 19800302008911002	DIPERIKSA DOSEN PEMBIMBING :
STR	REVISI
NO. GBR 09	JUMLAH LBR 31

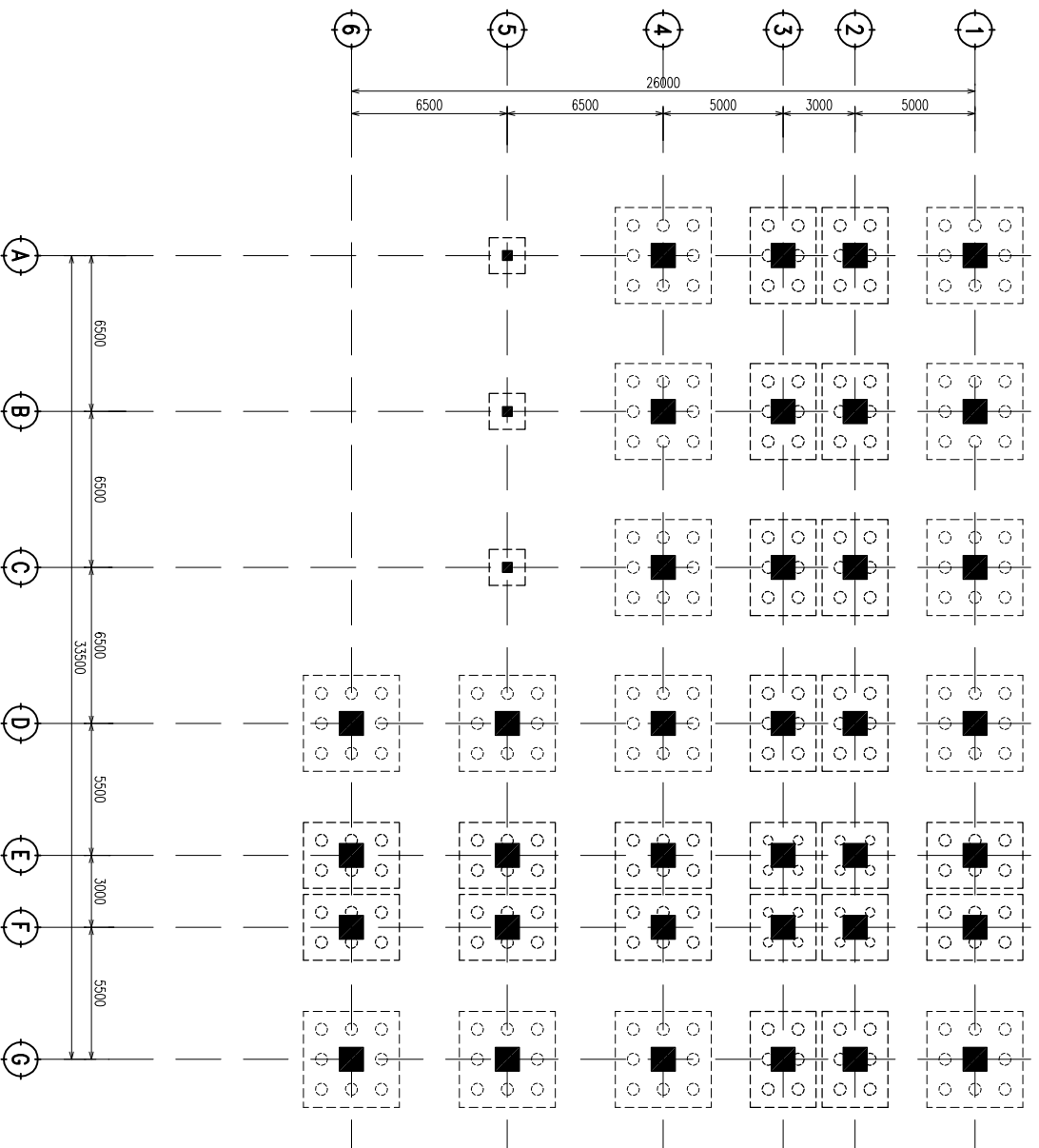
KETERANGAN	
B6	WF 400.200.8.13
B2	WF 300.150.6.5.9
B3	WF 200.100.5.5.8




19 DENAH BALOK LT. ATAP
SKALA 1:300

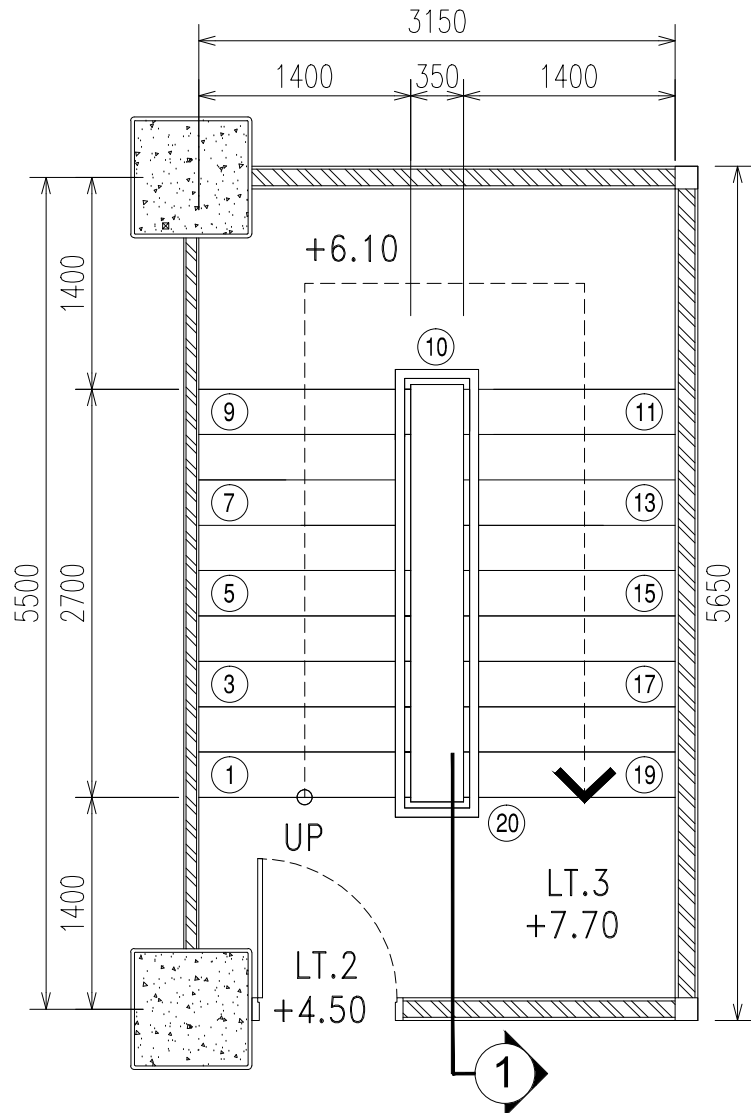
 ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember		INSTITUT / UNIVERSITAS
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG FAVE HOTEL BOJONEGORO DENGAN SISTEM STEEL PLATE SHEAR WALL		JUDUL TUGAS AKHIR
DENAH BALOK LT. ATAP		JUDUL GAMBAR
1 : 300		SKALA
DANANG KURNIAWAN NRP. 3114105018		DI GAMBAR MAHASISWA :
BUDI SISWANTO, ST., MT., Ph.D. NRP. 197201281998027002 DATA RIKAMTA, ST., MT., Ph.D. NRP. 19800302008911002		DIPERIKSA DOSEN PEMBIMBING :
STR	NO. GBR 10	REVISI JUMLAH LBR 31

NOTASI	KETERANGAN
	PC1 2750x4000x1000 Spun Piles 9-#500-25000
	PC2 2750x4000x1000 Spun Piles 6-#500-33000
	PC3 2750x4000x1000 Spun Piles 4-#400-25000
	FP1 1500x1500x500 (Foot Plate)

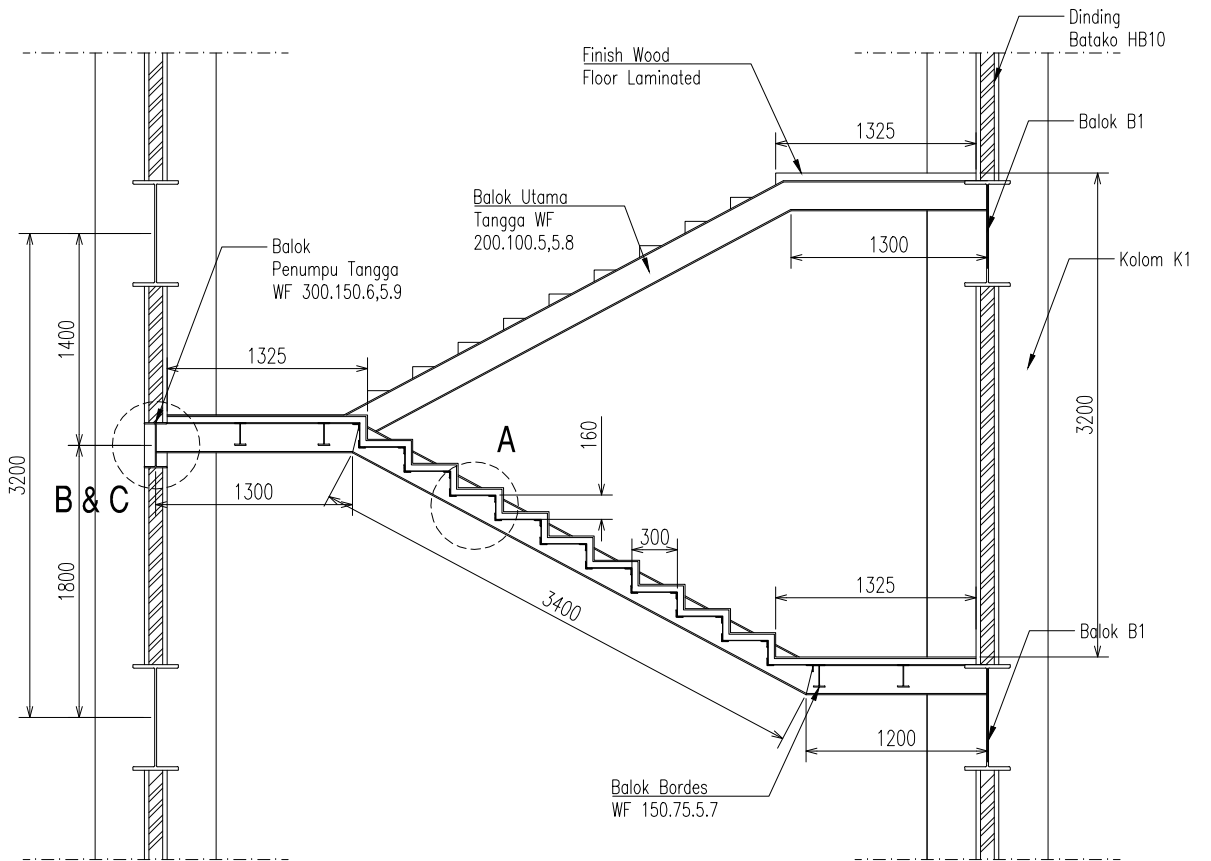


20 DENAH PONDASI
SKALA 1 : 300


 INSTITUT / UNIVERSITAS ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember		MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG FAVE HOTEL BOJONEGORO DENGAN SISTEM STEEL PLATE SHEAR WALL	
JUDUL GAMBAR DENAH PONDASI		JUDUL TUGAS AKHIR	
SKALA 1 : 300		DIGAMBAR DANANG KURNIAWAN NRP. 3114105018	
DIPERIKSA DOSEN PEMBIMBING : BUDI SISWANTO, ST., MT., Ph.D. NRP. 197201281998027002 DATA RIHARTY, A., ST., MT., Ph.D. NRP. 19800320200911002		REVISI	
KODE GBR STR	NO GBR 11	JUMLAH LBR 31	

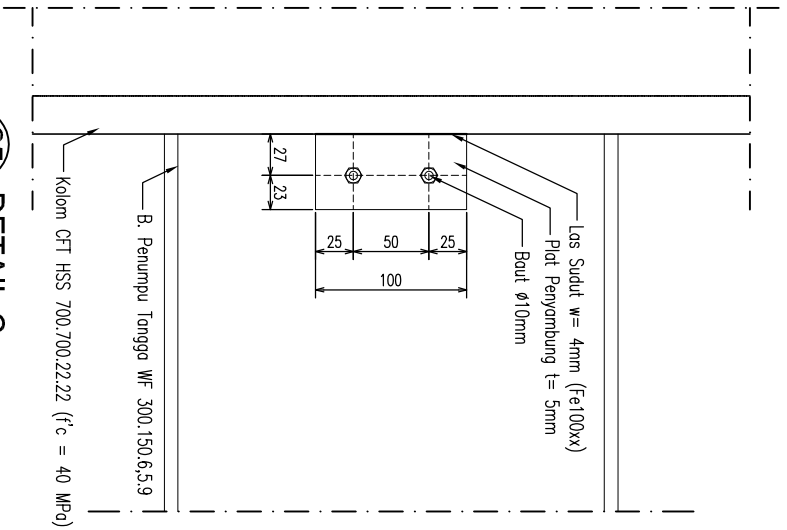


22 DENAH TANGGA
SKALA 1:50

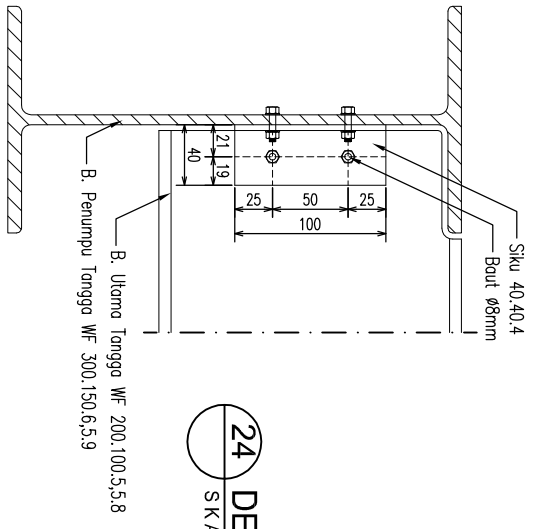


21 POTONGAN 1
SKALA 1:50

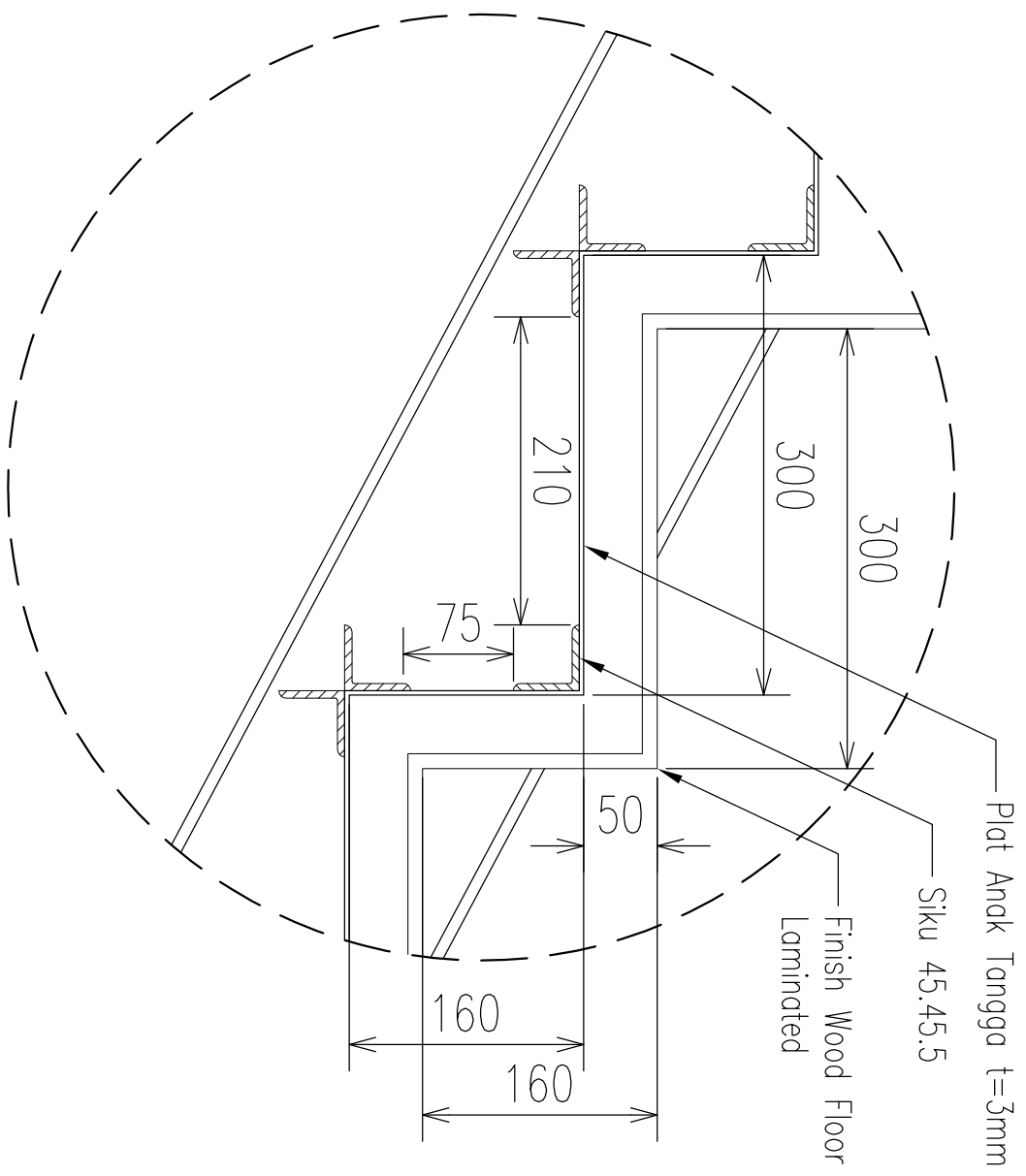
INSTITUT / UNIVERSITAS	JUDUL TUGAS AKHIR	JUDUL GAMBAR	SKALA	DIGAMBAR	DIPERIKSA	REVISI		
 ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember	MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG FAVE HOTEL BOJONEGORO DENGAN SISTEM STEEL PLATE SHEAR WALL	DENAH TANGGA POTONGAN 1	1 : 50	MAHASISWA : DANANG KURNIAWAN NRP. 3114105018	DOSEN PEMBIMBING : BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D NIP. 197301281998021002 DATA IRANATA, ST., MT., Ph.D NIP. 198004302005011002			
						KODE GBR STR	NO. GBR 12	JUMLAH LBR 31




25 DETAIL C
SKALA 1 : 5



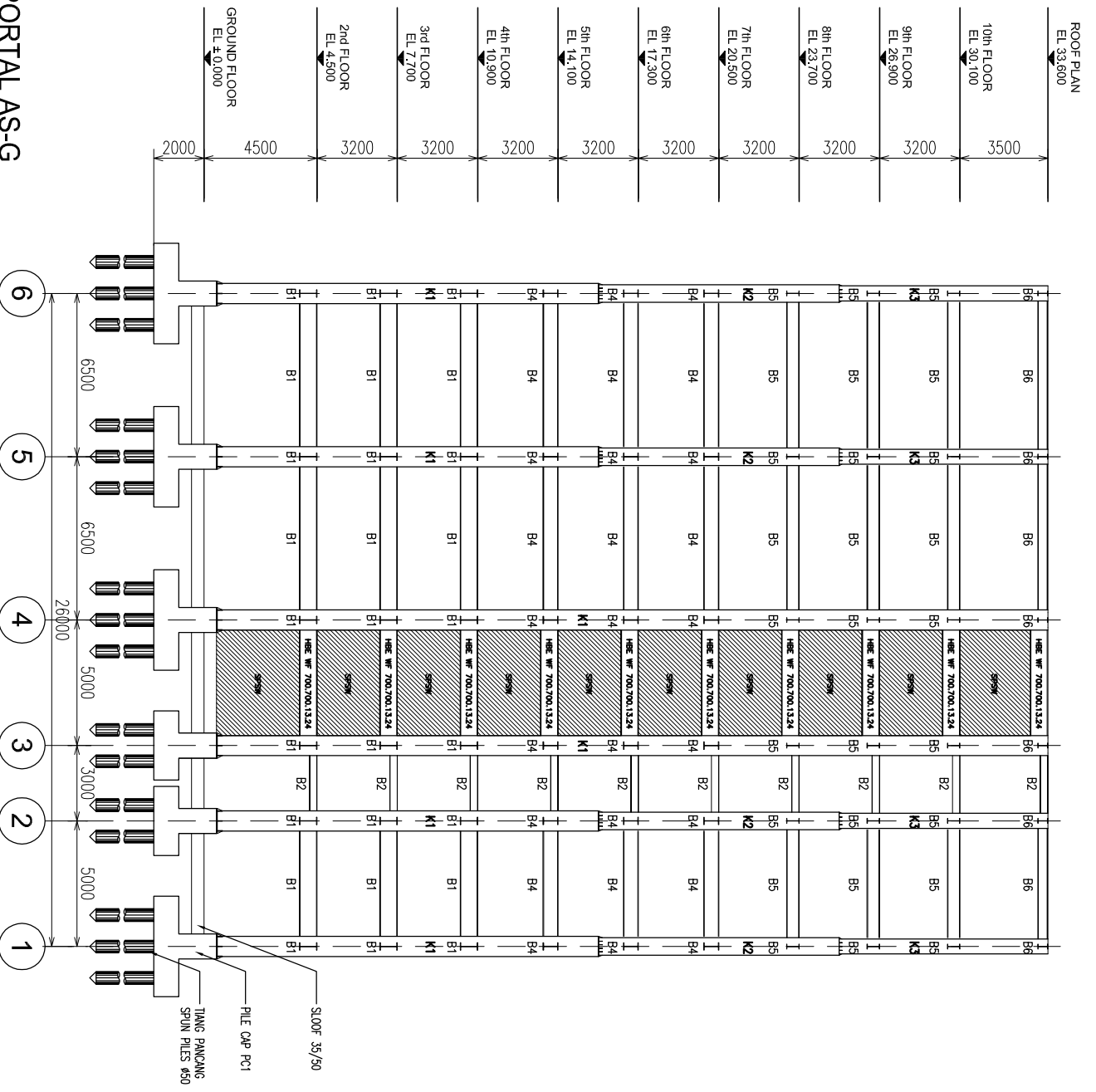
24 DETAIL B
SKALA 1 : 5




23 DETAIL A
SKALA 1 : 5

 ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember	INSTITUT / UNIVERSITAS	JUDUL TUGAS AKHIR	JUDUL GAMBAR	SKALA	DIGAMBAR	DIPERIKSA	REVISI
	MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG FAVE HOTEL BOJONEGORO DENGAN SISTEM STEEL PLATE SHEAR WALL	DETAIL A, B, C	1 : 5	DANANG KURNIAWAN NRP. 3114105018	BUDI SISWANTO, ST., MT., Ph.D. NIP. 197301281998021002 DATA RIKAMTA, ST., MT., Ph.D. NIP. 19800302008011002	KODE GBR STR	NO GBR 13

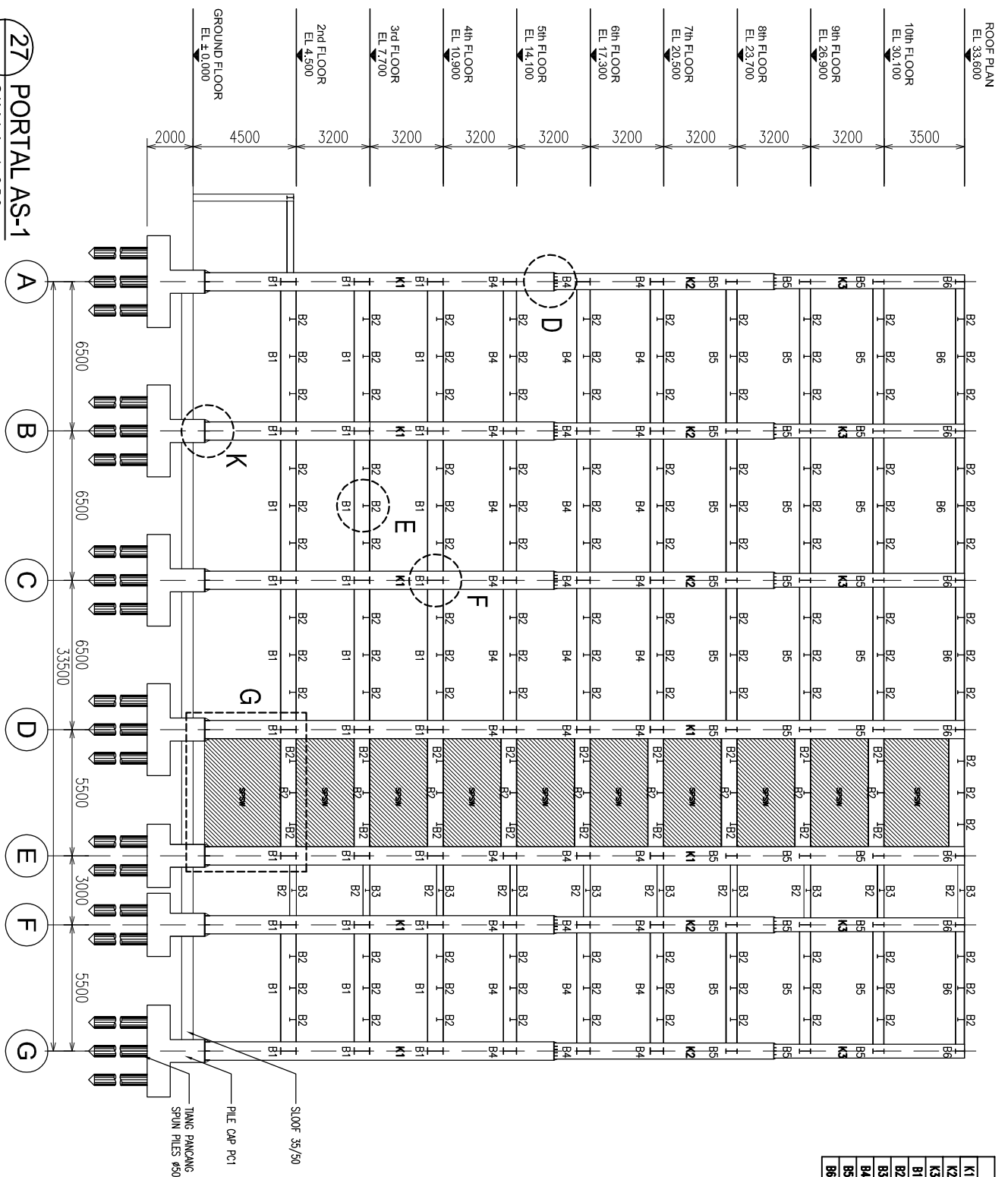
KETERANGAN	
K1	CFT HSS 700,700,22,22
K2	CFT HSS 600,600,16,16
K3	CFT HSS 500,500,12,12
B1	WF 700,300,13,24
B2	WF 300,150,6,5,9
B3	WF 200,100,5,5,5
B4	WF 600,300,14,23
B5	WF 500,200,10,16
B6	WF 400,200,8,13




26 PORTAL AS-G
SKALA 1 : 250

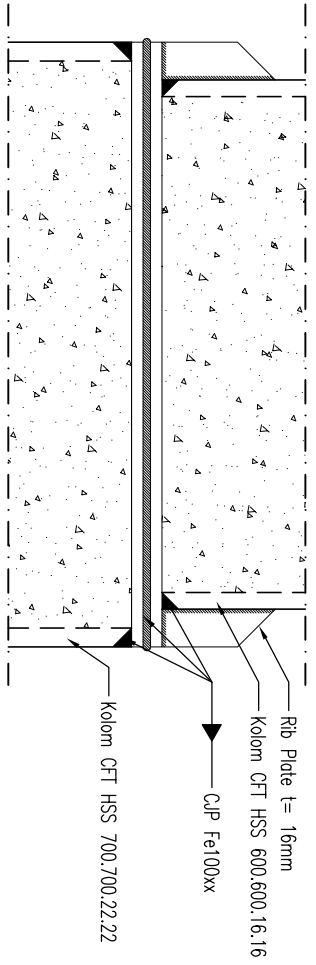
 ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember	INSTITUT UNIVERSITAS	JUDUL TUGAS AKHIR	JUDUL GAMBAR	SKALA	DIGAMBAR	DIPERIKSA	REVISI	
	MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG FAVE HOTEL BOJONEGORO DENGAN SISTEM STEEL PLATE SHEAR WALL	POTONGAN PORTAL AS-G	1 : 250	DANANG KURNIAWAN NRP. 3114105018	DOSEN PEMBIMBING :	BOEDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D NRP. 197201281998021002 DARTI RIKANITA, ST., MT., Ph.D NRP. 19800302005911002	KODE GBR STR	NO. GBR 14

KETERANGAN	
K1	CFT HSS 700,700,22,22
K2	CFT HSS 600,600,16,16
K3	CFT HSS 500,500,12,12
B1	WF 700,300,13,24
B2	WF 500,150,6,5,9
B3	WF 200,100,5,5,8
B4	WF 600,300,14,23
B5	WF 500,200,10,16
B6	WF 400,200,8,13

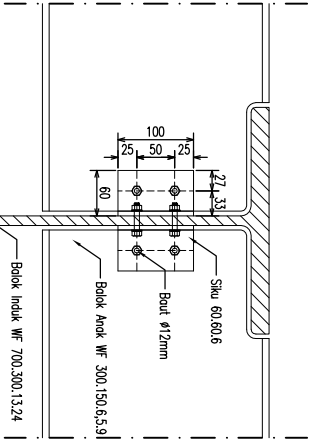


27 PORTAL AS-1
SKALA 1:250

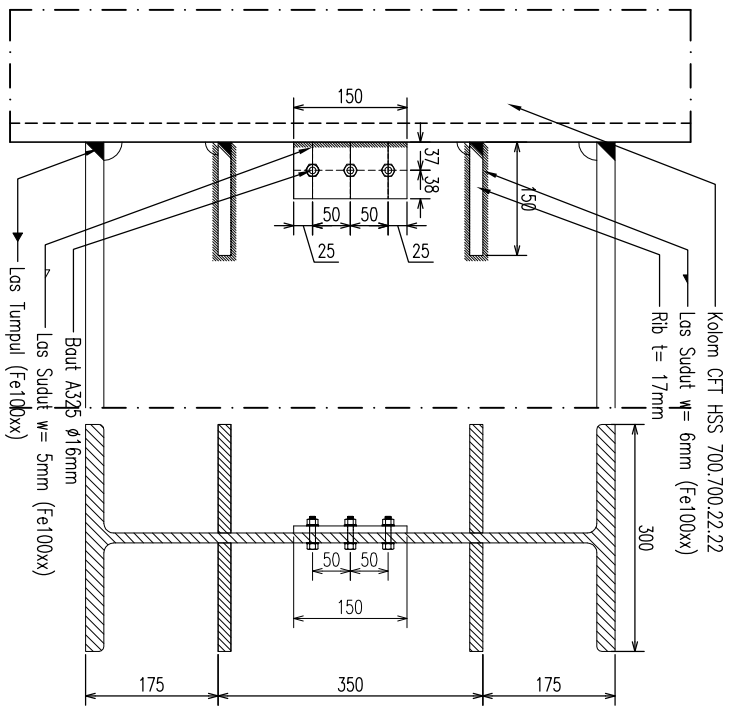
 INSTITUT UNIVERSITAS ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember	JUDUL TUGAS AKHIR	JUDUL GAMBAR	SKALA	DIGAMBAR	DIPERIKSA	REVISI	
	MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG FIVE HOTEL BOJONEGORO DENGAN SISTEM STEEL PLATE SHEAR WALL	POTONGAN PORTAL AS-1	1 : 250	DANANG KURNIAWAN NRP. 3114105018	DOSEN PEMBIMBING : BUDI SISWANTO, ST., MT., Ph.D. NIP. 197301281998027002 DATA RIHANTA, ST., MT., Ph.D. NIP. 19800320200911002	KODE GBR STR	NO GBR 15




28 DETAIL D
SKALA 1 : 10

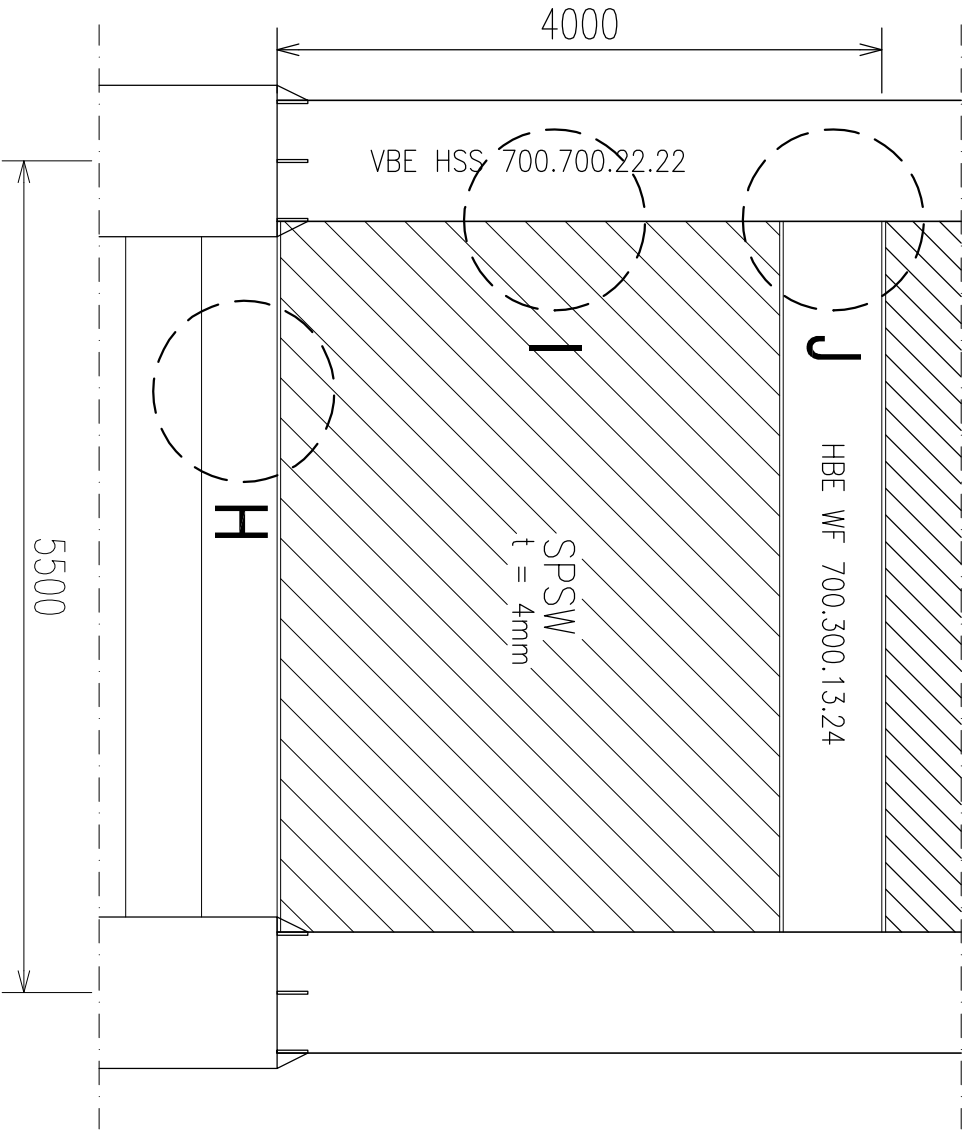


29 DETAIL E
SKALA 1 : 5

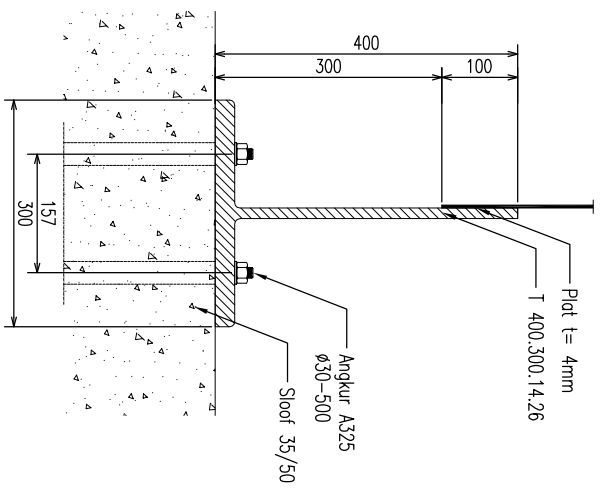


30 DETAIL F
SKALA 1 : 10

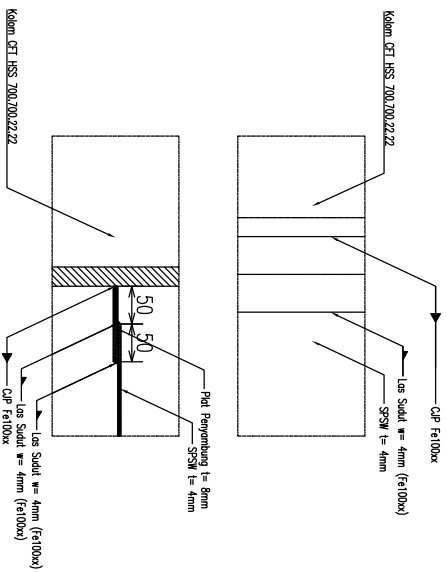
 ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember		INSTITUT / UNIVERSITAS
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG FAVE HOTEL BOJONEGORO DENGAN SISTEM STEEL PLATE SHEAR WALL		JUDUL TUGAS AKHIR
DETAIL D, E, F		JUDUL GAMBAR
1 : 5 1 : 10		SKALA
DAMANG KURNIAWAN NRP. 3114105018		DISAMBAR MAHASISWA :
BUDI SISWANTO, ST., MT., Ph.D. NRP. 197201281998027002 DATA RIKAMETA, ST., MT., Ph.D. NRP. 1980030200911002		DIPERIKSA DOSEN PEMBIMBING :
STR	NO. GBR 16	REVISI JUMLAH LBR 31




31 DETAIL G
SKALA 1 : 50

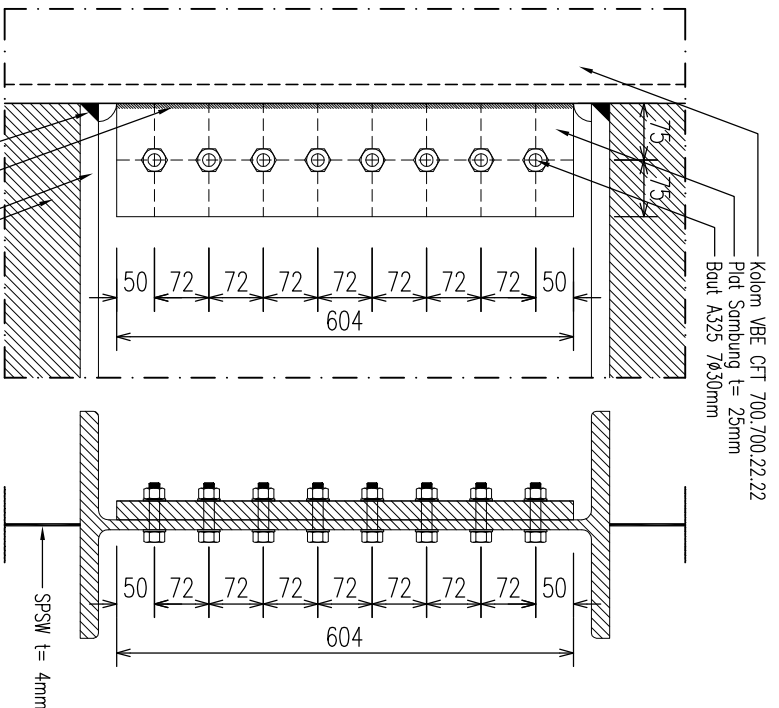


32 DETAIL H
SKALA 1 : 10

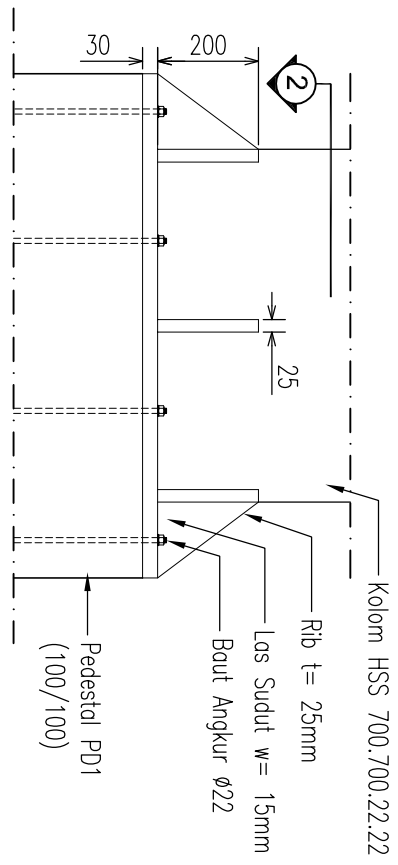


33 DETAIL I
SKALA 1 : 10

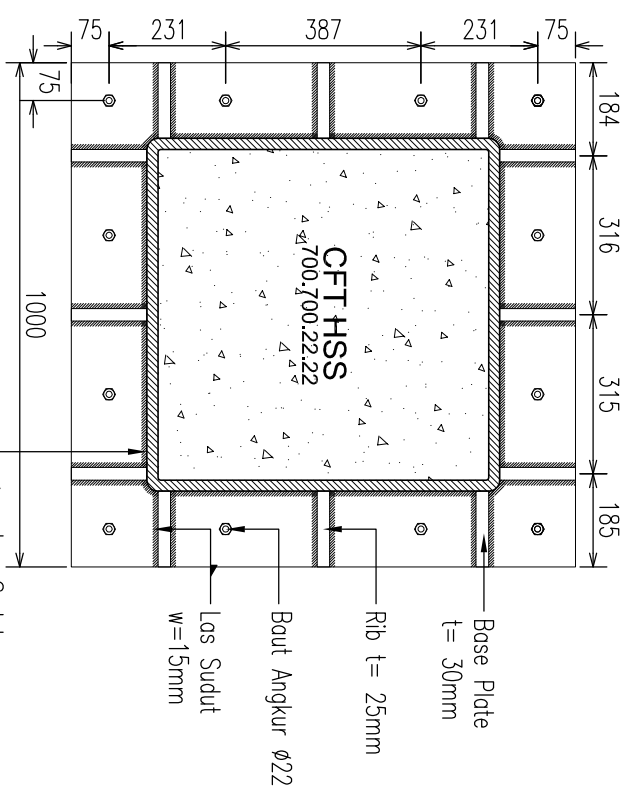
 ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember		INSTITUT / UNIVERSITAS
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG FAVE HOTEL BOJONEGORO DENGAN SISTEM STEEL PLATE SHEAR WALL		JUDUL TUGAS AKHIR
DETAIL G, H, I		JUDUL GAMBAR
1 : 10 1 : 50		SKALA
DANANG KURNIAWAN NRP. 31114105018		DISAMBAR
BUDI SISWANTO, ST., MT., Ph.D. NIP. 197207281998020102 DATA RIKAMTA, ST., MT., Ph.D. NIP. 19800302000911002		DIPERIKSA DOSEN PEMBIMBING :
STR	KODE GBR	REVISI
17	NO GBR	
31	JUMLAH LBR	




34 **DETAIL J**
SKALA 1:1.5

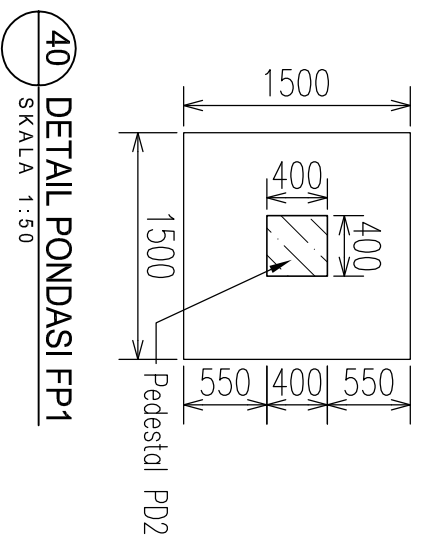
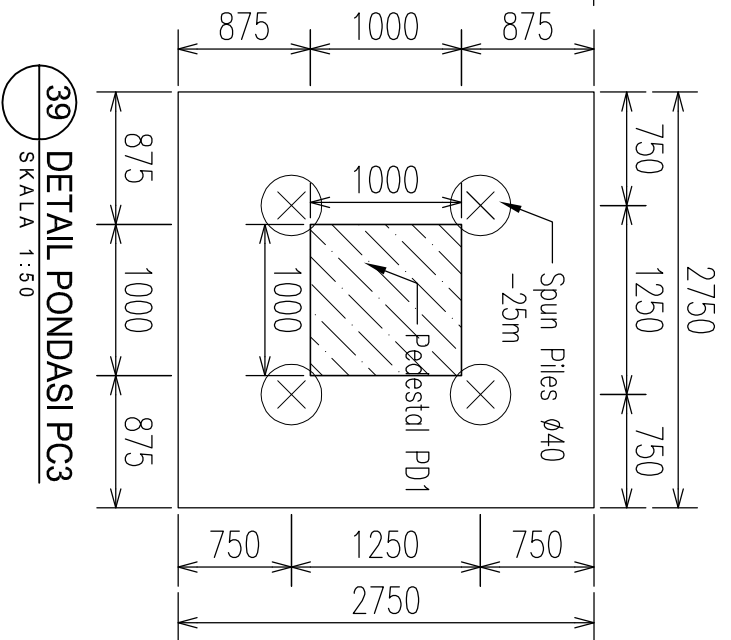
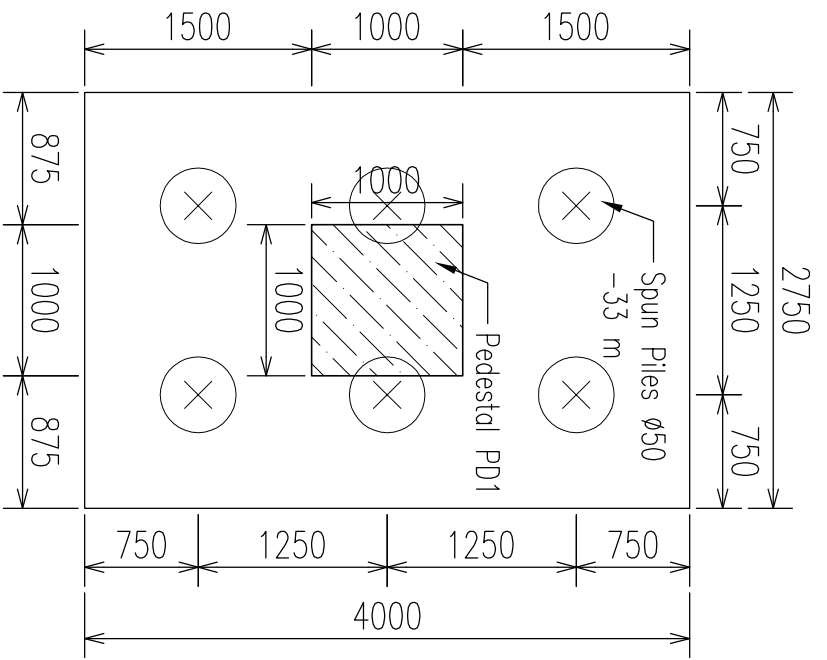
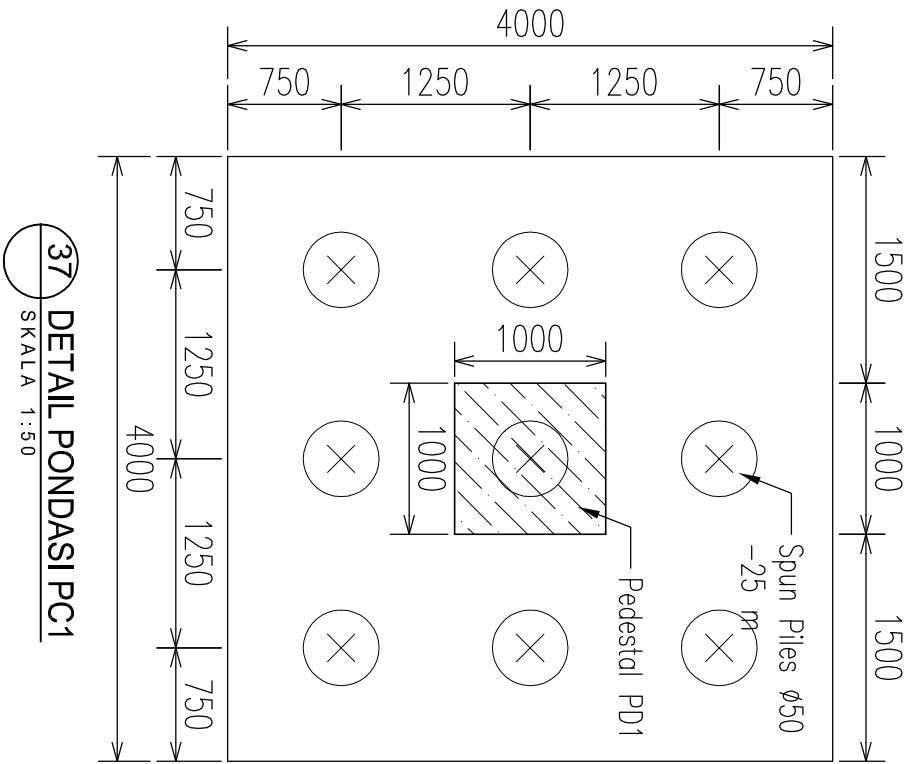



35 **DETAIL K**
SKALA 1:1.5

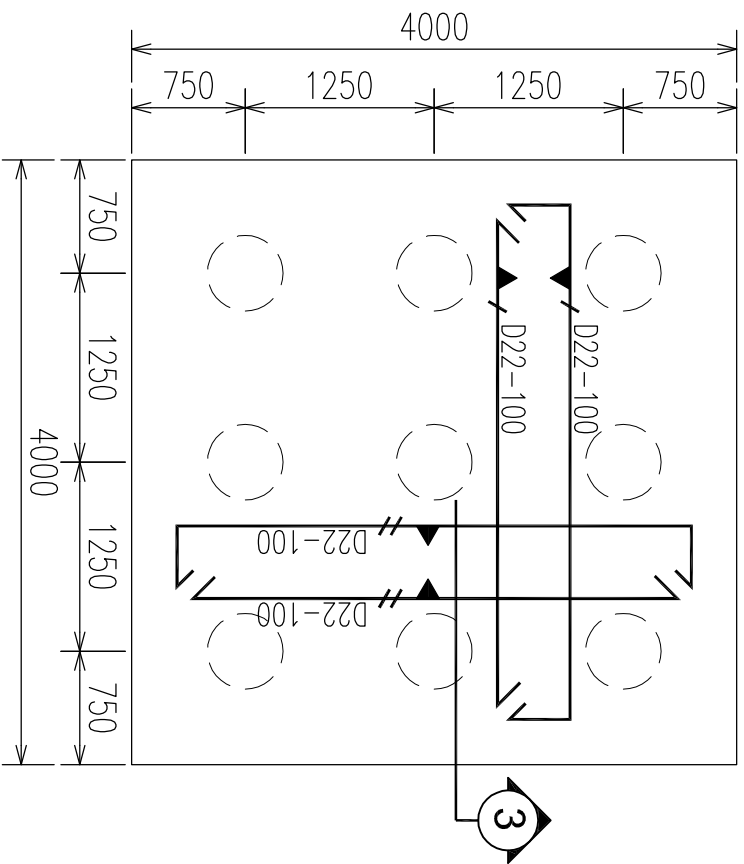


36 **POTONGAN 2**
SKALA 1:1.5

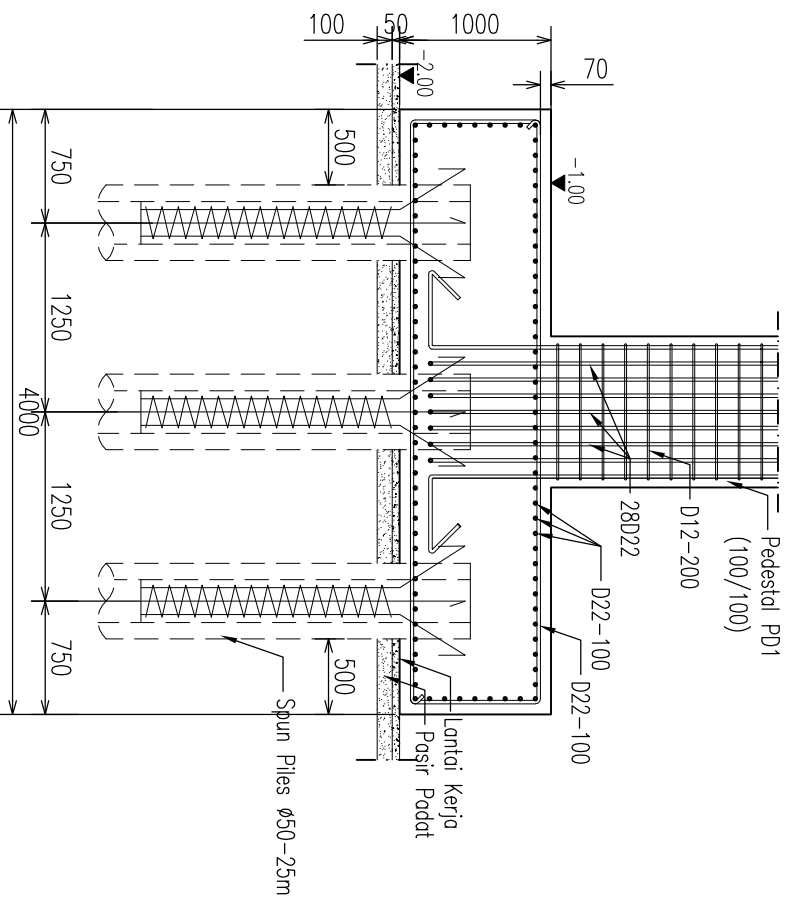
 ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember		INSTITUT / UNIVERSITAS	
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG FAVE HOTEL BOJONEGORO DENGAN SISTEM STEEL PLATE SHEAR WALL		JUDUL / TUGAS AKHIR	
DETAIL J & K POTONGAN 2		JUDUL GAMBAR	
1:1.5 1:1.5		SKALA	
DANANG KURNIAWAN NRP. 31114105018		DISAMBAR	
BUDI SISWANTO, ST., MT., Ph.D. NRP. 197201281998027002 DANI RIKALTA, ST., MT., Ph.D. NRP. 19800302009011002		DOSEN PEMBIMBING :	
STR		REVISI	
NO. GBR 18		JUMLAH LBR 31	




 ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember		INSTITUT / UNIVERSITAS	
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG FAVE HOTEL BOJONEGORO DENGAN SISTEM STEEL PLATE SHEAR WALL		JUDUL TUGAS AKHIR	
DETAIL PONDASI		JUDUL GAMBAR	
1 : 50		SKALA	
DANANG KURNIAWAN NRP. 31114105018		DISAMBAR	
BUDI SISWANTO, ST., MT., Ph.D. NRP. 197201281998021002 DATA RIKAHTA, ST., MT., Ph.D. NRP. 1980030200911002		DOSEN PEMBIMBING :	
STR		REVISI	
NO GBR 19		JUDUL LBR 31	



41 DETAIL PENULANGAN PC1
SKALA 1 : 50



42 POTONGAN 3
SKALA 1 : 50

 ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember		INSTITUT / UNIVERSITAS	
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG FAVE HOTEL BOJONEGORO DENGAN SISTEM STEEL PLATE SHEAR WALL		JUDUL TUGAS AKHIR	
DETAIL PENULANGAN PC1 POTONGAN 3		JUDUL GAMBAR	
1 : 50		SKALA	
DANANG KURNIAWAN NRP. 3114105018		DIGAMBAR	
BUDI SISWANTO, ST., MT., Ph.D. NRP. 197201281998021002 DALIA RIKALTA, ST., MT., Ph.D. NRP. 19800302005011002		DIPERIKSA DOSEN PEMBIMBING :	
STR		REVISI	
NO. GBR 20		JUMLAH LBR 31	



TESTANA ENGINEERING, Inc.

A.3.1. BORING LOG

BOREHOLE # : DB-1

PROJECT : Kost/ Hotel, 7 Lantai.

DATE OF TEST : 26 - 29 November 2014.

GROUND WATER LEVEL : ± 11.00 m

LOCATION : Jl. Panglima Sudirman 151, Bojonegoro.

DEPTH : 35.5 m

GROUND SURFACE LEVEL : ± 0.00 m

DEPTH, m.	SOIL DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST					STRENGTH TEST			ATTERBERG LIMITS					γ	Gs	eo	Sr	
		0	10	20	30	40	TYPE	C/C'	φ/φ'	0	20	40	60	80					100
0	Limestone (having gradation of clay and silt, some sand)	≥50																	
1		3																	
2	Clay and silt, brown, inorganic, trace sand, soft.	4																	
3																			
4		6																	
5																			
6		4																	
7	Clay and silt, grey, inorganic, trace sand, medium.	4																	
8																			
9		4																	
10																			
11		7																	
12																			
13																			
14	Sand & silt, grey, medium.	18																	
15																			
16		19																	
17																			
18	Clay and silt, grey, inorganic, trace sand, stiff.	11																	
19																			
20		10																	
21																			
22		9																	
23																			
24		16																	
25																			
26		25																	
27																			
28	Clay and silt, greyish brown, trace sand, stiff to very stiff.	16																	
29																			
30		22																	
31																			
32		17																	
33																			
34		25																	
35																			
	End of Boring	23																	

NOTE:

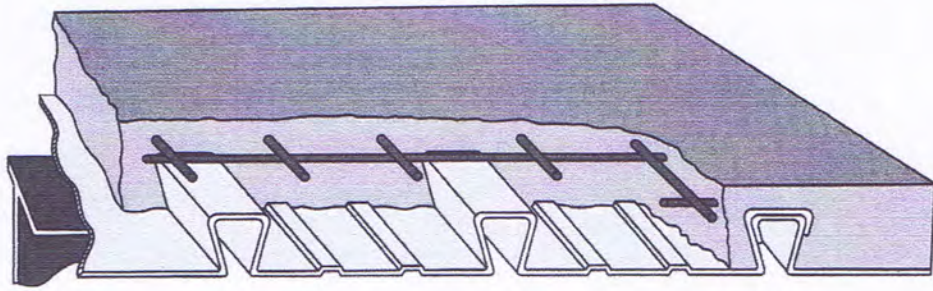
- 0 to 10 % = Trace
- 10 to 20 % = Little
- 20 to 35 % = Some
- 35 to 50 % = And

- ◻ = Fairly Undisturbed Samples
- ◻ = Undisturbed Samples
- ◻ = SPT
- C = Cohesion intercept, kg/cm²
- φ = Internal friction angle, deg

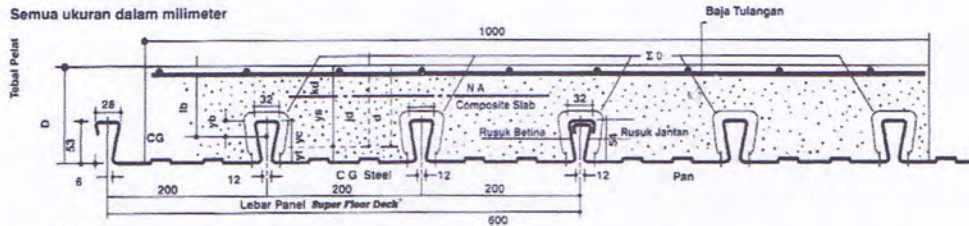
- UU = Unconsolidated Undrained
- CU = Consolidated Undrained
- CD = Consolidated Drained
- SPT = Standard Penetration Test (blows / ft)
- qu = Unconfined Compression Strength, kg/cm²

- = Wn = Moisture content, %
- = Wp = Plastic limit, %
- Δ = Wt = Liquid limit, %
- γ = Bulk density, t/m³
- Gs = Specific gravity
- eo = Void ratio

Super Floor Deck®



PERENCANAAN: Plat Lantai Komposit



Tabel Perencanaan Praktis

Tabel Perencanaan Praktis berikut ini bisa membantu dalam perencanaan penggunaan **Super Floor Deck®** untuk suatu bangunan antara lain:

- Menunjukkan tabel plat beton untuk bentang tunggal, bentang ganda, dan bentang menerus.
- Kebutuhan tulangan negatif, serta perhitungan luas penampangnya, pada bentang ganda atau bentang menerus.
- Ketebalan plat beton pada bentang tertentu, serta berbagai beban (Super Imposed Load)
- Tiang penyangga sementara yang dibutuhkan untuk meniadakan lendutan awal pada waktu beton dan **Super Floor Deck®** belum berfungsi.

TABEL 1 : SIFAT PENAMPANG **Super Floor Deck®** PERLEBAR 1000 MM

Tebal Pelat mm	Berat per satuan luas kg / m ²	Luas penampang mm ²	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			I _e	Gaya reaksi aman untuk perletakan tepi			Gaya reaksi aman untuk perletakan tengah		
			Yc	Yt	I _p	Z _{pc}	Z _{pl}	I _n	Z _{nc}	Z _{nt}		10 mm perletakan	Pertambahan per 10 mm	max	10 mm Or Bearing KN	Pertambahan per 10 mm	max
mm	kg / m ²	mm ²	mm	mm	10 ³ x mm ⁴	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ⁴	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ⁴	KN	KN	KN	KN	KN	KN
0.75	10.1	1241	38.5	15.4	6.511	13.15	33.14	0.309	10.21	10.73	0.425	3.76	0.99	8.11	15.01	1.14	19.19

Catatan : I_p = momen inersia profil panel untuk daerah momen positif / Z_{nc} = idem, dasar dek dalam daerah momen negatif (tegangan tekan) / I_n = momen inersia ekuivalen untuk perhitungan lendutan bentang menerus
 Notes : I_n = idem untuk daerah momen negatif / Z_{pc} = idem, puncak rysuk dalam daerah momen positif (tegangan tekan) / I_e = I_p (1.25 - 0.25 (l/b))
 Z_{nt} = momen tahanan, puncak rysuk dalam daerah momen negatif (tegangan tarik) / Z_{nt} = idem, dasar dek, dalam daerah momen positif (tegangan tarik)

TABEL 2 : TABEL PERENCANAAN PRAKTIS

Super Floor Deck® 0.75 MM	BENTANG TUNGGAL TANPA TULANGAN NEGATIF SINGLE SPAN CONDITIONS WITHOUT NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG GANDA DENGAN TULANGAN NEGATIF DOUBLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG MENERUS DENGAN TULANGAN NEGATIF MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT														
	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	700	1000														
BEBAN BERGUNA SUPER IMPOSED LOAD KG/M ²																																			
TANGKAP PERTANGGAH NO. PROPS																																			
SATU BARIS PERTANGGAH ONE ROW PROPS																																			
DUA BARIS PERTANGGAH TWO ROW PROPS																																			
1.50	9	9	9	9	9	9	9	0.75	9	0.91	9	1.07	9	1.24	9	1.40	9	1.66	9	2.08	9	0.59	9	0.73	9	0.85	9	0.98	9	1.11	9	1.31	9	1.65	
1.75	9	9	9	9	9	10	9	1.03	9	1.25	9	1.48	9	1.71	9	1.94	9	2.29	10	2.53	9	0.81	9	0.99	9	1.17	9	1.35	9	1.53	9	1.81	10	2.00	
2.00	9	9	9	9	9	10	9	1.36	9	1.65	9	1.95	9	2.26	9	2.57	9	3.04	10	3.35	9	1.07	9	1.31	9	1.55	9	1.79	9	2.03	9	2.39	10	2.65	
2.25	9	9	9	9	9	10	9	1.73	9	2.12	9	2.50	9	2.90	9	3.29	9	3.89	11	3.85	9	1.37	9	1.68	9	1.98	9	2.30	9	2.60	9	3.08	11	3.04	
2.50	9	9	9	9	9	10	9	2.16	9	2.65	9	3.13	9	3.62	9	4.11	10	4.29	14	3.69	9	1.71	9	2.09	9	2.48	9	2.86	9	3.25	10	3.39	14	2.92	
2.75	10	10	10	10	11	12	15	9	2.64	9	3.24	9	3.83	10	3.94	11	4.02	12	4.29	15	4.23	9	2.09	9	2.25	9	3.02	10	3.11	11	3.18	12	3.39	15	3.33
3.00	10	10	10	10	11	12	13	9	3.17	9	3.87	10	4.10	11	4.28	12	4.41	13	4.74		9	2.51	9	3.07	10	3.25	11	3.38	12	3.49	13	3.75			
3.25	11	11	11	11	12	13	14	10	3.41	10	4.13	10	4.87	12	4.65	13	4.83	14	5.22		10	2.70	10	3.27	10	3.84	12	3.67	13	3.82	14	4.12			
3.50	12	12	12	12	13	15		11	3.68	11	4.42	11	5.18	12	5.44	13	5.64	15	5.71		11	2.90	11	3.49	11	4.09	12	4.29	13	4.46	15	4.51			
3.75	13	13	13	13	14			11	4.25	11	5.11	11	5.99	13	5.83	14	6.09			11	3.36	11	4.04	11	4.73	13	4.61	14	4.81						
4.00	14	14	14	14	15			12	4.55	12	5.43	12	6.33	14	6.24	15	6.55			12	3.59	12	4.28	12	4.99	14	4.93	15	5.17						
4.50								13	5.49	13	6.51	14	7.06	15	7.53					13	4.34	13	5.14	14	5.68	15	5.95								
5.00								15	6.20	15	7.27	15	8.90							15	4.90	15	5.73	15	6.58										

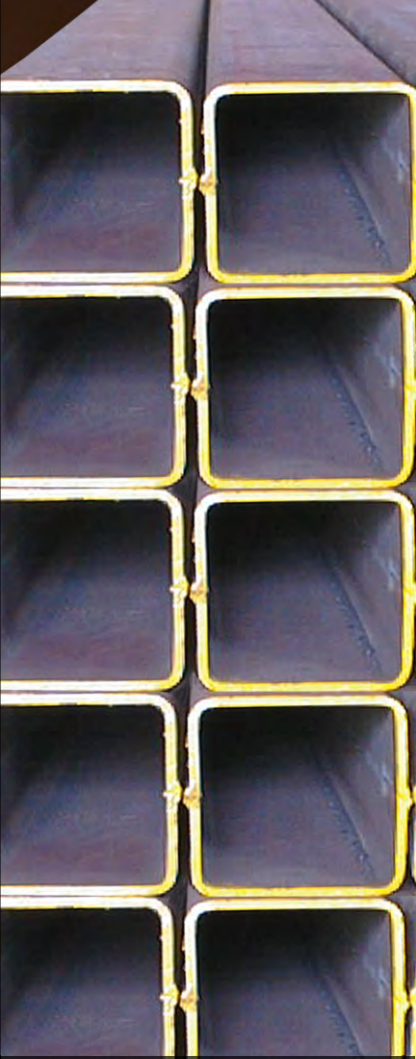
Catatan : - BEBAN MATI (BERAT SENDIRI **Super Floor Deck®** DAN PELAT BETON) SUDAH DIPERHITUNGKAN
 - BEBAN BERGUNA DALAM TABEL ADALAH JUMLAH BEBAN HIDUP DAN BEBAN-BEBAN FINISHING LAINNYA
 - MUTU BAJA TULANGAN U - 48



P.T. SARANA METAL INDAH

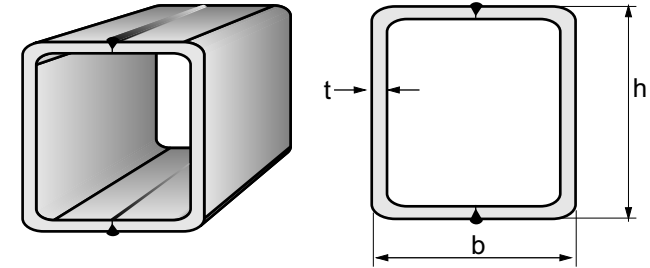
BESI PLAT HITAM / Hot Rolled Steel Sheets

Size	Weight
1,20 mm x 4' x 8'	28,- Kg
1,40 mm x 4' x 8'	33,- Kg
1,50 mm x 4' x 8'	35,- Kg
1,90 mm x 4' x 8'	44,5 Kg
2,00 mm x 4' x 8'	46,7 Kg
2,3 mm x 4' x 8'	54,- Kg
2,60 mm x 4' x 8'	60,7 Kg
2,80 mm x 4' x 8'	65,3 Kg
2,90 mm x 4' x 8'	67,6 Kg
3,00 mm x 4' x 8'	70,- Kg
3,20 mm x 4' x 8'	75,- Kg
4 mm x 4' x 8'	93,3 Kg
4,50 mm x 4' x 8'	105,- Kg
5 mm x 4' x 8'	117,- Kg
6 mm x 4' x 8'	140,- Kg
8 mm x 4' x 8'	187,- Kg
9 mm x 4' x 8'	210,- Kg
10 mm x 4' x 8'	233,- Kg
12 mm x 4' x 8'	280,- Kg
13 mm x 4' x 8'	303,3 Kg
15 mm x 4' x 8'	350,- Kg
16 mm x 4' x 8'	373,- Kg
18 mm x 4' x 8'	420,- Kg



METRIC SIZE

DIMENSION	t	R	WEIGHT	AREA	MOMENT OF INERTIA	MOMENT OF RESISTANT	RADIUS OF GYRATION	
					$I_x = I_y$	$Z_x = Z_y$	$i_x = i_y$	
H	B				cm^4	cm^3	cm	
mm	mm	mm	kg/m	cm^2				
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	12,800.00	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 :

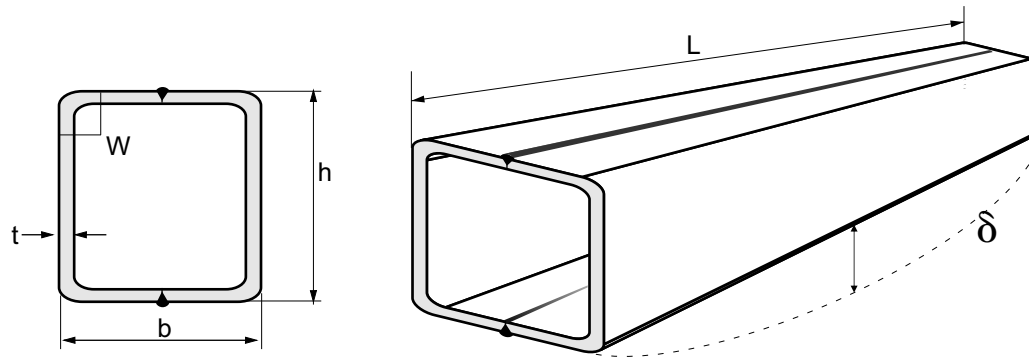
- Standard length 6 m and 12 m
- Thickness Max. 25 mm
- Other specification/standard size on request can also be supplied
- Size 100 x 100 S/d 1000 x 1000 mm

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)

PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES (JBI PILES) JIS. A 5335



The manufacture of JBI piles uses a combined system : prestressing, spinning and steam curing which are done in the plant. Due to above system, the resulted processes the following qualities : Stable, high quality, high density of concrete, with extremely low absorption rate, totality free of corrosion problem. High resistance to shock, due to it's elasticity. The effective prestress at type A, AB, B, C are about 40, 60, 80, 100 Kg/Cm² respectively. Bearing capacity determined by the material with concrete allowable stress according to ACI 543 : $0.33 \times 500 - 0.27 \times 40 = 154 \text{ Kg/Cm}^2$ (for type A pile, the other type are changed of effective prestressed).

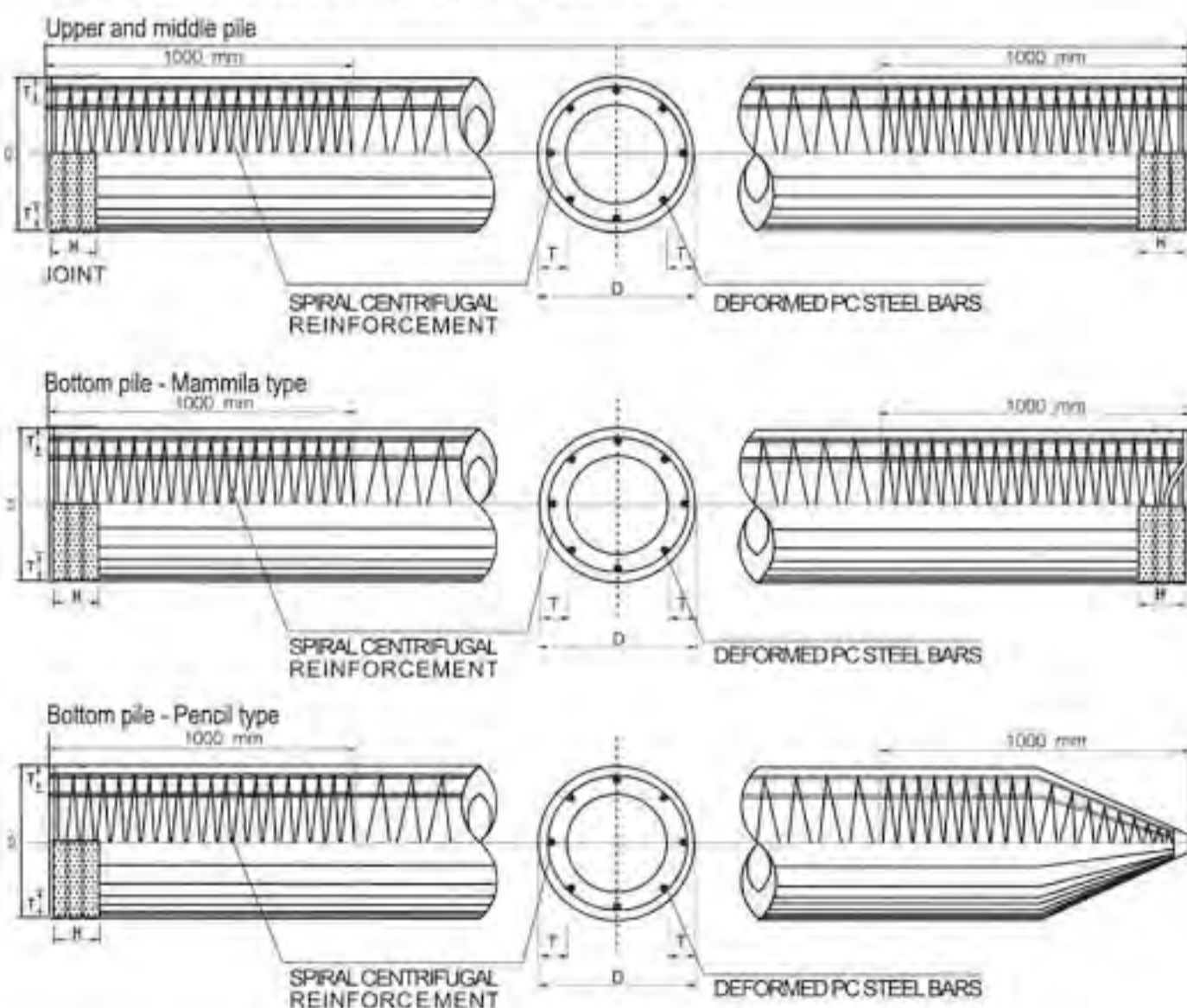
Specification Of Prestressed Concrete Spun Piles, JIS A 5335

Out Side Diameter (mm)	Type (Class)	Thickness (mm)	Cross Section Area (cm ²)	Bearing Capacity (ton) ACI 543	Cracking Bending Moment (t.m)	Ultimate Bending Moment (t.m)	Length (meter) & Weight (ton)								
							7 m	8 m	9 m	10 m	11 m	12 m	13 m	14 m	15 m
300	A	60	452,4	70	2,5	3,8	0.82	0.94	1.06	1.18	1.29	1.41	1.53		
	AB				3,0	5,0									
	B				3,5	6,3									
	C				4,0	8,0									
350	A	65	582,0	90	3,5	5,2	1.06	1.21	1.36	1.51	1.66	1.81	1.97	2.12	2.27
	AB				4,0	7,1									
	B				5,0	9,0									
	C				6,0	12,0									
400	A	75	765,8	118	5,5	8,2	1.39	1.59	1.79	1.99	2.19	2.39	2.59	2.79	2.98
	AB				6,5	10,7									
	B				7,5	13,5									
	C				9,0	18,0									
450	A	80	929,9	143	7,5	11,2	1.69	1.93	2.17	2.42	2.66	2.90	3.14	3.38	3.62
	AB				9,0	15,5									
	B				11,0	19,8									
	C				12,5	25,0									
500	A	90	1.159,0	178	10,5	15,7	2.11	2.41	2.71	3.01	3.31	3.62	3.92	4.22	4.52
	AB				12,5	18,8									
	B				15,0	27,0									
	C				17,0	34,0									
600	A	100	1.570,8	242	17,0	25,5	2.86	3.27	3.67	4.08	4.49	4.90	5.31	5.71	6.12
	AB				20,0	35,3									
	B				25,0	45,0									
	C				29,0	58,0									

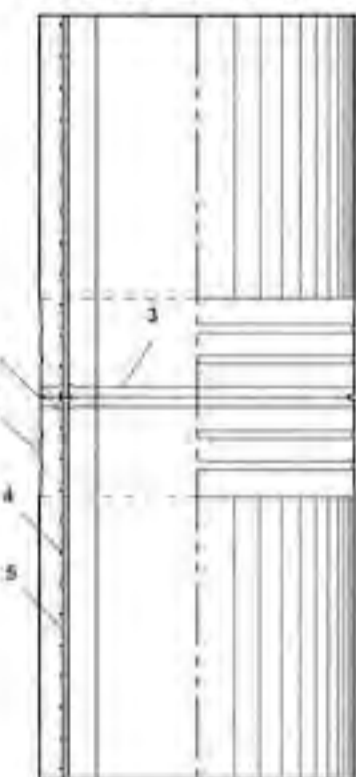
Concrete Strength, $f_c = 500 \text{ kg/cm}^2$ (Cylinder Test), or equivalent to K - 600 (Cube Test)

Construction Of Prestressed Concrete Spun Piles

CONSTRUCTION OF JBI PILES



WELDED JOINT



1. On - Site butt Welding
2. Steel plate band
3. End Plate
4. Spiral Reinforcing
5. PC Steel Bar

Calculation Of Bearing Capacity Dynamic Formula

$$R_a = \frac{2.W.H}{5.S + 0.1}$$

- R_a = Allowable Bearing Capacity (ton)
- W = Weight of Hammer (ton)
- H = Height of ram stroke (m)
- S = Final settlement of pile, determined as the average of the last 10 blows, (m)

BAB VIII PENUTUP

8.1. Kesimpulan

Dari hasil analisa dan perhitungan yang telah dilakukan, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Elemen-elemen struktur penampang ekonomis yang dipakai dalam struktur.
 - a. Dari hasil perhitungan struktur sekunder didapatkan :
 1. Plat lantai menggunakan bondek PT.SUPER FLOOR DECK, $t = 0.75$ mm, dengan tebal plat beton :
 - Lantai atap $t = 90$ mm
 - Lantai hunian (koridor) $t = 90$ mm
 2. Balok anak
 - Lantai atap $WF 300 \times 150 \times 6.5 \times 9$
 $WF 200 \times 100 \times 5.5 \times 8$
 - Lantai hunian (koridor) $WF 300 \times 150 \times 6.5 \times 9$
 $WF 200 \times 100 \times 5.5 \times 8$
 3. Balok tangga :
 - Anak Tangga $Siku 45.45.5$
 $Plat 3$ mm
 - Bordes $WF 150 \times 75 \times 5 \times 7$
 - Utama $WF 200 \times 100 \times 5.5 \times 8$
 - Penumpu $WF 300 \times 150 \times 6.5 \times 9$
 4. Balok lift
 - Penumpu $WF 300 \times 150 \times 6.5 \times 9$
 - b. Dari hasil perhitungan struktur primer didapatkan :
 1. Balok induk :
 - Lantai 2-4 $WF 700 \times 300 \times 13 \times 24$
 - Lantai 5-7 $WF 600 \times 300 \times 14 \times 23$
 - Lantai 8-10 $WF 500 \times 200 \times 10 \times 16$
 - Lantai Atap $WF 400 \times 200 \times 8 \times 13$
 2. Kolom condotel :
 - Lantai 1-4 $Komposit HSS 700 \times 700 \times 22 \times 22$
 - Lantai 5-7 $Komposit HSS 600 \times 600 \times 16 \times 16$
 - Lantai 8-10 $Komposit HSS 500 \times 500 \times 12 \times 12$
 3. Dinding geser plat baja (SPSW) :
 - Tebal dinding geser $t = 4$ mm

4. Elemen pada dinding geser plat baja (*SPSW*) :
 - Balok (*HBE*) WF 700.300.13.24
 - Kolom (*VBE*) HSS 700.700.22.22
2. Dengan didapatkan penampang ekonomis yang sudah dipaparkan diatas dapat disimpulkan bahwa kapasitas penampang mampu menahan beban-beban yang direncanakan.
3. Permodelan analisis struktur menggunakan porogram bantu SAP 2000v15, dengan 4 kontrol desain yaitu:
 - a. Kontrol partisipasi massa.
 - b. Kontrol periode getar struktur.
 - c. Kontrol nilai akhir respon spektrum.
 - d. Kontrol batas simpangan (*drift*).
4. Perencanaan sambungan di desain menggunakan kombinasi beban ultimate yang didapat dari output SAP. Dalam perencanaan ini, sambungan yang digunakan adalah sambungan las & baut.
5. Pondasi struktur menggunakan tiang pancang PT. Jaya Beton Indonesia berjenis *Spun Piles* dengan dimensi 50cm×50cm dengan kedalaman 33 m berdasarkan hasil penyelidikan tanah SPT (*Standard Penetration Test*).
6. Hasil dari perencanaan struktur dapat dilihat pada lampiran gambar berupa gambar teknik.

8.2. Saran

Sebaiknya dilakukan studi yang mempelajari tentang perencanaan struktur dinding geser plat baja (*SPSW*) karena sistem struktur ini terbilang masih sangat asing di Indonesia, sehingga kedepanya dapat dimanfaatkan sebagai pilihan sistem struktur yang digunakan untuk bangunan bertingkat tinggi.

DAFTAR PUSTAKA

- American Institute of Steel Construction, Inc. 2005. **Seismic Provisions for Structural Steel Building (AISC 341-05)**.Chicago : 2005.
- American Institute of Steel Construction, Inc. 2010. **Specification for Structural Steel Buildings (AISC 360-10)**.Chicago : 2010.
- Sabelli, Rafael dan Michel Bruneau. 2006. **Steel Design Guide : Steel Plate Shear Wall**. American Institut of Steel Construction, In.
- Astaneh-Asl, A. 2000. “Steel Plate Shear Wall”, **Proceedings U.S., Japan Partnership for Advanced Steel Structures**. U.S., Japan Workshop om Seismic Fracture Issue in Steel Structures.
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2012)**.Bandung : BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 03-1727-2012)**.Bandung : BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. 2015. **Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 03-1729-2015)**.Bandung : BSN.
- Badan Standarisasi Nasional. 2000. **Tata Cara Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (SNI 03-1727-1989)**.Bandung : BSN.
- Seili, Ignasius F. dan John D. Hooper. 2005. “Steel Plate Shear Walls: Practical Design and Construction”. **Modern Steel Construction Conference**.
- Deylami A, Rowghani-Kashani J. 2011. “Analysis and Design Of Steel Plate Shear Walls Using Orthotropic Membrane Model”. **The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction**.
- Berman, Jeffrey dan Bruneau. 2003. “Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls”. **ASCE Journal of Structural Engineering**, pp, 1448-1456.

Ericksen, Jason, dan Sabelli. 2008. "A Closer Look at Steel Plate Shear Walls". **Modern Steel Construction**.

Berman, Jeffrey dan Bruneau. 2004. "Steel Are Not Plate Girders". **AISC Engineering Journal**, Third Quarter, pp. 95-106.

Driver, Robert George. 1997. "Seismic Behaviour of Steel Plate Shear Walls". Alberta: **Department of Civil and Environmental Engineering**.

BIODATA PENULIS



Danang Kurniawan, dilahirkan di Gresik, 17 Januari 1993, merupakan anak ketiga dari 3 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Dharmawanita Gresik tahun 1998, SDN Pongangan 2 Gresik tahun 2005, SMP YIMI Gresik tahun 2008, SMA Negeri 1 Gresik tahun 2011, D3 Teknik Sipil ITS Surabaya tahun 2014. Selama menempuh pendidikan di D3 Teknik Sipil ITS, penulis aktif dalam beberapa kegiatan kemahasiswaan diantaranya Himpunan Mahasiswa

D3 Teknik Sipil-ITS dan Badan Eksekutif Mahasiswa FTSP-ITS. Juga aktif dalam acara dan kegiatan kampus diantaranya menjadi panitia pada acara *Bridge Construction Competition- Tower Construction Competition*. Setelah lulus dari D3 Teknik Sipil ITS Surabaya tahun 2014, penulis mengikuti Tes Masuk Program S1 Lintas Jalur yang diselenggarakan ITS Surabaya dan diterima di Jurusan Teknik Sipil Lintas Jalur FTSP - ITS tahun 2014, Terdaftar sebagai Mahasiswa dengan NRP 3114105018. Penulis dapat dihubungi melalui *email* : danangtokk@gmail.com