



TUGAS AKHIR (RC18-4803)

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
ISABELLA TOWER GRAND KAMALA LAGOON
BEKASI MENGGUNAKAN STRUKTUR BANGUNAN
BAJA DENGAN SISTEM *ECCENTRICALLY BRACED
FRAMES* (EBF)**

DEWI AYU RAHMAWATI
NRP. 0311154000084

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

Dosen Pembimbing II
Ir. Isdarmanu, MSc

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2019

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



TUGAS AKHIR (RC18-4803)

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
ISABELLA TOWER GRAND KAMALA LAGOON
BEKASI MENGGUNAKAN STRUKTUR BANGUNAN
BAJA DENGAN SISTEM *ECCENTRICALLY BRACED
FRAMES* (EBF)**

DEWI AYU RAHMAWATI
NRP. 0311154000084

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

Dosen Pembimbing II
Ir. Isdarmanu, MSc

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2019

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



FINAL PROJECT (RC18-4803)

**DESIGN MODIFICATION OF ISABELLA TOWER
GRAND KAMALA LAGOON BEKASI USING STEEL
STRUCTURE WITH ECCENTRICALLY BRACED
FRAMES (EBF) SYSTEM**

DEWI AYU RAHMAWATI
NRP. 0311154000084

Academic Supervisor I
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D

Academic Supervisor II
Ir. Isdarmanu, MSc

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil, Environment, and Geo Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2019

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR ISABELLA
TOWER GRAND KAMALA LAGOON BEKASI
MENGUNAKAN STRUKTUR BANGUNAN BAJA
DENGAN SISTEM *ECCENTRICALLY BRACED FRAMES*
(EBF)**

**LEMBAR PENGESAHAN
TUGAS AKHIR**

Diajukan untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

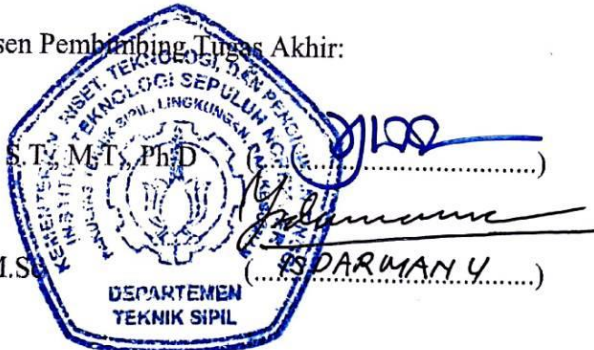
Oleh:

DEWI AYU RAHMAWATI
NRP. 0311154000084

Disetujui oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir:

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

2. Ir. Isdarmanu, M.Sc. (..... ISDARMANU.....)



**SURABAYA
JULI, 2019**

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR ISABELLA
TOWER GRAND KAMALA LAGOON BEKASI
MENGUNAKAN STRUKTUR BANGUNAN BAJA
DENGAN SISTEM *ECCENTRICALLY BRACED FRAMES*
(EBF)**

Nama Mahasiswa : Dewi Ayu Rahmawati
NRP : 0311154000084
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Pembimbing : Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D
Ir. Isdarmanu, MSc

ABSTRAK

Perencanaan gedung tinggi harus mengikuti persyaratan gempa mengingat Indonesia berada di kawasan dengan kemungkinan terjadinya bencana gempa yang cukup tinggi. Salah satu sistem pada struktur bangunan baja yang dirancang untuk menahan gempa adalah sistem Eccentrically Braced Frame (EBF). Sistem ini memiliki kekakuan yang sangat baik mirip dengan sistem Concentrically Braced Frame (CBF) dan daktilitas yang baik mirip dengan sistem Momen Resisting Frame (MRF). Konsep EBF adalah adanya elemen link yang akan mengalami kerusakan apabila terjadi gempa, namun elemen lain tetap berada dalam kondisi elastik.

Dalam tugas akhir ini, Isabella Tower Grand Kamala Lagoon Bekasi dimodifikasi dari gedung berstruktur beton bertulang menjadi struktur baja dengan sistem EBF yang memiliki ketinggian 22 Lantai. Konfigurasi EBF menggunakan konfigurasi V-Braced. Pada perencanaan ini mengikuti persyaratan keamanan struktur berdasarkan SNI 1729-2015, SNI 03-1729-2002, SNI 1726-2012, SNI 2847-2013, dan SNI 1727-2013

Dari hasil analisa yang telah dilakukan, diperoleh hasil yaitu: pelat lantai dan pelat atap menggunakan bondek tebal 9 cm,

dimensi balok induk menggunakan WF 600x200x11x17, panjang elemen link 80 cm, dimensi bresing WF 300x300x10x15, dimensi kolom CFT 700x700x28. Perencanaan pondasi menggunakan tiang pancang beton diameter 60cm dengan kedalaman 18 meter dan dimensi sloof 40x60 cm

Kata Kunci : Baja komposit, Eccentrically Braced Frame, CFT, Link

**DESIGN MODIFICATION OF ISABELLA TOWER
GRAND KAMALA LAGOON BEKASI USING STEEL
STRUCTURE WITH ECCENTRICALLY BRACED
FRAMES (EBF) SYSTEM**

Student Name : Dewi Ayu Rahmawati
NRP : 0311154000084
Department : Civil Engineering FTSLK-ITS
Academic Supervisor : Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D
Ir. Isdarmanu, MSc

ABSTRACT

High-rise building planning in Indonesia should meet the requirements of structural seismic design because Indonesia is located in high probability earthquake occur. One of the steel structure system that used for seismic design is Eccentrically Braced Frame (EBF). This system provides high levels of both elastic stiffness similar to Concentrically Braced Frame (CBF) and ductility similar to Moment Resisting Frame (MRF). EBF design concept is the link designed to be the element that will broke while the other elements remain in elastic condition.

In this final project, Isabella Tower Grand Kamala Lagoon Bekasi is modified from reinforcement concrete system into steel structure using EBF system that has 22 stories, and using V-Braced configuration. In this planning will meet the requirement of structural safety based on SNI 1729-2015, SNI 03-1729-202, SNI 1726-2012, SNI 2847-2013, SNI 1727-2013

The results of the analysis and calculation is: the thickness of the floor and roof deck are 9 cm, the dimension of primary beams is WF 600x200x11x17, the length of link elements are 80cm, the dimension of bracing is WF 300x300x10x15, the dimension of column is CFT 700x700x28. For foundation using 60cm diameters

of concrete piles with 18 meters depth, and the sloof dimension is 40x60 cm

Keywords : Composite steel, Eccentrically Braced Frame, CFT, Link

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Tuhan Yang Maha Esa berkat rahmat dan karunia-Nya, penulis dapat menyelesaikan tugas akhir dengan judul “Modifikasi Perencanaan Isabella Tower Grand Kamala Lagoon Bekasi Menggunakan Struktur Bangunan Baja dengan Sistem *Eccentrically Braced Frames* (EBF)” tepat pada waktunya.

Dalam penyelesaian tugas akhir ini, penyusun menemui banyak kendala yang tidak dapat penyusun selesaikan tanpa bantuan, bimbingan, dan dukungan dari berbagai pihak secara langsung maupun tidak langsung. Oleh karena itu, pada kesempatan ini penyusun ingin mengucapkan terima kasih kepada:

1. Kedua orang tua, serta kakak dan adik saya yang selalu memberikan dukungan, dorongan, semangat, dan selalu mendoakan yang terbaik untuk menyelesaikan perkuliahan ini.
2. Bapak Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D. dan Bapak Ir. Isdarmanu, Msc. selaku dosen pembimbing tugas akhir yang telah memberikan banyak arahan serta bimbingannya dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini.
3. Seluruh dosen pengajar di Departemen Teknik Sipil yang telah memberikan ilmu serta bimbingannya selama masa perkuliahan.
4. Diana Dwi Yunita yang selalu ada dari jaman maba sampai sekarang, dari jaman tugas besar sampai tugas akhir. Terimakasih selalu membantu dan mendengarkan keluh kesah selama kuliah.
5. Frelya Eka A. yang selalu menyemangati untuk mengerjakan tugas akhir setiap hari dan membantu dalam banyak hal.
6. Teman-teman Steel Squad yang juga membantu dan mengajari saya dalam pengerjaan tugas akhir ini.
7. Teman-teman S58 yang menemani selama 4 tahun dalam menjalani kehidupan perkuliahan.

8. Semua pihak yang tidak dapat disebutkan satu per satu yang memberi dukungan dan membantu dalam penyusunan Tugas Akhir ini.

Dalam pembuatan tugas akhir ini penulis menyadari bahwa tugas akhir yang penulis buat masih jauh dari kesempurnaan. Dengan rasa hormat penulis mohon saran, dan kritik terhadap tugas akhir ini. Sehingga kedepannya, diharapkan ada perbaikan terhadap tugas akhir ini serta dapat menambah pengetahuan bagi penulis.

Surabaya, Juli 2019

(Penulis)

DAFTAR ISI

ABSTRAK	i
ABSTRACT	iii
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR TABEL.....	xv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	4
1.2.1 Permasalahan Utama	4
1.2.2 Detail Permasalahan	4
1.3 Maksud dan Tujuan	5
1.3.1 Tujuan Utama	5
1.3.2 Detail Tujuan	5
1.4 Batasan Masalah.....	5
1.5 Manfaat Penulisan	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Umum.....	7
2.2 Struktur Gedung Tahan Gempa.....	7
2.2 Konsep Moment Resisting Frames (MRF).....	7
2.3 Konsep Centrically Braced Frames (CBF).....	8
2.4 Konsep Eccentrically Braced Frames (EBF).....	9
2.5 Struktur Komposit	13
2.5.1 Balok Komposit.....	13
2.5.2 Kolom Komposit Concrete-Filled Steel Tube (CFT)	14
2.6 Pondasi	16
BAB III METODOLOGI	19
3.1 Umum.....	19
3.2 Diagram Alir Perencanaan	19
3.3 Data Perencanaan	20
3.4 Studi Literatur	21
3.5 Preliminary Design.....	22
3.6 Analisis Pembebanan	22

3.6.1 Beban Mati	22
3.6.2 Beban Hidup.....	23
3.6.3 Beban Angin.....	23
3.6.4 Beban Gempa	24
3.6.5 Kombinasi Pembebanan	38
3.7 Perencanaan Struktur Sekunder.....	39
3.7.1 Pelat Lantai.....	39
3.7.2 Balok Anak.....	39
3.7.3 Tangga.....	39
3.7.4 Balok Penumpu Lift	39
3.8 Permodelan Struktur.....	39
3.9 Kontrol Desain	40
3.9.1 Kontrol Partisipasi Massa.....	40
3.9.2 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum.....	40
3.9.3 Kontrol Simpangan Antar Tingkat	40
3.9.4 Kontrol Perhitungan Elemen Struktur Primer	41
3.10 Perencanaan Sambungan	57
3.10.1 Sambungan Baut.....	57
3.10.2 Sambungan Las	60
3.11 Perencanaan Pondasi	60
3.11.1 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	61
3.11.2 Perencanaan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	62
3.11.3. Perencanaan Tebal Poer	63
3.11.4. Perencanaan Penulangan Lentur.....	64
3.12 Penggambaran Gambar Teknik	64
BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN.....	65
4.1 Perencanaan Struktur Sekunder.....	65
4.1.1 Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Gedung.....	65
.....	66
4.1.2 Perencanaan Balok Anak.....	68
4.1.3 Perencanaan Tangga.....	76
4.1.4 Perencanaan Balok Lift	96

4.2 Permodelan Struktur.....	101
4.2.1 Penjelasan Umum.....	101
4.2.2 Pembebanan Struktur Utama.....	102
4.2.3 Pembebanan Gempa Dinamis.....	104
4.2.4 Kombinasi Pembebanan.....	107
4.2.5 Kontrol Desain.....	107
4.3 Perhitungan Struktur Primer.....	120
4.3.1 Perencanaan Link.....	120
4.3.2 Balok Luar Link.....	127
4.3.3 Perencanaan Bresing.....	131
4.3.4 Perencanaan Balok Induk.....	135
4.3.5 Perencanaan Kolom.....	151
4.4 Perencanaan Sambungan.....	156
4.4.1 Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak.....	156
4.4.2 Sambungan Balok Tangga.....	163
4.4.3 Sambungan Bresing.....	167
4.4.4 Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	175
4.4.5 Sambungan Antar Kolom.....	182
4.4.6 Sambungan Kolom dengan Base Plate.....	184
4.5 Perencanaan Struktur Bawah.....	190
4.5.1 Perencanaan Pondasi.....	190
4.5.2 Perencanaan Poer.....	207
4.5.3 Perencanaan Kolom Pedestal.....	216
4.5.4 Perencanaan Sloof Pondasi.....	218
BAB V PENUTUP.....	223
5.1 Kesimpulan.....	223
5.2 Saran.....	225
DAFTAR PUSTAKA.....	227
LAMPIRAN.....	229

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Sistem portal baja struktur tahan gempa.....	2
Gambar 1.2 Elemen pada Eccentrically Braced Frames (EBF)	3
Gambar 2.1 Moment Resisting Frames (MRF).....	8
Gambar 2.2 Konfigurasi Concentrically Braced Frames (CBF) ...	9
Gambar 2.3 Macam-macam Konfigurasi pada Sistem EBF.....	10
Gambar 2.4 Mekanisme kelelahan pada sruktur EBF	11
Gambar 2.5 Mekanisme plastis sistem CBF dan EBF	11
Gambar 2.6 Contoh kegagalan pada link	13
Gambar 2.7 Balok Komposit dengan Penghubung Geser	13
Gambar 2.8 Balok Baja Berselubung Beton.....	14
Gambar 2.9 Penampang Kolom Komposit.....	15
Gambar 3.1 Diagram Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir	20
Gambar 3.2 Parameter S_s pada Peta Gempa.....	30
Gambar 3.3 Parameter S_1 pada Peta Gempa	30
Gambar 3.4 Desain Grafik Respon Spektrum	38
Gambar 3.5 Penentuan Simpangan Antar Lantai	41
Gambar 3.6 Potongan Balok dengan Penghubung Geser Stud ...	47
Gambar 3.7 Potongan Balok dengan Penghubung Geser Baja Kanal	48
Gambar 4. 1 Pelat Lantai Atap	65
Gambar 4. 2 Pelat Lantai Apartemen	66
Gambar 4. 3 Balok Anak Lantai Atap	68
Gambar 4. 4 Pembebanan pada Balok Anak Atap	69
Gambar 4. 5 Gaya Momen Balok Anak Atap	69
Gambar 4. 6 Gaya Geser Balok Anak Atap	70
Gambar 4. 7 Balok Anak Lantai Apartemen	72
Gambar 4. 8 Pembebanan pada Balok Anak Lantai	73
Gambar 4. 9 Gaya Momen Balok Anak Atap	73
Gambar 4. 10 Gaya Geser Balok Anak Atap	74
Gambar 4. 11 Sketsa Denah Tangga	77
Gambar 4. 12 Sketsa Potongan Tangga.....	77
Gambar 4. 13 Pelat Anak Tangga	77

Gambar 4. 14 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Merata	78
Gambar 4. 15 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terpusat.....	78
Gambar 4. 16 Pembebanan Pengaku Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Rata	80
Gambar 4. 17 Pembebanan Pengaku Anak Tangga dengan Beban Hidup Terpusat.....	80
Gambar 4. 18 Pelat Bordes dan Pembagian Balok Bordes.....	82
Gambar 4. 19 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terbagi Rata	83
Gambar 4. 20 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terpusat.....	83
Gambar 4. 21 Balok Bordes Tangga	84
Gambar 4. 22 Pembebanan pada Balok Bordes	85
Gambar 4. 23 Pembebanan pada Balok Utama Tangga	89
Gambar 4. 24 Bidang Momen Balok Utama Tangga	90
Gambar 4. 25 Bidang Geser Balok Utama Tangga	91
Gambar 4. 26 Bidang Normal Balok Utama Tangga	91
Gambar 4. 27 Pembebanan Balok Penumpu Tangga	94
Gambar 4. 28 Denah Lift.....	97
Gambar 4. 29 Potongan Melintang Lift.....	97
Gambar 4. 30 Model Pembebanan Balok Penggantung Lift.....	98
Gambar 4. 31 Struktur 3D Isabella Tower Grand Kamala Lagoon	101
Gambar 4. 32 Grafik Spektral Percepatan Gempa Bekasi.....	106
Gambar 4. 33 Elemen Link	120
Gambar 4. 34 Gaya Dalam Link Arah Memanjang	121
Gambar 4. 35 Jarak Pengaku Link Memanjang	123
Gambar 4. 36 Gaya Dalam Link Arah Melintang	124
Gambar 4. 37 Jarak Pengaku Link Melintang	126
Gambar 4. 38 Elemen Balok diluar Link.....	127
Gambar 4. 39 Gaya Dalam Balok Luar Link Memanjang	127
Gambar 4. 40 Gaya Dalam Balok Luar Link Melintang	129
Gambar 4. 41 Elemen Bresing	131

Gambar 4. 42 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Sebelum Komposit	136
Gambar 4. 43 Lendutan Balok Induk Memanjang	138
Gambar 4. 44 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Setelah Komposit	138
Gambar 4. 45 Jarak-Jarak Gaya yang Bekerja pada Balok Induk Memanjang.....	139
Gambar 4. 46 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Sebelum Komposit	144
Gambar 4. 47 Lendutan yang Terjadi pada Balok Induk Melintang	146
Gambar 4. 48 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Setelah Komposit	146
Gambar 4. 49 Jarak-Jarak Gaya yang Bekerja Setelah Komposit pada Balok Induk Melintang	147
Gambar 4. 50 Penampang CFT 700 x 700 x 28	151
Gambar 4. 51 Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk	157
Gambar 4. 52 Potongan Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk.....	157
Gambar 4. 53 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk	159
Gambar 4. 54 Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk	160
Gambar 4. 55 Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk	160
Gambar 4. 56 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk	162
Gambar 4. 57 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga.....	164
Gambar 4. 58 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom	164
Gambar 4. 59 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom	166
Gambar 4. 60 Sambungan Bresing dengan Balok Link	167

Gambar 4. 61 Detail Pelat Siku Sambungan Sayap Balok	169
Gambar 4. 62 Detail Pelat Siku Sambungan dengan Pelat Buhul	171
Gambar 4. 63 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok	173
Gambar 4. 64 Tampak Atas Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	176
Gambar 4. 65 Tampak Samping Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	176
Gambar 4. 66 Detail Sambungan Badan Balok Induk	178
Gambar 4. 67 Detail Sambungan Diaphragm Pelat dengan Sayap Balok	181
Gambar 4. 68 Sambungan Antar Kolom Tampak Samping	182
Gambar 4. 69 Sambungan Antar Kolom Tampak Atas.....	182
Gambar 4. 70 Tampak Samping Base Plate	184
Gambar 4. 71 Tampak Atas Base Plate	184
Gambar 4. 72 Arah Beban Sumbu X pada Base Plate	187
Gambar 4. 73 Arah Beban Sumbu Y pada Base Plate	188
Gambar 4. 74 Denah Pondasi	191
Gambar 4. 75 Grafik Daya Dukung Tanah terhadap Kedalaman	196
Gambar 4. 76 Konfigurasi Tiang Pancang Pondasi Tipe 1	198
Gambar 4. 77 Konfigurasi Tiang Pancang Pondasi Tipe 2	198
Gambar 4. 78 Diagram Gaya Lateral Tiang	202
Gambar 4. 79 Grafik Immediate Settlement of Isolate Footing	204
Gambar 4. 80 Grafik Influence Value for Laterally Loaded Pile	205
Gambar 4. 81 Area Kritis Geser Akibat Kolom	210
Gambar 4. 82 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang	211
Gambar 4. 83 Diagram Interaksi Kolom Pedestal.....	217
Gambar 4. 84 Hasil Penulangan Kolom Pedestal.....	217
Gambar 4. 85 Diagram Interaksi Sloof	219
Gambar 4. 86 Hasil Penulangan Sloof	220

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Klasifikasi Link	12
Tabel 3.1 Beban Mati	23
Tabel 3.2 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa	25
Tabel 3.3 Faktor Keutamaan Gempa.....	28
Tabel 3.4 Klasifikasi Situs.....	28
Tabel 3.5 Koefisien Situs F_a	31
Tabel 3.6 Koefisien Situs F_v	31
Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek	32
Tabel 3.8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik	33
Tabel 3.9 Faktor R, Cd, dan Ω_0 untuk Sistem Penahan Gaya Gempa	33
Tabel 3.10 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	34
Tabel 3.11 Jarak Tepi Minimum	58
Tabel 3.12 Koefisien harga α dan β	62
Tabel 4. 1 Rekapitulasi Penulangan Pelat Atap.....	66
Tabel 4. 2 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai Apartemen	67
Tabel 4. 3 Perhitungan N Rata-Rata.....	104
Tabel 4. 4 Parameter Gempa Bekasi untuk Kelas Situs D	105
Tabel 4. 5 Faktor R, Cd, dan Ω_0 untuk Sistem Penahan Gaya Gempa	106
Tabel 4. 6 Berat Super Dead Struktur	108
Tabel 4. 7 Berat Dead Struktur.....	109
Tabel 4. 8 Berat Live Struktur.....	110
Tabel 4. 9 Berat Total Struktur Hasil Output ETABS.....	110
Tabel 4. 10 Rasio Partisipasi Massa	111
Tabel 4. 11 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	112
Tabel 4. 12 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung.....	113
Tabel 4. 13 Periode Struktur.....	113
Tabel 4. 14 Reaksi Dasar Struktur.....	115
Tabel 4. 15 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa	115

Tabel 4. 16 Rekapitulasi Perhitungan Δ_a	116
Tabel 4. 17 Simpangan Antar Lantai Sumbu X	117
Tabel 4. 18 Simpangan Antar Lantai Sumbu Y	118
Tabel 4. 19 Reaksi Perletakan dan Presentase Gaya Geser yang Dipikul Akibat Gempa Arah X dan Y	119
Tabel 4. 20 Rekapitulasi Dimensi Kolom CFT	156
Tabel 4. 21 Joint Reaction pada Pondasi Tipe 1	191
Tabel 4. 22 Joint Reaction pada Pondasi Tipe 2	192
Tabel 4. 23 Daya Dukung Tanah Kedalaman 30 m	194
Tabel 4. 24 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Tipe 1	199
Tabel 4. 25 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Tipe 2	200
Tabel 4. 26 Perhitungan Kekuatan Tiang Pancang Group Tipe 1	201
Tabel 4. 27 Perhitungan Kekuatan Tiang Pancang Group Tipe 2	201
Tabel 4. 28 Kontrol Kekuatan Tiang terhadap Gaya Lateral Pondasi Tipe 1	206
Tabel 4. 29 Kontrol Kekuatan Tiang terhadap Gaya Lateral Pondasi Tipe 2	206
Tabel 4. 30 Pembebanan Pondasi Tipe 1	207
Tabel 4. 31 Pembebanan Pondasi Tipe 2	207
Tabel 4. 32 Rekapitulasi Beban Maksimum Tipe 1	208
Tabel 4. 33 Rekapitulasi Beban Maksimum Tipe 2	209

BAB I PENDAHULUAN

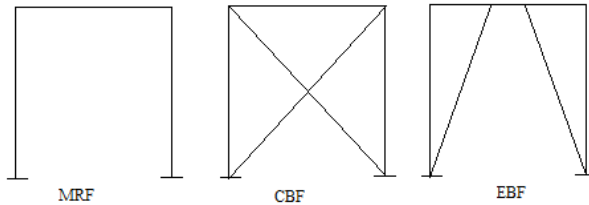
1.1 Latar Belakang

Pertumbuhan penduduk yang semakin tinggi mengakibatkan meningkatnya kebutuhan akan tempat tinggal. Dengan lahan yang terbatas, saat ini sedang marak pembangunan hunian vertikal seperti rumah susun dan apartemen. Di Kota Bekasi terdapat sebuah proyek kawasan *Central Business District* (CBD) yang bernama Grand Kamala Lagoon. Pada kawasan ini terdapat banyak tower salah satunya adalah Isabella Tower yang difungsikan sebagai tempat tinggal (apartemen). Saat ini Isabella Tower Grand Kamala Lagoon masih dalam tahap pembangunan. Struktur bangunan pada Isabella Tower Grand Kamala Lagoon ini menggunakan struktur bangunan beton bertulang.

Perencanaan gedung tinggi harus mengikuti persyaratan gempa mengingat Indonesia berada di kawasan dengan kemungkinan terjadinya bencana gempa yang cukup tinggi. Perlakuan struktur pada saat gempa bergantung pada intensitas gempa dan elemen struktur. Pada perencanaan gedung tinggi, kekakuan lebih penting dibandingkan dengan kekuatan. Struktur baja menjadi pilihan yang sangat umum digunakan sebagai konstruksi bangunan tempat tinggal karena memiliki daktilitas dan kekakuan yang baik. Pada struktur bangunan baja terdapat sistem *Moment Resisting Frames* (MRF) dan *Braced Frames* banyak digunakan sebagai struktur bangunan tahan gempa (Eddin, dkk, 2017).

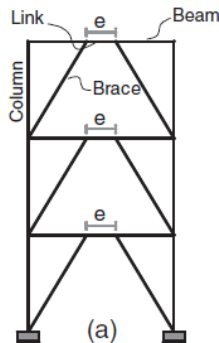
Sistem Rangka Pemikul Momen / *Moment Resisting Frames* (MRF) telah banyak digunakan untuk sistem penahan beban gempa karena memiliki kapasitas energi disipasi dan juga daktilitas yang tinggi. Komponen dari sebuah MRF harus menahan gaya gravitasi dan gaya lateral (Shreyas, dkk, 2018). Pada sistem *Braced Frames* terdapat 2 tipe yang berbeda yaitu Sistem Rangka Bresing Konsentrik / *Concentrically Braced Frames* (CBF), dan Sistem Rangka Bresing Eksentrik / *Eccentrically Braced Frames* (EBF). Sistem CBF memiliki tingkat kekakuan lateral dan kekuatan yang lebih tinggi dibandingkan sistem MRF (Grande dan

Rasulo, 2015). Sementara itu sistem EBF telah menjadi sistem struktur penahan beban gempa yang digunakan di banyak negara. Hal ini dikarenakan sistem EBF memiliki kekakuan yang sangat baik mirip dengan sistem CBF dan daktilitas yang baik mirip dengan sistem MRF bila dibandingkan dengan sistem struktur bangunan baja yang lain (Ruiz-garcía, dkk, 2018). Portal struktur bangunan baja tahan gempa (MRF, CBF, dan EBF) dapat dilihat pada Gambar 1.1



Gambar 1.1 Sistem portal baja struktur tahan gempa

Pada sistem EBF, perbedaan yang tampak dibandingkan dengan sistem CBF dan MRF adalah adanya elemen *link* yang tidak terdapat pada kedua sistem yang lain. *Link* merupakan penghubung antara bresing dengan balok yang membedakan segmen dari balok tersebut. *Link* bertindak sebagai penggabung dan sebagai energi disipasi seismik dengan deformasi plastis dan mencegah elemen lain untuk memasuki zona plastis (Mohammadrezapour dan Danesh, 2018). Pada Gambar 1.2 menunjukkan elemen-elemen yang ada pada sistem EBF.



Gambar 1.2 Elemen pada *Eccentrically Braced Frames* (EBF)
(Sumber : Sina Kazemzadeh Azad, Cem Topkaya, 2017)

Struktur bangunan Isabella Tower Grand Kamala Lagoon yang awalnya merupakan struktur bangunan beton bertulang akan dimodifikasi menggunakan sistem *Eccentrically Braced Frames* (EBF). Sistem ini digunakan untuk membuat struktur yang lebih tahan terhadap beban gempa daripada struktur pada perencanaan sebelumnya. Selain sistem tersebut akan digunakan pula sebuah material komposit yaitu *Concrete-Filled Steel Tube* (CFT). CFT digunakan untuk pengganti kolom beton bertulang.

CFT adalah material komposit yang terdiri dari tabung baja yang berisi beton. Keuntungan dari CFT adalah beton yang terisi dalam tabung baja menghasilkan tekanan tri-axial yang dapat meningkatkan kekuatan dan kapasitas tegangan beton (Cho, dkk, 2018). Selain itu, tabung baja dapat digunakan sebagai bekisting untuk mencetak beton itu sendiri. Hal ini dapat memfasilitasi dan mempercepat kerja konstruksi sehingga bisa mengurangi upah pekerja (Huang, dkk, 2018). CFT telah banyak digunakan dalam dunia konstruksi, terutama pada konstruksi gedung tinggi. CFT banyak digunakan terutama di negara-negara timur dan Asia Tenggara karena berlokasi di daerah seismik (Krishan, dkk, 2016). Maka dari itu material CFT ini cocok digunakan di Indonesia yang merupakan bagian dari negara di Asia Tenggara yang berlokasi di daerah rawan gempa.

Untuk perencanaan modifikasi Isabella Tower Grand Kamala Lagoon ini akan menggunakan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG-1983), Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002), Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung (SNI 03-1726-2012), dan Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2013).

1.2 Rumusan Masalah

1.2.1 Permasalahan Utama

1. Bagaimana perencanaan struktur gedung material baja Isabella Tower Grand Kamala Lagoon Bekasi dengan sistem *Eccentrically Braced Frames* (EBF) ?

1.2.2 Detail Permasalahan

1. Beban- beban apa saja yang bekerja pada perencanaan Isabella Tower Grand Kamala Lagoon Bekasi ?
2. Bagaimana merencanakan dimensi struktur sekunder meliputi pelat lantai, balok anak, tangga, dan balok lift ?
3. Bagaimana memodelkan dan menganalisa struktur bangunan tersebut menggunakan program bantu SAP2000 ?
4. Bagaimana merencanakan dimensi struktur utama gedung meliputi balok induk, dan kolom CFT ?
5. Bagaimana merencanakan dimensi bresing serta jarak *link* yang akan digunakan pada perencanaan struktur gedung ?
6. Bagaimana menentukan jenis dan ukuran sambungan yang akan digunakan untuk perencanaan struktur gedung sesuai persyaratan yang berlaku ?
7. Bagaimana merencanakan struktur pondasi bangunan tersebut ?
8. Bagaimana hasil gambar berdasarkan hasil analisis perhitungan ?

1.3 Maksud dan Tujuan

1.3.1 Tujuan Utama

1. Mendapatkan perencanaan struktur Isabella Tower Grand Kamala Lagoon Bekasi dengan menggunakan sistem *Eccentrically Braced Frames* (EBF).

1.3.2 Detail Tujuan

1. Menentukan beban-beban apa saja yang bekerja pada perencanaan Isabella Tower Grand Kamala Lagoon Bekasi.
2. Merencanakan dimensi struktur sekunder gedung meliputi pelat lantai, balok anak, tangga, dan balok lift.
3. Memodelkan dan menganalisa struktur bangunan tersebut menggunakan program bantu SAP2000.
4. Merencanakan dimensi struktur utama gedung meliputi balok induk, dan kolom CFT.
5. Merencanakan dimensi bresing serta jarak *link* yang akan digunakan pada perencanaan struktur gedung.
6. Menentukan jenis dan ukuran sambungan yang akan digunakan untuk perencanaan struktur gedung sesuai persyaratan yang berlaku.
7. Merencanakan struktur pondasi bangunan tersebut.
8. Menghasilkan gambar berdasarkan hasil analisis perhitungan.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dalam penulisan tugas akhir ini adalah :

1. Perencanaan struktur tidak mempertimbangkan waktu, biaya, dan metode pelaksanaan konstruksi.
2. Hanya memperhitungkan kekuatan struktur tanpa meninjau aspek arsitektural.
3. Perencanaan tidak meliputi sistem utilitas, kelistrikan, dan sanitasi.
4. Permodelan dan analisa struktur dilakukan dengan program bantu ETABS.

1.5 Manfaat Penulisan

Manfaat yang diharapkan dari modifikasi perencanaan struktur Isabella Tower Grand Kamala Lagoon ini adalah :

1. Manfaat Bagi Pembaca

Pembaca dapat mengetahui alternatif desain modifikasi Isabella Tower Grand Kamala Lagoon menggunakan material yang berbeda yaitu baja dengan penggunaan sistem *Eccentrically Braced Frames* (EBF).

2. Manfaat Bagi Penulis

Penulis dapat merencanakan struktur gedung dengan menggunakan sistem *Eccentrically Braced Frames* (EBF).

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pada perencanaan modifikasi Isabella Tower Grand Kamala Lagoon akan menggunakan sistem *Eccentrically Braced Frames* (EBF). Selain itu juga menggunakan material komposit yaitu *Concrete-Filled Steel Tube* (CFT). Pada bab 2 ini akan dijelaskan landasan teori yang akan membahas tentang sistem tersebut.

2.2 Struktur Gedung Tahan Gempa

Untuk menahan gaya gempa yang bekerja pada bangunan maka diperlukan struktur bangunan yang direncanakan berdasarkan peraturan-peraturan untuk perencanaan bangunan tahan gempa. Prinsip dasar pada perencanaan bangunan tahan gempa adalah struktur bangunan tidak boleh mengalami kerusakan apabila terjadi gempa bumi dengan kekuatan ringan. Jika terjadi gempa bumi berkekuatan sedang, kerusakan struktur boleh terjadi terbatas pada kerusakan ringan dan dapat diperbaiki. Sedangkan jika terjadi gempa bumi dengan kekuatan besar bangunan tidak boleh roboh meskipun sudah mengalami kerusakan yang parah, sehingga manusia masih dapat menyelamatkan diri.

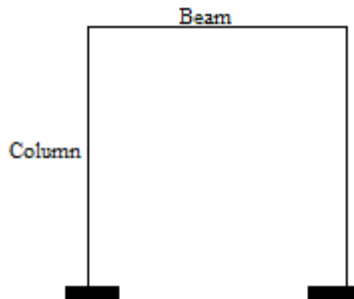
Pada perencanaan bangunan tinggi kekakuan lebih diperlukan dibandingkan dengan kekuatan. Material baja memiliki tingkat kekakuan dan daktilitas yang tinggi sehingga struktur bangunan baja telah menjadi pilihan yang banyak digunakan pada konstruksi gedung di dunia (Eddin, dkk, 2017). Pada struktur bangunan baja tahan gempa terdapat sistem *Moment Resisting Frames* (MRF). Selain itu terdapat juga sistem *Braced Frames* (BF) yang dibedakan menjadi 2 tipe yang berbeda yaitu konsentrik (CBF) dan eksentrik (EBF).

2.2 Konsep Moment Resisting Frames (MRF)

Moment Resisting Frames (MRF) terdiri dari balok dan kolom yang tersambung secara rigid. Gambar 2.1 menunjukkan bentuk konfigurasi sistem MRF. MRF merupakan salah satu sistem

struktur bangunan baja yang memiliki tingkat daktilitas tinggi. Pada sistem ini tidak digunakan elemen bresing seperti pada sistem struktur baja yang lain. Hal ini yang menyebabkan simpangan yang terjadi sangat besar dan akan menyebabkan struktur tidak kaku sehingga akan mengakibatkan kerusakan non-struktural (Shreyas dan Sridhar, 2018).

Jenis-jenis MRF ditentukan berdasarkan tingkat resiko seismiknya dibagi menjadi 2 kategori. Kategori tersebut ialah Sistem Rangka Batang Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Rangka Batang Pemikul Momen Biasa (SRPMB). SRPMK merupakan jenis MRF yang diharapkan untuk menahan deformasi inelastis pada elemen-elemen dan sambungannya. SRPMK biasanya digunakan di daerah seismik sedang sampai tinggi. Sedangkan SRPMB merupakan jenis MRF yang biasanya digunakan di daerah seismik rendah (Shreyas dan Sridhar, 2018).

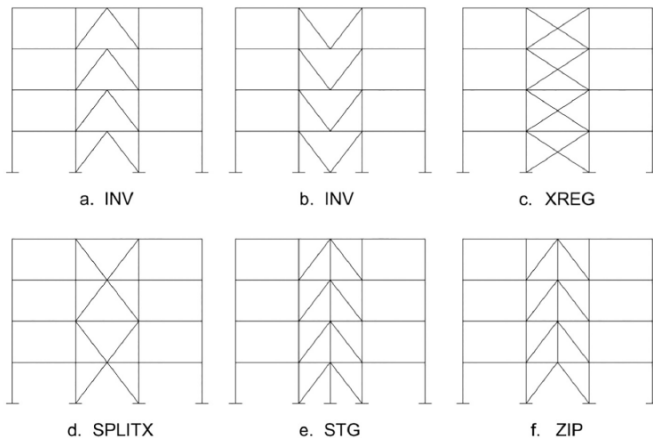


Gambar 2.1 Moment Resisting Frames (MRF)

2.3 Konsep Centrically Braced Frames (CBF)

Centrically Braced Frames (CBF) merupakan salah satu sistem struktur bangunan baja yang memiliki tingkat kekakuan yang sangat tinggi. Kekakuan ini didapatkan dari diagonal *brace* yang menahai gaya lateral pada struktur. Hal ini dapat meningkatkan aksi gaya dalam aksial dan aksi lentur yang kecil. Respon seismik dari CBF sangat bergantung pada perilaku inelastis pada bresing (Seker, dkk, 2017). Umumnya *braced frames* sangat

efektif untuk menahan beban lateral dari gempa dikarenakan kekakuan yang tinggi jika dibandingkan dengan MRF. Namun pada sistem CBF ini kondisi frame tidak terlalu baik pasca gempa (Wijesundara, dkk, 2018). Contoh macam-macam konfigurasi CBF dapat dilihat pada Gambar 2.2.

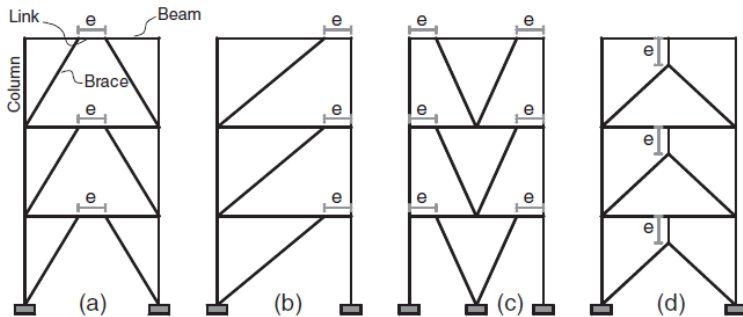


Gambar 2.2 Konfigurasi Concentrically Braced Frames (CBF)
(Sumber : K.K. Wijesundara, dkk, 2018)

2.4 Konsep Eccentrically Braced Frames (EBF)

Eccentrically Braced Frames (EBF) merupakan salah satu sistem struktur bangunan baja yang memiliki tingkat kekakuan elastis dan daktilitas yang tinggi. EBF telah banyak digunakan pada konstruksi bangunan sejak diciptakan pada tahun 1970-an karena sistem ini memiliki karakteristik yang baik dari MRF yaitu daktilitas, dan karakteristik yang baik dari CBF yaitu kekakuan (Daneshmand dan Hosseini, 2012). Ide pokok pada desain EBF adalah untuk menggabungkan keuntungan menahan gaya lateral dari kedua sistem MRF dan CBF menjadi satu sistem struktural. Sistem ini bertujuan untuk mendapatkan struktur dengan kekakuan elastis yang tinggi dan juga disipasi energi yang tinggi pula disaat terjadi gempa (Kazemzadeh Azad dan Topkaya, 2017).

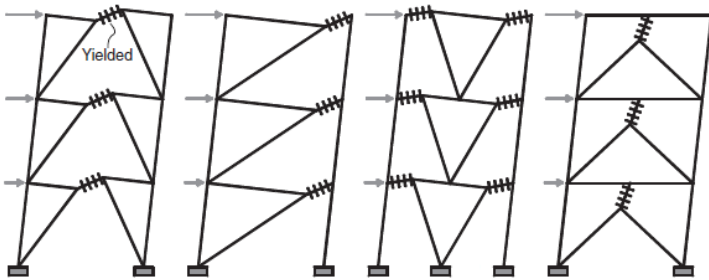
EBF merupakan suatu sistem struktur yang terdiri dari balok, kolom, bresing, dan *link beam*. Bresing tidak terhubung ke perpotongan balok dan kolom. Bresing terhubung ke segmen balok pendek atau yang biasa disebut *link*. Macam-macam konfigurasi pada sistem EBF ditunjukkan pada Gambar 2.3.



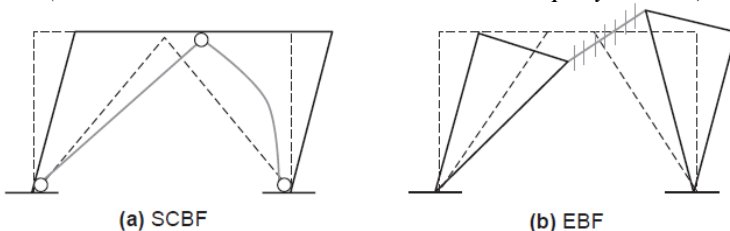
Gambar 2.3 Macam-macam Konfigurasi pada Sistem EBF : (a) Split-K-Braced (b) Diagonal Braced (c) V-Braced (d) Inverted Y-Braced

(Sumber : Sina Kazemzadeh Azad, Cem Topkaya, 2017)

Desain sistem EBF direncanakan dapat menahan beban lateral gempa tanpa mengalami keruntuhan. Mekanisme plastis pada sistem EBF dapat dilihat pada Gambar 2.4. Sedangkan pada Gambar 2.5 menunjukkan perbedaan mekanisme plastis pada sistem EBF dan CBF. Dari gambar tersebut dapat dilihat bahwa pada sistem EBF kelelahan terjadi pada bagian *link*. *Link* berperilaku inelastis sementara elemen lain seperti balok, kolom, bresing, dan sambungan tetap dalam kondisi elastis pada saat terjadi gempa (Ruiz-garcía, dkk, 2018). Pada EBF *link* harus didesain dengan baik dan detail untuk mendapatkan kekuatan dan daktilitas yang cukup.



Gambar 2.4 Mekanisme kelelahan pada struktur EBF
(Sumber : Sina Kazemzadeh Azad, Cem Topkaya, 2017)



(a) SCBF (b) EBF
Gambar 2.5 Mekanisme plastis sistem CBF dan EBF
(Sumber: Bruneau, dkk, 2011)

Perbedaan yang tampak dari sistem EBF dengan sistem CBF dan MRF adalah adanya elemen *link* yang tidak terdapat pada kedua sistem yang lain. *Link Beam* merupakan penghubung antara bresing dengan balok yang membedakan segmen dari balok tersebut. Pada perencanaan sistem EBF *link* berperilaku sebagai *short (deep) beam* dan juga menjadi elemen yang paling lemah.

Panjang dari *link beam* (e) merupakan salah satu parameter yang mengontrol kekakuan, kekuatan, daktilitas, dan perilaku pada sistem EBF (Kazemzadeh Azad dan Topkaya, 2017). Berdasarkan panjangnya, *link* diklasifikasikan menjadi beberapa jenis. Klasifikasi *link beam* ditunjukkan pada Tabel 2.1 (SNI 03-1729-2002) :

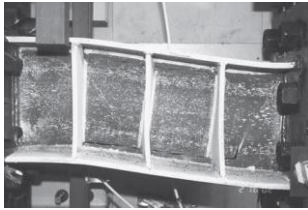
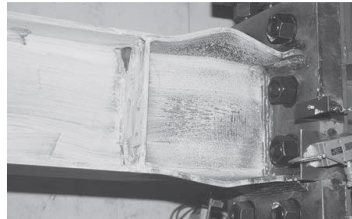
Tabel 2.1 Klasifikasi *Link*

Jenis <i>Link</i>	Syarat <i>Link</i>	Keterangan
Geser Murni	$e \leq \frac{1.6 M_p}{V_p}$	Leleh pada <i>link</i> didominasi oleh geser penuh
Dominan Geser	$\frac{1.6 M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2.6 M_p}{V_p}$	Leleh pada <i>link</i> didominasi oleh geser
Dominan Lentur	$\frac{2.6 M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{5 M_p}{V_p}$	Leleh pada <i>link</i> didominasi oleh lentur
Lentur Murni	$e > \frac{5 M_p}{V_p}$	Leleh pada <i>link</i> disebabkan oleh lentur

* M_p = kapasitas momen plastis pada *link*

* V_p = kapasitas geser plastis pada *link*

Terdapat perbedaan besar diantara perilaku *link* pendek dan *link* panjang. Meskipun *link* yang lebih panjang lebih baik dalam hal arsitektural, namun perilaku *link* pendek lebih baik dibandingkan dengan *link* panjang dalam hal kekuatan dan daktilitas (Kazemzadeh Azad dan Topkaya, 2017). Kelelahan dan kapasitas deformasi yang terjadi pada setiap jenis panjang *link* dapat dilihat pada Gambar 2.6.

(a) *Short Link*(b) *Long link*

Gambar 2.6 Contoh kegagalan pada *link*
(Sumber : Bruneau, dkk, 2011)

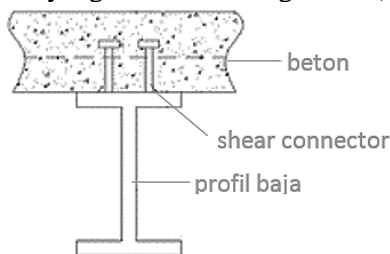
2.5 Struktur Komposit

Struktur komposit merupakan satu kesatuan struktur yang terdiri dari dua material atau lebih dengan sifat bahan yang berbeda. Struktur ini menghasilkan sifat gabungan yang lebih baik daripada material lain. Pada perencanaan kali ini akan menggunakan struktur komposit dari material baja dan beton. Struktur baja komposit dalam aplikasinya dapat digunakan sebagai elemen dari sebuah bangunan seperti balok dan kolom.

2.5.1 Balok Komposit

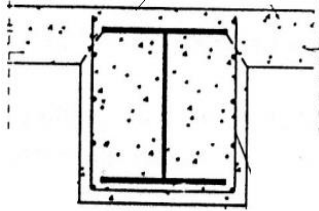
Balok komposit merupakan batang komposit pemikul lentur. Terdapat dua tipe balok komposit diantaranya :

1. Balok komposit dengan sambungan antara baja dan beton *precast* dengan penghubung geser. (Gambar 2.7)
2. Balok komposit yang diberi selubung beton (Gambar 2.8)



Gambar 2.7 Balok Komposit dengan Penghubung Geser

(Sumber :Isdarmanu dan Marwan, 2006)



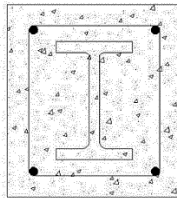
Gambar 2.8 Balok Baja Berselubung Beton
(Sumber :Isdarmanu dan Marwan, 2006)

2.5.2 Kolom Komposit Concrete-Filled Steel Tube (CFT)

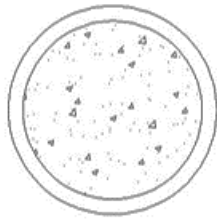
Batang komposit yang memikul beban tekan umumnya disebut dengan kolom komposit. Kolom komposit didefinisikan sebagai material yang dibuat dari potongan gulungan baja (*rolled*) atau *built-up* dan dicor di dalam beton struktural atau terbuat dari tabung atau pipa baja dan diisi dengan beton struktural (Shreyas dan Sridhar, 2018). Terdapat dua tipe kolom komposit seperti pada Gambar 2.9, yaitu :

Kolom komposit yang terbuat dari profil baja yang diberi selubung beton di sekelilingnya (kolom baja berselubung beton).

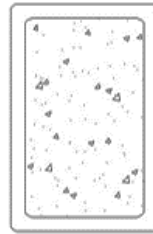
Kolom komposit yang terbuat dari penampang baja berisi beton (kolom baja berintikan beton).



(a) Profil IWF berselubung beton



(b) Pipa baja berintikan beton



(c) Profil persegi berintikan beton

Gambar 2.9 Penampang Kolom Komposit
(Sumber :Isdarmanu dan Marwan, 2006)

Kolom komposit CFT adalah salah satu struktur komposit yang terdiri dari tabung baja yang diisi dengan beton. CFT memiliki kapasitas beban aksial besar, kekakuan tekanan, dan kapasitas deformasi yang tinggi sehingga banyak digunakan sebagai kolom di gedung tinggi (Abed, dkk, 2018). Saat ini, desain CFT digunakan di negara-negara khususnya Asia Timur dan Asia Tenggara dimana kedua wilayah tersebut termasuk area dengan aktivitas seismik yang tinggi. Kolom CFT menggabungkan keuntungan daktilitas dari struktur baja, dan kekakuan dari struktur beton. Kemampuan bangunan untuk bertahan pada saat gempa meningkat secara signifikan sebagai hasil dari penggunaan kolom CFT pada rangka bangunan (Krishan, dkk, 2016).

Beberapa manfaat CFT diantaranya adalah :

1. Tabung baja dapat digunakan sebagai bekisting untuk beton (Schneider, dkk, 2004)
2. Mengurangi intensitas pekerja dibagian produksi dikarenakan tidak adanya pekerjaan pembuatan bekisting dan penulangan. (Krishan, dkk., 2016).
3. Pelaksanaan konstruksi bangunan dapat berlangsung dengan cepat. Kolom dapat menahan beban dengan segera setelah instalasi (Krishan, dkk., 2016).

4. Kolom komposit menambahkan kekakuan secara signifikan pada rangka dibandingkan dengan konstruksi rangka baja tradisional (Schneider, dkk., 2004).

2.6 Pondasi

Pondasi adalah struktur bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan suatu bagian dari konstruksi yang berfungsi menahan gaya beban di atasnya. Pondasi dibuat menjadi satu kesatuan dasar bangunan yang kuat yang terdapat di bawah konstruksi. Pondasi dapat didefinisikan sebagai bagian paling bawah dari suatu konstruksi yang kuat dan stabil (solid). Dalam perencanaan pondasi untuk suatu struktur dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan pondasi berdasarkan fungsi bangunan atas (*upper structure*) yang akan dipikul oleh pondasi tersebut, besarnya beban, berat bangunan atas, keadaan tanah dimana bangunan tersebut akan didirikan, dan berdasarkan tinjauan dari segi ekonomi. Pondasi dapat digolongkan berdasarkan besar beban yang harus dipikul oleh pondasi. Penggolongan pondasi tersebut adalah pondasi dangkal dan pondasi dalam.

Pada perencanaan modifikasi Isabella Tower Grand Kamala Lagoon ini akan digunakan pondasi dalam yaitu pondasi tiang pancang. Pondasi tiang pancang adalah pondasi yang mampu menahan gaya orthogonal ke sumbu tiang dengan jalan menyerap lentura. Pondasi tiang pancang dibuat menjadi satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal tiang yang terdapat di bawah konstruksi, dengan tumpuan pondasi (Sosrodarsono dan Nakazawa, 2000).

Berbagai tipe pondasi tiang yang digunakan dalam konstruksi sangat tergantung pada beban yang bekerja pada pondasi tersebut. Jenis pondasi tiang dapat dibedakan terhadap cara tiang meneruskan beban yang diterima ke tanah dasar, yaitu :

1. *Point Bearing / End Bearing Pile* , yaitu bila ujung tiang mencapai tanah keras dengan kuat dukung tinggi, maka seluruh

beban yang dipikul oleh tiang akan diteruskan ke tanah dasar melalui ujung tiang.

2. *Friction Pile* , yaitu bila tiang dipancang pada tanah berbutir dengan nilai kuat gesek tinggi, maka beban yang diterima oleh tiang akan ditahan berdasarkan gesekan antara tiang dengan tanah sekeliling tiang.
3. *Cohesion Pile* , yaitu bila tiang dipancang pada tanah-tanah berbutir halus atau tanah lempung, maka beban yang akan diterima oleh tiang akan ditahan oleh perlekatan antara tiang dengan tanah sekeliling dan permukaan tiang.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

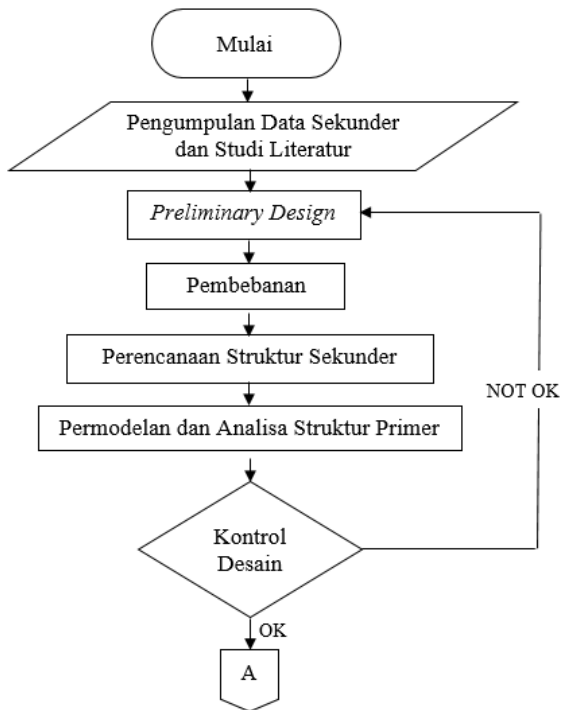
BAB III METODOLOGI

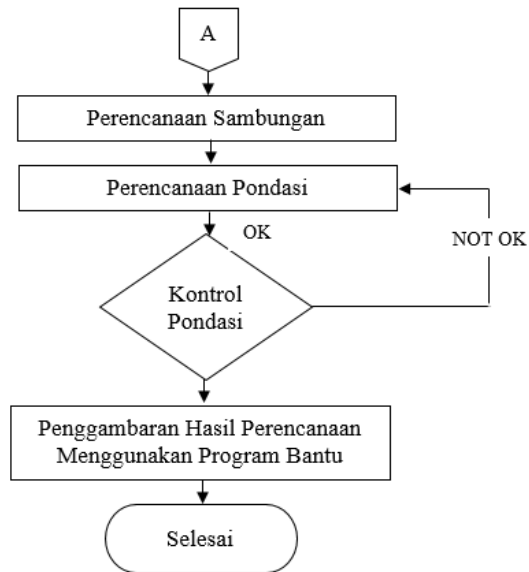
3.1 Umum

Perencanaan modifikasi menggunakan sistem *Eccentrically Braced Frames* (EBF) tentunya memiliki susunan langkah-langkah pengerjaan sesuai dengan tujuan yang diinginkan. Pada bab ini akan dijelaskan urutan pelaksanaan mulai dari pengumpulan data dan studi literatur sampai penyajian hasil analisa dalam gambar teknik.

3.2 Diagram Alir Perencanaan

Langkah-langkah yang dilakukan untuk perencanaan modifikasi ini adalah seperti yang terlihat pada Gambar 3.1.





Gambar 3.1 Diagram Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

Keterangan Gambar 3.1 :

- Kontrol Desain meliputi :
 - Kontrol partisipasi massa
 - Kontrol nilai akhir respon spektrum
 - Kontrol simpangan antar tingkat
 - Kontrol perhitungan elemen struktur primer
- Kontrol Pondasi meliputi :
 - Kontrol daya dukung tiang pancang

3.3 Data Perencanaan

Data-data umum Isabella Tower Grand Kamala Lagoon adalah sebagai berikut :

- Nama Gedung : Isabella Tower Grand Kamala Lagoon
- Lokasi : Bekasi
- Fungsi Bangunan : Apartemen

- Jumlah Lantai : 20 Lantai
- Tinggi Gedung : ± 64.45 m
- Struktur Utama : Struktur Beton Bertulang

Adapun pada tugas akhir ini akan merencanakan modifikasi menggunakan material baja dengan data-data sebagai berikut :

- Nama Gedung : Isabella Tower Grand Kamala Lagoon
- Lokasi : Bekasi
- Fungsi Bangunan : Apartemen
- Jumlah Lantai : 22 Lantai
- Tinggi Gedung : ± 64.45 m
- Struktur :
 1. Balok induk komposit baja beton
 2. Kolom komposit *Concrete Filled Steel Tube*
 3. Balok anak baja
- Sistem Struktur : *Eccentrically Braced Frames (EBF)*
- Rencana Pondasi : Tiang pancang

3.4 Studi Literatur

Dalam menunjang pengerjaan Tugas Akhir ini, maka dilakukan studi terhadap literatur yang berkaitan dengan perencanaan bangunan struktur baja komposit menggunakan rangka bresing eksentris. Dalam modifikasi perencanaan struktur Isabella Tower Grand Kamala Lagoon, Bekasi, digunakan beberapa peraturan atau standarisasi yang berlaku, yakni sebagai berikut :

1. SNI 1729-2015 (Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural)
2. SNI 03-1729-2002 (Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung)
3. SNI 03-1726-2012 (Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung)
4. SNI 2847-2013 (Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung)
5. PPIUG-1983 (Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung)

3.5 Preliminary Design

Pada pengerjaan tugas akhir, bangunan Isabella Tower Grand Kamala Lagoon Bekasi akan dimodifikasi menggunakan struktur bangunan baja dengan sistem *Eccentrically Braced Frames* (EBF) dan juga material *Concrete Filled-Steel Tube* (CFT). Pada tahap preliminary design dilakukan perkiraan dimensi awal dari elemen-elemen struktur gedung, penentuan bahan, serta material struktur.

3.6 Analisis Pembebanan

Dalam melakukan perencanaan dibutuhkan perhatian pada beban-beban yang terjadi pada bangunan tersebut. Sehingga diperlukan suatu pendekatan untuk mendekati keadaan sesungguhnya. Jenis-jenis beban yang terjadi pada struktur bangunan akan dijelaskan pada subbab 3.6.1 sampai 3.6.4.

3.6.1 Beban Mati

Berdasarkan SNI 1727-2013 Pasal 3.1.1 beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layanan terpasang lain termasuk berat keran. Untuk detail pembebanan beban mati akan digunakan peraturan PPIUG 1983.

Tabel 3.1 Beban Mati

Nama Bahan Bangunan dan Komponen Gedung	Berat Sendiri	
Bahan Bangunan :		
Baja	7.850	kg/m ³
Beton	2.200	kg/m ³
Beton Bertulang	2.400	kg/m ³
Komponen Gedung :		
Adukan, per cm tebal dari semen	21	kg/m ²
Aspal, per cm tebal	14	kg/m ²
Dinding pas. bata merah setengah batu	250	kg/m ²
Plafond	11	kg/m ²
Penggantung langit-langit	7	kg/m ²
Penutup lantai tanpa adukan, per cm tebal	24	kg/m ²

Sumber : PPIUG 1983

3.6.2 Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727-2013 Pasal 4.1 beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Kemudian menurut Pasal 4.3.1 beban hidup yang digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lain harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung, akan tetapi tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang ditetapkan dalam Tabel 4-1 SNI 1727-2013.

3.6.3 Beban Angin

Berdasarkan SNI 1727-2013 pasal 27.2.1 tahapan pengerjaan penentuan beban angin adalah sebagai berikut :

1. Menentukan kategori risiko bangunan gedung atau struktur lain (Tabel 1.4-1 SNI 1727-2013)
2. Menentukan kecepatan angin dasar, V , untuk kategori risiko yang sesuai (Pasal 26.5 SNI 1727-2013)

3. Menentukan parameter beban angin :
 - Faktor arah angin, K_d (Pasal 26.6 dan Tabel 26.6-1 SNI 1727-2013)
 - Kategori eksposur (Pasal 26.7 SNI 1727-2013)
 - Faktor topografi, K_{zt} , (Pasal 26.8 dan Tabel 26.8-1 SNI 1727-2013)
 - Faktor efek tiupan angin, G , (Pasal 26.9 SNI 1727-2013)
 - Klasifikasi tertutupan (Pasal 26.10 SNI 1727-2013)
 - Koefisien tekanan internal, GC_{pi} , (Pasal 26.11 dan Tabel 26.11-1 SNI 1727-2013)
4. Menentukan koefisien eksposur tekanan velositas, K_z atau K_h (Tabel 27.3-1 SNI 1727-2013)
5. Menentukan tekanan velositas, q atau q_h (Pasal 27.3.2 SNI 1727-2013)
6. Menentukan koefisien tekanan eksternal, C_p atau C_N (Pasal 27.4 SNI 1727-2013)
Menghitung tekanan angin, p (Pasal 27.4 SNI 1727-2013)

3.6.4 Beban Gempa

Beban gempa rencana ditetapkan berdasarkan respons spektrum dan berdasarkan peraturan SNI 03-1726-2012. Langkah-langkah perhitungannya adalah :

1. Menentukan Kategori Risiko Bangunan

SNI 03-1726-2012 menggolongkan kategori risiko berdasarkan jenis pemanfaatan bangunan. Penggolongan kategori risiko terdapat pada Tabel 3.2

Tabel 3.2 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

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

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

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

Sumber : Tabel 1 SNI 03-1726-2012

2. Menentukan I_e

Penentuan faktor keutamaan gempa (I_e) berdasarkan pada kategori risiko di tahap sebelumnya. Faktor keutamaan gempa terdapat pada Tabel 3.3

Tabel 3.3 Faktor Keutamaan Gempa

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

Sumber : Tabel 2 SNI 03-1726-2012

3. Menentukan Klasifikasi Situs

Tipe kelas situs harus ditetapkan sesuai dengan Tabel 3.4

Tabel 3.4 Klasifikasi Situs

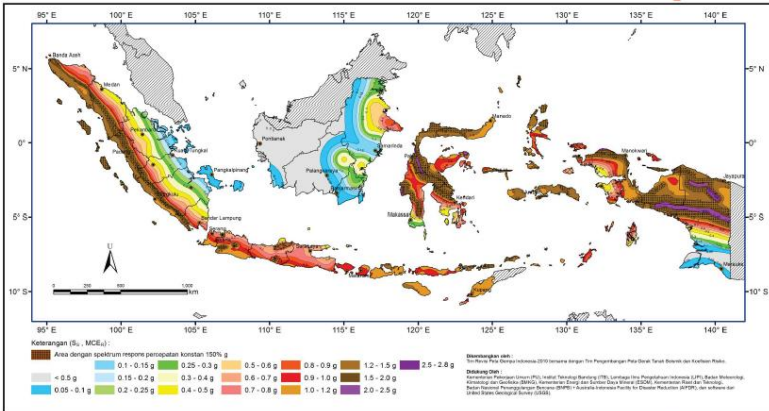
Kelas Situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500 m/s	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500 m/s	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750 m/s	>50	≥ 100 kN/m ²
SD (tanah sedang)	175 sampai 350 m/s	15-50	50 sampai 100 kN/m ²
SE (tanah lunak)	< 175 m/s	< 15	<50 kN/m ²
	Atau setiap profil tanah yang mengandung 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : Indeks plastisitas, $PI > 20$ Kadar air, $w \geq 40\%$		

	Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs	<p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat senditif, tnah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/ atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan $PI > 75$ - Lapisan lempung lunak/ setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u < 50$ kPa

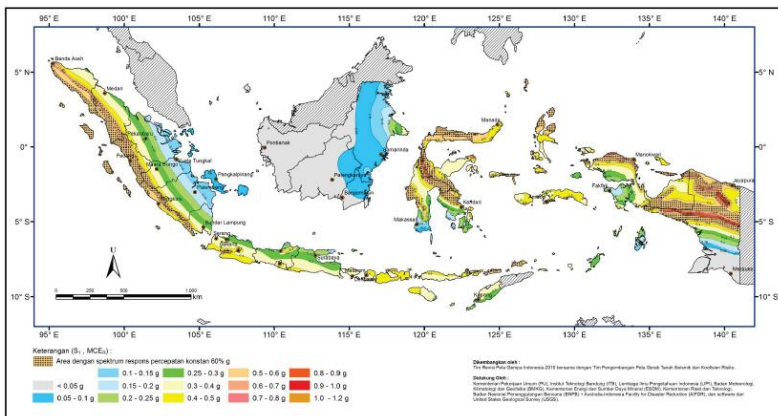
Sumber : Tabel 3 SNI 03-1726-2012

4. Menentukan S_s dan S_1

Parameter S_s adalah percepatan batuan dasar pada perioda pendek sedangkan S_1 adalah percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik. Kedua parameter tersebut diperoleh dari peta gempa pada Gambar 3.2 dan Gambar 3.3 yang bersumber dari SNI 03-1726-2012



Gambar 3.2 Parameter S_s pada Peta Gempa
(Sumber : Gambar 9 SNI 03-1726-2012)



Gambar 3.3 Parameter S_1 pada Peta Gempa
(Sumber : Gambar 10 SNI 03-1726-2012)

5. Menentukan Koefisien Situs F_a dan F_v

Untuk penentuan respon spektral percepatan gempa (MCE_R) di permukaan tanah diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0.2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda

pendek (F_a), dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v). Koefisien situs F_a terdapat pada Tabel 3.5, dan koefisien situs F_v terdapat pada Tabel 3.6

Tabel 3.5 Koefisien Situs F_a

Klasifikasi Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa MCE_R pada periode pendek				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	Lihat ketentuan pasal 6.10.1				
Catatan : Gunakan interpolasi linier untuk nilai-nilai antara S_s					

Sumber : Tabel 4 SNI 03-1726-2012

Tabel 3.6 Koefisien Situs F_v

Klasifikasi Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa MCE_R pada periode 1 s				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
F	Lihat ketentuan pasal 6.10.1				
Catatan : Gunakan interpolasi linier untuk nilai-nilai antara S_I					

Sumber : Tabel 5 SNI 03-1726-2012

6. Menghitung Nilai S_{MS} dan S_{M1}

Parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi stus, harus ditentukan dngan perumusan 3.1 dan 3.2 (Pasal 6.2 SNI 03-1726-2012).

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (3.1)$$

$$S_{M1} = F_v S_I \quad (3.2)$$

7. Menghitung Nilai S_{DS} dan S_{D1}

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek (S_{DS}) dan pada perioda 1 detik (S_{D1}) harus ditentukan melalui perumusan 3.3 dan 3.4 (Pasal 6.3 SNI 03-1726-2012).

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} \quad (3.3)$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1} \quad (3.4)$$

8. Menentukan Kategori Desain Seismik

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik. Penetapan kategori desain seismik berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya (S_{DS} dan S_{D1}). Kategori desain seismik ini ditentukan pada Tabel 3.7 dan Tabel 3.8.

Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda Pendek

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

Sumber : Tabel 6 SNI 03-1726-2012

Tabel 3.8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik

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

Sumber : Tabel 7 SNI 03-1726-2012

9. Memilih Faktor R, Cd, dan Ω_0

Faktor koefisien modifikasi respon (R), faktor amplifikasi defleksi (Cd), dan faktor koefisien kuat-lebih sistem (Ω_0) dapat dilihat pada Tabel 3.9.

Tabel 3.9 Faktor R, Cd, dan Ω_0 untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem Penahan Gaya Seismik	R	Ω_0	Cd	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur, h_n (m)				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2 ½	4	TB	TB	TB	TB	TB

Sumber : Tabel 9 SNI 03-1726-2012

10. Mengitung T_a

Perioda fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, harus ditentukan seperti pada persamaan 3.5 (Pasal 7.8.2.1 SNI 03-1726-2012)

$$T_a = C_t h_n^x \quad (3.5)$$

Keterangan :

h_n = tinggi struktur dalam meter, di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur

C_t dan x = koefisien parameter waktu getar perkiraan

Untuk nilai C_t dan x terdapat pada Tabel 3.10

Tabel 3.10 Nilai Parameter Perioda Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dengan rangka menahan 100% gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa :		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentrik	0,0731	0,75
Rangak baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber : Tabel 15 SNI 03-1726-2012

11. Menghitung T

Perioda fundamental struktur (T), tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u) pada Tabel 3.10 dan tidak boleh melebihi nilai T_a dari hasil perhitungan

sebelumnya. Nilai C_u terdapat pada SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.2.1 Tabel 14. Sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan perioda fundamental struktur (T), diijinkan secara langsung menggunakan perioda bangunan pendekatan (T_a).

12. Menghitung C_s

Koefisien respons seismik (C_s) harus ditentukan dengan persamaan 3.6 berikut :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.6)$$

Keterangan :

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain rentang perioda pendek (Langkah ke 7)

R = Faktor modifikasi respons (Tabel 3.1)

I_e = Faktor keutamaan gempa (Langkah ke 2)

Nilai C_s pada persamaan 3.6 tidak perlu melebihi persamaan 3.7

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.7)$$

Nilai C_s harus tidak kurang dari persamaan 3.8

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01 \quad (3.8)$$

Untuk struktur yang berlokasi dimana $SI \geq 0.6g$, C_s harus tidak kurang dari persamaan 3.9 :

$$C_s = \frac{0.5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.9)$$

Keterangan :

I_e dan R sebagaimana didefinisikan dalam langkah ke-2 dan ke-9, dan

S_{D1} = Parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda 1 detik (Langkah ke-7)

T = Periode fundamental struktur dalam satuan detik (Langkah ke-11)

S_I = Parameter percepatan spektrum respons maksimum (Langkah ke-4)

13. Menghitung V

Gaya dasar seismik (V), dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan 3.10 :

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

Keterangan :

C_s = Koefisien respon seismik (Langkah ke 12)

W = Berat seismik efektif struktur (Pasal 7.7.2 SNI 03-1726-2012)

14. Menghitung Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Gaya gempa lateral (F_x) (kN) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan 3.11 dan 3.12

$$F_x = C_{VX} V \quad (3.11)$$

$$C_{VX} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.12)$$

Keterangan :

C_{VX} = Faktor distribusi vertikal

V = Gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)

w_i dan w_x = Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan pada tingkat i atau x

h_i dan h_x = Tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x (m)

k = Eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai berikut :

- Untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 0.5 detik atau kurang, $k = 1$
- Untuk struktur yang mempunyai periode sebesar 2.5 detik atau lebih, $k = 2$

- Untuk struktur yang mempunyai perioda antara 0.5 dan 2.5 detik, k harus sebesar 2 atau harus dilakukan interpolasi linier

15. Menghitung Distribusi Horizontal Gaya Gempa

Distribusi horizontal gaya di tiap lantai (V_x) harus ditentukan dari persamaan 3.13

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i \quad (3.13)$$

Keterangan:

F_i = bagian dari geser dasar seismik (V) yang timbul di tingkat i (kN)

16. Melakukan Analisis Modal Respons Spektrum

Analisis modal respons spektrum dilakukan dengan menggambar grafik respons spektrum rencana ke dalam program analisis struktur. Grafik respon spektrum harus mengikuti Gambar 3.4 dan ketentuan di bawah ini

- Pada periode $T < T_0$, respon spektra percepatan (S_a) mengikuti persamaan 3.14

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.14)$$

- Pada periode $T_0 \leq T \leq T_s$, respon spektra percepatan, S_a , sama dengan S_{DS}

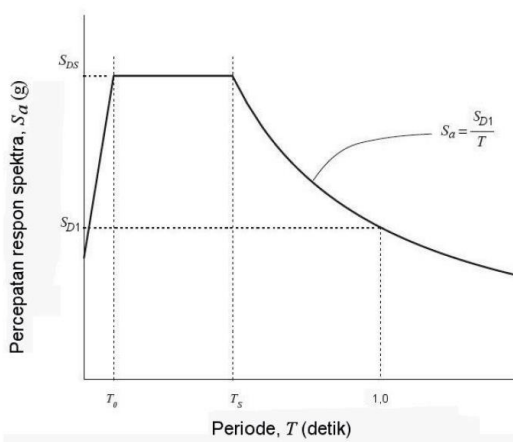
- Pada periode $T > T_s$, respon spektra percepatan (S_a) mengikuti persamaan 3.15

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.15)$$

Dengan :

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.16)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.17)$$



Gambar 3.4 Desain Grafik Respon Spektrum
(Sumber : Gambar 1 SNI 03-1726-2012)

3.6.5 Kombinasi Pembebanan

Struktur, komponen-elemen struktur dan elemen-elemen pondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi berikut (Pasal 4.2.2 SNI 03-1726-2012)

1. 1.4 D
2. 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr atau R)
3. 1.2 D + 1.6 (Lr atau R) + (L atau 0.5W)
4. 1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 (Lr atau R)
5. 1.2 D + 1.0 E + L
6. 0.9 D + 1.0 W
7. 0.9 D + 1.0 E

Keterangan :

- D = Beban mati
- L = Beban hidup
- Lr = Beban hidup atap
- R = Beban hujan
- W = Beban angin
- E = Beban gempa

3.7 Perencanaan Struktur Sekunder

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen struktur, penentuan bahan, material struktur, dan merencanakan dimensi profil yang akan digunakan.

3.7.1 Pelat Lantai

Direncanakan menggunakan pelat bondek sehingga pelat lantai didesain menjadi pelat satu arah

3.7.2 Balok Anak

Direncanakan dan dikontrol sesuai dengan persamaan 3.18 dan 3.19 (Pasal F-1 SNI 1729-2015)

$$\emptyset Mn \geq Mu \quad (3.18)$$

$$\emptyset Vn \geq Vu \quad (3.19)$$

Keterangan :

Mn = Momen nominal

Mu = Momen ultimate yang terjadi

Vn = Gaya geser nominal

Vu = Gaya geser ultimate yang terjadi

3.7.3 Tangga

Direncanakan dan dikontrol sesuai dengan persamaan 3.18 dan 3.19

3.7.4 Balok Penumpu Lift

Direncanakan dan dikontrol sesuai dengan persamaan 3.18 dan 3.19

3.8 Permodelan Struktur

Permodelan struktur dilakukan menggunakan program bantu yang direncanakan sebagai struktur ruang 3 dimensi untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada struktur rangka utama.

3.9 Kontrol Desain

Analisa struktur terhadap beban gempa dikontrol berdasarkan SNI 03-1726-2012

3.9.1 Kontrol Partisipasi Massa

Analisa harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus sekurang-kurangnya 90% (SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.1)

3.9.2 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85% dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0.85V/V_t$ (SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1)

3.9.3 Kontrol Simpangan Antar Tingkat

Simpangan antar tingkat rencana harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) harus ditentukan sesuai dengan persamaan 3.20 (SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.6). Sementara untuk perhitungan simpangan antar lantai ditunjukkan pada Gambar 3.5. Nilai simpangan antar lantai ini tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin (h_{xx}), yang terdapat pada SNI 03-1726-2012 Tabel-16

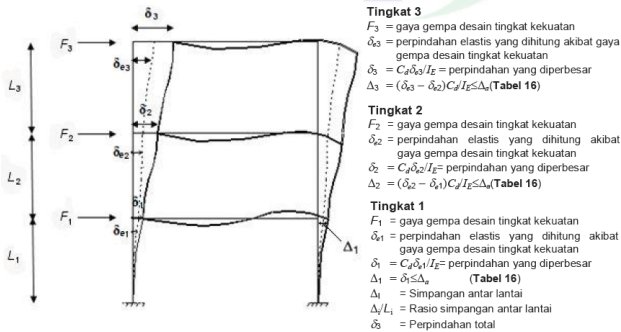
$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (3.20)$$

Keterangan :

C_d = faktor amplifikasi defleksi (SNI 03-1726-2012 Tabel-9)

δ_{xe} = defleksi

I_e = faktor keutamaan gempa



Gambar 3.5 Penentuan Simpangan Antar Lantai
 (Sumber : SNI 03-1729-2012 Gambar 5)

3.9.4 Kontrol Perhitungan Elemen Struktur Primer

3.9.4.1. Balok

Elemen balok direncanakan menggunakan profil baja IWF sesuai dengan ketentuan Tabel B4.1b SNI 1729-2015

1. Kontrol Penampang

Untuk sayap :

- Penampang kompak ($\lambda \leq \lambda_p$)

$$\lambda = \frac{bf}{2t_f} \quad (3.21)$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.22)$$

- Penampang tidak kompak ($\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$)

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.23)$$

Untuk badan :

- Penampang kompak ($\lambda \leq \lambda_p$)

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \quad (3.24)$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.25)$$

- Penampang tidak kompak ($\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$)

$$\lambda_r = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.26)$$

Keterangan :

- bf = lebar sayap
- tf = tebal sayap
- hw = tinggi badan
- tw = tebal badan
- Fy = kuat leleh profil baja

2. Kontrol Nominal Lentur Penampang

Balok yang menerima beban lentur Mu harus dikontrol agar tidak melebihi dari kekuatan nominal yang dimiliki balok itu sendiri

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.27)$$

Keterangan :

- Mu = Momen ultimate yang terjadi
- Mn = Momen nominal balok
- ϕ = Faktor reduksi = 0.9 (DFBK)
- DFBK = Desain Faktor Beban dan Ketahanan

a. Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal

Untuk penampang yang digunakan dalam perencanaan balok, kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal ditentukan berdasarkan Pasal F SNI 1729-2015

- Penampang kompak

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \quad (3.28)$$

- Penampang kompak

$$M_n = M_p - (M_p - 0,7F_y \cdot S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad (3.29)$$

- Penampang langsing

$$M_n = \frac{0,9Ek_c - S_x}{\lambda^2} \quad (3.30)$$

Keterangan :

$\lambda_{pf} = \lambda_p$, batas kelangsingan untuk sayap kompak

$\lambda_{rf} = \lambda_r$, batas kelangsingan untuk sayap tidak kompak

- b. Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lateral
Untuk kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lateral ditentukan berdasarkan Pasal F SNI 1729-2015

- Bentang pendek ($L_b \leq L_p$) :

Jika $L_b \leq L_p$, keadaan batas dari tekuk torsi-lateral tidak boleh diterapkan.

$$L_p = 1,76.r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.31)$$

Kapasitas lentur :

$$M_n = M_p \leq 1.5 M_y \quad (3.32)$$

- Bentang menengah ($L_p < L_b \leq L_r$) :

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 f_y} \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right) + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 f_y}{E}\right)^2}} \quad (3.33)$$

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2 S_x} \quad (3.34)$$

Kapasitas lentur :

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.35)$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c} \leq 2.3 \quad (3.36)$$

- Bentang panjang ($L_b > L_r$) :

Kapasitas lentur :

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (3.37)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (3.38)$$

Keterangan :

E = modulus elastis baja = 200000 MPa

J = konstanta torsi , mm⁴

S_x = modulus penampang elastis di sumbu x, mm³

h_o = jarak antara titip berat sayap, mm

M_{max} = momen maksimum dari bentang yang ditinjau

M_a = momen pada ¼ bentang yang ditinjau

M_b = momen pada ½ bentang yang ditinjau

M_c = momen pada ¾ bentang yang ditinjau

3. Kekuatan Lentur Balok Komposit dengan Penghubung Geser

Kekuatan lentur balok komposit dengan penghubung geser (*shear connector*) dibagi menjadi 2 yaitu :

a. Kuat lentur positif

Sesuai SNI 1729-2015 Pasal I3.2a , kekuatan lentur positif desain ($\phi_b M_n$), dan kekuatan lentur positif yang diizinkan harus ditentukan untuk keadaan batas leleh sebagai berikut :

$$\phi_b = 0.9$$

- Untuk $\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (3.39)

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

- Untuk $\frac{h}{t_w} > 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (3.40)

M_n harus ditentukan dari superposisi tegangan elastis, dengan memperhitungkan efek penopangan untuk keadaan batas leleh (momen leleh)

b. Kuat lentur negatif

Kekuatan lentur negatif tersedia harus ditentukan untuk penampang baja sendiri menurut persyaratan pada Bab F SNI 1729-2015, atau ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit, untuk keadaan batas leleh, dimana $\phi_b = 0.9$.

4. Kontrol kuat geser rencana

Kuat komponen struktur terhadap gaya geser dikontrol dengan pertidaksamaan 3.41. Ketentuan ini berdasarkan pada Pasal G2 SNI 1729-2015

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.41)$$

Keterangan :

V_u = Kuat geser berfaktor

V_n = Kuat geser nominal, hanya oleh pelat badan

ϕ = Faktor reduksi = 0.9 (DFBK)

DFBK = Desain Faktor Beban dan Ketahanan

Kekuatan geser nominal, V_n , dari badan tidak diperkaku atau diperkaku menurut keadaan batas dari pelelehan geser dan tekuk geser adalah seperti pada persamaan 3.42

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v \quad (3.42)$$

Untuk badan dari semua profil simetris ganda dan profil simetris tunggal serta kanal lainnya, kecuali PSB bundar, koefisien geser badan (C_v) ditentukan pada persamaan 3.43 sampai persamaan 3.47 :

- Bila : $\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$ (3.43)

Maka : $C_v = 1.0$

$$\bullet \text{ Bila : } 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (3.44)$$

$$\text{Maka : } C_v = \frac{1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad (3.45)$$

$$\bullet \text{ Bila : } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (3.46)$$

$$\text{Maka : } C_v = \frac{1.51 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} \quad (3.47)$$

Keterangan :

h = tinggi bersih pelat badan

A_w = luas penampang pelat badan (d.t.w) , mm²

t_w = tebal pelat badan

E = modulus elastis = 200000 MPa

Koefisien tekuk geser pelat badan (k_v) ditentukan sebagai berikut :

- Untuk badan tanpa pengaku transversal dan dengan $h/t_w < 260$:

$$k_v = 5$$

- Untuk badan dengan pengaku transversal :

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (3.48)$$

$$= 5 \text{ bila } a/h > 3.0 \text{ atau } a/h > \left(\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}\right)^2$$

a = jarak bersih antara pengaku transversal

Sedangkan untuk balok komposit, yaitu balok yang terdiri dari profil baja dan beton digabung bersama untuk memikul beban lentur, memiliki prinsip dasar perhitungan antara lain :

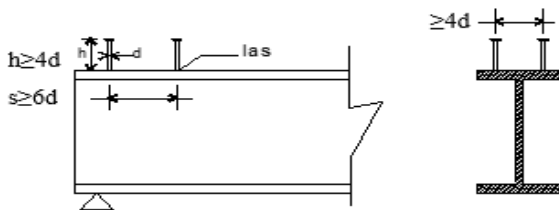
- Distribusi tegangan plastis pada daerah momen positif balok
 - Tegangan tekan pada beton = $0,85 f_c'$ → merata
 - Tegangan pada baja = f_y → tarik atau tekan : merata
- Distribusi tegangan plastis pada daerah momen negatif balok
 - Tegangan tarik pada beton = 0
 - Tegangan tarik pada tulangan = f_{yr}

- Tegangan pada baja = $f_y \rightarrow$ tekan atau tarik: merata.
- Distribusi tegangan elastis \rightarrow distribusi linear
- Tegangan maximum tekan pada beton = $0,85 f_c'$
- Tegangan maximum pada baja = $f_y \rightarrow$ tekan atau Tarik

5. *Shear Connector*

a. Kekuatan *shear-connector* stud (paku)

$$Q_n = 0,5 A_{sc} (\sqrt{f_c'} \cdot E_c) r_s \leq A_{sc} \cdot f_u \quad (3.49)$$



Gambar 3.6 Potongan Balok dengan Penghubung Geser Stud

Keterangan :

$r_s = 1.00$ untuk pelat beton biasa

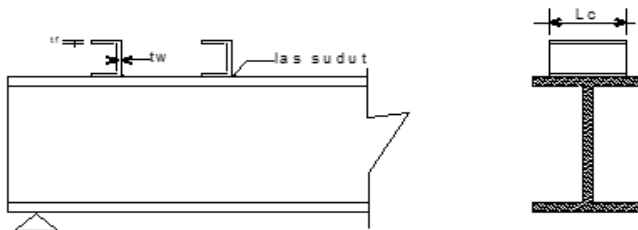
$r_s \leq 1.00$ untuk dek baja gelombang

A_{sc} = luas penampang *shear connector*

E_c = modulus elastis beton

b. Kekuatan *shear-connector* baja kanal

$$Q_n = 0,3 (t_f + 0,5 t_w) L_c \sqrt{f_c'} \cdot E_c \quad (3.50)$$



Gambar 3.7 Potongan Balok dengan Penghubung Geser Baja Kanal

c. Jumlah *Shear-Connector* yang dibutuhkan

$$n = \frac{V_h}{Q_n} \quad (3.51)$$

Keterangan :

V_h = gaya geser horizontal pada bidang kontak antara balok baja dan pelat beton yang harus ditransfer shear connector.

- Pada daerah momen positif

Gaya geser horizontal total pada daerah $M=0$ dan $M(+)$ maksimum adalah nilai terkecil dari :

- 1) $0.85 f_c' A_c$ → beton
- 2) $A_s \cdot f_y$ → profil baja
- 3) ΣQ_n → *shear connector*

- Pada daerah momen negatif

Gaya geser horizontal total pada daerah $M=0$ dan $M(-)$ maksimum adalah nilai terkecil dari :

- 1) $A_r \cdot f_{yr}$
- 2) ΣQ_n

Keterangan :

A_r = tulangan tarik pada pelat beton

F_{yr} = tegangan leleh tulangan

Pada balok komposit penuh, gaya geser horizontal total V_h ditentukan oleh kapasitas tekan beton atau kapasitas tarik profil baja / tulangan baja. Pada balok komposit parsial, gaya geser horizontal V_h ditentukan oleh kapasitas penghubung geser (nilai ΣQ_n).

3.9.4.2 Kolom

Pada perencanaan kolom struktur utama akan digunakan kolom komposit baja berisi beton (CFT) yang menerima gaya kombinasi normal dan lentur.

1. Kriteria untuk Kolom Komposit Bagi Struktur Tekan

- Kontrol luas penampang minimum profil baja (persamaan 3.52)

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 1\% \quad (3.52)$$

- Kontrol tebal minimum penampang baja berongga yang diisi beton (persamaan 3.53)

$$t \geq b \times \sqrt{\frac{f_y}{3e}} \quad (3.53)$$

2. Kuat Nominal Tekan Kolom Komposit CFT

Ketentuan klasifikasi penampang komposit terisi beton terdapat pada SNI 1729-2015. Batasan rasio lebar terhadap ketebalan maksimum dari elemen baja akan diklasifikasikan pada persamaan 3.54 sampai 3.57 (SNI 1729-2015 Pasal II.4) :

- Penampang kompak ($\lambda < \lambda_p$)

$$\lambda = \frac{b}{t} \quad (3.54)$$

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.55)$$

- Penampang tidak kompak ($\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$)

$$\lambda_r = 3.00 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.56)$$

- Penampang langsing ($\lambda_r < \lambda$)

$$\lambda_{max} \text{ yang diizinkan} = 5.00 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.57)$$

Kekuatan tekan yang tersedia dari komponen struktur komposit terisi beton simetris ganda yang dibebani secara aksial harus ditentukan seperti pada SNI 1729-2015 Pasal I2.2b :

- Penampang kompak ($\lambda < \lambda_p$)

$$P_{no} = P_p \quad (3.58)$$

Keterangan :

$$P_p = F_y A_s + C_2 f_c' \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (3.59)$$

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

- Penampang tidak kompak ($\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$)

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (3.60)$$

Keterangan :

λ , λ_p , dan λ_r adalah rasio kelangsingan yang ditentukan dari persamaan 3.54 sampai persamaan 3.57.

P_p ditentukan dari persamaan 3.59

$$P_y = F_y A_s + 0.7 f_c' \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (3.61)$$

- Penampang langsing ($\lambda_r < \lambda$)

$$P_{no} = F_{cr} A_s + 0.7 f_c' \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (3.62)$$

Keterangan :

$$F_{cr} = \frac{9E_s}{\left(\frac{l}{r}\right)^2} \quad \text{untuk penampang persegi diisi beton} \quad (3.63)$$

Kekakuan efektif penampang komposit, EI_{eff} , untuk semua penampang harus :

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (3.64)$$

Keterangan :

$C_3 =$ koefisien untuk perhitungan kekakuan efektif komponen struktur tekan komposit diisi beton

$$= 0.6 + 2 \left[\frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.9 \quad (3.65)$$

3. Amplifikasi Momen

Kekuatan lentur orde kedua yang diperlukan, M_r , dan kekuatan aksial, P_r , dari semua komponen struktur harus ditentukan sebagaimana persamaan 3.66 dan 3.67 (SNI 1729-2015 Lampiran 8) :

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (3.66)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad (3.67)$$

Keterangan :

B_1 = pengali untuk menghitung efek P- δ , ditentukan untuk setiap komponen struktur yang menahan tekan dan lentur

B_2 = pengali untuk menghitung efek P- δ , ditentukan untuk setiap tingkat dari struktur

M_{lt} = momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK, akibat hanya translasi lateral struktur

M_{nt} = momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK, dengan struktur dikekang melawan translasi lateral

M_r = kekuatan lentur orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

P_{lt} = gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK, akibat hanya translasi lateral struktur

P_{nt} = gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK, dengan struktur dikekang melawan translasi lateral

P_r = kekuatan aksial orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

- Pengali B_1 untuk efek P- δ

Pengali B_1 untuk setiap komponen struktur yang menahan tekan dan setiap arah dari lentur komponen struktur dihitung menggunakan pertidaksamaan 3.68

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_r / P_{e1}} \geq 1 \quad (3.68)$$

Keterangan :

α = 1 (DFBK)

C_m = koefisien dengan asumsi tanpa translasi lateral dari portal pada persamaan 3.69

$$= 0.6 - 0.4 (M_1/M_2) \quad (3.69)$$

P_{el} = kekuatan tekuk kritis elastis komponen struktur dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi tanpa translasi lateral pada ujung-ujung komponen struktur. P_{el} dihitung menggunakan persamaan 3.70

$$= \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad (3.70)$$

Keterangan :

E = modulus elastis baja = 200000 MPa

I = momen inersia dalam bidang lentur

L = panjang komponen struktur

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

- Pengali B_2 untuk efek P- δ

Pengali B_2 untuk setiap tingkat dan setiap arah dari translasi lateral dihitung menggunakan perumusan 3.71

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e story}}} \geq 1 \quad (3.71)$$

Keterangan :

α = 1 (DFBK)

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

$P_{e story}$ = kekuatan tekuk kritis elastis untuk tingkat pada arah translasi yang diperhitungkan, ditentukan dengan perumusan 3.72

$$P_{e story} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} \quad (3.72)$$

Keterangan :

$R_m = 1 - 0.15 (P_{mf}/P_{story})$

L = tinggi tingkat

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 menghitung Δ_H

4. Kontrol Kekakuan Portal

Faktor kekakuan akibat adanya batang lentur yang merangka ke batang tekan (G) suatu komponen struktur pada rangka portal dapat ditentukan seperti pada perumusan 3.73 (SNI 03-1729-2002 Pasal 7.6.3.3)

$$G = \frac{\Sigma \left(\frac{I}{L}\right)_c}{\Sigma \left(\frac{I}{L}\right)_b} \quad (3.73)$$

Keterangan :

I_c = momen inersia kolom

L_c = panjang kolom

I_b = momen inersia balok

L_b = panjang balok

Ketentuan :

- Kolom dengan perletakan sendi (tidak kaku) $G \geq 10$
- Kolom dengan perletakan jepit (kaku) $G \geq 1$

5. Momen Nominal

Balok yang menerima beban lentur M_u harus dikontrol agar tidak melebihi dari kekuatan nominal yang dimiliki balok itu sendiri.

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.74)$$

Keterangan :

M_n = momen nominal balok

M_u = momen ultimate yang terjadi

ϕ = faktor tahanan = 0.9

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

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (3.75)$$

$$\lambda p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (3.76)$$

$$\lambda r = 1,40 \times \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (3.77)$$

Untuk komponen struktur berpenampang kotak/persegi

- Untuk penampang kompak

$$Mn = Mp = fy \cdot Z \quad (3.78)$$

- Untuk penampang tidak kompak

$$Mn = Mp - (Mp - fyS) \left[3.57 \frac{b}{tf} \sqrt{\frac{fy}{E}} - 4 \right] \leq Mu \quad (3.79)$$

- Untuk penampang langsing

$$Mn = fy Se \quad (3.80)$$

Keterangan :

Se = modulus penampang efektif yang ditentukan dengan lebar efektif be , dari sayap yang diambil sebesar :

$$be = 1.92tf \sqrt{\frac{E}{fy}} \left(1 - \frac{0.38}{b/tf} \sqrt{\frac{E}{fy}} \right) \leq b \quad (3.81)$$

6. Persamaan Interaksi Aksial Momen

Interaksi beban aksial tekan dan lentur pada bidang simetris komponen struktur komposit ditentukan dengan perumusan 3.82 dan 3.83 (SNI 1729-2015 Pasal H1)

- Bila $\frac{Pr}{Pc} \geq 0.2$

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (3.82)$$

- Bila $\frac{Pr}{Pc} < 0.2$

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (3.83)$$

Keterangan :

P_r = kekuatan aksial-perlu menggunakan kombinasi beban DFBK

P_c = kekuatan aksial desain

$$= \phi_c P_n \quad (3.84)$$

M_r = kekuatan lentur perlu menggunakan kombinasi beban DFBK

$$M_c = \text{kekuatan lentur desain} \\ = \phi_b M_n \quad (3.85)$$

x = indeks sehubungan dengan sumbu kuat lentur

y = indeks sehubungan dengan sumbu lemah lentur

3.9.4.3 Link Beam

Link adalah bagian dari balok yang direncanakan untuk mendisipasi energi pada saat terjadi gempa. Ketentuan desain elemen *link* terdapat pada SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2

1. *Link* harus memenuhi perbandingan lebar terhadap tebal sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Tabel 15.7-1.
2. Tegangan leleh bahan baja yang digunakan pada *link* tidak boleh melebihi 350 MPa
3. Pelat badan dari *link* harus berupa pelat tunggal tanpa pelat pengganda dan tanpa penetrasi.
4. Kecuali diatur pada butir 15.13.2.6 SNI 03-1729-2002 (poin ke-6) kuat geser rencana *link* (ϕV_n) harus lebih besar daripada kuat geser perlu V_u , dengan :

V_n = kuat geser nominal *link*, diambil paling kecil dari V_p atau $2M_p/e$

$$V_p = 0.6 f_y (d - 2t_f) t_w \quad (3.86)$$

$$\phi = 0.9$$

e = panjang link

5. Apabila beban aksial terfaktor pada *link* (N_u) melebihi $0.15 N_y$, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana *link* perlu diperhitungkan

$$N_y = A_g f_y \quad (3.87)$$

6. Apabila beban terfaktor pada *link* (N_u) melebihi $0.15 N_y$ ketentuan tambahan berikut harus dipenuhi :

- Kuat geser rencana *link* harus ditentukan sebagai nilai terkecil dari ϕV_{pa} atau $2 \phi M_{pa}/e$, dengan :

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - (N_u/N_y)^2} \quad (3.88)$$

$$M_{pa} = 1.18M_p [1 - (N_u/N_y)] \quad (3.89)$$

$$\phi = 0.9$$

- Panjang *link* tidak boleh melebihi :

- Untuk $\rho' (A_w/A_g) \geq 0.3$
 $[1.15 - 0.5 \rho' (A_w/A_g)] 1.6 M_p / V_p \quad (3.90)$

- Untuk $\rho' (A_w/A_g) < 0.3$
 $1.6 M_p / V_p \quad (3.91)$

Keterangan :

$$A_w = (d_b - 2t_f) t_w \quad (3.92)$$

$$\rho' = N_u/V_u \quad (3.93)$$

7. Sudut rotasi link adalah sudut inelastis antara *link* dan bagian balok di luar *link* pada saat simpangan antar lantai sama dengan simpangan antar lantai rencana (Δ_M). Sudut rotasi tidak boleh melebihi harga-harga berikut :

- 0.08 radian untuk $e \leq 1.6 M_p/V_p \quad (3.94)$

- 0.02 radian untuk $e \leq 2.6 M_p/V_p \quad (3.95)$

- Interpolasi linier untuk nilai e yang berada diantara keduanya.

3.9.4.4 Batang Bresing dan Balok di Luar *Link*

Kuat kombinasi-aksial-dan-lentur perlu batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1.25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar $1.25R_yV_n$, dengan V_n ditentukan sesuai dengan Butir 15.13.2 (SNI 03-1729-2002). Kuat rencana batang bresing, seperti ditentukan pada Butir 11 (SNI 03-1729-2002), harus lebih besar daripada kuat perlu yang disebutkan di atas. Balok di luar *link* harus direncanakan memenuhi ketentuan, yaitu :

1. Kuat perlu balok yang terletak di luar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh paling tidak 1.1 kali kuat geser nominal *link* sebesar R_yV_n , dengan V_n ditentukan sesuai dengan Butir 15.13.2 (SNI 03-1729-2002) kuat rencana

balok di luar *link* ini dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan Butir 8 (SNI 03-1729-2002) dan mengalikannya dengan faktor R_y .

2. Bila diperlukan, balok di luar *link* harus direncanakan menggunakan pengekang lateral untuk menjaga kestabilan balok. Pengekang lateral harus direncanakan pada kedua pelat sayap balok (atas dan bawah), dan masing-masing pengekang lateral harus mempunyai kuat perlu sebesar paling sedikit 2% dari kuat nominal pelat sayap balok sebesar $f_y b_f t_f$.

Pada sambungan antara batang bresing dan balok diujung *link*, pertemuan as batang bresing dan as balok harus terletak di ujung *link* atau di dalam *link*. kuat perlu sambungan batang bresing-ke-balok, pada ujung *link* dari batang bresing harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing seperti yang ditentukan pada Butir 15.13.6.1 (SNI 03-1729-2002). Tidak ada bagian dari sambungan ini yang boleh melampaui panjang *link*. apabila batang bresing memikul sebagian momen ujung *link* maka sambungan harus direncanakan sebagai sambungan kaku.

3.10 Perencanaan Sambungan

Perencanaan sambungan dilakukan dengan menggunakan sambungan baut dan sambungan las. Pada perencanaan sambungan menggunakan ketentuan dari SNI 1729-2015 Pasal J

3.10.1 Sambungan Baut

1. Jarak Pemasangan Baut

Jarak baut dari as ke as, dan jarak baut ke tepi pelat ditentukan pada SNI 1729-2015 Pasal J3.

- Spasi minimum : Jarak antara pusat-pusat standar, ukuran-berlebih, atau lubang-lubang slot tidak boleh kurang dari $2 \frac{2}{3}$ kali dari diameter nominal, d , dari pengencang, atau dapat diambil $3d$

- Jarak tepi minimum : jarak dari pusat lubang standar ke suatu tepi dari suatu bagian yang disambung pada setiap arah tidak boleh kurang dari nilai yang berlaku pada SNI 1729-2015 Tabel J3.4 atau Tabel J3.4M. persyaratan selanjutnya terdapat dalam SNI 1729-2015 Pasal J3.10

Tabel 3.11 Jarak Tepi Minimum

Diameter Baut (mm)	Jarak Tepi Minimum
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Di atas 36	1.25d

Sumber : SNI 1729-2015 Tabel J3.4M

- Spasi maksimum dan jarak tepi : jarak maksimum dari pusat setiap baut ke tepi terdekat dari bagian-bagian dalam kontak harus 12 kali ketebalan dari bagian yang disambung akibat perhitungan, tetapi tidak boleh melebihi 6 in. (150 mm). Spasi longitudinal pengencang antara elemen-elemen yang terdiri dari suatu pelat dan suatu profil atau dua pelat pada kontak menerus untuk komponen struktur dicat atau komponen struktur tidak dicat yang tidak menahan korosi, spasi tersebut tidak boleh melebihi 24 kali ketebalan dari bagian tertipis atau 12 in. (305 mm). Sedangkan untuk komponen struktur tidak dicat dari baja yang berhubungan dengan cuaca yang menahan korosi atmosferic, spasi tidak boleh melebihi 14 kali ketebalan dari bagian tertipis 7in. (180mm).

2. Kombinasi Gaya Tarik dan Geser dalam Sambungan Tipe Tumpuan

Kekuatan tarik yang tersedia dari baut yang menahan kombinasi gaya tarik dan geser harus ditentukan sesuai dengan keadaan batas dari keruntuhan geser

$$R_u \leq \phi R_n \quad (3.96)$$

$$R_n = F'_m A_b \quad (3.97)$$

Keterangan :

F'_m = tegangan tarik nominal yang dimodifikasi mencakup efek tegangan geser (MPa)

$$F'_m = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt} \quad (3.98)$$

F_{nt} = tegangan tarik nominal dari SNI 1729-2015 Tabel J3.2

F_{nv} = tegangan geser dari SNI 1729-2015 Tabel J3.2

f_{rv} = tegangan geser yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

ϕ = 0.75 (DFBK)

A_b = luas badan baut tidak berulir nominal atau bagian berulir

3. Kekuatan Elemen dalam Geser

Kekuatan geser yang tersedia dari elemen yang dipengaruhi dan elemen yang disambung dalam geser harus nilai yang terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas dari pelelehan geser dan keruntuhan geser:

- Untuk pelelehan geser dari elemen :

$$R_n = 0.60 F_y A_{gv} \quad (3.99)$$

Keterangan :

A_{gv} = luas bruto yang menahan geser

ϕ = 1.00

- Untuk keruntuhan geser dari elemen :

$$R_n = 0.60 F_u A_{nv} \quad (3.100)$$

Keterangan :

A_{nv} = luas netto yang menahan geser

ϕ = 0.75

4. Kekuatan Geser Blok

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

$$R_n = 0.60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (3.101)$$

Keterangan :

A_{nt} = luas netto yang menahan gaya tarik

$U_{bs} = 1$, apabila tegangan tarik merata

$U_{bs} = 0.5$, apabila tegangan tarik tidak merata

3.10.2 Sambungan Las

Berdasarkan SNI 1729-2015 Pasal J2.4, kekuatan desain, ϕR_n harus merupakan nilai terendah dari kekuatan material dasar yang ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan tarik dan keruntuhan geser dan kekuatan logam las yang ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan berikut ini:

- Untuk Logam Dasar

$$R_n = F_{nBM} A_{BM} \quad (3.102)$$

- Untuk Logam Las

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad (3.103)$$

Keterangan :

F_{nBM} = tegangan nominal dari logam dasar, ksi (MPa)

F_{nw} = tegangan nominal dari logam las, ksi (MPa)

A_{BM} = luas penampang logam dasar, in². (mm²)

A_{we} = luas efektif las, in² (mm²)

3.11 Perencanaan Pondasi

Pondasi umumnya berlaku sebagai elemen struktur pendukung bangunan yang paling bawah yang berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Dalam perencanaan ini, pondasi yang akan digunakan adalah pondasi tiang pancang dengan data tanah yang digunakan untuk perencanaan daya dukung didapat dari hasil SPT (*Standart Penetration Test*). Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung izin

tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

3.11.1 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Perencanaan struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Data tanah yang digunakan adalah data SPT (*Standart Penetration Test*). Untuk perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal terdapat dua keadaan yang menentukan yaitu kekuatan bahan, dan kekuatan tanah.

$$Q_L = Q_P + Q_S \quad (3.104)$$

Keterangan :

Q_L = daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_P = daya dukung pada dasar pondasi

Q_S = daya dukung akibat tekanan lateral

$$Q_P = \alpha q_p A_p = \alpha (\check{N}_p K) A_p \quad (3.105)$$

Keterangan :

q_p = tegangan di ujung tiang (*base coefficient*)

A_p = luas penampang dasar tiang

\check{N}_p = harga rata-rata SPT di sekitar 4D atas hingga 4D bawah dasar tiang pondasi. (D = diameter pondasi)

K = koefisien karakteristik tanah :

- 12 t/m², untuk lempung
- 20 t/m², untuk lanau berlempung
- 25 t/m², untuk lanau berpasir
- 40 t/m², untuk pasir

$$Q_S = \beta q_s A_s = \beta (\check{N}_s/3 + 1) A_s \quad (3.106)$$

Keterangan :

β = *shaft coefficient*

q_s = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

A_s = luas selimut tiang

\check{N}_s = harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan $3 \leq N \leq 50$

Tabel 3.12 Koefisien harga α dan β

Pile / Soil	Clay		Intermediate Soil		Sands	
	α	β	α	β	α	β
1. Driven Pile	1	1	1	1	1	1
2. Bored Pile	0.85	0.80	0.60	0.65	0.50	0.50
3. Injected Pile	1	.	1	3	1	3

3.11.2 Perencanaan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Untuk kasus daya dukung grup pondasi harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (C_e)

$$Q_{L(\text{group})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} n C_e \quad (3.107)$$

Keterangan :

n = jumlah tiang dalam grup

C_e = koefisien efisiensi

$Q_{L(\text{group})}$ = daya dukung tiang pancang kelompok

$Q_{L(1 \text{ tiang})}$ = daya dukung 1 tiang pancang

Untuk menghitung koefisien efisiensi C_e , digunakan cara *Converse-Labarre* :

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{s}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (3.108)$$

Keterangan :

ϕ = diameter tiang pondasi

s = jarak as ke as antar tiang dalam grup

m = jumlah baris tiang dalam grup

n = jumlah kolom tiang dalam grup

$C_e = 0.9 - 1.0$ (untuk jarak antar tiang pancang $\geq 3 \phi$)

Bila di atas 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 seperti pada persamaan 3.109.

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{My x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{Mx y_{max}}{\Sigma y^2} \quad (3.109)$$

Keterangan :

P_v = beban vertikal ekivalen

V = beban vertikal dari kolom

n = banyaknya tiang dalam group

M_y = momen terhadap sumbu y

M_x = momen terhadap sumbu x

x_{max} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

y_{max} = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

Σx^2 = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

Σy^2 = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

3.11.3. Perencanaan Tebal Poer

Kuat geser nominal beton harus lebih besar dari gaya geser pons untuk memenuhi persyaratan perencanaan tebal poer yang diambil terkecil pada persamaan 3.110 dan 3.111

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \frac{1}{6} b_o d \sqrt{f'c} \quad (3.110)$$

$$V_c = \frac{1}{3} b_o d \sqrt{f'c} \quad (3.111)$$

Keterangan :

β = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

b_o = keliling dari penampang kritis

$$b_o = 4 (0.5d + b \text{ kolom} + 0.5d) \quad (3.112)$$

Untuk memenuhi syarat akan kebutuhan tebal poer dapat menggunakan perumusan 3.113

$$\phi V_c > V_u \quad (3.113)$$

Keterangan :

$$\phi = 0.75$$

V_c = kuat geser pons beton

V_u = gaya geser akibat kolom

3.11.4. Perencanaan Penulangan Lentur

Perencanaan tulangan lentur berdasarkan M_u yang terjadi akibat tiang pancang terhadap muka kolom dengan perhitungan seperti pada persamaan 3.114 sampai 3.117.

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} \quad (3.114)$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} \quad (3.115)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \quad (3.116)$$

$$A_s = \rho b d \quad (3.117)$$

$\rho_{min} = 0.002$ (untuk $f_y = 240$ MPa)

$\rho_{min} = 0.0018$ (untuk f_y selain 240 MPa)

3.12 Penggambaran Gambar Teknik

Hasil perencanaan struktur akan diilustrasikan dalam bentuk gambar teknik dengan menggunakan program bantu AutoCAD

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

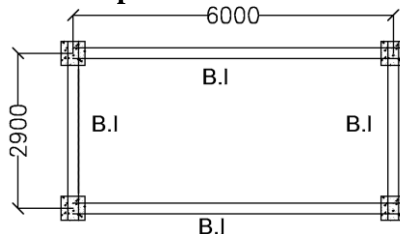
4.1 Perencanaan Struktur Sekunder

4.1.1 Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Gedung

Perencanaan pelat lantai pada gedung ini menggunakan bantuan tabel perencanaan praktis dari PT. 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 $F'c$ 35 MPa
- Bondex menggunakan tebal 0.75 mm
- Mutu baja tulangan U-48 ($f_y = 4800 \text{ kg/cm}^2$)
- Bondex dengan satu baris penyangga

4.1.1.1 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 (PPIUG 1983) :

- Berat aspal (2cm) : $2 \times 14 = 28 \text{ kg/m}^2$
 - Berat plafon + penggantung : $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
 - Berat ducting & plumbing $= 25 \text{ kg/m}^2$
- $q_D = 71 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup (SNI 1727-2013)

- Lantai atap $= 0.96 \text{ kN/m}^2$
- $q_L = 97.89 \text{ kg/m}^2$

Beban Berguna :

- $Q_u = q_D + q_L = 71 + 97.89 = 168.893 \text{ kg/m}^2 \approx 200 \text{ kg/m}^2$

Data-data perencanaan pelat bondex

- Bentang $= 2.9 \text{ m} \approx 3 \text{ m}$
- Beban berguna $= 200 \text{ kg/m}^2$

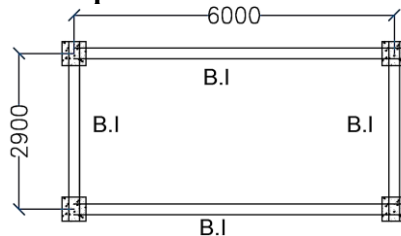
Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif $A_s = 2.51 \text{ cm}^2/\text{m}$ menggunakan satu baris penyangga.

- Luas penampang kawat $= 2.51 \times \frac{4800}{5000} = 2.410 \text{ cm}^2$
- Dari Tabel Wiremesh produksi PT. Union Metal didapatkan tulangan M7-150 mm ($A_s = 2.57 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Tabel 4. 1 Rekapitulasi Penulangan Pelat Atap

Bentang (m)	Tebal (cm)	Tulangan yang Digunakan	Tiang Penyangga
2.9	9	M7-150	Satu baris penyangga
2.3	9	M7-150	Tanpa Penyangga
1.75	9	M7-150	Tanpa Penyangga
2	9	M7-150	Tanpa Penyangga

4.1.1.2 Pelat Lantai Apartemen



Gambar 4. 2 Pelat Lantai Apartemen

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

Beban Mati (PPIUG 1983) :

- Berat spesi (1cm) = 21 kg/m²
 - Berat plafon + penggantung : 11 + 7 = 18 kg/m²
 - Berat keramik (1cm) = 24 kg/m²
 - Berat ducting & plumbing = 25 kg/m² +
- q_D = 88 kg/m²

Beban Hidup (SNI 1727-2013)

- Lantai apartemen = 1.92 kN/m²
- q_L = 195.785 kg/m²

Beban Berguna :

- Qu = q_D + q_L = 88 + 195.785 = 283.785 kg/m² ≈ 300kg/m²

Data-data perencanaan pelat bondex

- Bentang = 2.9 m ≈ 3 m
- Beban berguna = 300 kg/m²

Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif As = 3.07 cm²/m menggunakan satu baris penyangga.

- Luas penampang kawat = $3.07 \times \frac{4800}{5000} = 2.947 \text{ cm}^2$
- Dari Tabel Wiremesh produksi PT. Union Metal didapatkan tulangan M7-125 mm (As = 3.08 cm²/m)

Tabel 4. 2 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai Apartemen

Bentang (m)	Tebal (cm)	Tulangan yang digunakan	Tiang Penyangga
2.9	9	M7-125	Satu baris penyangga
2.3	9	M7-125	Tanpa penyangga
1.75	9	M7-125	Tanpa penyangga
2	9	M7-125	Tanpa penyangga

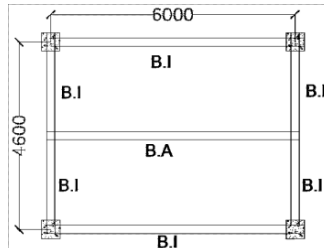
4.1.2 Perencanaan Balok Anak

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.

4.1.2.1 Balok Anak Lantai Atap

Balok anak yang terletak pada atap direncanakan menggunakan profil WF 300 x 200 x 8 x 12 dengan data-data sebagai berikut :

W	=	56.8	kg/m	i_y	=	4.71	cm
A	=	72.38	cm ²	I_x	=	11300	cm ⁴
tw	=	8	mm	I_y	=	1600	cm ⁴
tf	=	12	mm	h	=	234	mm
d	=	294	mm	bf	=	200	mm
r	=	18	mm	f_y	=	250	MPa
Z_x	=	823	cm ³	f_u	=	410	MPa
S_x	=	771	cm ³				



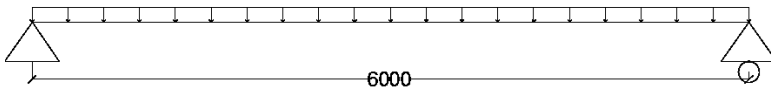
Gambar 4. 3 Balok Anak Lantai Atap

a. Pembebanan pada balok anak lantai atap

- Beban mati :

Berat pelat bondek	=	10.1 kg/m ²
Berat aspal (2cm)	=	28 kg/m ²
Berat beton (9cm)	=	216 kg/m ²
Berat plafond + penggantung : 11 + 7	=	18 kg/m ²
Berat ducting & plumbing	=	<u>25 kg/m²</u> +
	=	297.1 kg/m ²

Berat perhitungan pelat lantai		
297.1 kg/m ² x 2.3 m		= 683.33 kg/m
Berat profil		= 56.80 kg/m +
		= 740.13 kg/m
Berat sambungan (10%)		= 74.013 kg/m +
	q _D	= 814.143 kg/m
- Beban hidup :		
Lantai atap (97.893 kg/m ² x 2.3 m)		= 225.153 kg/m
	q _L	= 225.153 kg/m
- Beban berfaktor :		
q _U = 1.2 q _D + 1.6 q _L		
= (1.2 x 814.143) + (1.6 x 225.153)		= 1337.217 kg/m
		1337.217 kg/m

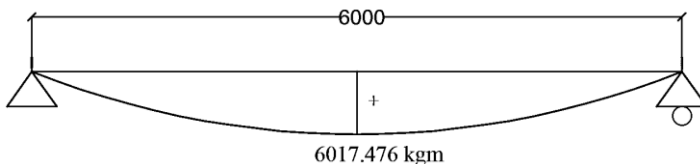


Gambar 4. 4 Pembebanan pada Balok Anak Atap

b. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

- Momen yang terjadi

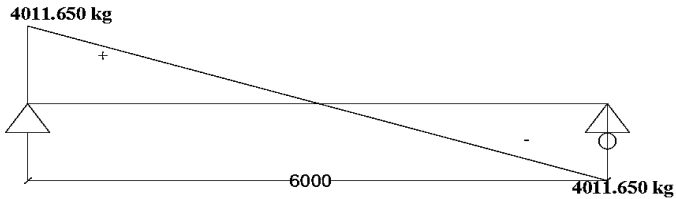
$$\begin{aligned}
 Mu &= \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1337.217 \times 6^2 \\
 &= 6017.476 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 5 Gaya Momen Balok Anak Atap

- Gaya geser yang terjadi

$$Vu = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 1337.217 \times 6 = 4011.650 \text{ kg}$$



Gambar 4. 6 Gaya Geser Balok Anak Atap

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2(12)} = 8.33$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

Karena $\lambda < \lambda_p$ maka termasuk penampang kompak sehingga,

$$M_n = M_p$$

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 823 \times 2500 = 2057500 \text{ kgcm} = 20575 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 0.9 M_n = 0.9 \times 20575 = 18517.5 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n > M_u, 18517.5 \text{ kgm} > 6017.48 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

- Kontrol terhadap tekuk lateral

Jarak pengaku lateral (L_b) = 600 cm

$$L_p = 234.465 \text{ cm}$$

$$L_r = 742.89 \text{ cm}$$

Karena $L_p < L_b < L_r$, maka termasuk bentang menengah, maka

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

Reaksi Perletakan :

$$R_A = R_B = \frac{qu \times l}{2} = \frac{1337.217 \times 6}{2} = 4011.651 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 6017.476 \text{ kgm}$$

$$\begin{aligned}
 M_A = M_C &= R_A \times \frac{L}{4} - qu \times \frac{L^2}{32} \\
 &= 4011.651 \times \frac{6}{4} - 1337.217 \times \frac{6^2}{32} \\
 &= 4513.107 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$M_B = M_{\max} = 6017.476 \text{ kgm}$$

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

$$Cb = \frac{12.5 \times 6017.476}{2.5 \times 6017.476 + 3 \times 4513.107 + 4 \times 6017.476 + 3 \times 4513.107}$$

$$Cb = 1.136$$

$$Mp = Z_x \cdot F_y = 823 \times 2500 = 2057500 \text{ kgcm} = 20575 \text{ kgm}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= 1.136 \left[2057500 - (2057500 - 0.7 \times 2500 \times \right. \\
 &771) \left. \left(\frac{600 - 234.465}{742.89 - 234.465} \right) \right] \\
 &= 1759431.475 \text{ kgcm} < Mp
 \end{aligned}$$

$$\phi Mn = 0.9 Mn = 0.9 \times 1759431.475 = 1583488.327 \text{ kgm}$$

$$\phi Mn > Mu, 15834.883 \text{ kgm} > 6017.476 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{234}{8} \leq 2.24 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$29.25 \leq 63.36 \rightarrow \text{plastis, sehingga } \phi_v = 1 \text{ dan } C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$= 0.6 \times 2500 \times (29.4 \times 0.8) \times 1$$

$$= 35280 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0.9 V_n = 0.9 \times 35280 \text{ kg} = 31752 \text{ kg}$$

$$\phi V_n > V_u, 31752 \text{ kg} > 4011.651 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

e. Kontrol lendutan

$$L = 600 \text{ cm}$$

$$f \text{ ijin} = L/360 = 600/360 = 1.667 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L)L^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(814.143 + 225.153)/100 \times 600^4}{2000000 \times 11300}$$

$$= 0.776 \text{ cm}$$

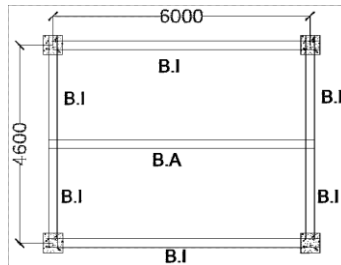
$$f^0 < f \text{ ijin}, 0.776 \text{ cm} < 1.667 \text{ cm (OK)}$$

Maka profil WF 300 x 200 x 8 x 12 dapat digunakan sebagai balok anak lantai atap. Pada perencanaan ini semua balok anak lantai atap menggunakan profil yang sama.

4.1.2.2 Balok Anak Lantai Apartemen

Balok anak yang terletak pada atap direncanakan menggunakan profil WF 300 x 200 x 8 x 12 dengan data-data sebagai berikut :

W	=	56.8	kg/m	iy	=	4.71	cm
A	=	72.38	cm ²	Ix	=	11300	cm ⁴
tw	=	8	mm	Iy	=	1600	cm ⁴
tf	=	12	mm	h	=	234	mm
d	=	294	mm	bf	=	200	mm
r	=	18	mm	fy	=	250	MPa
Zx	=	823	cm ³	fu	=	410	MPa
Sx	=	771	cm ³				



Gambar 4. 7 Balok Anak Lantai Apartemen

a. Pembebanan pada balok anak lantai apartemen

- Beban mati

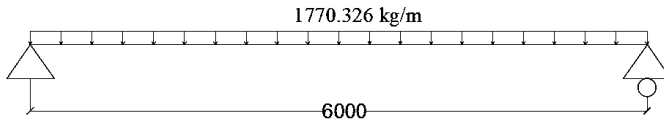
$$\text{Berat pelat bondek} = 10.1 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat aspal spesi (1cm)} = 28 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat beton (0.09 x 2400)} = 216 \text{ kg/m}^2$$

Berat plafond + penggantung (11 + 7)	= 18 kg/m ²
Berat ducting & plumbing	= 25 kg/m ²
Berat keramik (1cm)	= 24 kg/m ² +
	= 321.1 kg/m ²
Berat perhitungan pelat lantai	
321.1 kg/m ² x 2.3 m	= 738.53 kg/m
Berat profil	= 56.8 kg/m +
	= 795.33 kg/m
Berat sambungan (10%)	= 79.533 kg/m +
	= 874.863 kg/m
	q_D

- Beban hidup
 $q_L = 195.785 \text{ kg/m}^2 \times 2.3 \text{ m} = 450.307 \text{ kg/m}$
- Beban berfaktor
 $q_U = 1.2 q_D + 1.6 q_L$
 $= (1.2 \times 874.863) + (1.6 \times 450.307) = 1770.326 \text{ kg/m}$

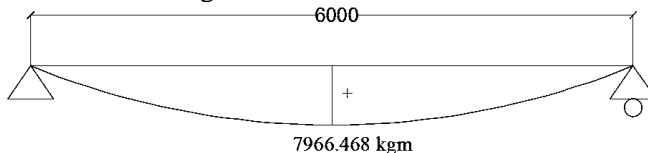


Gambar 4. 8 Pembebanan pada Balok Anak Lantai

b. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

- Momen yang terjadi

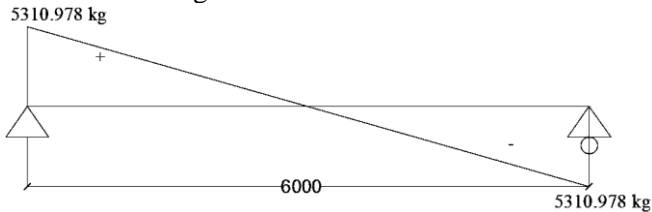
$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1770.326 \times 6^2 \\
 &= 7966.468 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 9 Gaya Momen Balok Anak Atap

- Gaya geser yang terjadi

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 1770.326 \times 6 \\ &= 5310.978 \text{ kg} \end{aligned}$$



Gambar 4. 10 Gaya Geser Balok Anak Atap

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2(12)} = 8.33$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

Karena $\lambda < \lambda_p$ maka termasuk penampang kompak sehingga,

$$M_n = M_p$$

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 823 \times 2500 = 2057500 \text{ kgcm} = 20575 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 0.9 M_n = 0.9 \times 20575 = 18517.5 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n > M_u, 18517.5 \text{ kgm} > 7966.47 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

- Kontrol terhadap tekuk lateral

Jarak pengaku lateral (L_b) = 600 cm

$$L_p = 234.465 \text{ cm}$$

$$L_r = 742.89 \text{ cm}$$

Karena $L_p < L_b < L_r$, maka termasuk bentang menengah, maka

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

Reaksi Perletakan :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1770.326 \times 6}{2} = 5310.978 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 7966.468 \text{ kgm}$$

$$\begin{aligned} M_A = M_C &= R_A \times \frac{L}{4} - qu \times \frac{L^2}{32} \\ &= 5310.978 \times \frac{6}{4} - 1770.326 \times \frac{6^2}{32} \\ &= 5974.851 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_B = M_{\max} = 7966.468 \text{ kgm}$$

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

$$C_b = \frac{12.5 \times 7966.468}{2.5 \times 7966.468 + 3 \times 5974.851 + 4 \times 7966.468 + 3 \times 5974.851}$$

$$C_b = 1.136$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 823 \times 2500 = 2057500 \text{ kgcm} = 20575 \text{ kgm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 1.136 \left[2057500 - (2057500 - 0.7 \times 2500 \times \right. \\ &\quad \left. 771) \left(\frac{600 - 234.465}{742.89 - 234.465} \right) \right] \\ &= 1759431.475 \text{ kgcm} < M_p \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0.9 M_n = 0.9 \times 1759431.475 = 1583488.327 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n > M_u, 15834.883 \text{ kgm} > 7966.468 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{234}{8} \leq 2.24 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$29.25 \leq 63.36 \rightarrow \text{plastis, sehingga } \phi_v = 1 \text{ dan } C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$= 0.6 \times 2500 \times (29.4 \times 0.8) \times 1$$

$$= 35280 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0.9 V_n = 0.9 \times 35280 \text{ kg} = 31752 \text{ kg}$$

$$\phi V_n > V_u, 31752 \text{ kg} > 5310.978 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

e. Kontrol lendutan

$$L = 600 \text{ cm}$$

$$f \text{ ijin} = L/360 = 600/360 = 1.667 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L)L^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(874.863 + 450.307)/100 \times 600^4}{2000000 \times 11300}$$

$$= 0.989 \text{ cm}$$

$$f^0 < f \text{ ijin, } 1.667 \text{ cm} < 0.989 \text{ cm (OK)}$$

Maka profil WF 300 x 200 x 8 x 12 dapat digunakan sebagai balok anak lantai apartemen. Pada perencanaan ini semua balok anak pada lantai apartemen menggunakan profil yang sama.

4.1.3 Perencanaan Tangga

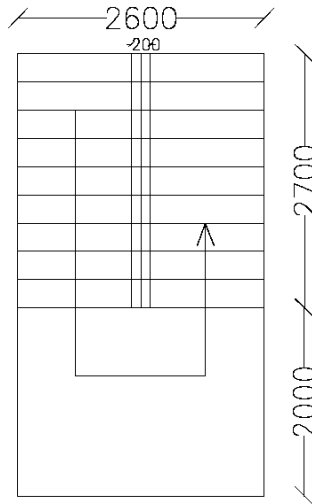
Tangga merupakan bagian dari struktur bertingkat sebagai penunjang antara struktur bangunan lantai dasar dengan struktur bangunan yang ada di atasnya. Pada perencanaan ini, struktur tangga menggunakan konstruksi dari baja dengan menggunakan bondek.

4.1.3.1 Tangga Lantai Apartemen

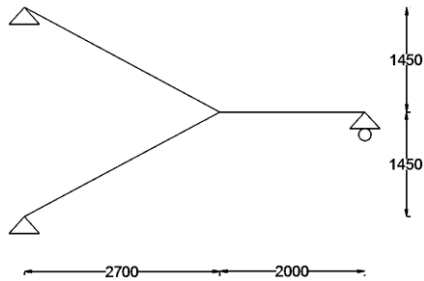
- Tinggi antar lantai (h) = 290 cm
- Panjang bordes = 200 cm
- Panjang tangga = 270 cm
- Lebar tangga = 120 cm
- Lebar injakan (i) = 30 cm
- Tinggi injakan (t) = 15 cm
- Lebar pegangan tangga = 10 cm
- Perhitungan jumlah injakan tangga :
- Jumlah tanjakan = $(h/2)/t = (290/2)/15 = 9.667 \sim 10$
- Jumlah injakan = jumlah tanjakan - 1 = 10 - 1 = 9

Persyaratan tangga :

- $60 \text{ cm} \leq (2 \times 15) + 30 \leq 65 \text{ cm}$
 $60 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm (OK)}$
- $25^\circ < \alpha < 40^\circ$
 $25^\circ < \arctan \left(\frac{h/2}{\text{panjang tangga}} \right) < 40^\circ$
 $25^\circ < \arctan \left(\frac{290/2}{270} \right) < 40^\circ$
 $25^\circ < 28.237^\circ < 40^\circ \text{ (OK)}$



Gambar 4. 11 Sketsa Denah Tangga



Gambar 4. 12 Sketsa Potongan Tangga

4.1.3.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga

Berat jenis baja = 7850 kg/m^3

Mutu baja BJ41 $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$



Gambar 4. 13 Pelat Anak Tangga

1. Perencanaan tebal pelat anak tangga

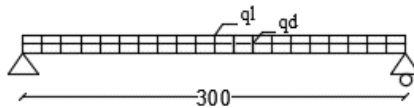
Direncanakan, anak tangga menggunakan pelat baja tebal 4mm. Peraturan pembebanan pada struktur pelat anak tangga ini menggunakan SNI 1727-2013.

- **Beban Mati :**

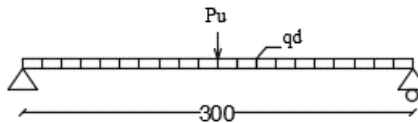
$$\begin{aligned} \text{Berat pelat} &= 0.004\text{m} \times 1.2\text{m} \times 7850\text{kg/m}^3 &= 37.68 \text{ kg/m} \\ \text{Sambungan} &= (10\% \text{ berat pelat}) &= \underline{3.77 \text{ kg/m}} + \\ & & \text{qd} &= 41.448\text{kg/m} \end{aligned}$$

- **Beban Hidup :**

$$\begin{aligned} \text{Tangga dan jalan keluar} &= 488.44 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban hidup per meter (1.2m} \times 488.44\text{kg/m}^2) &= 586.13 \text{ kg/m} \\ \text{Beban hidup terpusat} &= 135.62 \text{ kg} \end{aligned}$$



Gambar 4. 14 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Merata



Gambar 4. 15 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terpusat

- **Perhitungan Gaya Dalam**

$$\begin{aligned} M_D &= 1/8 \times q_D \times L^2 = 1/8 \times 41.448 \times 0.3^2 &= 0.466 \text{ kgm} \\ M_L &= 1/8 \times q_L \times L^2 = 1/8 \times 586.13 \times 0.3^2 &= 6.594 \text{ kgm} \\ M_{LP} &= 1/4 \times P_u \times L = 1/4 \times 135.62 \times 0.3 &= 10.172 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Maka yang menentukan :

$$M_D = 0.466 \text{ kgm}$$

$$M_{LP} = 10.172 \text{ kgm}$$

- Kombinasi Pembebanan

$$M_u = 1.2M_D + 1.6 M_{LP} = 1.2 \times 0.466 + 1.6 \times 10.172 = 16.834 \text{ kgm}$$

- Kontrol Momen Lentur

$$Z_x = \frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 120 \times 0.4^2 = 4.8 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x F_y = 4.8 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 = 12000 \text{ kgcm} = 120 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 0.9 M_n = 0.9 \times 120 = 108 \text{ kgm}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$16.834 \text{ kgm} < 108 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

- Kontrol Lendutan

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

$$I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 120 \times 0.4^3 = 0.64 \text{ cm}^4$$

$$f^0 = \left(\frac{5}{384} \times \frac{q_D \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right) + \left(\frac{1}{48} \times \frac{P \cdot L^3}{E \cdot I_x} \right)$$

$$f^0 = \left(\frac{5}{384} \times \frac{\left(\frac{41.448}{10000} \right) \times 30^4}{2000000 \times 0.64} \right) + \left(\frac{1}{48} \times \frac{135.62 \times 30^3}{2000000 \times 0.64} \right) = 0.060 \text{ cm}$$

$$f^0 < f \text{ ijin} \rightarrow 0.060 \text{ cm} < 0.125 \text{ cm} \text{ (OK)}$$

2. Perencanaan pengaku pelat anak tangga

Pengaku pelat anak tangga direncanakan dengan profil siku sama kaki L 50 x 50 x 7, dengan data sebagai berikut

W	=	5.15	kg/m	ix = iy	=	1.49	cm
b	=	50	mm	e	=	1.49	cm
d	=	7	mm	fy	=	250	MPa
r	=	7	Mm	fu	=	410	MPa
A	=	6.56	cm ²	E	=	200000	MPa
Ix = Iy	=	14.6	cm ⁴				

a. Perhitungan pembebanan

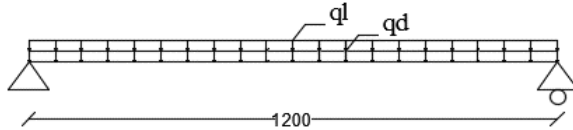
- Beban mati (1/2 lebar injakan) :

$$\text{Berat pelat} = 0.004 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 7850 \text{ kg/m}^3 = 4.71 \text{ kg/m}$$

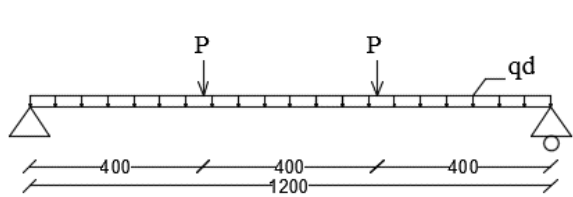
$$\text{Berat profil siku} = \underline{5.15 \text{ kg/m}} +$$

$$\begin{aligned}
 &= 9.86 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat sambungan (10\%)} &= 0.99 \text{ kg/m} \\
 q_D &= 10.846 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Beban hidup (1/2 lebar injakan) :
Tangga dan jalan keluar = $488.44 \text{ kg/m}^2 \times 0.15 \text{ m} = 73.27 \text{ kg/m}$
Beban hidup terpusat (SNI 1727 : 2013) = 135.62 kg



Gambar 4. 16 Pembebanan Pengaku Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Rata



Gambar 4. 17 Pembebanan Pengaku Anak Tangga dengan Beban Hidup Terpusat

- b. Perhitungan gaya dalam

$$M_D = \frac{1}{8} \times q_D \times L^2 = \frac{1}{8} \times 10.846 \times 1.2^2 = 1.952 \text{ kgm}$$

$$M_L = \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 73.27 \times 1.2^2 = 13.188 \text{ kgm}$$

$$M_{LP} = \frac{1}{3} \times P \times L = \frac{1}{3} \times 135.62 \times 1.2 = 54.249 \text{ kgm}$$

$$V_D = \frac{1}{2} \times q_D \times L = \frac{1}{2} \times 10.846 \times 1.2 = 6.508 \text{ kg}$$

$$V_L = P = 135.62 \text{ kg}$$

- c. Perhitungan kombinasi pembebanan

$$M_U = 1.2 M_D + 1.6 M_L$$

$$= (1.2 \times 1.952) + (1.6 \times 54.249) = 89.141 \text{ kgm}$$

$$V_U = 1.2 V_D + 1.6 V_L$$

$$= (1.2 \times 6.508) + (1.6 \times 135.62) = 224.805 \text{ kg}$$

d. Kontrol kuat momen lentur

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50}{7} = 7.143$$

$$\lambda p = 0.54 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.54 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15.274$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak), sehingga $M_n = M_p$

$$Z_x = (b - e) \times d \times \frac{b-e}{2} + e \times d \times \frac{e}{2} + (b - d) \times d \times \left(e - \frac{d}{2}\right)$$

$$Z_x = (50 - 14.9) \times 7 \times \frac{50-14.9}{2} + 14.9 \times 7 \times \frac{14.9}{2} + (50 - 7) \times 7 \times \left(14.9 - \frac{7}{2}\right)$$

$$Z_x = 8520.47 \text{ mm}^3 = 8.520 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x F_y = 8.520 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 = 21301.18 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$M_u \leq 0.9 M_n$$

$$89.141 \text{ kgm} \leq 0.9 \times 213.0118 \text{ kgm}$$

$$89.141 \text{ kgm} \leq 191.711 \text{ kgm (OK)}$$

e. Kontrol kuat geser

Untuk profil siku tunggal, nilai $K_v = 1.2$ (SNI 1729:2015 Pasal G4)

$$\frac{b-d}{d} \leq 1.1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$$

$$\frac{50-7}{7} \leq 1.1 \sqrt{\frac{1 \times 200000}{250}}$$

$$6.143 \leq 26.614$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$= 0.6 \times 2500 \times (5 \times 0.7) \times 1 = 5250 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0.9 V_n$$

$$= 0.9 \times 5250 = 4725 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$224.805 \text{ kg} \leq 4725 \text{ kg (OK)}$$

f. Kontrol lendutan

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

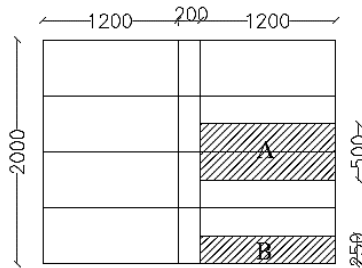
$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{120}{240} = 0.5 \text{ cm}$$

$$f^0 = \left(\frac{5}{384} \times \frac{q_D \times L^4}{EI_x} \right) + \left(\frac{23}{684} \times \frac{P \times L^4}{EI_x} \right)$$

$$f^0 = \left(\frac{5}{384} \times \frac{0.10846 \times 120^4}{2000000 \times 14.6} \right) + \left(\frac{23}{684} \times \frac{135.62 \times 120^4}{2000000 \times 14.6} \right)$$

$$f^0 = 0.28\text{cm} < 0.5\text{cm} \text{ (OK)}$$

4.1.3.3 Perencanaan Bordes



Gambar 4. 18 Pelat Bordes dan Pembagian Balok Bordes

1. Perencanaan tebal pelat bordes

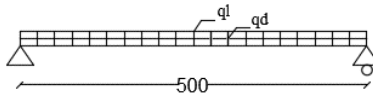
Direncanakan anak tangga menggunakan pelat baja tebal 6 mm. Peraturan pembebanan pada struktur pelat anak tangga ini menggunakan SNI 1727 : 2013

a. Beban mati :

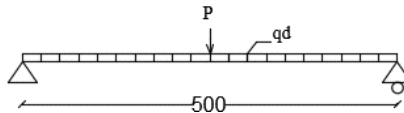
$$\begin{aligned} \text{Berat pelat} &= 0.006\text{m} \times 1.2\text{m} \times 7850\text{kg/m}^3 &= 56.52 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Sambungan (10\%)} & &= \underline{5.65 \text{ kg/m}^2} + \\ q_D & &= 62.17 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

b. Beban hidup :

$$\begin{aligned} \text{Tangga dan jalan keluar} & &= 488.44 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban hidup per meter} &= 1.2\text{m} \times 488.44\text{kg/m}^2 &= 586.133 \text{ kg/m} \\ \text{Beban hidup terpusat} & &= 135.62 \text{ kg} \end{aligned}$$



Gambar 4. 19 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terbagi Rata



Gambar 4. 20 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terpusat

c. Perhitungan gaya dalam :

$$M_D = \frac{1}{8} \times q_D \times L^2 = \frac{1}{8} \times 62.172 \times 0.5^2 = 1.943 \text{ kgm}$$

$$M_L = \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 586.133 \times 0.5^2 = 18.317 \text{ kgm}$$

$$M_{LP} = \frac{1}{4} \times P \times L = \frac{1}{3} \times 135.62 \times 0.5 = 16.953 \text{ kgm}$$

Maka, yang menentukan :

$$M_D = 1.943 \text{ kgm}$$

$$M_L = 18.317 \text{ kgm}$$

d. Kombinasi pembebanan :

$$M_u = 1.2 M_D + 1.6 M_L$$

$$= (1.2 \times 1.943) + (1.6 \times 18.317) = 31.638 \text{ kgm}$$

e. Kontrol momen lentur :

$$Z_x = \frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 120 \times 0.6^2 = 10.8 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x F_y = 10.8 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 = 27000 \text{ kgcm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 27000 \text{ kgcm} = 24300 \text{ kgcm}$$

$$M_U \leq \phi M_n$$

$$3163.8 \text{ kgcm} \leq 24300 \text{ kgcm} \text{ (OK)}$$

f. Kontrol lendutan :

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{50}{240} = 0.208 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 120 \times 0.6^3 = 2.16 \text{ cm}^4$$

$$f^0 = \left(\frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \times L^4}{EI_x} \right)$$

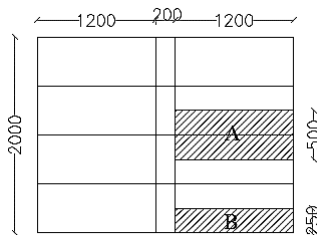
$$= \left(\frac{5}{384} \times \frac{(0.62172 + 5.86133) \times 50^4}{2000000 \times 2.16} \right) = 0.122 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.122 \text{ cm} < 0.208 \text{ cm (OK)}$$

2. Perencanaan balok bordes

Balok bordes direncanakan menggunakan profil WF 100 x 50 x 5 x 7 dengan data-data sebagai berikut :

W	=	9.3	kg/m	Zx	=	42	cm ³
A	=	11.85	cm ²	Ix	=	187	cm ⁴
d	=	100	mm	h	=	70	mm
bf	=	50	mm	Sx	=	37.5	cm ³
tw	=	5	mm	Fy	=	250	MPa
tf	=	7	mm	Fu	=	410	MPa
r	=	8	mm	E	=	200000	MPa



Gambar 4. 21 Balok Bordes Tangga

a. Pembebanan :

- Beban mati (a) :

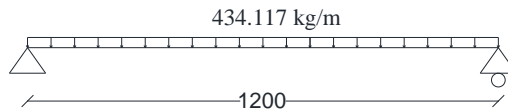
Berat pelat = 0.006 x 0.5 x 7850	= 23.55 kg/m
Berat profil	= <u>9.3 kg/m</u> +
	= 32.85 kg/m
Berat sambungan (10%)	= <u>3.285 kg/m</u> +
q_{Da}	= 36.135 kg/m
- Beban mati (b) :

Berat pelat = 0.006 x 0.25 x 7850	= 11.775 kg/m
-----------------------------------	---------------

$$\begin{aligned} \text{Berat profil} &= \frac{9.3}{100} \text{ kg/m} + \\ &= 21.075 \text{ kg/m} \\ \text{Berat sambungan (10\%)} &= \frac{2.1075 \text{ kg/m}}{100} + \\ q_{Db} &= 23.183 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban hidup :
Tangga dan jalan keluar (488.44 x 0.5) = 244.222 kg/m

- Beban berfaktor :
 $q_u = 1.2 q_{Da} + 1.6 q_L$
 $= (1.2 \times 36.135) + (1.6 \times 244.222) = 434.117 \text{ kg/m}$



Gambar 4. 22 Pembebanan pada Balok Bordes

- Gaya dalam :
 $M_u = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 = \frac{1}{8} \times 434.117 \times 1.2^2 = 78.141 \text{ kgm}$
 $V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times L = \frac{1}{2} \times 434.117 \times 1.2 = 260.470 \text{ kg}$

b. Kontrol terhadap gaya lentur :

- Pelat sayap
 $\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{50}{2 \times 7} = 3.571$
 $\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$
 $\lambda < \lambda_p$ (penampang kompak)
- Pelat badan
 $\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{70}{5} = 14$
 $\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$
 $\lambda < \lambda_p$ (penampang kompak)

Merupakan penampang kompak, sehingga $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 42 \times 2500 = 105000 \text{ kgcm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 105000 \text{ kgcm} = 94500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$7814.1 \text{ kgcm} \leq 94500 \text{ kgcm} \text{ (OK)}$$

c. Kontrol tekuk lateral :

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

$$L_p = 55.754 \text{ cm}$$

$$L_r = 286.927 \text{ cm}$$

Karena $L_p < L_b < L_r$, maka termasuk bentang menengah, maka

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

Reaksi Perletakan :

$$R_A = R_B = \frac{qu \times l}{2} = \frac{434.117 \times 1.2}{2} = 260.470 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 78.141 \text{ kgm}$$

$$M_A = M_C = R_A \times \frac{L}{4} - qu \times \frac{L^2}{32}$$

$$= 260.470 \times \frac{1.2}{4} - 434.117 \times \frac{1.2^2}{32}$$

$$= 58.606 \text{ kgm}$$

$$M_B = M_{\max} = 78.141 \text{ kgm}$$

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

$$C_b = \frac{12.5 \times 78.141}{2.5 \times 78.141 + 3 \times 58.606 + 4 \times 78.141 + 3 \times 58.606} = 1.136$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 42 \times 2500 = 105000 \text{ kgcm}$$

$$M_n = 1.136 \left[105000 - (105000 - 0.7 \times 2500 \times 37.5) \left(\frac{120 - 55.754}{286.927 - 55.754} \right) \right]$$

$$= 106883 \text{ kgcm} > M_p, \text{ maka digunakan } M_p$$

$$\phi M_n = 0.9 M_n = 0.9 \times 1050 = 945 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$945 \text{ kgm} > 78.141 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

d. Kontrol terhadap gaya geser :

$$\frac{h}{tw} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{70}{5} \leq 2.24 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$14 \leq 63.36 \rightarrow$ plastis, sehingga $\phi_v = 1$ dan $C_v = 1$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (10 \times 0.5) \times 1 = 7500 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n = 1 \times 7500 \text{ kg} = 7500 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n > V_u$$

$$7500 \text{ kg} > 260.470 \text{ kg (OK)}$$

e. Kontrol lendutan :

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

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{120}{240} = 0.5 \text{ cm}$$

$$f^0 = \left(\frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \times L^4}{EI_x} \right)$$

$$= \left(\frac{5}{384} \times \frac{(36.135 + 244.222)}{2000000 \times 187} \times 120^4 \right) = 0.0202 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.0202 \text{ cm} < 0.5 \text{ cm (OK)}$$

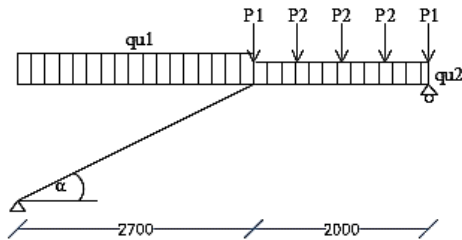
4.1.3.4 Perencanaan Balok Utama Tangga

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 x 150 x 6 x 9 dengan data-data sebagai berikut :

W	=	30.6	kg/m	I _y	=	507	cm ⁴
A	=	39.01	cm ²	h	=	150	mm
d	=	194	mm	S _x	=	277	cm ³
bf	=	150	mm	Z _x	=	296	cm ³
tw	=	6	mm	L _p	=	179.71	cm
tf	=	9	mm	L _r	=	608.28	cm
r	=	13	mm	F _u	=	410	MPa
I _x	=	2690	cm ⁴	F _y	=	250	MPa

a. Perhitungan pembebanan

- Bidang Miring
- Beban mati :
 - Berat pelat bondek $(0.004 \times 7850 \times 1.2/2) = 18.84 \text{ kg/m}$
 - Hand rail* $= 20 \text{ kg/m}$
 - Berat profil siku $(2 \times 5.15/0.3 \times 1.2/2) = 20.6 \text{ kg/m}$
 - Berat profil balok utama $(30.6/\cos 28.237^\circ) = \underline{34.733 \text{ kg/m}}$
 - $= 94.173 \text{ kg/m}$
 - Berat sambungan (10%) $= \underline{9.417 \text{ kg/m}}$
 - $q_{D1} = 103.591 \text{ kg/m}$
- Beban hidup :
 - Tangga dan jalan keluar $(488.44 \times 1.2/2) = 293.066 \text{ kg/m}$
- Beban berfaktor :
 - $q_{u1} = 1.2 q_{D1} + 1.6 q_L$
 - $= (1.2 \times 103.591) + (1.6 \times 293.066) = 593.215 \text{ kg/m}$
- Bidang Horizontal
- Beban mati :
 - Hand rail* $= 20 \text{ kg/m}$
 - Berat profil balok utama $= \underline{30.6 \text{ kg/m}}$
 - $= 50.6 \text{ kg/m}$
 - Berat sambungan (10%) $= \underline{5.06 \text{ kg/m}}$
 - $q_{D2} = 55.66 \text{ kg/m}$
- Beban hidup :
 - Tangga dan jalan keluar $(488.44 \times 1.2/2) = 293.066 \text{ kg/m}$
- Beban berfaktor :
 - $q_{u2} = 1.2 q_{D2} + 1.6 q_L$
 - $= (1.2 \times 55.66) + (1.6 \times 293.066) = 535.698 \text{ kg/m}$
 - $P1 = 0.5 \times 1.2 q_{Db} \times L = 0.5 \times (1.2 \times 23.183 \times 1.2) = 16.691 \text{ kg/m}$
 - $P2 = 0.5 \times 1.2 q_{Da} \times L = 0.5 \times (1.2 \times 36.135 \times 1.2) = 26.017 \text{ kg/m}$



Gambar 4. 23 Pembebanan pada Balok Utama Tangga

b. Perhitungan gaya dalam

$$\sum Mb = 0$$

$$R_a = \frac{(q_{u1} \times 2.7 \times (\frac{2.7}{2} + 2)) + (q_{u2} \times 2) + (P_1 \times 2) + (P_2 \times (0.5 + 1 + 1.5))}{4.7}$$

$$R_a = \frac{(593.215 \times 2.7 \times (\frac{2.7}{2} + 2)) + (535.698 \times 2) + (16.691 \times 2) + (26.017 \times 3)}{4.7}$$

$$R_a = 1393.290 \text{ kg}$$

$$\sum Ma = 0$$

$$R_b = \frac{(q_{u1} \times 2.7 \times \frac{2.7}{2}) + (q_{u2} \times 2 \times 2.7) + (P_1 \times (4.7 + 2.7)) + (P_2 \times (3.2 + 3.7 + 4.2))}{4.7}$$

$$R_b = \frac{(593.215 \times 2.7 \times \frac{2.7}{2}) + (535.698 \times 2 \times 2.7) + (16.691 \times 7.4) + (26.017 \times 11.1)}{4.7}$$

$$R_b = 1391.222 \text{ kg}$$

- Momen yang terjadi (Bidang M)

$$M_x = R_a \cdot x - \frac{1}{2} q_{u1} \cdot x^2$$

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

$$\frac{dM_x}{dx} = R_a - q_{u1} \cdot x = 0$$

$$x = \frac{R_a}{q_{u1}} = \frac{1393.290}{593.215} = 2.35 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= (1393.290 \times 2.35) - (\frac{1}{2} \times 593.215 \times 2.35^2) \\ &= 1636.216 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_C = R_a \cdot L - \frac{1}{2} q_{u1} \cdot L^2$$

$$= (1393.290 \times 2.7) - (\frac{1}{2} \times 593.215 \times 2.7^2)$$

$$= 1599.613 \text{ kgm}$$

$$M_D = R_b \times 1.5 - \frac{1}{2} q_{u2} \times 1.5 - P_1 \times 1.5 - P_2 \times (0.5+1)$$

$$= (1391.222 \times 1.5) - (\frac{1}{2} \times 535.698 \times 1.5) - (16.691 \times 1.5)$$

$$- (26.017 \times 1.5) = 1420.110 \text{ kgm}$$

$$M_E = R_b \times 1 - \frac{1}{2} q_{u2} \times 1 - P_1 \times 1 - P_2 \times 0.5$$

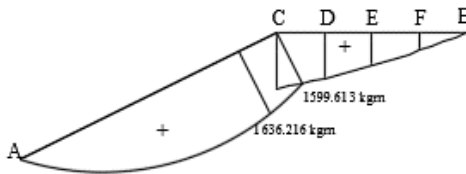
$$= (1391.222 \times 1) - (\frac{1}{2} \times 535.698 \times 1) - (16.691 \times 1) -$$

$$(26.017 \times 0.5) = 1093.673 \text{ kgm}$$

$$M_F = R_b \times 0.5 - \frac{1}{2} q_{u2} \times 0.5 - P_1 \times 0.5$$

$$= (1391.222 \times 0.5) - (\frac{1}{2} \times 535.698 \times 0.5) - (16.691 \times 0.5)$$

$$= 620.303 \text{ kgm}$$



Gambar 4. 24 Bidang Momen Balok Utama Tangga

- Gaya geser yang terjadi (Bidang D)

- A - C :

$$D_x = R_a \cdot \cos(28.237^\circ) - q_{u1} \cdot x \cdot \cos(28.237^\circ)$$

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

$$D_a = (1393.290 \times \cos(28.237^\circ)) - (593.215 \times 0 \times \cos(28.237^\circ))$$

$$D_{a(ka)} = 1227.481 \text{ kg}$$

$$x_c = 2.7 \text{ m}$$

$$D_c = (1393.290 \times \cos(28.237^\circ)) - (593.215 \times 2.7 \times \cos(28.237^\circ))$$

$$D_{c(ki)} = -184 \text{ kg}$$

- C - B :

$$D_x = -R_b + q_{u2} \cdot x$$

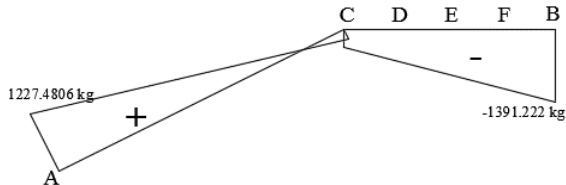
$$x_c = 2 \text{ m}$$

$$D_{c(ka)} = -1391.222 + (535.698 \times 2) = -319.826 \text{ kg}$$

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

$$D_{b(ki)} = -1391.222 + (535.698 \times 0) = -1391.222 \text{ kg}$$

$$V_{maks} = 1391.222 \text{ kg}$$



Gambar 4. 25 Bidang Geser Balok Utama Tangga

- Gaya normal yang terjadi (Bidang N)

- A – C :

$$N_x = R_a \sin(28.237^\circ) - q_{ul} \cdot x \cdot \sin(28.237^\circ)$$

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

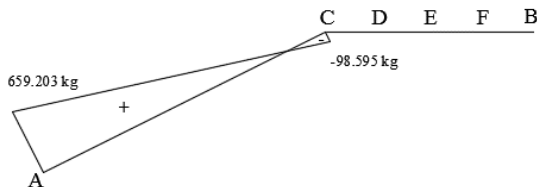
$$N_{a(ka)} = (1393.290 \sin(28.237^\circ)) - (593.215 \times 0 \times \sin(28.237^\circ)) \\ = 659.203 \text{ kg}$$

$$x_c = 2.7 \text{ m}$$

$$N_{c(ki)} = (1393.290 \sin(28.237^\circ)) - (593.215 \times 2.7 \times \sin(28.237^\circ)) \\ = -98.595 \text{ kg}$$

- C – B :

$$N = 0$$



Gambar 4. 26 Bidang Normal Balok Utama Tangga

- c. Kontrol terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{150}{2 \times 9} = 8.333$$

$$\lambda p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

$\lambda < \lambda p$ (penampang kompak)

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{150}{6} = 25$$

$$\lambda p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$$

$\lambda < \lambda p$ (penampang kompak)

Merupakan penampang kompak, sehingga $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 296 \times 2500 = 740000 \text{ kgcm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 740000 \text{ kgcm} = 666000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$163621.6 \text{ kgcm} \leq 666000 \text{ kgcm} \text{ (OK)}$$

d. Kontrol tekuk lateral

$$L_b = \sqrt{30^2 + 15^2} = 33.541 \text{ cm}$$

$$L_p = 179.707 \text{ cm}$$

$$L_r = 608.282 \text{ cm}$$

Karena $L_b < L_p$ maka merupakan bentang pendek. Sehingga nilai $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 296 \times 2500 = 740000 \text{ kgcm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 740000 \text{ kgcm} = 666000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$163621.6 \text{ kgcm} \leq 666000 \text{ kgcm} \text{ (OK)}$$

e. Kontrol terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{150}{6} \leq 2.24 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$25 \leq 63.36 \rightarrow$ plastis, sehingga $\phi_v = 1$ dan $C_v = 1$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (19.4 \times 0.6) \times 1 = 17460 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n = 1 \times 17460 \text{ kg} = 17460 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n > V_u$$

$$17460 \text{ kg} > 1391.222 \text{ kg (OK)}$$

f. Kontrol lendutan

- Batang A – C

$$L \text{ (miring)} = \frac{270}{\cos 28.237^\circ} = 306.472 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{306.472}{360} = 0.851 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{L^2}{EI_x} (M_{max} - 0.1 \times (Ma + Mc))$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{306.472^2}{2000000 \times 2690} (1636.216 - 0.1 \times (0 + 1599.613))$$

$$f^0 = 0.0336 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.0336 \text{ cm} < 0.851 \text{ cm (OK)}$$

- Batang C – B

$$L = 200 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{200}{360} = 0.556 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{L^2}{EI_x} (M_{max} - 0.1 \times (Mb + Mc))$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{200^2}{2000000 \times 2690} (1636.216 - 0.1 \times (0 + 1599.613))$$

$$f^0 = 0.0143 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.0143 \text{ cm} < 0.556 \text{ cm (OK)}$$

4.1.3.5 Perencanaan Balok Penumpu Tangga

Balok penumpu tangga direncanakan menggunakan profil WF 200 x 150 x 6 x 9, dengan data-data sebagai berikut :

W	=	30.6	kg/m	I _y	=	507	cm ⁴
A	=	39.01	cm ²	h	=	150	mm
d	=	194	mm	S _x	=	277	cm ³
bf	=	150	mm	Z _x	=	296	cm ³
tw	=	6	mm	L _p	=	179.71	cm
tf	=	9	mm	L _r	=	608.28	cm

$$\begin{array}{ll} r & = 13 \text{ mm} & F_u & = 410 \text{ MPa} \\ I_x & = 2690 \text{ cm}^4 & F_y & = 250 \text{ MPa} \end{array}$$

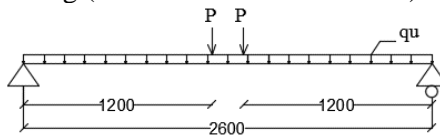
a. Perhitungan pembebanan

• Beban mati :

$$\begin{aligned} \text{Berat profil} &= 30.6 \text{ kg/m} \\ \text{Sambungan (10\%)} &= \underline{3.06 \text{ kg/m}} + \\ q_D &= 33.66 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

• Beban berfaktor :

$$\begin{aligned} q_u &= 1.4 q_D = 1.4 \times 33.66 = 47.124 \text{ kg/m} \\ P_u &= 1391.2 \text{ kg (dari reaksi } R_B \text{ balok utama)} \end{aligned}$$



Gambar 4. 27 Pembebanan Balok Penumpu Tangga

• Gaya dalam :

$$\begin{aligned} V_u &= R_A = \frac{1}{2} q_u \cdot L + P_u \\ &= \frac{1}{2} \times 47.124 \times 2.6 + 1391.2 \\ &= 1452.483 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{2} R_A \cdot L - \frac{1}{8} q_u \cdot L^2 - P_u \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times 1452.5 \times 2.6 - \frac{1}{8} \times 47.124 \times 2.6^2 - 1391.2 \times 0.1 \\ &= 1709.286 \text{ kgm} \end{aligned}$$

b. Kontrol terhadap gaya lentur

• Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{150}{2 \times 9} = 8.333$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang kompak)}$$

• Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{150}{6} = 25$$

$$\lambda p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$$

$\lambda < \lambda p$ (penampang kompak)

Merupakan penampang kompak, sehingga $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 296 \times 2500 = 740000 \text{ kgcm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 740000 \text{ kgcm} = 666000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$170928.6 \text{ kgcm} \leq 666000 \text{ kgcm} \text{ (OK)}$$

c. Kontrol tekuk lateral

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

$$L_p = 179.707 \text{ cm}$$

$$L_r = 608.282 \text{ cm}$$

Karena $L_b < L_p$ maka merupakan bentang pendek. Sehingga nilai $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 296 \times 2500 = 740000 \text{ kgcm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 740000 \text{ kgcm} = 666000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$170928.6 \text{ kgcm} \leq 666000 \text{ kgcm} \text{ (OK)}$$

d. Kontrol terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{150}{6} \leq 2.24 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$25 \leq 63.36 \rightarrow$ plastis, sehingga $\phi_v = 1$ dan $C_v = 1$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (19.4 \times 0.6) \times 1 = 17460 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n = 1 \times 17460 \text{ kg} = 17460 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n > V_u$$

$$1452.483 \text{ kg} > 1391.222 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

e. Kontrol lendutan

$$\begin{aligned}
 L &= 260 \text{ cm} \\
 f_{ijin} &= \frac{L}{240} = \frac{260}{360} = 0.722 \text{ cm} \\
 f^0 &= \left(\frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \times L^4}{EI_x} \right) \\
 &= \left(\frac{5}{384} \times \frac{\left(\frac{33.66}{100} \right) \times 260^4}{2000000 \times 2690} \right) = 0.004 \text{ cm} \\
 f^0 &< f_{ijin} \rightarrow 0.004 \text{ cm} < 0.722 \text{ cm} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

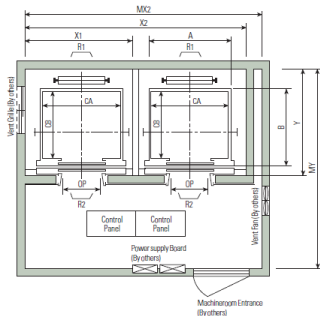
4.1.4 Perencanaan Balok Lift

Balok *lift* yang direncanakan merupakan balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin *lift* dan beban yang terjadi pada *lift* yang terdiri dari balok penggantung dan balok penumpu *lift*.

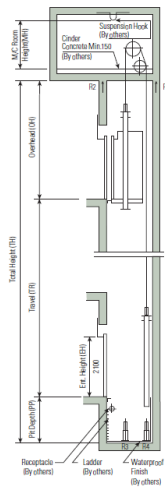
4.1.4.1 Spesifikasi Lift

Spesifikasi *lift* yang digunakan dalam perencanaan ini adalah sebagai berikut :

- Tipe *lift* : *Passenger Elevators*
 - Merek : HYUNDAI
 - Kapasitas : 15 Orang / 1000 kg
 - Lebar pintu (*opening width*) : 900 mm
 - Dimensi sangkar (*Car size*)
 - Internal : 1600 x 1500 mm²
 - Eksternal : 1700 x 1670 mm²
 - Dimensi ruang mesin (2 *Car*) : 4600 x 4250 mm²
 - Beban reaksi ruang mesin :
- R₁ = 12800 kg
R₂ = 6950 kg



Gambar 4. 28 Denah Lift



Gambar 4. 29 Potongan Melintang Lift

4.1.4.2 Balok Penggantung Lift

Balok penggantung lift direncanakan menggunakan profil WF 350 x 250 x 9 x 14

W	=	79.7	kg/m	I _y	=	3650	cm ⁴
A	=	101.5	cm ²	h	=	272	mm
d	=	340	mm	S _x	=	1280	cm ³
bf	=	250	mm	Z _x	=	1360	cm ³

tw	=	9 mm	Lp	=	298.682 cm
tf	=	14 mm	Lr	=	936.253 cm
r	=	20 mm	Fu	=	410 MPa
Ix	=	21700 cm ⁴	Fy	=	250 MPa

a. Perhitungan pembebanan

• Beban mati :

$$\begin{aligned} \text{Berat profil} &= 79.7 \text{ kg/m} \\ \text{Berat sambungan (10\%)} &= \underline{7.97 \text{ kg/m}} + \\ q_D &= 87.67 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

• Beban ultimate :

$$q_u = 1.4 q_D = (1.4 \times 87.67) = 122.738 \text{ kg/m}$$

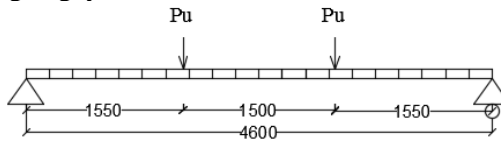
• Beban terpusat lift :

Pada pasal 4.6 SNI 1727:2013 tentang beban minimum untuk perancangan gedung dan struktur lain menyatakan bahwa semua beban mesin harus ditingkatkan 50% untuk unit mesin yang bergerak maju mundur atau unit tenaga driven.

$$PU_1 = R_1 \cdot (1+50\%) = 12800 (1+50\%) = 19200 \text{ kg}$$

$$PU_2 = R_2 \cdot (1+50\%) = 6950 (1+50\%) = 10425 \text{ kg}$$

b. Perhitungan gaya dalam



Gambar 4. 30 Model Pembebanan Balok Penggantung Lift

• Reaksi perletakan

$$R_A = R_B = \frac{2P_u + q_u L}{2} = \frac{2 \times 19200 + 122.738 \times 4.6}{2} = 19482.297 \text{ kg}$$

• Momen yang terjadi

$$M_u = R_a \left(1.55 + \frac{1.5}{2} \right) - \frac{1}{8} q_u L^2 - P_u \left(\frac{1.5}{2} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 19482.297 \left(1.55 + \frac{1.5}{2}\right) - \frac{1}{8} \times 122.738 \times 4.6^2 - 19200 \left(\frac{1.5}{2}\right) \\
 &= 30084.642 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

- Gaya geser yang terjadi

$$V_u = R_A = 19482.297 \text{ kg}$$

c. Kontrol terhadap gaya lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{250}{2 \times 14} = 8.929$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang kompak)}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{272}{9} = 30.222$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang kompak)}$$

Merupakan penampang kompak, sehingga $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 1360 \times 2500 = 3400000 \text{ kgcm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 34000 \text{ kgm} = 30600 \text{ kgm}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$30084.642 \text{ kgm} \leq 30600 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

- Kontrol terhadap tekuk lateral

$$L_b = 460 \text{ cm}$$

$$L_p = 294.682 \text{ cm}$$

$$L_r = 936.253 \text{ cm}$$

Karena $L_p < L_b < L_r$, maka termasuk bentang menengah, maka

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

$$M_{\max} = 30114.377 \text{ kgm}$$

$$\begin{aligned} M_A &= \frac{1}{4} R_A L - \frac{1}{32} q_u L^2 \\ &= \frac{1}{4} 19482.297 \times 4.6 - \frac{1}{32} \times 122.738 \times 4.6^2 \\ &= 22323.482 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_C = M_A = 22323.482 \text{ kgm}$$

$$M_B = M_{\max} = 30084.642 \text{ kgm}$$

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

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{12.5 \times 30084.642}{2.5 \times 30084.642 + 3 \times 22323.482 + 4 \times 30084.642 + 3 \times 22323.482} \\ &= 1.141 \end{aligned}$$

$$M_p = Z_x F_y = 1360 \times 2500 = 3400000 \text{ kgcm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 1.141 \left[3400000 - (3400000 - 0.7 \times 2500 \times 1280) \left(\frac{460 - 298.682}{936.253 - 298.682} \right) \right] \\ &= 3545538.355 \text{ kgcm} > M_p, \text{ maka digunakan } M_p \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0.9 M_n = 0.9 \times 3400000 = 3060000 \text{ kgcm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$30600 \text{ kgm} > 30084.642 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

d. Kontrol terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{272}{9} \leq 2.24 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$30.22 \leq 63.36 \rightarrow \text{plastis, sehingga } \phi_v = 1 \text{ dan } C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (34 \times 0.9) \times 1 = 45900 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n = 1 \times 45900 \text{ kg} = 45900 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n > V_u$$

$$45900 \text{ kg} > 19482.297 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

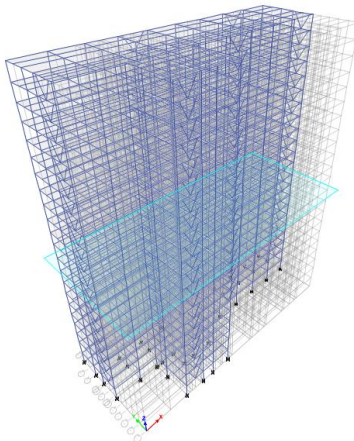
e. Kontrol lendutan

$$\begin{aligned}
 L &= 460 \text{ cm} \\
 f_{ijin} &= \frac{L}{360} = \frac{460}{360} = 1.278 \text{ cm} \\
 f^0 &= \left(\frac{5}{384} \times \frac{q_d \times L^4}{EI_x} \right) + \left(\frac{1}{48} \frac{P_u L^3}{EI_x} \right) \\
 &= \left(\frac{5}{384} \times \frac{\left(\frac{87.67}{100} \right) \times 460^4}{2000000 \times 21700} \right) + \left(\frac{1}{48} \times \frac{19200 \times 460^3}{2000000 \times 21700} \right) = 0.909 \text{ cm} \\
 f^0 &< f_{ijin} \rightarrow 0.909 \text{ cm} < 1.278 \text{ cm} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

4.2 Permodelan Struktur

4.2.1 Penjelasan Umum

Permodelan struktur pada tugas akhir ini menggunakan sistem eccentrically braced frames (EBF). Sistem struktur EBF ini berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat beban gempa. Struktur yang akan direncanakan merupakan bangunan apartemen 20 lantai dengan total tinggi struktur ± 64.45 meter. Denah rencana struktur dalam permodelan tugas akhir ini adalah sebagai berikut



Gambar 4. 31 Struktur 3D Isabella Tower Grand Kamala Lagoon

Permodelan struktur apartemen Isabella Tower Grand Kamala Lagoon Bekasi menggunakan program bantu ETABS. Pada program ETABS struktur apartemen akan dimodelkan sesuai kondisi yang nyata. Program ini akan membantu dalam mengecek apakah struktur sudah memenuhi persyaratan yang ada di SNI 1726-2015.

4.2.2 Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur mengacu pada SNI 1727:2013 dengan rincian sebagai berikut :

1. Beban Mati

Beban mati adalah seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap dan tidak terpisahkan dari bangunan selama masa layannya. Beban mati yang dihitung pada struktur ini antara lain:

- Berat beton bertulang yang memiliki berat jenis 2400 kg/m^3
- Berat pelat bondek 10.1 kg/m^2
- Berat profil baja yang terpasang sebagai rangka baja berupa balok, kolom, tangga, bresing, dll memiliki berat jenis 7850 kg/m^3
- Berat dinding bata sebesar 100 kg/m^2
- Berat aspal sebesar 14 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm
- Berat spesi sebesar 21 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm
- Berat keramik sebesar 24 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm
- Berat MEP sebesar 25 kg/m^2
- Berat plafond dan penggantung sebesar 18 kg/m^2
- Beban lift merupakan beban terpusat pada balok lantai teratas, dengan besar beban lift terlampir

Berikut adalah beban mati tambahan pelat atap dan pelat lantai gedung :

- Pelat atap

Berat aspal 2cm (2 x 14)	$= 28 \text{ kg/m}^2$
Berat plafond + penggantung (11+7)	$= 18 \text{ kg/m}^2$
Berat MEP	$= \underline{25 \text{ kg/m}^2} +$

Total	= 71 kg/m ²
Sambungan 10%	= $\frac{7.1 \text{ kg/m}^2}{10} +$
TOTAL	= 78.1 kg/m ²

- Pelat lantai

Berat spesi 2cm (2 x 14)	= 28 kg/m ²
Berat plafond + penggantung (11+7)	= 18 kg/m ²
Berat keramik 1 cm	= 24 kg/m ²
Berat MEP	= $\frac{25 \text{ kg/m}^2}{10} +$
Total	= 109 kg/m ²
Sambungan 10%	= $\frac{10.9 \text{ kg/m}^2}{10} +$
TOTAL	= 119.9 kg/m ²

2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang memungkinkan untuk lepas dari bangunan tersebut. Beban hidup yang digunakan adalah :

$$\text{Atap} = 97.893 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Lantai} = 195.785 \text{ kg/m}^2$$

3. Beban Gempa

Penentuan jenis tanah berdasarkan nilai SPT. Perhitungan beban gempa pada bangunan ini dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik dan parameter gempa yang digunakan diambil dari desain Spectra Indonesia.

4. Data Tanah

Penentuan jenis tanah merupakan salah satu persyaratan sebelum membangun sebuah bangunan. Salah satu cara untuk menentukan jenis tanah adalah dengan melakukan tes penetrasi tanah (SPT). Berikut perhitungan penentuan jenis tanah :

$$\tilde{N} \geq 50 = \text{Tanah Keras (SC)}$$

$$15 \leq \tilde{N} < 50 = \text{Tanah Sedang (SD)}$$

$$\tilde{N} < 15 = \text{Tanah Lunak (SE)}$$

Tabel 4. 3 Perhitungan N Rata-Rata

Keterangan	Kedalaman (m)	Tebal (m)	N	Tebal/N
Lapisan 1	-1.5	0	2	0
Lapisan 2	-3	1.5	6	0.250
Lapisan 3	-4.5	1.5	11	0.136
Lapisan 4	-6	1.5	13	0.115
Lapisan 5	-7.5	1.5	16	0.094
Lapisan 6	-9	1.5	14	0.107
Lapisan 7	-10.5	1.5	16	0.094
Lapisan 8	-12	1.5	22	0.068
Lapisan 9	-13.5	1.5	25	0.060
Lapisan 10	-15	1.5	26	0.058
Lapisan 11	-16.5	1.5	50/12	0.030
Lapisan 12	-18	1.5	50/17	0.030
Lapisan 13	-19.5	1.5	50/21	0.030
Lapisan 14	-21	1.5	50/18	0.030
Lapisan 15	-22.5	1.5	41	0.037
Lapisan 16	-24	1.5	50/15	0.030
Lapisan 17	-25.5	1.5	50/21	0.030
Lapisan 18	-27	1.5	38	0.039
Lapisan 19	-28.5	1.5	50/20	0.030
Lapisan 20	-30	1.5	28	0.054
Total	30			1.3219

$$\bar{N} = \frac{30}{1.3219} = 22.695 \quad (15 < \bar{N} < 50)$$

Dari perhitungan nilai N rata-rata diperoleh jenis tanah kategori tanah sedang (Kelas Situs D).

4.2.3 Pembebanan Gempa Dinamis

Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 1726:2012. Analisis

dilakukan berdasarkan analisis respon dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

4.2.3.1 Arah Pembebanan

Arah pembebanan gempa dalam kenyataannya adalah bebas, sehingga pada umumnya selalu terdapat 2 komponen beban gempa dalam arah masing-masing sumbu koordinat ortogonal yang bekerja bersamaan pada struktur gedung. Kondisi ini disimulasikan dengan meninjau pembebanan gempa dalam suatu arah sumbu koordinat yang ditinjau 100%, yang bekerja bersamaan dengan pembebanan gempa dalam arah tegak lurus dengan peninjauan sebesar 30%.

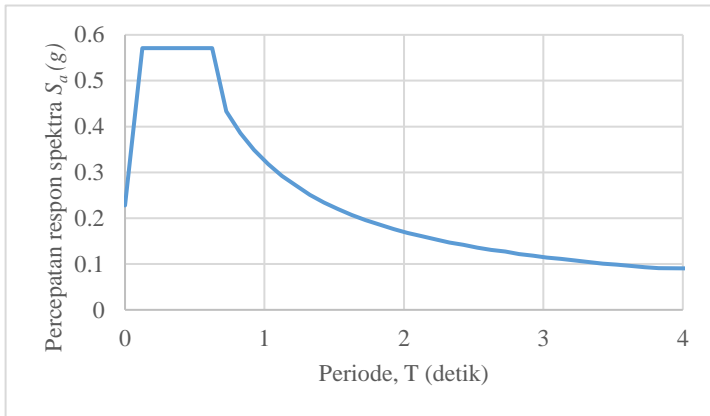
4.2.3.2 Parameter Respon Spektrum Rencana

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, ada beberapa metode perhitungan pengaruh gempa, satu di antaranya adalah *response spectrum*. Gempa merupakan getaran yang memiliki parameter-parameter sebuah getaran, seperti frekuensi, periode, spektrum dan parameter lainnya. Dalam hal ini informasi *response spectrum* merupakan fungsi spektra percepatan gempa (S) terhadap rentang waktu selama periode gempa berlangsung (T). Perhitungan gaya gempa menggunakan analisis dinamik sesuai persyaratan SNI 1726:2012. Berikut adalah nilai parameter respon spektrum untuk wilayah Bekasi dengan kondisi tanah sedang (kelas situs D).

Tabel 4. 4 Parameter Gempa Bekasi untuk Kelas Situs D

PGA (g)	0.357
S_s (g)	0.684
S₁ (g)	0.297
F_a	1.253
F_v	1.806
S_{MS} (g)	0.857
S_{M1} (g)	0.536

S_{DS} (g)	0.571
S_{D1} (g)	0.358
T_0 (s)	0.125
T_S (s)	0.626



Gambar 4. 32 Grafik Spektral Percepatan Gempa Bekasi

4.2.3.3 Faktor Reduksi Gempa (R)

Pada tugas akhir ini, gedung apartemen direncanakan menggunakan sistem rangka baja dengan sistem pengaku eksentris. Berdasarkan Tabel 9 SNI 03-1726-2012 diperoleh nilai-nilai batasan yaitu :

Tabel 4. 5 Faktor R, Cd, dan Ω_0 untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem Penahan Gaya Seismik	R	Ω_0	Cd	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur, h_n (m)				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
Rangka baja dan beton komposit	8	2 ½	4	TB	TB	TB	TB	TB

dengan bresing eksentris								
-----------------------------	--	--	--	--	--	--	--	--

4.2.3.4 Faktor Keutamaan (I)

Untuk berbagai kategori struktur bangunan gedung dan non gedung, pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan suatu faktor keamanan I_e . Gedung ini direncanakan sebagai bangunan apartemen. Pada Tabel 1 SNI 03-1726-2012 bangunan ini termasuk kategori II sehingga didapat nilai $I_e = 1$.

4.2.4 Kombinasi Pembebanan

Setelah memperhitungkan beban akibat gempa dan gravitasi, maka seluruh beban tersebut dihitung dengan faktor kombinasi yang mengacu pada SNI 03-1726-2012 sebagai berikut :

- $1.4D$
- $1.2D + 1.6L$
- $1.2D + 0.5L \pm E_x$
- $1.2D + 0.5L \pm E_y$
- $0.9D \pm E_x$
- $0.9D \pm E_y$

Keterangan :

DL = Beban mati

LL = Beban hidup

E = Beban gempa yang dinyatakan dalam 2 arah

Perencanaan struktur akan dianalisa pada bagian elemen struktur baja maupun komposit tidak diperkenankan mengalami plastis saat terjadi gempa kuat didasarkan pada nilai gaya maksimum yang terjadi pada elemen-elemen struktur tersebut setelah melalui analisis pembebanan gempa dengan koefisien beban gempa sebesar 1 dan beban hidup direduksi menjadi 0.5 kali berdasarkan syarat berat seismik efektif SNI 03-1726-2012

4.2.5 Kontrol Desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu ETABS, hasil analisis struktur harus dikontrol

terhadap suatu batasan-batasan tertentu sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012 untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Adapun hal-hal yang harus dikontrol adalah sebagai berikut :

- Kontrol partisipasi masa
- Kontrol periode getar struktur
- Kontrol nilai akhir nilai 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.

4.2.5.1 Berat Total Bangunan

Besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat dari struktur bangunan, maka perlu diketahui berat total bangunan untuk menentukan gaya geser statik. Berat dari bangunan berasal dari beban mati yang terdiri dari berat sendiri material-material bangunan dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan.

Pada perencanaan tugas akhir ini akan dilakukan perbandingan perhitungan berat struktur yang diambil dari analisis menggunakan program ETABS untuk kombinasi 1D+1L dan perhitungan berat secara manual. Hasil perbandingan tersebut tidak boleh melebihi batasan 5%.

Hasil perhitungan beban mati dan beban hidup (1D+1L) dari permodelan ETABS dan secara manual adalah pada tabel berikut.

Tabel 4. 6 Berat Super Dead Struktur

Keterangan	Beban (kg/m ²)	Luas (m ²)	Jumlah Lantai	Total (kg)
Pelat Atap	71	769.3	1	54620.3

Pelat Lantai (1-21)	88	769.3	21	1421666.4
Dinding	250	697.16	21	3660090
Total				5136376.7

Tabel 4. 7 Berat Dead Struktur

Keterangan	Beban (kg/m)	P (m)	Jumlah	Total (kg)
Pelat Bondeks	10.1	331	22	73548.20
Pelat beton	216	769.3	22	3655713.60
BA Atap WF 300 x 200 x 8 x 12	56.8	144.6	1	8213.28
BA Lantai WF 300 x 200 x 8 x 12	56.8	144.6	21	172478.88
Bresing P WF 250 x 250 x 9 x 14	72.4	14.56	22	23191.17
Bresing L WF 300 x 300 x 10 x 15	94	13.44	22	27793.92
BLL P WF 500 x 300 x 11 x 15	114	8.8	22	22070.40
BLL L WF 600 x 200 x 11 x 17	106	6.8	22	15857.60
Link P WF 500 x 300 x 11 x 15	114	3.2	22	8025.60
Link L WF 600 x 200 x 11 x 17	106	2.4	22	5596.80
BI Memanjang WF 500 x 300 x 11 x 15	114	240.4	22	602923.20
BI Melintang WF 600 x 200 x 11 x 17	106	149.8	22	349333.60
Kolom 1 CFT 700x700x28 (h=2.9m)	1586.188	147.9	7	1642181.27
Kolom 1 CFT 700x700x28 (h=2.95m)	1586.188	150.45	1	238642.11
Kolom 1 CFT 700x700x28 (h=3.5m)	1586.188	178.5	1	283134.70
Kolom 2 CFT 500x500x25 (h=2.55m)	858.875	147.9	5	635138.06
Kolom 2 CFT 500x500x25 (h=2.9m)	858.875	165.75	1	142358.53
Kolom 2 CFT 500x500x25 (h=3.25m)	858.875	130.05	1	111696.694
Kolom 3 CFT 400x400x14	501.8072	147.9	7	519520.99
TOTAL				8537418.60

Tabel 4. 8 Berat Live Struktur

Keterangan	Beban (kg/m)	L (m)	Jumlah	Total (kg)
Pelat Atap	97.893	769.3	1	75308.88217
Pelat Lantai (1-21)	195.785	769.3	21	3162973.051
Total				3238281.933

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total struktur} &= \text{SD} + \text{D} + \text{L} \\
 &= 5136376.7 + 8537418.60 + 3238281.933 \\
 &= 16912077.23 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Pembebanan yang diinput pada ETABS harus mendekati perhitungan manual sehingga pembebanan pada ETABS dapat dikatakan benar. Berikut adalah pembebanan gravitasi yang didapatkan dari ETABS.

Tabel 4. 9 Berat Total Struktur Hasil Output ETABS

Load Case/Combo	FX Kgf	FY kgf	FZ kgf
1D + 1L			17682458.20

Selisih perhitungan antara perhitungan manual dan hasil ETABS adalah sebagai berikut :
 $17682458.20 \text{ kg} - 16912077.23 \text{ kg} = 770380.97 \text{ kg}$

Sehingga diperoleh presentase :

$$\frac{770380.97}{17682458.20} \times 100\% = 4.357 \% < 5\% \text{ (OK)}$$

Dari hasil di atas selisih antara kedua perhitungan tidak melebihi 5%. Maka dapat disimpulkan bahwa analisa permodelan tersebut telah mendekati keadaan sesungguhnya

4.2.5.2 Kontrol Partisipasi Massa

Untuk mendapatkan hasil analisis struktur yang baik, analisis yang dilakukan harus menyertakan jumlah ragam yang cukup

untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi minimal 90% dari massa aktual dari masing- masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau (SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.1)

Pada perhitungan ini digunakan bantuan program ETABS untuk mendapatkan hasil partisipasi massa yang terdapat pada Tabel 4.10

Tabel 4. 10 Rasio Partisipasi Massa

Case	SUM UX	SUM UY
Modal 1	0.003	0.7338
Modal 2	0.7461	0.7369
Modal 3	0.7463	0.7373
Modal 4	0.7465	0.8685
Modal 5	0.8722	0.8687
Modal 6	0.8723	0.8687
Modal 7	0.8723	0.9126
Modal 8	0.9153	0.9127
Modal 9	0.9153	0.9127
Modal 10	0.9153	0.9318
Modal 11	0.9346	0.9318
Modal 12	0.9346	0.9456
Modal 13	0.9346	0.9456
Modal 14	0.9478	0.9456
Modal 15	0.9478	0.9534
Modal 16	0.9552	0.9534
Modal 17	0.9552	0.9534
Modal 18	0.9552	0.9598
Modal 19	0.9617	0.9598
Modal 20	0.9618	0.9598

Modal 21	0.9618	0.9658
Modal 22	0.9672	0.9658

Dari Tabel 4.10 didapat partisipasi massa untuk arah X sebesar 91.53% pada modal ke 8 dan partisipasi massa arah Y sebesar 91.26% pada modal ke 7. Maka dapat disimpulkan bahwa 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%.

4.2.5.3 Kontrol Waktu Geser 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 :

$$T_a = C_t \cdot h_n^x$$

(Nilai C_t dan x diambil dari Tabel 15 SNI 03-1726-2012)

Tabel 4. 11 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku da akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa		
Rangka baja pemikul momen	0.0724	0.8
Rangka beton pemikul momen	0.0466	0.9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0.0731	0.75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0.0731	0.75
Semua sistem struktur lainnya	0.0488	0.75

Sumber : Tabel 15 SNI 03-1726-2012

$$C_t = 0.0731$$

$$X = 0.75$$

$$h_n = 64.45 \text{ m, maka :}$$

$$T_a = 0.0731 \times 64.45^{.75} = 1.663 \text{ detik}$$

Kemudian untuk menghitung nilai T diperlukan koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung (C_u). Nilai C_u terdapat pada Tabel 14 SNI 03-1726-2012. Untuk mendapat nilai C_u dibutuhkan parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik (S_{D1}) yang telah didapatkan pada subbab sebelumnya.

Tabel 4. 12 Koefisien untuk Batas Atas pada Perioda yang Dihitung

S_{D1}	Koefisien C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Sumber : Tabel 14 SNI 03-1726-2012

Dengan nilai $S_{D1} = 0.358$, maka $C_u = 1.4$. Sehingga periode struktur yang diijinkan adalah :

$$T = T_a \cdot C_u = 1.663 \times 1.4 = 2.328 \text{ detik}$$

Tabel 4. 13 Periode Struktur

Case	Period (sec)
Modal 1	2.167
Modal 2	2.058
Modal 3	1.499
Modal 4	0.746
Modal 5	0.704
Modal 6	0.533
Modal 7	0.415

Modal 8	0.395
Modal 9	0.302
Modal 10	0.275
Modal 11	0.263
Modal 12	0.207
Modal 13	0.199
Modal 14	0.198
Modal 15	0.162
Modal 16	0.155
Modal 17	0.151
Modal 18	0.13
Modal 19	0.125
Modal 20	0.121
Modal 21	0.111
Modal 22	0.107

Dari Tabel 4.13 didapat $T_c = 2.167$ detik. Maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental, nilai T_c masih lebih kecil dari $C_u.T$. Sehingga analisis struktur Isabella Tower Grand Kamala Lagoon masih memenuhi syarat SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.2

4.2.5.4 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Jika kombinasi respons untuk gaya geser dasar ragam dinamik (V_t) lebih kecil 85% dari gaya geser dasar statik (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya gempa harus dikalikan dengan $0.85V/V_t$ (SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1)

Rumus geser statik adalah :

$$V = C_s \cdot W \quad (\text{SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.1})$$

Dimana :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{0.571}{8/1} = 0.0714$$

Nilai C_s tidak boleh lebih dari :

$$C_s \max = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{T}\right)} = \frac{0.358}{2.358 \times \left(\frac{8}{1}\right)} = 0.0192 < 0.0714 \text{ (Not OK)}$$

Dan tidak boleh kurang dari :

$$C_s \min = 0.044 S_{DS} I_e > 0.01 \\ = 0.044 \times 0.571 \times 1 = 0.0251 > 0.01 \text{ (Ok)}$$

Maka digunakan $C_s = 0.0251$

Dari analisis struktur yang sudah dilakukan, diperoleh berat total struktur Isabella Tower Grand Kamala Lagoon adalah sebagai berikut :

Tabel 4. 14 Reaksi Dasar Struktur

Load Case/Combo	FX	FY	FZ
	kgf	kgf	kgf
1D + 1L	0	0	17682458.2

Dari Tabel 4.14 didapatkan berat total struktur (W) adalah 17682458.2 kg. Maka :

$$V_{\text{statik}} = C_s \cdot W \\ = 0.0251 \times 17682458.2 = 444254.08 \text{ kg}$$

Dari hasil analisis menggunakan program ETABS didapatkan nilai gaya geser dasar (*base shear*) seperti terlihat pada Tabel 4.14

Tabel 4. 15 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

Load Case/Combo	FX	FY
	kgf	kgf
QX Max	671320.8	200347.9
QY Max	203270.1	624103.5

Kontrol nilai akhir respon spektrum:

- Arah X
 - $V_{\text{dinamik}} \geq 0.85 V_{\text{statik}}$
 - $671320.8 \text{ kg} \geq 0.85 \times 444254.08$
 - $671320.8 \text{ kg} \geq 377616 \text{ (OK)}$

- Arah Y
 - $V_{dinamik} \geq 0.85 V_{statik}$
 - $624103.5\text{kg} \geq 0.85 \times 444254.08$
 - $624103.5\text{kg} \geq 377616$ (OK)

Dari perhitungan kontrol diatas diperoleh bahwa gaya geser dasar ragam (V_t) lebih besar dari gaya geser dasar (V) sehingga memenuhi syarat pada pasal 11.1.4 SNI 03-1726-2012

4.2.5.5 Kontrol Simpangan Antar Lantai (*drift*)

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) ditentukan dengan persamaan berikut :

$$\delta_x = \frac{C_D \delta_{xe}}{I_e} \leq \Delta_a$$

Dimana :

δ_{xe} = defleksi pada lantai ke- x yang ditentukan dengan analisis elastis

C_d = faktor pembesaran defleksi (4)

I_e = faktor keutamaan gedung (1.0)

Δ_a = $0.020 h_{sx}$

Untuk tinggi tingkat 2.55 m

$$\Delta_a = 0.020 \times (2.55 \times 1000) = 51 \text{ mm}$$

Hasil rekapitulasi perhitungan Δ_a dengan ketinggian gedung, dapat dilihat pada Tabel 4.16

Tabel 4. 16 Rekapitulasi Perhitungan Δ_a

Story	Elevasi	Δ_a
	m	mm
ROOF	64.45	58
20	61.55	58
19	58.65	58

18	55.75	58
17	52.85	58
16	49.95	58
15	47.05	58
14	44.15	58
13	41.25	58
12	38.35	58
11	35.45	51
10	32.9	65
9	29.65	58
8	26.75	58
7	23.85	58
6	20.95	58
5	18.05	58
4	15.15	58
3	12.25	58
2	9.35	58
1	6.45	70
P1	2.95	59
Base	0	58

Dari analisis akibat beban lateral (beban gempa) dengan program ETABS, diperoleh nilai simpangan yang terjadi pada struktur dapat dilihat pada Tabel 4.17 dan Tabel 4.18

Tabel 4. 17 Simpangan Antar Lantai Sumbu X

Story	Elevasi	Tinggi	Simpangan	δ_i	Δa	kontrol
	m	m	mm	X Cd	mm	
ROOF	64.45	2.9	55.5	4.4	58	OK
20	61.55	2.9	54.3	5.6	58	OK
19	58.65	2.9	52.9	6.8	58	OK

18	55.75	2.9	51.1	7.6	58	OK
17	52.85	2.9	49.2	8.8	58	OK
16	49.95	2.9	47	9.2	58	OK
15	47.05	2.9	44.6	10.4	58	OK
14	44.15	2.9	42	9.6	58	OK
13	41.25	2.9	39.6	10	58	OK
12	38.35	2.9	37	10.8	58	OK
11	35.45	2.55	34.4	9.6	51	OK
10	32.9	3.25	32	13.2	65	OK
9	29.65	2.9	28.6	12.4	58	OK
8	26.75	2.9	25.6	12.4	58	OK
7	23.85	2.9	22.6	11.6	58	OK
6	20.95	2.9	19.6	12	58	OK
5	18.05	2.9	16.7	12.4	58	OK
4	15.15	2.9	13.6	12.4	58	OK
3	12.25	2.9	10.6	12.4	58	OK
2	9.35	2.9	7.5	12.4	58	OK
1	6.45	3.5	4.4	12.4	70	OK
P1	2.95	2.95	1.3	5.2	59	OK
Base	0	0	0	0	58	OK

Tabel 4. 18 Simpangan Antar Lantai Sumbu Y

Story	Elevasi	Tinggi	Simpangan	δ_i	Δa	Kontrol
	m	m	mm	X Cd	mm	
ROOF	64.45	2.9	59.6	5.6	58	OK
20	61.55	2.9	58.1	7.2	58	OK
19	58.65	2.9	56.3	8.4	58	OK
18	55.75	2.9	54.2	9.2	58	OK
17	52.85	2.9	51.9	10	58	OK
16	49.95	2.9	49.3	11.2	58	OK
15	47.05	2.9	46.6	11.6	58	OK
14	44.15	2.9	43.6	10.8	58	OK
13	41.25	2.9	41	11.2	58	OK
12	38.35	2.9	38.2	11.2	58	OK
11	35.45	2.55	35.3	10.4	51	OK
10	32.9	3.25	32.8	14.4	65	OK
9	29.65	2.9	29.2	12.8	58	OK

8	26.75	2.9	26.1	13.2	58	OK
7	23.85	2.9	22.8	12	58	OK
6	20.95	2.9	19.9	12.4	58	OK
5	18.05	2.9	16.8	12.4	58	OK
4	15.15	2.9	13.8	12.4	58	OK
3	12.25	2.9	10.7	12.8	58	OK
2	9.35	2.9	7.5	12.4	58	OK
1	6.45	3.5	4.4	13.2	70	OK
P1	2.95	2.95	1.2	4.8	59	OK
Base	0	0	0	0	58	OK

Maka, dari hasil kontrol simpangan arah X dan Y didapatkan hasil analisis memenuhi persyaratan sesuai SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1

4.2.5.6 Kontrol Sistem Ganda

Berdasarkan SNI 1727-2012 Pasal 7.2.5.1, Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut. Berikut total reaksi perletakan SRPM dan SRBE.

Tabel 4. 19 Reaksi Perletakan dan Presentase Gaya Geser yang Dipikul Akibat Gempa Arah X dan Y

Pemikul Gaya Geser	Gempa X		Gempa Y	
	Kg	%	Kg	%
SRBE	149456.6	22.26	137923.6	22.09
SRPM	521884.2	77.74	486403	77.91
Total	671340.8	100	624326.6	100

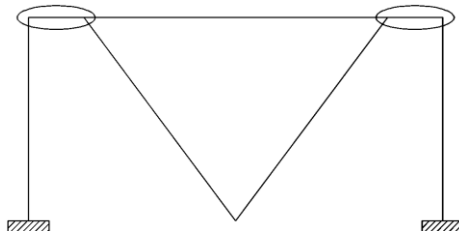
Berdasarkan perhitungan di atas, Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) menahan gaya gempa arah X sebesar 77.74% dan gaya gempa arah Y sebesar 77.91% yang mana telah melebihi ketentuan bahwa SRPM harus menahan gaya gempa setidaknya 25%. Jadi, konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat

sebagai struktur sistem ganda berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.2.5.1

4.3 Perhitungan Struktur Primer

Setelah dilakukan permodelan struktur 3 dimensi dengan menggunakan program bantu ETABS, maka tahap selanjutnya adalah melakukan analisis struktur melalui kontrol terhadap struktur utama dengan menggunakan peraturan yang berlaku yaitu SNI 1729-2015

4.3.1 Perencanaan Link

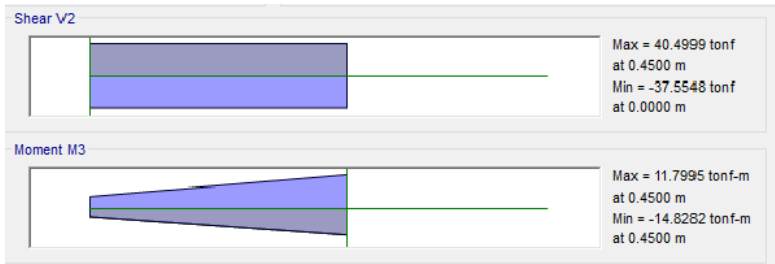


Gambar 4. 33 Elemen *Link*

4.3.1.1 Perencanaan Link Memanjang

Balok link direncanakan menggunakan profil WF 500 x 300 x 11 x 15, dengan data-data sebagai berikut:

W =	114	kg/m	I _x =	60400	cm ⁴
A =	145.5	cm ²	I _y =	6760	cm ⁴
d =	482	mm	S _x =	2500	cm ³
bf =	300	mm	Z _x =	2663	cm ³
tw =	11	mm	L _p =	339.502	cm
tf =	15	mm	L _r =	980.654	cm
r =	26	mm	f _y =	250	MPa
h =	400	mm	f _u =	410	MPa



Gambar 4. 34 Gaya Dalam *Link* Arah Memanjang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$$V_u = 37554.8 \text{ kg}$$

$$M_u = 14828.2 \text{ kgm}$$

a. Penentuan jenis *link*

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 2663 \times 2500 = 6657500 \text{ kgcm}$$

$$V_p = 0.6 f_y (d - 2tf) \cdot tw = 0.6 \times 2500 \times (48.2 - 2 \times 1.5) \times 1.1 = 74580 \text{ kg}$$

$$e = \frac{1.6 \times M_p}{V_p} = \frac{1.6 \times 6657500}{74580} = 142.826 \text{ cm}$$

Pada analisa yang dilakukan di aplikasi ETABS direncanakan panjang *link* untuk Short adalah 80 cm.

b. Kontrol penampang

- Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 15} = 10$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang kompak)}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.364$$

$$\lambda p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$$

$\lambda < \lambda p$ (penampang kompak)

Karena penampang kompak, maka :

$$N_y = A_g \times f_y = 145.5 \times 2500 = 363750 \text{ kg}$$

c. Kontrol kuat geser

Berdasarkan acuan peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal *link* diambil yang terkecil dari V_p atau $2Mp/e$.

$$V_p = 0.6 f_y (d-2t_f). t_w = 0.6 \times 2500 \times (48.2 - 2 \times 1.5) \times 1.1 \\ = 74580 \text{ kg}$$

$$V_p = \frac{2 \times Mp}{e} = \frac{2 \times 6657500}{80} = 166438 \text{ kg}$$

$$V_n = V_p = 74580 \text{ kg}$$

- Cek kapasitas penampang

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$37554.8 \leq 0.9 \times 74580 \text{ kg}$$

$$37554.8 \leq 67122 \text{ kg}$$

d. Kontrol sudut rotasi *link*

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.7 untuk nilai lebih kecil dari $\frac{1.6 \times Mp}{V_p}$, sudut rotasi *link* tidak boleh melebihi 0.08 radian.

$$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right) \phi = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \frac{\delta_x}{H_{lantai}} = \left(\frac{600}{80}\right) \cdot \frac{1.42}{290} = 0.0367$$

$$\alpha < \alpha \text{ maks}$$

$$0.0367 < 0.08 \text{ radian (OK)}$$

4.3.1.2 Pengaku *Link* Arah Memanjang

Menurut SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.3 untuk pengaku dengan panjang *link* kurang dari $\frac{1.6 \times Mp}{V_p}$, harus direncanakan

memiliki pengaku antara dengan spasi tidak melebihi harga-harga berikut :

- Untuk $\alpha = 0.08$ radian

$$S = (30tw - d/5) \\ = (30 \times 1.1 - 48.2/5) = 23.36 \text{ cm}$$

- Untuk $\alpha = 0.02$ radian

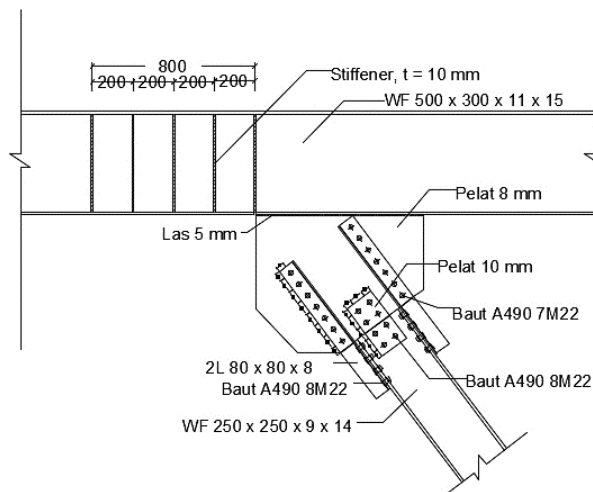
$$S = (52tw - d/5) \\ = (52 \times 1.1 - 48.2/5) = 47.56 \text{ cm}$$

- Untuk $\alpha = 0.0367$ radian, maka harus diinterpolasi

$$S = \left(\frac{0.0367 - 0.02}{0.08 - 0.02} \right) \times (23.36 - 47.56) + 47.56 = 40.815 \text{ cm}$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 20 cm

Tebal pengaku digunakan nilai terbesar antara $0.75 tw$ ($0.75 \times 11 = 8.25 \text{ mm}$) dan 10mm. Sehingga digunakan 10 mm.

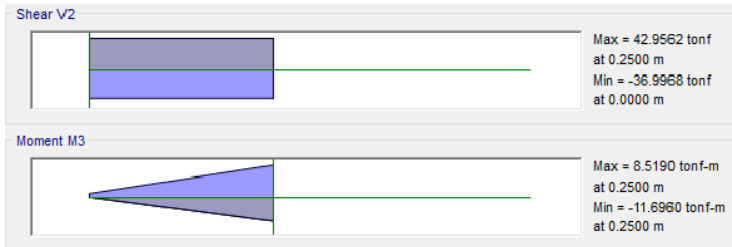


Gambar 4. 35 Jarak Pengaku *Link* Memanjang

4.3.1.3 Perencanaan Link Melintang

Balok link direncanakan menggunakan profil WF 600 x 200 x 11 x 17, dengan data-data sebagai berikut:

W	=	106	kg/m	I _x	=	77600	cm ⁴
A	=	134.4	cm ²	I _y	=	2280	cm ⁴
d	=	600	mm	S _x	=	2590	cm ³
b _f	=	200	mm	Z _x	=	2863	cm ³
t _w	=	11	mm	L _p	=	205.1	cm
t _f	=	17	mm	L _r	=	605.41	cm
r	=	22	mm	f _y	=	250	MPa
h	=	522	mm	f _u	=	410	MPa



Gambar 4. 36 Gaya Dalam *Link* Arah Melintang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$$V_u = 36996.8 \text{ kg}$$

$$M_u = 11696 \text{ kgm}$$

a. Penentuan jenis *link*

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 2863 \times 2500 = 7157500 \text{ kgcm}$$

$$V_p = 0.6 f_y (d - 2t_f) \cdot t_w = 0.6 \times 2500 \times (60 - 2 \times 1.7) \times 1.1 = 93390 \text{ kg}$$

$$e = \frac{1.6 \times M_p}{V_p} = \frac{1.6 \times 7157500}{93390} = 122.626 \text{ cm}$$

Pada analisa yang dilakukan di aplikasi ETABS direncanakan panjang *link* untuk Short adalah 60 cm.

b. Kontrol penampang

- Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 17} = 5.882$$

$$\lambda p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

$\lambda < \lambda p$ (penampang kompak)

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{522}{11} = 47.455$$

$$\lambda p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$$

$\lambda < \lambda p$ (penampang kompak)

Karena penampang kompak, maka :

$$N_y = A_g \times f_y = 134.4 \times 2500 = 336000 \text{ kg}$$

- c. Kontrol kuat geser

Berdasarkan acuan peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal *link* diambil yang terkecil dari V_p atau $2Mp/e$.

$$V_p = 0.6 f_y (d-2tf). \quad tw = 0.6 \times 2500 \times (60 - 2 \times 1.7) \times 1.1 \\ = 93390 \text{ kg}$$

$$V_p = \frac{2 \times Mp}{e} = \frac{2 \times 7157500}{60} = 238583.33 \text{ kg}$$

$$V_n = V_p = 93390 \text{ kg}$$

- Cek kapasitas penampang

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$36996.8 \leq 0.9 \times 93390 \text{ kg}$$

$$36996.8 \leq 84051 \text{ kg}$$

- d. Kontrol sudut rotasi *link*

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.7 untuk nilai e lebih kecil dari $1.6Mp/V_p$, sudut rotasi *link* tidak boleh melebihi 0.08 radian.

$$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right) \phi = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \frac{\delta_x}{H_{lantai}} = \left(\frac{600}{60}\right) \cdot \frac{1.42}{290} = 0.049$$

$$\alpha < \alpha \text{ maks}$$

$$0.049 < 0.08 \text{ radian (OK)}$$

4.3.1.4 Pengaku *Link* Arah Melintang

Menurut SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.3 untuk pengaku dengan panjang *link* kurang dari $\frac{1.6 \times Mp}{Vp}$, harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak melebihi harga-harga berikut :

- Untuk $\alpha = 0.08$ radian

$$S = (30tw - d/5)$$

$$= (30 \times 1.1 - 60/5) = 21 \text{ cm}$$
- Untuk $\alpha = 0.02$ radian

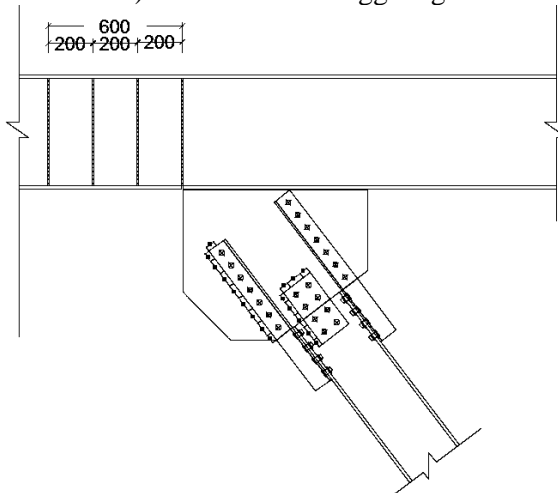
$$S = (52tw - d/5)$$

$$= (52 \times 1.1 - 60/5) = 45.2 \text{ cm}$$
- Untuk $\alpha = 0.049$ radian, maka harus diinterpolasi

$$S = \left(\frac{0.049 - 0.02}{0.08 - 0.02} \right) \times (21 - 45.2) + 45.2 = 33.517 \text{ cm}$$

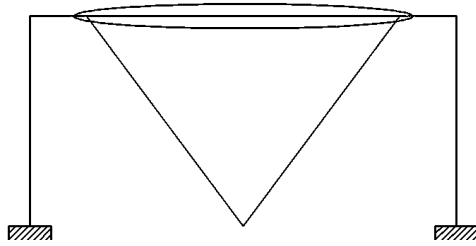
Dipasang pengaku antara dengan jarak 20 cm

Tebal pengaku digunakan nilai terbesar antara 0.75 tw ($0.75 \times 11 = 8.25 \text{ mm}$) dan 10mm. Sehingga digunakan 10 mm.



Gambar 4. 37 Jarak Pengaku *Link* Melintang

4.3.2 Balok Luar *Link*

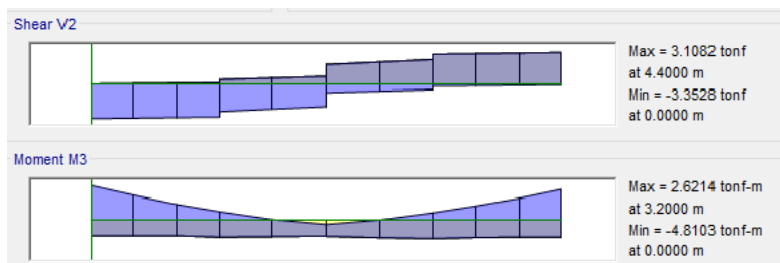


Gambar 4. 38 Elemen Balok diluar *Link*

4.3.2.1 Balok Luar *Link* Arah Memanjang

Balok diluar *link* direncanakan menggunakan profil WF 500 x 300 x 11 x 15, dengan data-data sebagai berikut :

W	=	114	kg/m	I _x	=	60400	cm ⁴
A	=	145.5	cm ²	I _y	=	6760	cm ⁴
d	=	482	mm	S _x	=	2500	cm ³
bf	=	300	mm	Z _x	=	2663	cm ³
tw	=	11	mm	L _p	=	339.502	cm
tf	=	15	mm	L _r	=	980.654	cm
r	=	26	mm	f _y	=	250	MPa
h	=	400	mm	f _u	=	410	MPa



Gambar 4. 39 Gaya Dalam Balok Luar *Link* Memanjang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah :

$$\text{Mu} = 4810.3 \text{ kgm}$$

$$V_u = 3352.8 \text{ kg}$$

Berdasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan paling tidak 1.1 kali kuat geser nominal *link* sebesar $R_y \cdot V_n$ dan kuat rencana balok diluar link dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor R_y .

V_n = kuat geser nominal *link*, diambil terkecil dari V_p atau $2M_p/e$

$$V_p = 0.6 f_y (d - 2t_f) \cdot t_w = 0.6 \times 2500 \times (48.2 - 2 \times 1.5) \times 1.1 = 74580 \text{ kg}$$

$$M_p = Z_x F_y = 2663 \times 2500 = 6657500 \text{ kgcm}$$

$$V_p = \frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 6657500}{80} = 166438 \text{ kg}$$

Sehingga digunakan $V_n = 74580 \text{ kg}$, maka

$$V_u = 1.1 \times R_y \times V_n = 1.1 \times 1.5 \times 74580 = 123057 \text{ kg}$$

a. Kontrol Penampang

- Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{bf}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 15} = 10$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang kompak)}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{400}{11} = 36.364$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang kompak)}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 2663 \times 2500 = 6657500 \text{ kgcm}$$

b. Kontrol terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{400}{11} \leq 2.24 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$36.364 \leq 63.36 \rightarrow$ plastis, sehingga $\phi_v = 1$ dan $C_v = 1$

$$V_n = 0.6 F_y A_w \quad C_v = 0.6 \times 2500 \times (48.2 \times 1.1) \times 1 = 79530 \text{ kg}$$

c. Kontrol interaksi geser dan lentur

$$\frac{Mu}{\phi Mn} + 0.625 \frac{Vu}{\phi Vn} \leq 1.375$$

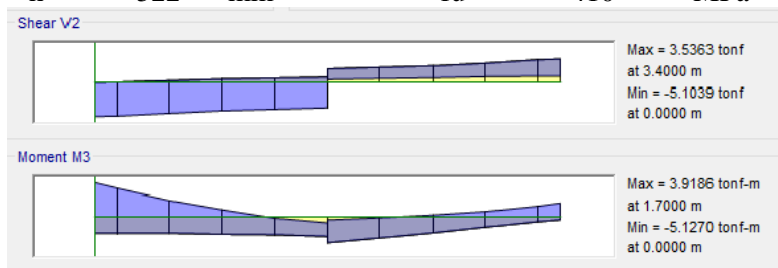
$$\frac{481030}{0.9 \times 6657500} + 0.625 \frac{123057}{0.9 \times 79530} \leq 1.375$$

$$1.1548 \leq 1.375 \text{ (OK)}$$

4.3.2.2 Balok Luar *Link* Arah Melintang

Balok diluar *link* direncanakan menggunakan profil WF 600 x 200 x 11 x 17, dengan data-data sebagai berikut :

W = 106 kg/m	I _x = 77600 cm ⁴
A = 134.4 cm ²	I _y = 2280 cm ⁴
d = 600 mm	S _x = 2590 cm ³
bf = 200 mm	Z _x = 2863 cm ³
tw = 11 mm	L _p = 205.1 cm
tf = 17 mm	L _r = 605.41 cm
r = 22 mm	f _y = 250 MPa
h = 522 mm	f _u = 410 MPa



Gambar 4. 40 Gaya Dalam Balok Luar *Link* Melintang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah :

$$\text{Mu} = 5127 \text{ kgm}$$

$$\text{Vu} = 5103.9 \text{ kg}$$

Berdasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan paling tidak 1.1 kali kuat geser nominal *link* sebesar $R_y \cdot V_n$ dan kuat rencana balok diluar link dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor R_y .

V_n = kuat geser nominal *link*, diambil terkecil dari V_p atau $2M_p/e$

$$V_p = 0.6 f_y (d - 2t_f) \cdot t_w = 0.6 \times 2500 \times (60 - 2 \times 1.7) \times 1.1 \\ = 93390 \text{ kg}$$

$$M_p = Z_x F_y = 2863 \times 2500 = 7157500 \text{ kgcm}$$

$$V_p = \frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 7157500}{60} = 238583 \text{ kg}$$

Sehingga digunakan $V_n = 93390 \text{ kg}$, maka

$$\text{Vu} = 1.1 \times R_y \times V_n = 1.1 \times 1.5 \times 93390 = 154094 \text{ kg}$$

a. Kontrol Penampang

- Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{bf}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 17} = 5.882$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang kompak)}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{522}{11} = 47.455$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang kompak)}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 2863 \times 2500 = 7157500 \text{ kgcm}$$

b. Kontrol terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$\frac{522}{11} \leq 2.24 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

47.455 ≤ 63.36 → plastis, sehingga $\phi_v = 1$ dan $C_v = 1$

$$V_n = 0.6 F_y A_w \quad C_v = 0.6 \times 2500 \times (60 \times 1.1) \times 1 = 99000 \text{ kg}$$

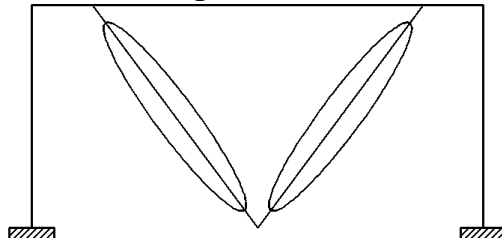
c. Kontrol interaksi geser dan lentur

$$\frac{Mu}{\phi Mn} + 0.625 \frac{Vu}{\phi Vn} \leq 1.375$$

$$\frac{512700}{0.9 \times 7157500} + 0.625 \frac{154094}{0.9 \times 99000} \leq 1.375$$

$$1.161 \leq 1.375 \text{ (OK)}$$

4.3.3 Perencanaan Bresing



Gambar 4. 41 Elemen Bresing

4.3.3.1 Perencanaan Bresing Arah Memanjang

Bresing direncanakan menggunakan profil WF 250 x 250 x 9 x 14, dengan data-data sebagai berikut :

W	= 72.4	kg/m	ix	= 10.8	cm
A	= 92.18	cm ²	iy	= 6.29	cm
d	= 250	mm	Sx	= 867	cm ³
bf	= 250	mm	Zx	= 937	cm ³
tw	= 9	mm	Lp	= 313.118	cm
tf	= 14	mm	Lr	= 1190.786	cm
r	= 16	mm	h	= 190	mm

$$\begin{aligned}
 I_x &= 10800 \text{ cm}^4 & f_y &= 250 \text{ MPa} \\
 I_y &= 3650 \text{ cm}^4 & f_u &= 410 \text{ MPa} \\
 \alpha &= 52.815^\circ \\
 L &= 413.4 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi aksial dan lentur perlu pada batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1.25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1.25 Ry Vn. Kuat rencana batang bresing harus lebih besar dari pada kuat perlu elemen *link*.

$$V_u = 1.25 R_y \quad V_n = 1.25 \times 1.5 \times 74580 = 139837.5 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{139837.5}{\sin 52.815} = 175522.8 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{139837.5}{\sin 52.815} = 175522.8 \text{ kg}$$

a. Kontrol penampang profil

- Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{250}{2 \times 14} = 8.929$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15.811$$

$$\lambda < \lambda_R \text{ (penampang tidak langsing)}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{190}{9} = 21.111$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42.058$$

$$\lambda < \lambda_R \text{ (penampang tidak langsing)}$$

b. Kontrol kuat bresing

$$\text{Arah X} \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{413.4}{10.8} = 38.278$$

$$\text{Arah Y} \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{413.4}{6.29} = 65.723$$

$$\lambda \text{ pakai} = 65.723$$

$$f_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(65.723)^2} = 4569.725 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L_{ky}}{i_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$65.723 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

$$65.723 \leq 133.219 \text{ maka,}$$

$$F_{cr} = \left[0.685 \frac{f_y}{f_e}\right] \times f_y = \left[0.685 \frac{2500}{4569.725}\right] \times 2500 = 2032.59 \text{ kg/cm}^2$$

- Bresing tarik

$$P_{max} = R_y \cdot F_y \cdot A_g = 1.5 \times 2500 \times 92.18 = 345675 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 345675 = 311107.5 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$311107.5 \text{ kg} > 175522.8 \text{ kg (OK)}$$

- Bresing tekan

$$P_{max} = 1.1 R_y \cdot A_g \cdot F_{cr} = 1.1 \times 1.5 \times 92.18 \times 2032.59 = 309150.8 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.85 \times 309150.8 = 262778.2 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$262778.2 \text{ kg} > 175522.8 \text{ kg (OK)}$$

4.3.3.2 Perencanaan Bresing Arah Melintang

Bresing direncanakan menggunakan profil WF 300 x 300 x 10 x 15, dengan data-data sebagai berikut :

W	=	94	kg/m	ix	=	13.1	cm
A	=	119.8	cm ²	iy	=	7.51	cm
d	=	300	mm	Sx	=	1360	cm ³
bf	=	300	mm	Zx	=	1465	cm ³
tw	=	10	mm	Lp	=	373.85	cm
tf	=	15	mm	Lr	=	1309.11	cm
r	=	18	mm	h	=	234	mm
Ix	=	20400	cm ⁴	fy	=	250	MPa
Iy	=	6750	cm ⁴	fu	=	410	MPa

$$\alpha = 59.621^\circ$$

$$L = 389.1 \text{ cm}$$

Berdasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi aksial dan lentur perlu pada batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1.25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1.25 Ry Vn. Kuat rencana batang bresing harus lebih besar dari pada kuat perlu elemen *link*.

$$V_u = 1.25 R_y V_n = 1.25 \times 1.5 \times 93390 = 175106.3 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{175106.3}{\sin 59.621} = 202975.2 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{175106.3}{\sin 59.621} = 202975.2 \text{ kg}$$

a. Kontrol penampang profil

- Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 15} = 10$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15.811$$

$$\lambda < \lambda_R \text{ (penampang tidak langsing)}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{234}{10} = 23.4$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42.058$$

$$\lambda < \lambda_R \text{ (penampang tidak langsing)}$$

b. Kontrol kuat bresing

$$\text{Arah X} \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{389.1}{13.1} = 29.702$$

$$\text{Arah Y} \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{389.1}{7.51} = 51.811$$

$$\lambda \text{ pakai} = 51.811$$

$$f_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 200000}{(51.811)^2} = 7353.382 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L_{ky}}{i_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$51.811 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

$$51.811 \leq 133.219 \text{ maka,}$$

$$F_{cr} = \left[0.685 \frac{f_y}{f_e}\right] \times f_y = \left[0.685 \frac{2500}{7353.382}\right] \times 2500 = 2198.255 \text{ kg/cm}^2$$

- Bresing tarik

$$P_{max} = R_y \cdot F_y \cdot A_g = 1.5 \times 2500 \times 119.8 = 449250 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 449250 = 404325 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$404325 \text{ kg} > 202975.2 \text{ kg (OK)}$$

- Bresing tekan

$$P_{max} = 1.1 R_y \cdot A_g \cdot F_{cr} = 1.1 \times 1.5 \times 119.8 \times 2198.255 = 434529.2 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.85 \times 434529.2 = 369349.8 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$369349.8 \text{ kg} > 202975.2 \text{ kg (OK)}$$

4.3.4 Perencanaan Balok Induk

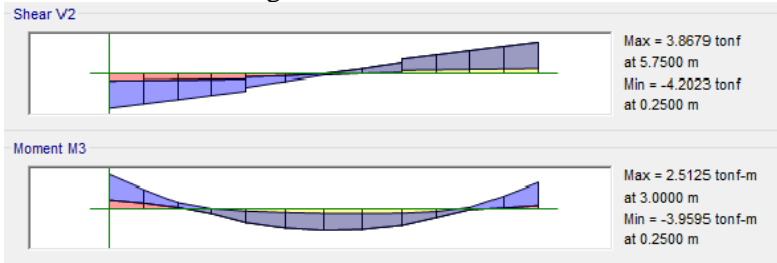
4.3.4.1 Perencanaan Balok Induk Arah Memanjang

Balok induk arah memanjang direncanakan menggunakan profil WF 500 x 300 x 11 x 15, dengan data-data sebagai berikut :

W	=	114	kg/m	I _x	=	60400	cm ⁴
A	=	145.5	cm ²	I _y	=	6760	cm ⁴
d	=	482	mm	S _x	=	2500	cm ³
bf	=	300	mm	Z _x	=	2663	cm ³
tw	=	11	mm	L _p	=	339.502	cm
tf	=	15	mm	L _r	=	980.654	cm
r	=	26	mm	f _y	=	250	MPa
h	=	400	mm	f _u	=	410	MPa

1. Sebelum komposit

Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek, dan beban pelat beton. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut :



Gambar 4. 42 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Sebelum Komposit

$$M_{\max} = 3959.5 \text{ kgm}$$

$$V_{\max} = 4202.3 \text{ kg}$$

a. Kontrol terhadap gaya lentur

- Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 15} = 10$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang kompak)}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.364$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang kompak)}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 2663 \times 2500 = 6657500 \text{ kgcm} = 66575 \text{ kgm}$$

$$\begin{aligned} \mu &\leq \phi_b M_n \\ 3959.5 &\leq 0.9 \times 66575 \\ 3959.5 &\leq 59917.5 \text{ kgm (OK)} \end{aligned}$$

b. Kontrol tekuk lateral

$$\begin{aligned} L_b &= 600 \text{ cm} \\ L_p &= 339.502 \text{ cm} \\ L_r &= 980.654 \text{ cm} \end{aligned}$$

Karena $L_p < L_b < L_r$, maka termasuk bentang menengah, maka

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

$$M_{max} = 3959.5 \text{ kgm}$$

$$M_A = 440.2 \text{ kgm}$$

$$M_B = 2512.5 \text{ kgm}$$

$$M_C = 892.4 \text{ kgm}$$

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

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{12.5 \times 3959.5}{2.5 \times 3959.5 + 3 \times 440.2 + 4 \times 2512.5 + 3 \times 892.4} \\ &= 2.067 \end{aligned}$$

$$M_p = Z_x F_y = 2663 \times 2500 = 6657500 \text{ kgcm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 2.067 \left[6657500 - (6657500 - 0.7 \times 2500 \times 2500) \left(\frac{600 - 339.502}{980.654 - 339.502} \right) \right] \\ &= 11843271.86 \text{ kgcm} > M_p, \text{ maka digunakan } M_p \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0.9 M_n = 0.9 \times 66575 = 59917.5 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$59917.5 \text{ kgm} > 3959.5 \text{ kgm (OK)}$$

c. Kontrol terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{400}{11} \leq 2.24 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$36.364 \leq 63.36 \rightarrow \text{plastis, sehingga } \phi_v = 1 \text{ dan } C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (48.2 \times 1.1) \times 1 = 79530 \text{ kg}$$

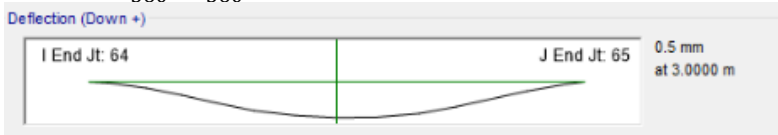
$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$4202.3 \text{ kg} \leq 79530 \text{ kg (OK)}$$

d. Kontrol lendutan

$$L = 600 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1.667 \text{ cm}$$



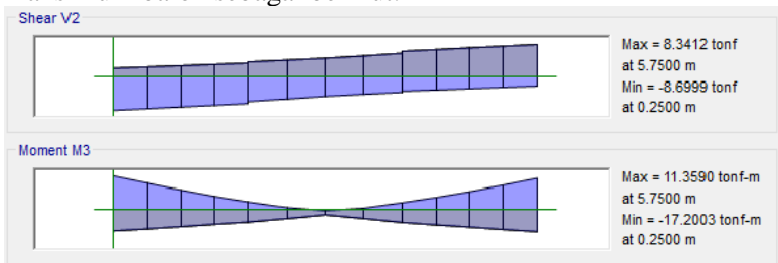
Gambar 4. 43 Lendutan Balok Induk Memanjang

$$f^0 = 0.05 \text{ cm (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.03 < 1.667 \text{ cm (OK)}$$

2. Setelah komposit

Pada kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4. 44 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Setelah Komposit

$$M_{(-)} = 17200.3 \text{ kgm}$$

$$M_{(+)} = 11359 \text{ kgm}$$

$$V_{\text{max}} = 8699.9 \text{ kg}$$

a. Zona Momen Positif

Menghitung momen nominal

- Lebar efektif

$$B_{eff} \leq 1/8 L = 1/8 \times 6000 = 750 \text{ mm}$$

$$B_{eff} \leq 1/2 S = 1/2 \times 6000 = 3000 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan $B_{eff} = 750 \text{ mm}$

- Kriteria penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.364$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$$

$\lambda < \lambda_p$ (penampang kompak), sehingga momen nominal dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

- Kontrol momen

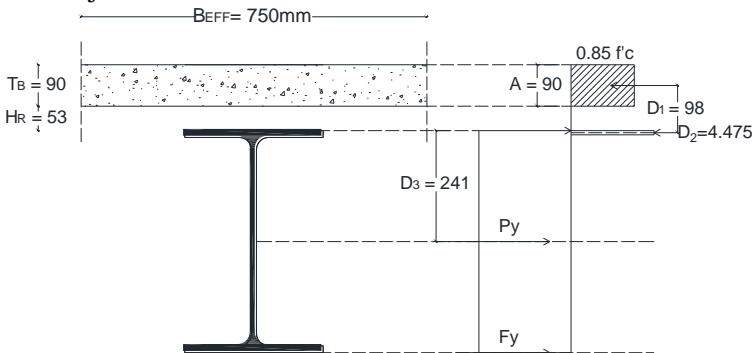
$$A_c = b_{eff} \times t_b = 750 \times 90 = 67500 \text{ mm}^2$$

$$C_1 = A_s \times f_y = 14550 \times 250 = 3637500 \text{ N}$$

$$C_2 = 0.85 \times f'_c \times A_c = 0.85 \times 40 \times 67500 = 2295000 \text{ N}$$

Diambil C terkecil yaitu, $C_2 = 2295000 \text{ N}$

Karena $C_1 > C_2$, maka garis netral terletak pada penampang baja



Gambar 4. 45 Jarak-Jarak Gaya yang Bekerja pada Balok Induk Memanjang

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_{eff}} = \frac{2295000}{0.85 \times 40 \times 750} = 90 \text{ mm}$$

$$d_1 = h_r + t_b - \frac{a}{2} = 53 + 90 - \frac{90}{2} = 98$$

$$d_2 = \frac{\left(\frac{C_1 - C_2}{2}\right)}{2F_y b_f} = \frac{\left(\frac{3637500 - 2295000}{2}\right)}{2 \times 250 \times 300} = 4.475 \text{ mm}$$

$$d_2 = 4.475 \text{ mm} \leq t_f = 15 \text{ mm (OK)}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{482}{2} = 241 \text{ mm}$$

$$M_n = C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2)$$

$$C = C_2 = 2295000 \text{ N}$$

$$P_y = C_1 = 3637500 \text{ N}$$

$$M_n = 2295000 (98 + 4.475) + 3637500 (241 - 4.475)$$

$$M_n = 1095539813 \text{ Nmm} = 109553.9813 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 109553.9813 = 93120.884 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$93120.884 \text{ kgm} > 11359 \text{ kgm}$$

- Kontrol terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{400}{11} \leq 2.24 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$36.36 \leq 63.36 \rightarrow \text{plastis, sehingga } \phi_v = 1 \text{ dan } C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$= 0.6 \times 2500 \times (48.2 \times 1.1) \times 1$$

$$= 79530 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0.9 V_n = 0.9 \times 79530 \text{ kg} = 71577 \text{ kg}$$

$$\phi V_n > V_u,$$

$$71577 \text{ kg} > 8699.9 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 600$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1.667 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0.03 \text{ mm (hasil analisis ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.03 \text{ mm} < 1.667 \text{ cm (OK)}$$

b. Zona Momen Negatif

Data tulangan negatif pelat :

$$\text{Diameter} = 7 \text{ mm}$$

$$\text{Luas tulangan (Ar)} = 0.385 \text{ cm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan} = 125 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah tulangan} = b_{\text{eff}} / \text{jarak tulangan} = 750/125 = 6 \text{ buah}$$

$$\text{Selimut beton (c)} = 20 \text{ mm}$$

$$F_y \text{ tulangan} = 500 \text{ MPa}$$

• Menghitung momen nominal

$$T = n \times A_r \times F_y = 6 \times 0.385 \times 5000 = 11545.353 \text{ kg}$$

$$C_s = A_s \times F_y = 145.5 \times 2500 = 363750 \text{ kg}$$

Gaya pada sayap profil, (T_f)

$$T_f = b_f \times t_f \times F_y = 30 \times 1.5 \times 2500 = 112500 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil, (T_w)

$$T_w = \frac{C_s - T}{2} - T_f = \frac{363750 - 11545.353}{2} - 112500 = 63602.323 \text{ kg}$$

$$a_w = \frac{T_w}{t_w \times F_y} = \frac{63602.323}{1.1 \times 2500} = 23.128 \text{ cm}$$

$$d_1 = h_r + t_b - c = 5.3 + 9 - 2 = 12.3 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{(T_f \times 0.5 t_f) + (T_w (t_f + 0.5 a_w))}{T_f + T_w}$$

$$d_2 = \frac{(112500 \times 0.5 \times 1.5) + (63602.323 (1.5 + 0.5 \times 23.128))}{112500 + 63602.323}$$

$$d_2 = 5.197 \text{ cm (dari sisi atas profil baja)}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{48.2}{2} = 24.1 \text{ cm}$$

$$M_n = T(d_1 + d_2) + C_s(d_3 - d_2)$$

$$= 11545.353 (12.3 + 5.197) + 363750 (24.1 - 5.197)$$

$$= 7077823.852 \text{ kgcm} = 70778.239 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times M_n = 0.85 \times 70778.239 = 60161.503 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n > M_u(-)$$

$$60161.503 \text{ kgm} > 17200.3 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

c. Perencanaan *Shear Connector* (Stud)

$$d = 28 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = \frac{\pi}{4} d^2 = \frac{\pi}{4} 28^2 = 615.752 \text{ mm}^2$$

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

$$E_c = 0.043 \times W_c^{1.5} \sqrt{f_c'} = 0.043 \times 2400^{1.5} \sqrt{40}$$

$$E_c = 31975.351 \text{ MPa}$$

Kekuatan geser nominal dari satu angkur *steel headed stud* yang ditanam pada suatu pelat komposit dengan dek ditentukan dengan rumus :

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f_c' \times E_c} \leq R_g R_p A_{sc} F_u$$

$$Q_n = 0.5 \times 615.752 \sqrt{40 \times 31975.351}$$

$$Q_n = 348187.841 \text{ N}$$

$$R_g = 0.85 \text{ (digunakan 2 stud tiap gelombang)}$$

$$R_p = 0.6 \text{ (stud di las pada pelat komposit)}$$

$$R_g R_p A_{sc} F_u = 0.85 \times 0.6 \times 615.752 \times 410 = 128753.77 \text{ N}$$

$$R_g R_p A_{sc} F_u \leq Q_n \text{ maka } Q_n = 128753.77 \text{ N}$$

Maka,

$$Q_n = 128753.77 \text{ N}$$

$$V_h = C_2 = 2295000 \text{ N}$$

Jumlah penghubung geser momen positif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris :

$$N = \frac{V_h}{2Q_n} = \frac{2295000}{2 \times 128753.77} = 8.912 \sim 9 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen positif adalah :

$$S_{min} = 6 d_s = 6 \times 2.8 = 16.8 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 8 t_b = 8 \times 9 = 72 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{600}{9} = 33.33 \text{ cm} \sim 60 \text{ cm}$$

Jumlah penghubung geser momen negatif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris :

$$N = \frac{V_h}{2Q_n} = \frac{115453.53}{2 \times 128753.77} = 0.448 \sim 2 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen positif adalah :

$$S_{min} = 6 d_s = 6 \times 2.8 = 16.8 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 8 t_b = 8 \times 9 = 72 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{600}{2} = 300 \text{ cm (digunakan 60cm)}$$

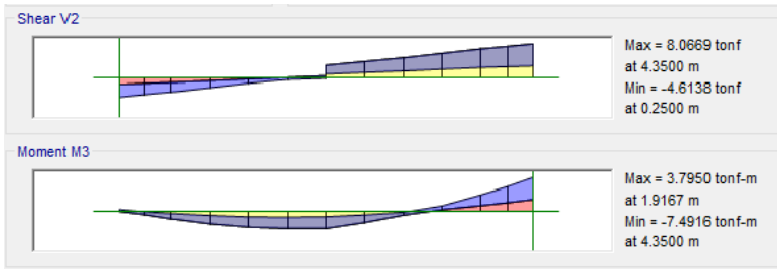
4.3.4.2 Perencanaan Balok Induk Arah Melintang

Balok induk arah memanjang direncanakan menggunakan profil WF 600 x 200 x 11 x 17, dengan data-data sebagai berikut :

W	=	106	kg/m	I _x	=	77600	cm ⁴
A	=	134.4	cm ²	I _y	=	2280	cm ⁴
d	=	600	mm	S _x	=	2590	cm ³
bf	=	200	mm	Z _x	=	2863	cm ³
tw	=	11	mm	L _p	=	205.095	cm
tf	=	17	mm	L _r	=	605.408	cm
r	=	22	mm	f _y	=	250	MPa
h	=	522	mm	f _u	=	410	MPa

1. Sebelum komposit

Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek, dan beban pelat beton. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut :



Gambar 4. 46 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Sebelum Komposit

$$M_{\max} = 7491.6 \text{ kgm}$$

$$V_{\max} = 8066.9 \text{ kg}$$

a. Kontrol terhadap gaya lentur

- Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2 \times 17} = 5.882$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang kompak)}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{522}{11} = 47.455$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (penampang kompak)}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 2863 \times 2500 = 7157500 \text{ kgcm} = 71575 \text{ kgm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$7491.6 \leq 0.9 \times 71575$$

$$7491.6 \text{ kgm} \leq 64417.5 \text{ kgm (OK)}$$

b. Kontrol tekuk lateral

$$L_b = 460 \text{ cm}$$

$$L_p = 205.095 \text{ cm}$$

$$L_r = 605.408 \text{ cm}$$

Karena $L_p < L_b < L_r$, maka termasuk bentang menengah, maka

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

$$M_{max} = 7491.6 \text{ kgm}$$

$$M_A = 2765.1 \text{ kgm}$$

$$M_B = 3780.7 \text{ kgm}$$

$$M_C = 1205.8 \text{ kgm}$$

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

$$C_b = \frac{12.5 \times 7491.6}{2.5 \times 7491.6 + 3 \times 2765.1 + 4 \times 3780.7 + 3 \times 1205.8} \\ = 2.046$$

$$M_p = Z_x F_y = 2863 \times 2500 = 7157500 \text{ kgcm}$$

$$M_n = 2.046 \left[7157500 - (7157500 - 0.7 \times 2500 \times 2590) \left(\frac{600 - 205.1}{605.41 - 205.1} \right) \right] \\ = 11225642.1 \text{ kgcm} > M_p, \text{ maka digunakan } M_p$$

$$\phi M_n = 0.9 M_n = 0.9 \times 7157500 = 64417.5 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$64417.5 \text{ kgm} > 7491.6 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

c. Kontrol terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{522}{11} \leq 2.24 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$47.455 \leq 63.36 \rightarrow \text{plastis, sehingga } \phi_v = 1 \text{ dan } C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times (60 \times 1.1) \times 1 = 99000 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$8066.9 \text{ kg} \leq 99000 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

d. Kontrol lendutan

$$L = 460 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{460}{360} = 1.278 \text{ cm}$$



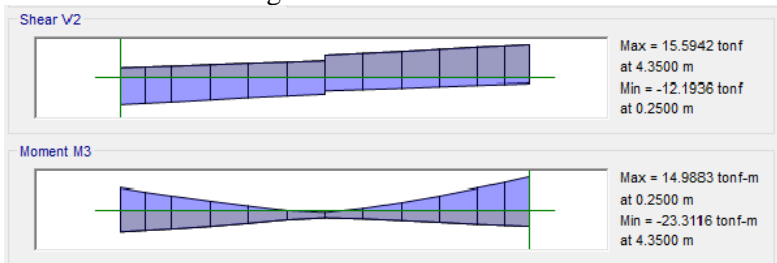
Gambar 4. 47 Lendutan yang Terjadi pada Balok Induk Melintang

$$f^0 = 0.05 \text{ cm (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.05 \text{ cm} < 1.278 \text{ cm (OK)}$$

2. Setelah komposit

Pada kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4. 48 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Setelah Komposit

$$M_{u(-)} = -23311.6 \text{ kgm}$$

$$M_{u(+)} = 14988.3 \text{ kgm}$$

$$V_u = 15594.2 \text{ kg}$$

a. Zona Momen Positif

Menghitung momen nominal

- Lebar efektif

$$b_{eff} \leq 1/8 L = 1/8 \times 4600 = 575 \text{ mm}$$

$$b_{eff} \leq 1/2 S = 1/2 \times 6000 = 3000 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan $B_{eff} = 575 \text{ mm}$

- Kriteria penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{522}{11} = 47.454$$

$$\lambda p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$$

$\lambda < \lambda p$ (penampang kompak), sehingga momen nominal dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

- Kontrol momen

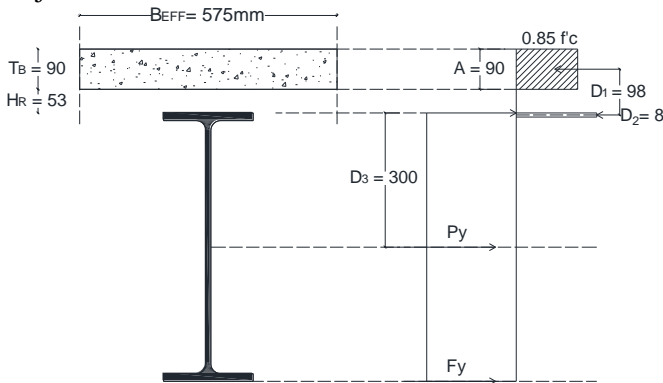
$$A_c = b_{eff} \times t_b = 575 \times 90 = 51750 \text{ mm}^2$$

$$C_1 = A_s \times f_y = 13440 \times 250 = 3360000 \text{ N}$$

$$C_2 = 0.85 \times f'_c \times A_c = 0.85 \times 40 \times 51750 = 1759500 \text{ N}$$

Diambil C terkecil yaitu, $C_2 = 1759500 \text{ N}$

Karena $C_1 > C_2$, maka garis netral terletak pada penampang baja



Gambar 4. 49 Jarak-Jarak Gaya yang Bekerja Setelah Komposit pada Balok Induk Melintang

$$a = \frac{c}{0.85 \times f'_c \times b_{eff}} = \frac{1759500}{0.85 \times 40 \times 575} = 90 \text{ mm}$$

$$d_1 = h_r + t_b - \frac{a}{2} = 53 + 90 - \frac{90}{2} = 98 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{(C_1 - C_2)}{2F_y b_f} = \frac{(3360000 - 1759500)}{2 \times 250 \times 200} = 8.003 \text{ mm}$$

$$d_2 = 8.003 \text{ mm} \leq t_f = 17 \text{ mm (OK)}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{600}{2} = 300 \text{ mm}$$

$$M_n = C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2)$$

$$C = C_2 = 1759500 \text{ N}$$

$$P_y = C_1 = 3360000 \text{ N}$$

$$M_n = 1759500 (98 + 8.003) + 3360000 (300 - 8.003)$$

$$M_n = 1167622999 \text{ Nmm} = 116762.3 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 116762.3 = 99247.955 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n > M_{u(+)}$$

$$99247.955 \text{ kgm} > 14988.3 \text{ kgm (OK)}$$

- Kontrol terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{522}{11} \leq 2.24 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$47.454 \leq 63.36 \rightarrow \text{plastis, sehingga } \phi_v = 1 \text{ dan } C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$= 0.6 \times 2500 \times (60 \times 1.1) \times 1$$

$$= 99000 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n = 1 \times V_n = 1 \times 99000 \text{ kg} = 99000 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n > V_u,$$

$$99000 \text{ kg} > 15594.2 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 460$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{460}{360} = 1.278 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0.05 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.05 \text{ cm} < 1.667 \text{ cm (OK)}$$

b. Zona Momen Negatif

Data tulangan negatif pelat :

$$\text{Diameter} = 7 \text{ mm}$$

$$\text{Luas tulangan (A}_r\text{)} = 0.385 \text{ cm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan} = 125 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah tulangan} = b_{\text{eff}} / \text{jarak tulangan} = 575/125 = 5 \text{ buah}$$

$$\text{Selimut beton (c)} = 20 \text{ mm}$$

$$F_y \text{ tulangan} = 500 \text{ MPa}$$

• Menghitung momen nominal

$$T = n \times A_r \times F_y = 5 \times 0.385 \times 5000 = 8851.437 \text{ kg}$$

$$C_s = A_s \times F_y = 134.4 \times 2500 = 336000 \text{ kg}$$

Gaya pada sayap profil, (T_f)

$$T_f = b_f \times t_f \times F_y = 20 \times 1.7 \times 2500 = 85000 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil, (T_w)

$$T_w = \frac{C_s - T}{2} - T_f = \frac{336000 - 8851.437}{2} - 85000 = 78574.281 \text{ kg}$$

$$a_w = \frac{T_w}{t_w \times F_y} = \frac{78574.281}{1.1 \times 2500} = 28.572 \text{ cm}$$

$$d_1 = h_r + t_b - c = 5.3 + 9 - 2 = 12.3 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{(T_f \times 0.5t_f) + (T_w(t_f + 0.5a_w))}{T_f + T_w}$$

$$d_2 = \frac{(85000 \times 0.5 \times 1.7) + (78574.281(1.7 + 0.5 \times 28.572))}{85000 + 78574.281}$$

$$d_2 = 8.121 \text{ cm (dari sisi atas profil baja)}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= T(d_1 + d_2) + C_s(d_3 - d_2) \\ &= 8851.437(12.3 + 8.121) + 336000(30 - 8.121) \\ &= 7532159.144 \text{ kgcm} = 75321.59 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times M_n = 0.85 \times 75321.59 = 64023.353 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n > M_{u(-)}$$

$$64023.353 \text{ kgm} > 23311.6 \text{ kgm (OK)}$$

c. Perencanaan *Shear Connector* (Stud)

$$d = 28 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = \frac{\pi}{4} d^2 = \frac{\pi}{4} 28^2 = 615.752 \text{ mm}^2$$

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

$$E_c = 0.043 \times W_c^{1.5} \sqrt{f_c'} = 0.043 \times 2400^{1.5} \sqrt{40}$$

$$E_c = 31975.351 \text{ MPa}$$

Kekuatan geser nominal dari satu angkur *steel headed stud* yang ditanam pada suatu pelat komposit dengan dek ditentukan dengan rumus :

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f_c' \times E_c} \leq R_g R_p A_{sc} F_u$$

$$Q_n = 0.5 \times 615.752 \sqrt{40 \times 31975.351}$$

$$Q_n = 348187.841 \text{ N}$$

$$R_g = 0.85 \text{ (digunakan 2 stud tiap gelombang)}$$

$$R_p = 0.6 \text{ (stud di las pada pelat komposit)}$$

$$R_g R_p A_{sc} F_u = 0.85 \times 0.6 \times 615.752 \times 410 = 128753.77 \text{ N}$$

$$R_g R_p A_{sc} F_u \leq Q_n \text{ maka } Q_n = 128753.77 \text{ N}$$

Maka,

$$Q_n = 128753.77 \text{ N}$$

$$V_h = C_2 = 1759500 \text{ N}$$

Jumlah penghubung geser momen positif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris :

$$N = \frac{V_h}{2Q_n} = \frac{1759500}{2 \times 128753.77} = 6.833 \sim 7 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen positif adalah :

$$S_{min} = 6 d_s = 6 \times 2.8 = 16.8 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 8 t_b = 8 \times 9 = 72 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{460}{7} = 32.86 \text{ cm} \sim 50 \text{ cm}$$

Jumlah penghubung geser momen negatif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris :

$$N = \frac{V_h}{2Q_n} = \frac{8851.437}{2 \times 128753.77} = 0.344 \sim 2 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen positif adalah :

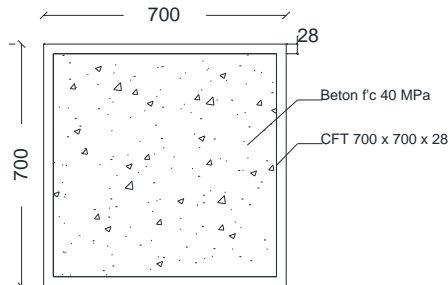
$$S_{min} = 6 d_s = 6 \times 2.8 = 16.8 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 8 t_b = 8 \times 9 = 72 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{460}{2} = 230 \text{ cm (digunakan 50cm)}$$

4.3.5 Perencanaan Kolom

Perencanaan berikut ini merupakan contoh perhitungan kolom yang terletak pada lantai P1-Lantai 7. Kolom direncanakan menggunakan kolom CFT 700 x 700 x 28 dengan memakai profil HSS. Spesifikasi profil kolom adalah sebagai berikut :



Gambar 4. 50 Penampang CFT 700 x 700 x 28

H	=	700	mm	Zx	=	15900	cm ³
B	=	700	mm	Zy	=	15900	cm ³
t	=	28	mm	Fy	=	250	MPa
iy	=	27.35	cm	Fu	=	410	MPa
ix	=	27.35	cm	As	=	744	cm ²
fc'	=	40	MPa	Ac	=	4156	cm ²
Ix	=	556600	cm ⁴	Es	=	200000	MPa
Iy	=	556600	cm ⁴	Ec	=	31975	MPa

Berdasarkan hasil analisis ETABS didapatkan gaya dalam yang bekerja pada kolom tersebut sebagai berikut :

$$P_u = 625458.2 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 56858 \text{ kgm}$$

$$M_{uy} = 54112.6 \text{ kgm}$$

1. Kontrol penampang

a. Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% = \frac{744}{4156 + 744} \times 100\% = 15.184\% > 1\% \text{ (OK)}$$

b. Kontrol tebal minimum penampang persegi

$$t_{min} = b \times \sqrt{\frac{f_y}{3E}}$$

$$t_{min} = 700 \times \sqrt{\frac{250}{3 \times 2 \times 10^5}} = 14.289 \text{ mm} < 25 \text{ mm (OK)}$$

2. Kuat nominal tekan

$$\lambda = \frac{b}{2t} = \frac{700}{2 \times 28} = 12.5$$

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.26 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.922$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 12.5 \leq 63.922 \text{ (penampang kompak)}$$

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut :

$$P_{no} = P_p$$

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

$$P_p = 2500 \times 744 + 0.85 \times 400 \times (4156 + 0)$$

$$P_p = P_{no} = 3273040 \text{ kg}$$

3. Momen nominal kolom

a. Kontrol terhadap tekuk lokal

$$\lambda = \frac{b}{2t} = \frac{700}{2 \times 28} = 12.5$$

$$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.12 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 31.678$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 12.5 \leq 31.678$ (penampang kompak), maka momen nominal dapat dicari dengan rumus berikut :

$$M_n = M_p = Z_x F_y$$

$$M_n = 15900 \times 2500 = 39750000 \text{ kgcm} = 397500 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 397500 = 357750 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n \geq M_u \rightarrow 357750 \text{ kgm} \geq 54112.6 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

b. Kontrol terhadap tekuk lateral

L_b = tinggi kolom – d balok

$$L_b = 295 - 48.2 = 246.8 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.76 \times 27.35 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 1361.492 \text{ cm}$$

$$L_b \leq L_p \rightarrow 246.8 \text{ cm} \leq 1361.492 \text{ cm} \text{ (Bentang Pendek)}$$

Tinggi kolom yang direncanakan merupakan bentang pendek sehingga

$$M_n = M_p = Z_x F_y$$

$$M_n = 15900 \times 2500 = 39750000 \text{ kgcm} = 397500 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 397500 = 357750 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n \geq M_u \rightarrow 357750 \text{ kgm} \geq 54112.6 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

4. Kekuatan lentur dan aksial orde kedua

a. Arah sumbu X

Kontrol momen terhadap beban gravitasi (1.2D+0.5L). Berdasarkan analisis ETABS didapatkan output sebagai berikut :

$$P_r = P_{mf} = 625458.2 \text{ kg}$$

$$P_{\text{story}} = 18968789 \text{ kg}$$

$$M_1 = 26884.1 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 56895.1 \text{ kgm}$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0.6 - 0.4 \left(\frac{26884.1}{56895.1} \right) = 0.411$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 \times E \times I_x}{(K \times L)^2} = \frac{\pi^2 \times 2000000 \times 556600}{(1 \times 295)^2}$$

$$P_{e1} = 126249280.3 \text{ kg}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}} = \frac{0.411}{1 - \frac{1 \times 625458.2}{126249280.3}} = 0.413 < 1$$

maka, digunakan $B_1 = 1$

$$R_m = 1 - 0.15 \left(\frac{P_{mf}}{P_{story}} \right) = 1 - 0.15 \left(\frac{625458.2}{18968789} \right) = 0.995 \sim 1$$

$\frac{H}{\Delta_H}$ = kekakuan lantai pada sumbu x = 544772.45 kg/mm

$$L = 2950 \text{ mm}$$

$$P_{estory} = R_m \frac{HL}{\Delta_H} = 1 \times 2950 \times 544772.45 = 1607078728 \text{ kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}} = \frac{1}{1 - \frac{1 \times 18968789}{1607078728}} = 1.012 > 1, \text{ maka}$$

$$B_2 = 1.012$$

Momen terfaktor pada sumbu X

$$M_{nt} = M_{xmax} = 56895.1 \text{ kgm} \quad (1.2D + 0.5L)$$

$$M_{lt} = M_{xmax} = 56866.9 \text{ kgm} \quad (\text{EX max})$$

$$M_{rx} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$M_{rx} = (1 \times 56895.1) + (1.012 \times 56866.9) = 114441.233 \text{ kgm}$$

b. Arah sumbu Y

Kontrol momen terhadap beban gravitasi (1.2D+0.5L). berdasarkan analisis ETABS didapatkan output sebagai berikut :

$$P_r = P_{mf} = 625458.2 \text{ kg}$$

$$P_{story} = 18968789 \text{ kg}$$

$$M_1 = 8376.6 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 17414 \text{ kgm}$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0.6 - 0.4 \left(\frac{8376.6}{17414} \right) = 0.408$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 \times E \times I_x}{(K \times L)^2} = \frac{\pi^2 \times 2000000 \times 556600}{(1 \times 295)^2}$$

$$P_{e1} = 126249280.3 \text{ kg}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}} = \frac{0.408}{1 - \frac{1 \times 625458.2}{126249280.3}} = 0.41 < 1$$

maka, digunakan $B_1 = 1$

$$R_m = 1 - 0.15 \left(\frac{P_{mf}}{P_{story}} \right) = 1 - 0.15 \left(\frac{625458.2}{18968789} \right) = 0.995 \sim 1$$

$\frac{H}{\Delta_H}$ = kekakuan lantai pada sumbu y = 523917.53 kg/mm

$$L = 2950 \text{ mm}$$

$$P_{estory} = R_m \frac{HL}{\Delta_H} = 1 \times 2950 \times 523917.53 = 1537912463 \text{ kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}} = \frac{1}{1 - \frac{1 \times 18968789}{1537912463}} = 1.0125 > 1, \text{ maka}$$

$$B_2 = 1.0125$$

Momen terfaktor pada sumbu Y

$$M_{nt} = M_{ymax} = 17414 \text{ kgm}$$

$$M_{lt} = M_{ymax} = 17385.8 \text{ kgm}$$

$$M_{ry} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$M_{ry} = (1 \times 17414) + (1.0125 \times 17385.8) = 35016.916 \text{ kgm}$$

5. Kontrol interaksi aksial-momen orde kedua

Berdasarkan ETABS, didapatkan data sebagai berikut :

$$P_{nt} = 625458.2 \text{ kg} \quad (1.2D + 0.5L)$$

$$P_t = 258193.7 \text{ kg} \quad (\text{EY Max})$$

$$P_t = P_{nt} + B_2 P_t$$

$$P_r = 625458.2 + (1.0125 \times 258193.7) = 886876.26 \text{ kg}$$

$$\frac{P_r}{\phi P_n} = \frac{886876.26}{0.9 \times 3273040} = 0.301 \geq 0.2$$

Maka, digunakan rumus interaksi 1

$$\frac{P_r}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$0.301 + \frac{8}{9} \left(\frac{114441.233}{357750} + \frac{35016.916}{357750} \right) \leq 1$$

$$0.672 \leq 1$$

Maka, profil CFT 700 x 700 x 28 dapat digunakan sebagai profil kolom Lantai P1 – Lantai 7.

Tabel 4. 20 Rekapitulasi Dimensi Kolom CFT

Tipe	Spesifikasi		Dimensi	Keterangan
	Baja	Beton		
K1	BJ 41	Fc' 40	CFT 700 x 700 x 28	Lt. P1 – Lt. 7
K2	BJ 41	Fc' 40	CFT 500 x 500 x 25	Lt. 8 – Lt. 14
K3	BJ 41	Fc' 40	CFT 400 x 400 x 14	Lt. 15 – Lt. Atap

4.4 Perencanaan Sambungan

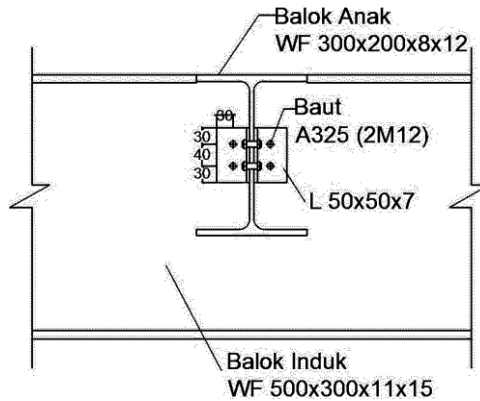
Perencanaan sambungan pada tugas akhir ini menggunakan peraturan SNI 1729-2015 tentang spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural dengan metode DFBK (Desain Faktor Beban dan Ketahanan)

4.4.1 Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak

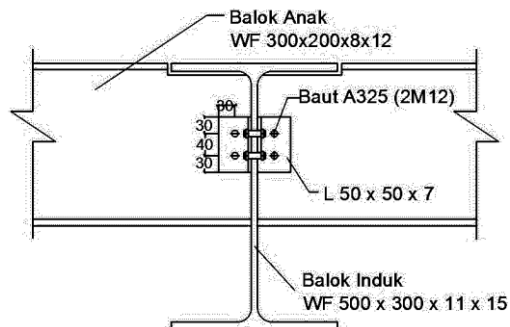
Sambungan balok induk dengan balok anak menggunakan tipe sambungan *simple connection*. Sambungan ini didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok anak.

4.4.1.1 Sambungan Atap Apartemen

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 4011.651 kg, dengan dimensi balok anak WF 300x200x8x12 dan balok induk WF 500x300x11x15. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 50x50x7 dengan baut ukuran M12, $A_b = 1.131 \text{ cm}^2$



Gambar 4. 51 Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk



Gambar 4. 52 Potongan Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk

- Sambungan pada Badan Balok Anak
Mutu baut A325
 $F_{nv} = 4570 \text{ kg/cm}^2$ (SNI 1729-2015 Tabel J3.2)
 $F_{nt} = 620 \text{ MPa}$ (SNI 1729-2015 Tabel J3.2)
- Kontrol Jarak Baut
 1. Jarak Tepi (S1)
 $1.5 \text{ db} \leq S1 \leq 12\text{tp}$
 $(1.5 \times 12) \leq S1 \leq (12 \times 6)$

- 18 mm $\leq S1 \leq 72$ mm \rightarrow digunakan $S1 = 30$ mm
2. Jarak Tepi ($S2$)
- 1.5 db $\leq S2 \leq 12tp$
 $(1.5 \times 12) \leq S2 \leq (12 \times 6)$
 18 mm $\leq S2 \leq 72$ mm \rightarrow digunakan $S2 = 30$ mm
3. Jarak Antar Baut (S)
- 3 db $\leq S1 \leq 15tp$
 $(3 \times 12) \leq S1 \leq (15 \times 6)$
 36 mm $\leq S1 \leq 90$ mm \rightarrow digunakan $S = 40$ mm

Kuat geser baut :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times m \times A_b$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 4570 \times 2 \times 1.131$$

$$\phi R_n = 7752.822 \text{ kg}$$

Kuat tumpu baut :

$$l_c = 30 - 0.5 (12 + 1.5) = 23.25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1.2 \times l_c \times t \times F_u \leq 2.4 \times d_b \times t \times F_u$$

$$R_n = 1.2 \times 2.325 \times 0.7 \times 4100 \leq 2.4 \times 1.2 \times 0.8 \times 4100$$

$$= 8007.3 \text{ kg} \leq 9446.4 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 8007.3 = 6005.475 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \phi R_n = 4050.063 / 6005.475 = 0.668 \sim 2 \text{ buah}$$

Maka digunakan 2 buah baut M12

- Sambungan pada Badan Balok Induk

Mutu baut A325

$$F_{nv} = 4570 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SNI 1729-2015 Tabel J3.2)}$$

$$F_{nt} = 620 \text{ MPa (SNI 1729-2015 Tabel J3.2)}$$

Kuat geser baut :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times m \times A_b$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 4570 \times 2 \times 1.131$$

$$\phi R_n = 7752.822 \text{ kg}$$

Kuat tumpu baut :

$$l_c = 30 - 0.5 (12+1.5) = 23.25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1.2 \times l_c \times t \times F_u \leq 2.4 \times d_b \times t \times F_u$$

$$R_n = 1.2 \times 2.325 \times 0.7 \times 4100 \leq 2.4 \times 1.2 \times 1.1 \times 4100$$

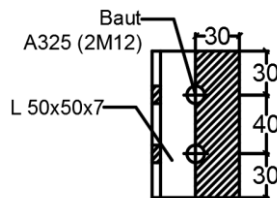
$$= 8007.3 \text{ kg} \leq 12988.8 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 8007.3 = 8007.3 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = 2V_w / \phi R_n = (2 \times 4011.651) / 8007.3 = 1.336 \sim 2 \text{ buah}$$

Maka digunakan 2 buah baut M12

- Kontrol Kekuatan Siku Penyambung
Digunakan siku penyambung 60 x 60 x 6
BJ 41 dengan $F_u = 410 \text{ MPa}$
 \emptyset lubang = 12 mm + 1.5 mm (lubang diuat dengan bor)
= 13.5 mm = 1.35 cm



Gambar 4. 53 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk

Luas bidang geser :

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 10 \times 0.7 = 7 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = (10 - 2 \times 1.35) \times 0.7 = 5.11 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh geser : (SNI 1729-2015 Pasal J4.2a)

$$\phi P_u = \phi A_g F_y = 1 \times (0.6 \times 7 \times 2500) = 10500 \text{ kg}$$

Kuat runtuh geser : (SNI 1729-2015 Pasal J4.2b)

$$\phi P_u = \phi A_{nv} F_u = 0.75 \times (0.6 \times 5.11 \times 4100) = 9427.95 \text{ kg}$$

(Menentukan)

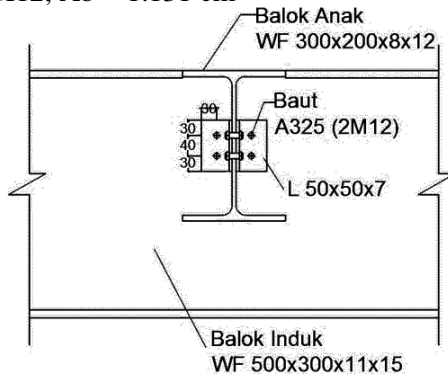
Terdapat 2 siku sehingga

$$2\phi P_u = 2 \times 9427.95 = 18855.9 \text{ kg}$$

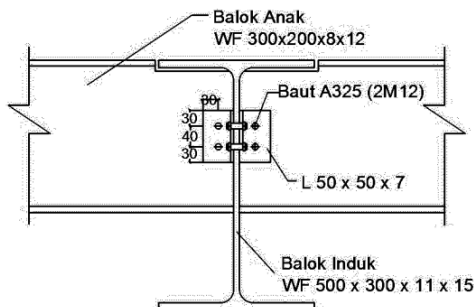
$$V_u \leq 2\phi P_u \rightarrow 4011.651 \text{ kg} \leq 18855.9 \text{ kg (OK)}$$

4.4.1.2 Sambungan Lantai Apartemen

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 5310.978 kg, dengan dimensi balok anak WF 300x200x8x12 dan balok induk WF 500x300x11x15. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 50x50x7 dengan baut ukuran M12, $A_b = 1.131 \text{ cm}^2$



Gambar 4. 54 Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk



Gambar 4. 55 Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk

- Sambungan pada Badan Balok Anak

Mutu baut A325

$F_{nv} = 4570 \text{ kg/cm}^2$ (SNI 1729-2015 Tabel J3.2)

$F_{nt} = 620 \text{ MPa}$ (SNI 1729-2015 Tabel J3.2)

- Kontrol Jarak Baut

1. Jarak Tepi (S1)

$$1.5 \text{ db} \leq S1 \leq 12tp$$

$$(1.5 \times 12) \leq S1 \leq (12 \times 6)$$

$$18 \text{ mm} \leq S1 \leq 72 \text{ mm} \rightarrow \text{digunakan } S1 = 30 \text{ mm}$$

2. Jarak Tepi (S2)

$$1.5 \text{ db} \leq S2 \leq 12tp$$

$$(1.5 \times 12) \leq S2 \leq (12 \times 6)$$

$$18 \text{ mm} \leq S2 \leq 72 \text{ mm} \rightarrow \text{digunakan } S2 = 30 \text{ mm}$$

3. Jarak Antar Baut (S)

$$3 \text{ db} \leq S1 \leq 15tp$$

$$(3 \times 12) \leq S1 \leq (15 \times 6)$$

$$36 \text{ mm} \leq S1 \leq 90 \text{ mm} \rightarrow \text{digunakan } S = 40 \text{ mm}$$

Kuat geser baut :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times m \times A_b$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 4570 \times 2 \times 1.131$$

$$\phi R_n = 7752.822 \text{ kg}$$

Kuat tumpu baut :

$$l_c = 30 - 0.5 (12 + 1.5) = 23.25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1.2 \times l_c \times t \times F_u \leq 2.4 \times d_b \times t \times F_u$$

$$R_n = 1.2 \times 2.325 \times 0.7 \times 4100 \leq 2.4 \times 1.2 \times 0.8 \times 4100$$

$$= 8007.3 \text{ kg} \leq 9446.4 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 8007.3 = 6005.475 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \phi R_n = 5310.978 / 6005.475 = 0.88 \sim 2 \text{ buah}$$

Maka digunakan 2 buah baut M12

- Sambungan pada Badan Balok Induk

Mutu baut A325

$$F_{nv} = 4570 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SNI 1729-2015 Tabel J3.2)}$$

$$F_{nt} = 620 \text{ MPa (SNI 1729-2015 Tabel J3.2)}$$

Kuat geser baut :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times m \times A_b$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 4570 \times 2 \times 1.131$$

$$\phi R_n = 7752.822 \text{ kg}$$

Kuat tumpu baut :

$$l_c = 30 - 0.5 (12 + 1.5) = 23.25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1.2 \times l_c \times t \times F_u \leq 2.4 \times d_b \times t \times F_u$$

$$R_n = 1.2 \times 2.325 \times 0.6 \times 4100 \leq 2.4 \times 1.2 \times 1.1 \times 4100$$

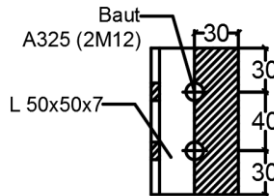
$$= 8007.3 \text{ kg} \leq 12988.8 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 8007.3 = 6005.475 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = 2V_u / \phi R_n = (2 \times 5310.978) / 6005.475 = 1.77 \sim 2 \text{ buah}$$

Maka digunakan 2 buah baut M12

- Kontrol Kekuatan Siku Penyambung
Digunakan siku penyambung 50 x 50 x 7
BJ 41 dengan $F_u = 410 \text{ MPa}$
 $\text{\O}lubang = 12 \text{ mm} + 1.5 \text{ mm (lubang diuat dengan bor)}$
 $= 13.5 \text{ mm} = 1.35 \text{ cm}$



Gambar 4. 56 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk

Luas bidang geser :

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 10 \times 0.7 = 7 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = (10 - 2 \times 1.35) \times 0.7 = 5.11 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh geser : (SNI 1729-2015 Pasal J4.2a)
 $\phi P_u = \phi A_g F_y = 1 \times (0.6 \times 7 \times 2500) = 10500 \text{ kg}$

Kuat runtuh geser : (SNI 1729-2015 Pasal J4.2b)
 $\phi P_u = \phi A_{nv} F_u = 0.75 \times (0.6 \times 5.11 \times 4100) = 9427.95 \text{ kg}$
 (Menentukan)

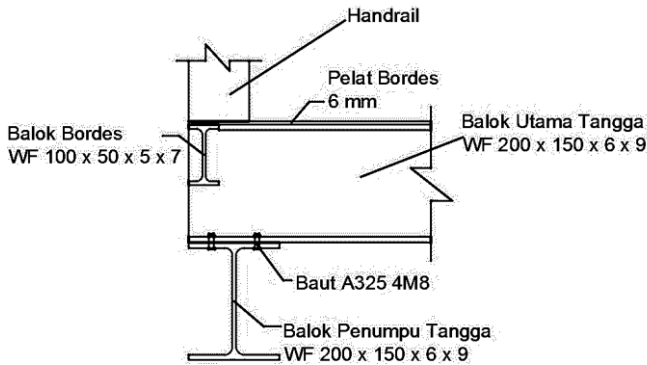
Terdapat 2 siku sehingga
 $2\phi P_u = 2 \times 9427.95 = 18855.9 \text{ kg}$
 $V_u \leq 2\phi P_u \rightarrow 5310.978 \text{ kg} \leq 18855.9 \text{ kg}$ (**OK**)

4.4.2 Sambungan Balok Tangga

Sambungan balok tangga menggunakan tipe sambungan *simple connection*.

4.4.2.1 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

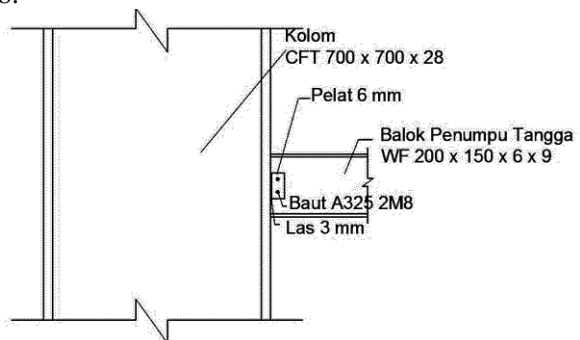
Sambungan antara balok utama tangga dengan balok penumpu tangga direncanakan sebagai perletakan rol. Sehingga, dimensi balok utama tangga WF 200 x 150 x 6 x 9 berada di atas balok penumpu tangga WF 200 x 150 x 6 x 9 dan dipasang baut berukuran M8 dengan lubang slot sepanjang $2.5 \text{ db} = 20 \text{ mm}$.



Gambar 4. 57 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

4.4.2.2 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar 1452.4832 kg, dengan dimensi balok penumpu tangga WF 200 x 150 x 6 x 9 dan dimensi kolom CFT 700 x 700 x 28.



Gambar 4. 58 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

- Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Pelat
Tebal pelat = 6 mm
Mutu baut A325, Diameter baut = 8 mm ($A_b = 0.502 \text{ cm}^2$)
 $F_{nv} = 4570 \text{ kg/cm}^2$ (SNI 1729-2015 Tabel J3.2)

$$F_{nt} = 6200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SNI 1729-2015 Tabel J3.2)}$$

- Kontrol Jarak Baut

1. Jarak Tepi (S1)

$$1.5 \text{ db} \leq S1 \leq 12tp$$

$$(1.5 \times 8) \leq S1 \leq (12 \times 6)$$

$$12 \text{ mm} \leq S1 \leq 72 \text{ mm} \rightarrow \text{digunakan } S1 = 20 \text{ mm}$$

2. Jarak Tepi (S2)

$$1.5 \text{ db} \leq S2 \leq 12tp$$

$$(1.5 \times 8) \leq S2 \leq (12 \times 6)$$

$$12 \text{ mm} \leq S2 \leq 72 \text{ mm} \rightarrow \text{digunakan } S2 = 20 \text{ mm}$$

3. Jarak Antar Baut (S)

$$3 \text{ db} \leq S1 \leq 15tp$$

$$(3 \times 8) \leq S1 \leq (15 \times 6)$$

$$24 \text{ mm} \leq S1 \leq 90 \text{ mm} \rightarrow \text{digunakan } S = 40 \text{ mm}$$

Kuat geser baut :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times m \times A_b$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 4570 \times 1 \times 0.502$$

$$\phi R_n = 1722.849 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat tumpu baut :

$$l_c = 20 - 0.5(8+1.5) = 15.25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1.2 \times l_c \times t \times F_u \leq 2.4 \times d_b \times t \times F_u$$

$$R_n = 1.2 \times 1.525 \times 0.6 \times 4100 \leq 2.4 \times 0.8 \times 0.6 \times 4100$$

$$= 4501.8 \text{ kg} \leq 4723.2 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 4501.8 = 3376.350 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \phi R_n = 1452.4832 / 1722.849 = 0.84 \sim 2 \text{ buah}$$

Maka digunakan 2 buah baut M8

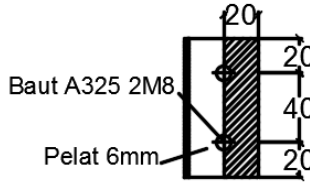
- Kontrol Kekuatan Siku Penyambung

Tebal pelat penyambung = 6 mm

BJ 41 dengan $F_u = 410 \text{ MPa}$

\emptyset lubang = 8 mm + 1.5 mm (lubang diuat dengan bor)

$$= 9.5 \text{ mm} = 0.95 \text{ cm}$$



Gambar 4. 59 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Luas bidang geser :

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 8 \times 0.6 = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = (8 - 2 \times 0.95) \times 0.6 = 2.44 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh geser : (SNI 1729-2015 Pasal J4.2a)

$$\phi P_u = \phi A_g F_y = 1 \times (0.6 \times 3.2 \times 2500) = 4800 \text{ kg}$$

Kuat runtuh geser : (SNI 1729-2015 Pasal J4.2b)

$$\phi P_u = \phi A_{nv} F_u = 0.75 \times (0.6 \times 2.44 \times 4100) = 4501.8 \text{ kg}$$

(Menentukan)

$$V_u \leq \phi P_u \rightarrow 1452.4832 \text{ kg} \leq 4501.8 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan Las Kolom dengan Pelat
Direnkanakan menggunakan las dengan $t_e = 1 \text{ cm}$
Panjang pelat (d_{plat}) = 8 cm
Mutu las yang digunakan F_{E70xx}

$$A_{we} = t_e \cdot d_{\text{plat}} \\ = 1 \times 8 = 8 \text{ cm}^2$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{P_u}{A} = \frac{1452.4832}{8} = 181.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nw} = \phi \times 0.6 \times F_{Exx} = 0.75 \times 0.6 \times 70 \times 70.3 = 2214.45 \text{ kg/cm}^2$$

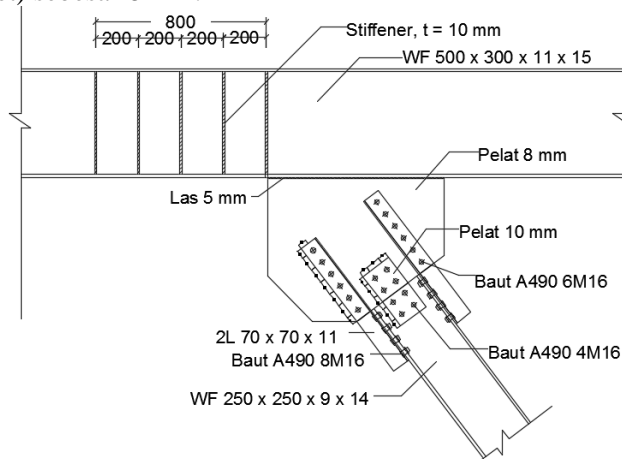
$$t_e = \frac{f_{total}}{\phi F_{nw}} = \frac{181.56}{2214.45} = 0.082 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0.707} = \frac{0.082}{0.707} = 0.116 \text{ cm} = 1.16 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 1729-2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga $a_{\min} = 3 \text{ mm}$. Maka digunakan las sudut dengan tebal 3 mm

4.4.3 Sambungan Bresing

Sesuai peraturan SNI 1729-2015 mengenai kuat perlu sambungan batang bresing ke balok, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing yaitu $1.25 R_y V_n$. Perhitungan didasarkan pada kekuatan nominal tekan dan nominal tarik yang telah dihitung pada perencanaan bresing. Dimensi balok *link* adalah WF 500 x 300 x 11 x 15 sedangkan dimensi batang bresing adalah WF 250 x 250 x 9 x 14 dengan tebal pelat buhul (gusset) sebesar 8 mm.



Gambar 4. 60 Sambungan Bresing dengan Balok *Link*

- Gaya pada bresing :
 $P_u = 175522.822 \text{ kg}$
- Gaya pada satu sayap :

$$P_{uf} = \frac{P_u \times b_f \times t_f}{A} = \frac{175522.822 \times 25 \times 1.4}{92.18} = 66644.6 \text{ kg}$$

- Gaya pada badan :

$$P_{uw} = P_u - 2P_{uf} = 175522.822 - (2 \times 66644.6) = 42233.632 \text{ kg}$$

A. Sambungan Geser pada Sayap Balok dengan Pelat Siku

Digunakan profil siku 70 x 70 x 11

Mutu baut A490, Diameter baut = 16 mm ($A_b = 2.011 \text{ cm}^2$)

$F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ (SNI 1729-2015 Tabel J3.2)

- Kontrol Jarak Baut

1. Jarak Tepi (S1)

$$1.5 \text{ db atau } 22\text{mm} \leq S1 \leq 12\text{tp}$$

$$22 \text{ mm} \leq S1 \leq (12 \times 11)$$

$$22 \text{ mm} \leq S1 \leq 132 \text{ mm} \rightarrow \text{digunakan } S1 = 40 \text{ mm}$$

2. Jarak Tepi (S2)

$$1.5 \text{ db atau } 22\text{mm} \leq S1 \leq 12\text{tp}$$

$$22 \text{ mm} \leq S1 \leq (12 \times 11)$$

$$22 \text{ mm} \leq S1 \leq 132 \text{ mm} \rightarrow \text{digunakan } S1 = 40 \text{ mm}$$

3. Jarak Antar Baut (S)

$$3 \text{ db} \leq S1 \leq 15\text{tp}$$

$$(3 \times 16) \leq S1 \leq (15 \times 11)$$

$$48 \text{ mm} \leq S1 \leq 165 \text{ mm} \rightarrow \text{digunakan } S = 70 \text{ mm}$$

Kuat geser baut :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times m \times A_b$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 5790 \times 1 \times 2.011$$

$$\phi R_n = 8731.114 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat tumpu baut :

$$l_c = 40 - 0.5(16 + 1.5) = 31.25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1.2 \times l_c \times t \times F_u \leq 2.4 \times d_b \times t \times F_u$$

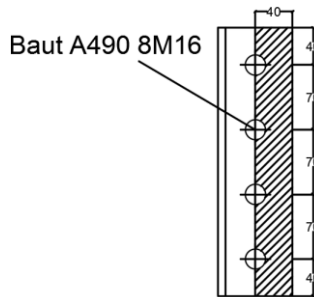
$$R_n = 1.2 \times 3.125 \times 1.1 \times 4100 \leq 2.4 \times 1.6 \times 1.1 \times 4100$$

$$= 16912.5 \text{ kg} \geq 17318.4 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 16912.5 = 12684.375 \text{ kg}$$

$n = V_u / \phi R_n = 66644.595 / 8731.114 = 7.633 \sim 8$ buah
Maka digunakan 8 buah baut M16

- Kontrol Kekuatan Siku Penyambung
Digunakan profil siku 70 x 70 x 11
BJ 41 dengan $F_u = 410$ MPa
 \varnothing lubang = 16 mm + 1.5 mm (lubang diuat dengan bor)
= 17.5 mm = 1.75 cm



Gambar 4. 61 Detail Pelat Siku Sambungan Sayap Balok

Luas bidang geser :

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 29 \times 1.1 = 31.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = (29 - 4 \times 1.75) \times 1.1 = 24.2 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh geser : (SNI 1729-2015 Pasal J4.2a)

$$\phi P_u = \phi A_g F_y = 1 \times (0.6 \times 31.9 \times 2500) = 47850 \text{ kg}$$

Kuat runtuh geser : (SNI 1729-2015 Pasal J4.2b)

$$\phi P_u = \phi A_{nv} F_u = 0.75 \times (0.6 \times 24.2 \times 4100) = 44649 \text{ kg}$$

(Menentukan)

terdapat 2 siku sehingga :

$$2 \phi P_u = 2 \times 44649 = 89298 \text{ kg}$$

$$V_u \leq 2 \phi P_u \rightarrow 66644.595 \text{ kg} \leq 89298 \text{ kg (OK)}$$

B. Sambungan Geser pada Pelat Siku dengan Pelat Buhul

Digunakan profil siku 70 x 70 x 11

Mutu baut A490, Diameter baut = 16 mm ($A_b = 2.011 \text{ cm}^2$)

$F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ (SNI 1729-2015 Tabel J3.2)

$F_{nt} = 6200 \text{ kg/cm}^2$ (SNI 1729-2015 Tabel J3.2)

• Kontrol Jarak Baut

1. Jarak Tepi (S1)

$$1.5 \text{ db atau } 22\text{mm} \leq S1 \leq 12\text{tp}$$

$$22 \text{ mm} \leq S1 \leq (12 \times 11)$$

$$22 \text{ mm} \leq S1 \leq 132 \text{ mm} \rightarrow \text{digunakan } S1 = 40 \text{ mm}$$

2. Jarak Tepi (S2)

$$1.5 \text{ db atau } 22\text{mm} \leq S1 \leq 12\text{tp}$$

$$22 \text{ mm} \leq S1 \leq (12 \times 11)$$

$$22 \text{ mm} \leq S1 \leq 132 \text{ mm} \rightarrow \text{digunakan } S1 = 40 \text{ mm}$$

3. Jarak Antar Baut (S)

$$3 \text{ db} \leq S1 \leq 15\text{tp}$$

$$(3 \times 16) \leq S1 \leq (15 \times 11)$$

$$48 \text{ mm} \leq S1 \leq 165 \text{ mm} \rightarrow \text{digunakan } S = 70 \text{ mm}$$

Kuat geser baut :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times m \times A_b$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 5790 \times 2 \times 2.011$$

$$\phi R_n = 17462.229 \text{ kg}$$

Kuat tumpu baut :

$$l_c = 40 - 0.5(16+1.5) = 31.25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1.2 \times l_c \times t \times F_u \leq 2.4 \times d_b \times t \times F_u$$

$$R_n = 1.2 \times 3.125 \times 1.1 \times 4100 \leq 2.4 \times 1.6 \times 1.1 \times 4100$$

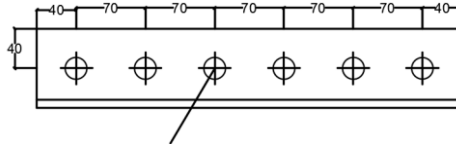
$$= 16912.5 \text{ kg} \geq 17318.4 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 16912.5 = 12684.375 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \phi R_n = 66644.595 / 12684.375 = 5.2541 \sim 6 \text{ buah}$$

Maka digunakan 6 buah baut M16

- Kontrol Kekuatan Siku Penyambung
Digunakan profil siku 70 x 70 x 11
BJ 41 dengan $F_u = 410 \text{ MPa}$
 \varnothing lubang = 16 mm + 1.5 mm (lubang diuat dengan bor)
= 17.5 mm = 1.75 cm



Baut A490 6M16

Gambar 4. 62 Detail Pelat Siku Sambungan dengan Pelat Buhul

Luas bidang geser :

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 43 \times 1.1 = 47.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = (43 - 4 \times 1.75) \times 1.1 = 41.525 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh geser : (SNI 1729-2015 Pasal J4.2a)

$$\phi P_u = \phi A_g F_y = 1 \times (0.6 \times 47.3 \times 2500) = 70950 \text{ kg}$$

(Menentukan)

Kuat runtuh geser : (SNI 1729-2015 Pasal J4.2b)

$$\phi P_u = \phi A_{nv} F_u = 0.75 \times (0.6 \times 41.525 \times 4100) = 76613.625 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi P_u \rightarrow 66644.595 \text{ kg} \leq 70950 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

C. Sambungan Geser pada Badan Balok

Digunakan tebal pelat = 10 mm

Mutu baut A490, Diameter baut = 16 mm ($A_b = 2.011 \text{ cm}^2$)

$F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ (SNI 1729-2015 Tabel J3.2)

$F_{nt} = 6200 \text{ kg/cm}^2$ (SNI 1729-2015 Tabel J3.2)

- Kontrol Jarak Baut

1. Jarak Tepi (S1)

$$1.5 \text{ db atau } 22 \text{ mm} \leq S1 \leq 12tp \text{ (Tabel J3.4 SNI 1729-2015)}$$

- 22 mm $\leq S1 \leq (12 \times 10)$
 22 mm $\leq S1 \leq 120 \text{ mm} \rightarrow$ digunakan $S1 = 40 \text{ mm}$
2. Jarak Tepi (S2)
 1.5 db atau 22 mm $\leq S2 \leq 12tp$
 22 mm $\leq S2 \leq (12 \times 10)$
 22 mm $\leq S2 \leq 120 \text{ mm} \rightarrow$ digunakan $S2 = 40 \text{ mm}$
3. Jarak Antar Baut (S)
 3 db $\leq S1 \leq 15tp$
 (3 x 22) $\leq S1 \leq (15 \times 10)$
 66 mm $\leq S1 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow$ digunakan $S = 70 \text{ mm}$

Kuat geser baut :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times m \times A_b$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 5790 \times 2 \times 2.011$$

$$\phi R_n = 17462.229 \text{ kg}$$

Kuat tumpu baut :

$$l_c = 40 - 0.5 (16 + 1.5) = 31.25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1.2 \times l_c \times t \times F_u \leq 2.4 \times d_b \times t \times F_u$$

$$R_n = 1.2 \times 3.125 \times 1 \times 4100 \leq 2.4 \times 1.6 \times 0.9 \times 4100$$

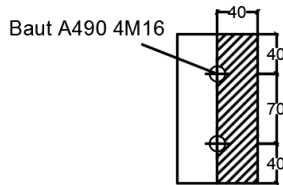
$$= 15375 \text{ kg} \geq 14169.6 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 14169 = 10627.2 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \phi R_n = 42233.632 / 10627.2 = 3.974 \sim 4 \text{ buah}$$

Maka digunakan 4 buah baut M16

- Kontrol Kekuatan Pelat Penyambung
 Digunakan tebal pelat = 10 mm
 BJ 41 dengan $F_u = 410 \text{ MPa}$
 \emptyset lubang = 16 mm + 1.5 mm (lubang diuat dengan bor)
 = 17.5 mm = 1.75 cm



Gambar 4. 63 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok

Luas bidang geser :

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 15 \times 1 = 15 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = (15 - 2 \times 1.75) \times 1 = 11.5 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh geser : (SNI 1729-2015 Pasal J4.2a)

$$\phi P_u = \phi A_g F_y = 1 \times (0.6 \times 15 \times 2500) = 22500 \text{ kg}$$

Kuat runtuh geser : (SNI 1729-2015 Pasal J4.2b)

$$\phi P_u = \phi A_{nv} F_u = 0.75 \times (0.6 \times 11.5 \times 4100) = 21217.5 \text{ kg}$$

(Menentukan)

terdapat 2 siku sehingga :

$$2 \phi P_u = 2 \times 21217.5 = 42435 \text{ kg}$$

$$V_u \leq 2 \phi P_u \rightarrow 42233.632 \text{ kg} \leq 42435 \text{ kg (OK)}$$

D. Sambungan Las Sudut pada Pelat Buhul dan Balok

Direncanakan pelat dilas pada kedua sisi pelat buhul. Bahan las sudut yang digunakan adalah F_{E90xx} . Adapun data-data yang diperlukan adalah sebagai berikut :

Panjang pelat = 70 dan 50 cm

Tebal efektif las sudut rencana (t_e) = 1 cm

$$\begin{aligned} \phi \cdot F_{nw} &= 0.75 \times 0.6 \times F_{Exx} \\ &= 0.75 \times 0.6 \times 90 \times 70.3 \\ &= 2847.15 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= t_e \times (2 \times d_{\text{plat}}) \\ &= 1 \times (2 \times (70 + 50)) = 240 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut

$$\cos \alpha = \cos 51.582 = 0.621$$

$$\sin \alpha = \sin 51.582 = 0.783$$

$$f_v = \frac{P_u \times \sin \alpha}{A} = \frac{231367.5 \times 0.783}{240} = 755.316 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_h = \frac{P_u \times \cos \alpha}{A} = \frac{231367.5 \times 0.621}{240} = 599.044 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{755.316^2 + 599.044^2} = 964.031 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{\phi F_{nw}} = \frac{964.031}{2847.15} = 0.339 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0.707} = \frac{0.339}{0.707} = 0.479 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729-2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material paling tipis sehingga $a_{\min} = 5 \text{ mm}$. Maka digunakan las sudut dengan tebal 5 mm

E. Sambungan Las Sudut pada Pelat Buhul dan Link

Direncanakan pelat dilas pada kedua sisi pelat buhul. Bahan las sudut yang digunakan adalah F_{E90xx} . Adapun data-data yang diperlukan adalah sebagai berikut :

$$\text{Panjang pelat} = 85 \text{ cm}$$

$$\text{Tebal efektif las sudut rencana (te)} = 1 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \phi \cdot F_{nw} &= 0.75 \times 0.6 \times F_{Exx} \\ &= 0.75 \times 0.6 \times 90 \times 70.3 \\ &= 2847.15 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= te \times (2 \times d_{plat}) \\ &= 1 \times 2 \times 85 = 170 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut

$$\cos \alpha = \cos 51.582 = 0.621$$

$$\sin \alpha = \sin 51.582 = 0.783$$

$$f_v = \frac{P_u \times \sin \alpha}{A} = \frac{231367.5 \times 0.783}{170} = 1066.329 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_h = \frac{P_u \times \cos \alpha}{A} = \frac{231367.5 \times 0.621}{170} = 845.709 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{1066.329^2 + 845.709^2} = 1360.985 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{\phi F_{nw}} = \frac{1360.985}{2847.15} = 0.478 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0.707} = \frac{0.478}{0.707} = 0.676 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729-2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material paling tipis sehingga $a_{\min}=5$ mm. Kemudian menurut pasal J2.2b.b ukuran maksimum las sudut didapatkan $a_{\max} = 10 - 2 = 8$ mm. Maka digunakan las sudut dengan tebal 7 mm

4.4.4 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

Sambungan antar balok induk dengan kolom direncanakan sebagai *rigid connection*, yang mana tumpuan pada balok induk terletak sebagai tumpuan yang diberi pelat pengaku. Adapun data-data yang diperlukan adalah sebagai berikut :

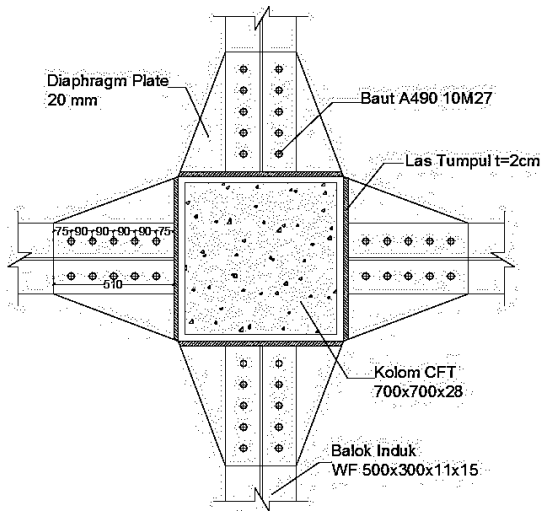
Balok induk = WF 500 x 300 x 11 x 15

Kolom = CFT 700 x 700 x 28

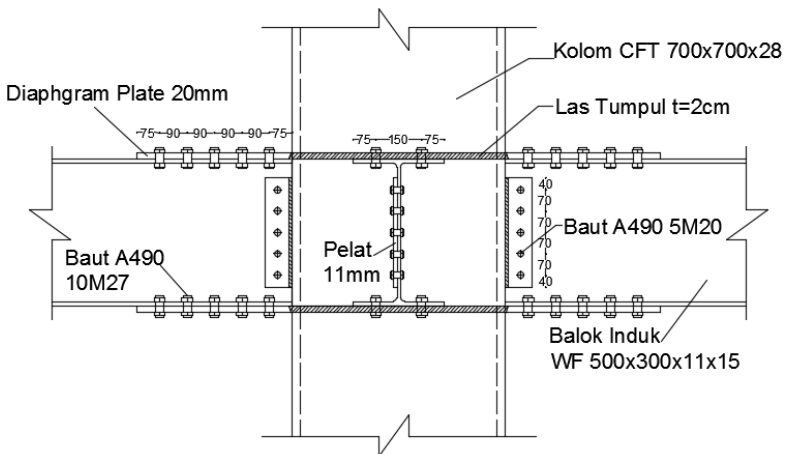
Mutu Las = F_{E90xx}

Mutu Baut = A490

F_{nv} = 5790 kg/cm² (SNI 1729-2015 Tabel J3.2)



Gambar 4. 64 Tampak Atas Sambungan Balok Induk dengan Kolom



Gambar 4. 65 Tampak Samping Sambungan Balok Induk dengan Kolom

- Perhitungan gaya geser pada sambungan
- Akibat kapasitas balok induk

$$Mu = 1.1 \times Ry \times Zx \times Fy$$

$$= 1.1 \times 1.5 \times 2663 \times 2500 = 10984875 \text{ kgcm}$$

$$Vu1 = 2 \times Mu/L$$

$$= 2 \times 10984875 / 600 = 36616.25 \text{ kg}$$
- Akibat beban kombinasi

Dari program ETABS, diperoleh Vu akibat beban kombinasi adalah sebesar :

$$Vu2 = 12456.7 \text{ kg}$$

$$Vu \text{ total} = Vu1 + Vu2$$

$$= 36616.25 + 12456.7 = 49072.95 \text{ kg}$$

A. Sambungan Geser pada Badan Balok

Digunakan tebal pelat = 11 mm

Mutu baut A490, Diameter baut = 20 mm ($A_b = 3.142 \text{ cm}^2$)

$F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ (SNI 1729-2015 Tabel J3.2)

$F_{nt} = 6200 \text{ kg/cm}^2$ (SNI 1729-2015 Tabel J3.2)

- Kontrol Jarak Baut
 1. Jarak Tepi ($S1$)

$$1.5 \text{ db atau } 26\text{mm} \leq S1 \leq 12tp \text{ (Tabel J3.4 SNI 1729-2015)}$$

$$26 \text{ mm} \leq S1 \leq (12 \times 11)$$

$$26 \text{ mm} \leq S1 \leq 132 \text{ mm} \rightarrow \text{digunakan } S1 = 40 \text{ mm}$$
 2. Jarak Tepi ($S2$)

$$1.5 \text{ db atau } 28 \text{ mm} \leq S2 \leq 12tp$$

$$26 \text{ mm} \leq S2 \leq (12 \times 11)$$

$$26 \text{ mm} \leq S2 \leq 132 \text{ mm} \rightarrow \text{digunakan } S2 = 40 \text{ mm}$$
 3. Jarak Antar Baut (S)

$$3 \text{ db} \leq S1 \leq 15tp$$

$$(3 \times 20) \leq S1 \leq (15 \times 11)$$

$$60 \text{ mm} \leq S1 \leq 165 \text{ mm} \rightarrow \text{digunakan } S = 70 \text{ mm}$$

Kuat geser baut :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times m \times A_b$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 5790 \times 1 \times 3.142$$

$$\phi R_n = 13642.366 \text{ kg}$$

Kuat tumpu baut :

$$l_c = 40 - 0.5 (20+1.5) = 29.25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1.2 \times l_c \times t \times F_u \leq 2.4 \times d_b \times t \times F_u$$

$$R_n = 1.2 \times 2.925 \times 1.1 \times 4100 \leq 2.4 \times 2 \times 1.1 \times 4100$$

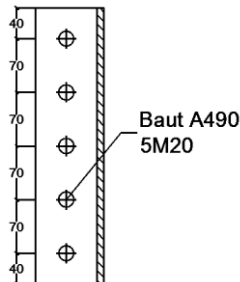
$$= 15830.1 \text{ kg} \leq 21648 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 15830.1 = 11872.575 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \phi R_n = 49072.95 / 11872.575 = 4.133 \sim 5 \text{ buah}$$

Maka digunakan 5 buah baut M20

- Kontrol Kekuatan Pelat Penyambung
 Digunakan tebal pelat = 10 mm
 BJ 41 dengan $F_u = 410 \text{ MPa}$
 \emptyset lubang = 20 mm + 1.5 mm (lubang diuat dengan bor)
 = 21.5 mm = 2.15 cm



Gambar 4. 66 Detail Sambungan Badan Balok Induk

Luas bidang geser :

$$A_g = L \times t_{siku} = 36 \times 1.1 = 39.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (36 - 5 \times 2.15) \times 1.1 = 27.775 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh geser : (SNI 1729-2015 Pasal J4.2a)

$$\phi P_u = \phi A_g F_y = 1 \times (0.6 \times 39.6 \times 2500) = 59400 \text{ kg}$$

Kuat runtuh geser : (SNI 1729-2015 Pasal J4.2b)

$$\phi P_u = \phi A_{nv} F_u = 0.75 \times (0.6 \times 27.775 \times 4100) = 51244.88 \text{ kg}$$

(Menentukan)

$$V_u \leq \phi P_u \rightarrow 49072.95 \text{ kg} \leq 51244.88 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

B. Sambungan Geser pada Kolom

Direncanakan (t_e) = 1 cm

Panjang pelat (d pelat) = 45 cm

Mutu las = FE_{70xx}

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot F_{nw} &= 0.75 \times 0.6 \times F_{Exx} \\ &= 0.75 \times 0.6 \times 70 \times 70.3 \\ &= 2214.45 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= t_e \times (d_{\text{pelat}}) \\ &= 1 \times (45) = 45 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$f_v = \frac{P_u}{A} = \frac{49072.95}{45} = 1090.510 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{\text{total}}}{\emptyset F_{nw}} = \frac{1090.510}{2214.45} = 0.492 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0.707} = \frac{0.492}{0.707} = 0.697 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729-2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material paling tipis sehingga $a_{\text{min}}=5$ mm. Kemudian menurut pasal J2.2b.b ukuran maksimum las sudut didapatkan $a_{\text{max}} = 10 - 2 = 8$ mm. Maka digunakan las sudut dengan tebal 7 mm

C. Sambungan pada Diaphragm Pelat dengan Kolom

Direncanakan (t_e) = 1 cm

Panjang pelat (d pelat) = 70 cm

Mutu las = FE_{70xx}

$$P_u = \frac{M_u}{D_{\text{balok}}} = \frac{10984875}{48.2} = 243028.2 \text{ kg}$$

Kekuatan rencana las tumpul

$$t_e = 2 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot F_{nw} &= 0.75 \times 0.6 \times F_{Exx} \times t_e \\ &= 0.75 \times 0.6 \times 70 \times 70.3 \times 2 \\ &= 4428.9 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= t_e \times (d_{plat}) \\ &= 2 \times (70) = 70 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$f_v = \frac{P_u}{A} = \frac{243028.2}{70} = 1735.916 \text{ kg/cm}^2 \leq \emptyset \cdot F_{nw} \text{ (OK)}$$

D. Sambungan pada Diaphragm Pelat dengan Sayap Balok

Digunakan tebal pelat = 20 mm

Mutu baut A490, Diameter baut = 27 mm ($A_b = 5.726 \text{ cm}^2$)

$F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ (SNI 1729-2015 Tabel J3.2)

$F_{nt} = 6200 \text{ kg/cm}^2$ (SNI 1729-2015 Tabel J3.2)

• Kontrol Jarak Baut

1. Jarak Tepi (S1)

$$1.5 \text{ db atau } 34 \text{ mm} \leq S1 \leq 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$34 \text{ mm} \leq S1 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow \text{digunakan } S1 = 60 \text{ mm}$$

2. Jarak Tepi (S2)

$$1.5 \text{ db atau } 34 \text{ mm} \leq S2 \leq 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$34 \text{ mm} \leq S2 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow \text{digunakan } S2 = 60 \text{ mm}$$

3. Jarak Antar Baut (S)

$$3 \text{ db} \leq S1 \leq 15tp \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$(3 \times 27) \leq S1 \leq 200$$

$$81 \text{ mm} \leq S1 \leq 200 \text{ mm} \rightarrow \text{digunakan } S = 90 \text{ mm}$$

Kuat geser baut :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times m \times A_b$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 5790 \times 1 \times 5.726$$

$$\phi R_n = 24863.212 \text{ kg (Menentukan)}$$

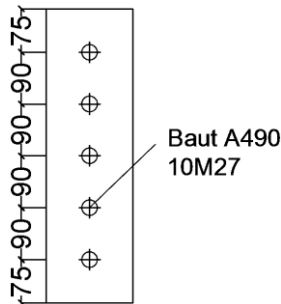
Kuat tumpu baut :

$$l_c = 60 - 0.5(27+1.5) = 45.75 \text{ mm}$$

$$R_n = 1.2 \times l_c \times t \times F_u \leq 2.4 \times d_b \times t \times F_u$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= 1.2 \times 4.575 \times 2 \times 4100 \leq 2.4 \times 2.7 \times 2 \times 4100 \\
 &= 45018 \text{ kg} \leq 53136 \text{ kg} \\
 \phi R_n &= 0.75 \times 45018 = 33763.5 \text{ kg} \\
 n &= V_u / \phi R_n = 243028.2 / 24863.212 = 9.77 \sim 10 \text{ buah} \\
 &\text{Maka digunakan 10 buah baut M27}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Kekuatan Pelat Penyambung
 Digunakan tebal pelat = 20 mm
 BJ 41 dengan $F_u = 410 \text{ MPa}$
 $\text{Ølubang} = 27 \text{ mm} + 1.5 \text{ mm}$ (lubang diuat dengan bor)
 $= 28.5 \text{ mm} = 2.85 \text{ cm}$



Gambar 4. 67 Detail Sambungan Diaphragm Pelat dengan Sayap Balok

Luas bidang geser :

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 48 \times 2 = 96 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = (48 - 5 \times 2.85) \times 2 = 67.5 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh geser : (SNI 1729-2015 Pasal J4.2a)

$$\phi P_u = \phi A_g F_y = 1 \times (0.6 \times 96 \times 2500) = 144000 \text{ kg}$$

Kuat runtuh geser : (SNI 1729-2015 Pasal J4.2b)

$$\phi P_u = \phi A_{nv} F_u = 0.75 \times (0.6 \times 67.5 \times 4100) = 124537.5 \text{ kg}$$

(Menentukan)

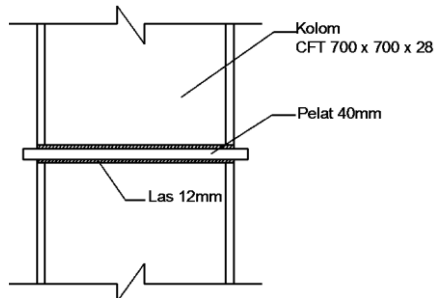
terdapat 2 siku sehingga :

$$2 \phi P_u = 2 \times 124537.5 = 249075 \text{ kg}$$

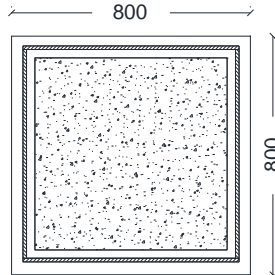
$$V_u \leq 2\phi P_u \rightarrow 243028.2 \text{ kg} \leq 249075 \text{ kg (OK)}$$

4.4.5 Sambungan Antar Kolom

Kolom disambung dengan menggunakan sambungan las dengan pelat tambahan tebal 40 mm. Profil kolom yang digunakan yaitu HSS 700 x 700 x 28.



Gambar 4. 68 Sambungan Antar Kolom Tampak Samping



Gambar 4. 69 Sambungan Antar Kolom Tampak Atas

Mutu las yang digunakan adalah FE_{90xx}.

- Hasil Gaya Dalam
 - $P_u = 489885.9 \text{ kg}$
 - $V_u = 12337.9 \text{ kg}$
 - $M_{ux} = 12263.5 \text{ kgm}$
 - $M_{uy} = 16944 \text{ kgm}$

Dimisalkan $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A_{\text{las}} = 4 \times (1+70) = 280 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333.3 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333.3 \text{ cm}^4$$

$$S_x = b \times d + \left(\frac{a^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533.3 \text{ cm}^3$$

$$S_y = b \times d + \left(\frac{a^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533.3 \text{ cm}^3$$

• Akibat P_u

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} + \frac{M_u y}{S_y}$$

$$f_v = \frac{489885.9}{280} + \frac{1226350}{6533.3} + \frac{1694400}{6533.3} = 2196.646 \text{ kg/cm}^2$$

• Akibat V_u

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{12337.9}{280} = 44.064 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{2196.646^2 + 44.064^2} = 2197.088 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot F_{\text{nw}} &= 0.75 \times 0.6 \times F_{\text{Exx}} \\ &= 0.75 \times 0.6 \times 90 \times 70.3 \\ &= 2847.15 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_{\text{total}}}{F_{\text{nw}}} = \frac{2197.088}{2847.15} = 0.772 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0.707} = \frac{0.772}{0.707} = 1.091 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las :

$$t_{\text{plat}} = 40 \text{ mm}, a_{\text{min}} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{\text{eff}} = \frac{0.6 \times f_u \times t}{2 \times 0.707 \times 0.6 \times F_{E90xx}} = \frac{0.6 \times 4100 \times 4}{2 \times 0.707 \times 0.6 \times 90 \times 70.3} = 1.83 \text{ cm}$$

Digunakan las sudut dengan $a = 1 \text{ cm}$

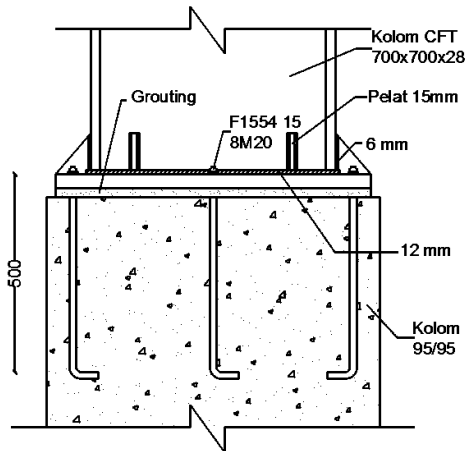
4.4.6 Sambungan Kolom dengan *Base Plate*

Perencanaan *base plate* menggunakan *fixed plate* untuk profil CFT 700 x 700 x 28 dengan data-data sebagai berikut :

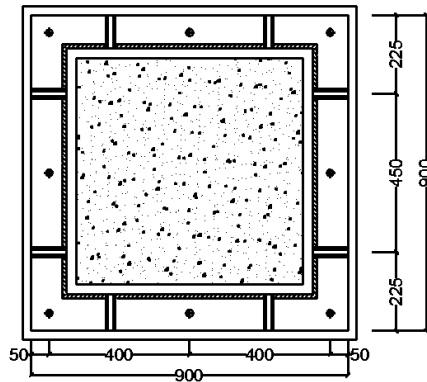
H = 900 mm

B = 900 mm

$t_p = 40$ mm



Gambar 4. 70 Tampak Samping *Base Plate*



Gambar 4. 71 Tampak Atas *Base Plate*

Dari hasil ETABS didapatkan gaya-gaya yang bekerja adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} P_u &= 571056 \text{ kg} \\ M_{ux} &= 4813460 \text{ kgcm} \\ M_{uy} &= 5373460 \text{ kgcm} \\ V_u &= 12456.7 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Perencanaan sambungan pada *base plate*

Direncanakan las sudut pada daerah yang diarsir pada profil kolom.

Dimisalkan $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A_{\text{las}} = 4 \times (1+70) = 280 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333.3 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333.3 \text{ cm}^4$$

$$S_x = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533.3 \text{ cm}^3$$

$$S_y = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533.3 \text{ cm}^3$$

- Akibat P_u

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_{ux}}{S_x} + \frac{M_{uy}}{S_y}$$

$$f_v = \frac{571056}{280} + \frac{4813460}{6533.3} + \frac{5373460}{6533.3} = 3598.708 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat V_u

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{12456.7}{280} = 44.488 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{3598.708^2 + 44.488^2} = 3598.983 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot F_{\text{nw}} &= 0.75 \times 0.6 \times F_{\text{Exx}} \\ &= 0.75 \times 0.6 \times 90 \times 70.3 \\ &= 2847.15 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{3598.983}{2847.15} = 1.264 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0.707} = \frac{1.264}{0.707} = 1.788 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las :

$$t_{plat} = 40 \text{ mm}, a_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{eff} = \frac{0.6 \times f_u \times t}{2 \times 0.707 \times 0.6 \times F_{E90xx}} = \frac{0.6 \times 4100 \times 4}{2 \times 0.707 \times 0.6 \times 90 \times 70.3} = 1.83 \text{ cm}$$

Digunakan las sudut dengan $a = 1.8 \text{ cm}$

- Perhitungan *base plate*

Periksa eksentrisitas gaya:

$$e = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{5373460}{571056} = 9.410 \text{ cm}$$

$$1/6 h = 1/6 \times 90 = 15 \text{ cm} > e = 9.410 \text{ cm}$$

Karena $1/6 h > e$, maka tidak terjadi gaya tarik. Sehingga tidak perlu memasang gaya angkur (dipasang angkur praktis).

Direncanakan diameter baut : 25 mm

$$h' \geq w_e + c_1$$

$$w_e = \text{jarak baut ke tepi} = 2 \times db = 2 \times 2.5 = 5 \text{ cm}$$

$$c_1 = \text{jarak minimum untuk kunci} = 27/16 \times 2.5 = 4.219 \text{ cm}$$

$$h' \geq 5 + 4.219 = 9.219 \text{ cm}$$

$$h > H - 0.5h' = 90 - 0.5 \times 9.219 = 85.391 \text{ cm}$$

$$B = 90 \text{ cm}$$

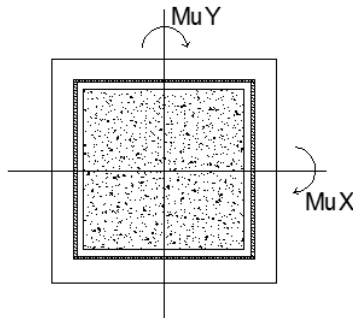
Dimensi beton :

Panjang = 950 mm

Lebar = 950 mm

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{95 \times 95}{90 \times 90}} = 1.056$$

- Perencanaan akibat beban sumbu X



Gambar 4. 72 Arah Beban Sumbu X pada *Base Plate*

- Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \times N} = \frac{571056}{90 \times 90} = 70.501 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat beban M_u

$$f_{pb} = \frac{6M_u}{B \times N^2} = \frac{6 \times 4813460}{90 \times 90^2} = 39.617 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan maksimal

$$f_{p_{max}} = f_{pa} + f_{pb} = 70.501 + 39.617 = 110.118 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan yang dapat diterima kolom

$$f_{p_{avail}} = \phi 0.85 f'_c = 0.9 \times 0.85 \times 40 = 30.6 \text{ MPa} = 306 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{p_{avail}} = 306 > f_{p_{max}} = 110.118 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

- Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{90 - 0.95 \times 70}{2} = 11.75 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left(f_{p_{max}} - 2f_{pb} \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2f_{pb} \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = \left(110.118 - 2 \times 39.617 \frac{11.75}{90} \right) \times \left(\frac{11.75^2}{2} \right) + \left(2 \times 39.617 \frac{11.75}{90} \right) \times \left(\frac{11.75^2}{3} \right)$$

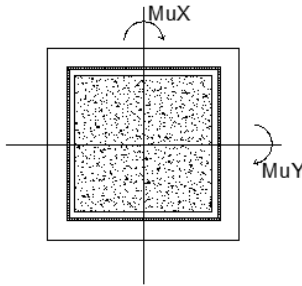
$$M_{upl} = 7363.533 \text{ kg.cm/m}$$

- Menentukan tebal *base plate*

$$F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4Mu_{pl}}{0.9F_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 7363.533}{0.9 \times 2500}} = 3.62 \text{ cm} < 4 \text{ cm (OK)}$$

- Perencanaan akibat beban sumbu Y



Gambar 4. 73 Arah Beban Sumbu Y pada *Base Plate*

- Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \times N} = \frac{571056}{90 \times 90} = 70.501 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat beban M_u

$$f_{pb} = \frac{6M_u}{B \times N^2} = \frac{6 \times 5373460}{90 \times 90^2} = 44.26 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan maksimal

$$f_{p_{max}} = f_{pa} + f_{pb} = 70.501 + 44.26 = 114.727 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan yang dapat diterima kolom

$$f_{p_{avail}} = \phi 0.85 f'_c = 0.9 \times 0.85 \times 40 = 30.6 \text{ MPa} = 306 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{p_{avail}} = 306 > f_{p_{max}} = 114.727 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

- Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{90 - 0.95 \times 70}{2} = 11.75 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 Mu_{pl} &= \left(fp_{max} - 2fp_b \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2fp_b \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{3} \right) \\
 Mu_{pl} &= \left(114.727 - 2 \times 44.226 \frac{11.75}{90} \right) \times \left(\frac{11.75^2}{2} \right) \\
 &\quad + \left(2 \times 44.26 \frac{11.75}{90} \right) \times \left(\frac{11.75^2}{3} \right) \\
 Mu_{pl} &= 7654.001 \text{ kg.cm/m}
 \end{aligned}$$

- Menentukan tebal *base plate*

$$F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4Mu_{pl}}{0.9F_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 7654.001}{0.9 \times 2500}} = 3.69 \text{ cm} < 4 \text{ cm (OK)}$$

- Perencanaan pelat pengaku

Pelat pengaku direncanakan seperti dengan balok yang menerima beban momen dari pelat landas

Tebal pelat pengaku minimum (t_s)

$$t_s \geq 0.5t_f \rightarrow 0.5 \times 2.8 = 1.4 \text{ cm}$$

Digunakan tebal pelat pengaku (t_s) = 1.5 cm dengan las minimum ($a = 6 \text{ mm}$).

- Perencanaan baut angkur

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan $1/6h > e$, maka dipasang angkur praktis.

- Perhitungan baut angkur

Digunakan baut angkur M20 mm ($A_b = 3.14 \text{ cm}^2$) mutu F1554 Grade 105 dengan $F_{nv} = 7240 \text{ kg/cm}^2$

Kuat geser baut :

$$\phi R_n = \phi \times F_{nv} \times m \times A_b$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 7240 \times 1 \times 3.14$$

$$\phi R_n = 17058.848 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat tumpu baut :

$$l_c = 50 - 0.5(20 + 1.5) = 39.25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1.2 \times l_c \times t \times F_u \leq 2.4 \times d_b \times t \times F_u$$

$$R_n = 1.2 \times 3.925 \times 0.4 \times 4100 \leq 2.4 \times 2 \times 0.4 \times 4100$$

$$= 77244 \text{ kg} \leq 78720 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 77244 = 57933 \text{ kg}$$

Kuat rencana tarik :

$$\phi T_d = \phi \times F_{nt} \times A_b$$

$$\phi T_d = 0.75 \times 7240 \times 3.14$$

$$\phi T_d = 17058.848 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \phi V_n = 12456.7 / 17058.848 = 0.73 \sim 8 \text{ buah}$$

Maka digunakan 8 baut angkur M20 mm mutu F1554 Grade 105 untuk menjaga stabilitas struktur.

- Panjang baut angkur (panjang penyaluran struktur tarik)

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3f_y \times \alpha \times \beta \times \lambda}{5\sqrt{f'_c}} = \frac{3 \times 250 \times 1 \times 1 \times 1}{5\sqrt{40}}$$

$$l_d = 23.717 d_b = 23.717 \times 2 = 47.434 \text{ cm}$$

Maka panjang angkur yang dibutuhkan 50 cm

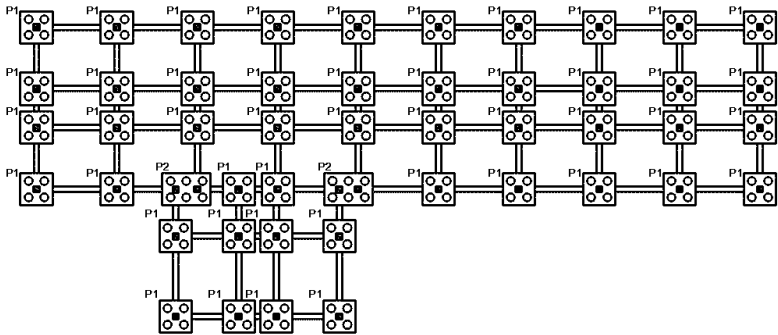
4.5 Perencanaan Struktur Bawah

4.5.1 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan bagian dasar dari konstruksi yang berfungsi sebagai penopang bangunan di atasnya yang bertujuan untuk meneruskan beban ke tanah yang diterima oleh kolom secara bertahap dan merata.

4.5.1.1 Data Tanah

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Pembangunan Isabella Tower Grand Kamala Lagoon berlokasi di Kota Bekasi. Data tanah didapatkan dari hasil penyelidikan tanah pada lokasi apartemen tersebut berupa data N-SPT. Hasil N-SPT akan disajikan pada lampiran.



Gambar 4. 74 Denah Pondasi

4.5.12 Kombinasi Beban untuk Pondasi

Kombinasi beban yang bekerja pada pondasi diatur dalam SNI 1726-2012 Pasal 4.2.3 menurut metoda tegangan ijin. Kombinasi beban-beban di bawah ini adalah kombinasi beban untuk menghitung tiang pancang dengan desain tegangan ijin.

- 1D
- D + L
- D + 0.75L
- D + 0.75E
- D + 0.75(0.7E) + 0.75L
- 0.6D + 0.7E

Dari kombinasi beban di atas dilakukan kontrol dari masing-masing kombinasi untuk menentukan perhitungan jumlah tiang pancang, defleksi, dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan. Output dari *joint reaction* ini kemudian dipilih sesuai kombinasi maksimum yang paling menentukan dalam perhitungan P_{ijin} 1 tiang. Berikut ini adalah output dari *joint reaction* pada pondasi.

Tabel 4. 21 *Joint Reaction* pada Pondasi Tipe 1

Kombinasi	HX (ton)	HY (ton)	P (ton)	MX (ton.m)	MY (ton.m)
0.6D + 0.7EX Max	9.012	3.760	229.561	13.194	37.994
0.6D + 0.7EX Min	-9.009	-3.001	199.063	-13.651	-38.009

0.6D + 0.7EY Max	3.127	9.783	254.034	36.881	13.184
0.6D + 0.7EY Min	-3.123	-9.023	174.590	-37.338	-13.199
1D + 1L + 1SW	0.003	0.904	447.627	-0.566	-0.018
1D + 1SW	0.003	0.633	357.187	-0.380	-0.012
1D + 0.75L	0.003	0.837	425.017	-0.520	-0.017
1D + 0.75L + 0.525 Ex Max	6.761	3.372	436.453	9.547	28.484
1D + 0.75L + 0.525 Ex Min	-6.754	-1.699	413.580	-10.586	-28.518
1D + 0.75L + 0.525 Ey Max	2.347	7.889	454.808	27.312	9.877
1D + 0.75L + 0.525 Ey Min	-2.341	-6.216	395.226	-28.352	-9.910
1D + 0.7Ex Max	9.013	4.014	372.435	13.042	37.989
1D + 0.7Ex Min	-9.007	-2.748	341.938	-13.803	-38.014
1D + 0.7Ey Max	3.128	10.036	396.908	36.729	13.179
1D + 0.7Ey Min	-3.122	-8.770	317.465	-37.490	-13.203

Tabel 4. 22 *Joint Reaction* pada Pondasi Tipe 2

Kombinasi	HX (ton)	HY (ton)	P (ton)	MX (ton.m)	MY (ton.m)
0.6D + 0.7EX Max	9.861	3.351	205.309	12.434	38.534
0.6D + 0.7EX Min	-9.020	-2.206	76.307	-13.208	-37.843
0.6D + 0.7EY Max	3.594	8.114	174.092	34.545	13.383
0.6D + 0.7EY Min	-2.753	-6.969	107.525	-35.319	-12.692
1D + 1L + 1SW	0.825	1.327	282.762	-0.916	0.674
1D + 1SW	0.701	0.954	234.680	-0.645	0.576
1D + 0.75L	0.794	1.234	270.742	-0.848	0.649
1D + 0.75L + 0.525 Ex Max	7.875	3.318	319.117	8.767	29.291
1D + 0.75L + 0.525 Ex Min	-6.286	-0.851	222.366	-10.464	-27.992
1D + 0.75L + 0.525 Ey Max	3.174	6.890	295.705	25.351	10.428
1D + 0.75L + 0.525 Ey Min	-1.586	-4.423	245.779	-27.047	-9.129
1D + 0.7Ex Max	10.141	3.733	299.182	12.175	38.764
1D + 0.7Ex Min	-8.740	-1.825	170.179	-13.466	-37.613
1D + 0.7Ey Max	3.874	8.496	267.964	34.286	13.613
1D + 0.7Ey Min	-2.473	-6.587	201.397	-35.577	-12.462

4.5.1.3 Data Perencanaan Pondasi

Pondasi pada gedung ini direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang beton (*Spun Pile*) produk dari PT.WIKA Beton. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut :

- *Outside diameter (D)* = 600 mm
- *Wall thickness* = 100 mm
- *Class* = C
- *Concrete cross section* = 1570.8 cm²
- *Bending moment crack* = 29 ton.m
- *Bending moment ultimate* = 58 ton.m
- *Allowable axial load* = 229.50 ton
- *Section Inertia* = 510508.81 cm⁴

4.5.1.4 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Hasil uji SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaa kn tiang pancang. Hasil tes tersebut harus dikoreksi terlebih dahulu. Metode perhitungan yang digunakan untuk menentukan daya dukung tanah yang sebenarnya menggunakan formula dari Mayeerhof dan Bazaraa. Adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada di bawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$:

- $N_1 = 15 + \frac{1}{2} (N - 15)$
- $N_1 = 0.6N$

Kemudin pilih nilai N_1 yang terkecil

2. Koreksi terhadap *overburden pressure*

Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan vertikal

- $N_2 = 4N_1 / (1 + 0,4\rho_o)$ untuk $\rho_o < 7,5$ ton/m²
- $N_2 = 4N_1 / (3,25 + 0,1\rho_o)$ untuk $\rho_o > 7,5$ ton/m²

Di mana ρ_o adalah tekanan tanah vertikal efektif pada lapisan/kedalaman yang ditinjau. Harga N_2 harus kurang dari 2 kali N_1 . Apabila N_2 lebih besar daripada 2 kali N_1 maka digunakan N_1 .

3. Perhitungan daya dukung satu tiang pancang

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji Standard Penetration Test (SPT) dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = C_n \times A_{ujung} = 40 \times \bar{N} \times A_{ujung}$$

$$Q_s = \sum C_{li} \times A_{si}$$

Dimana :

\bar{N} = Harga rata – rata N2 4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang

C_{li} = N/2 untuk tanah lempung atau lanau dan N/5 untuk tanah pasir

A_{si} = Luas selimut tiang pada segmen i = $O_i \times h_i$

O_i = Keliling tiang

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

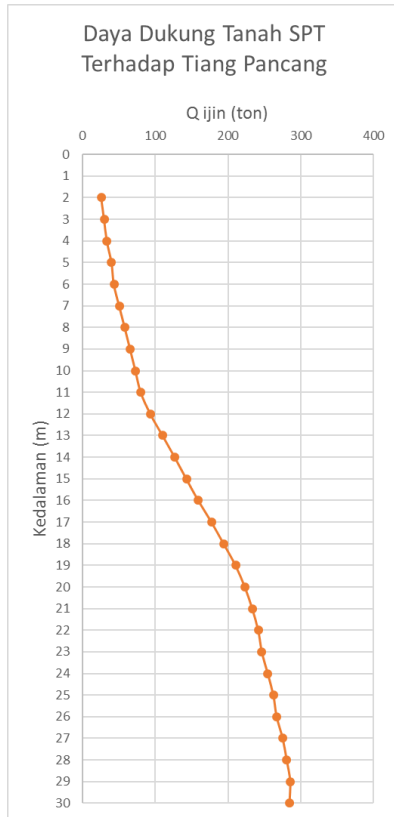
$$P_{ijin} \text{ 1 tiang} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

Dimana : SF = safety factor = 3

Tabel 4. 23 Daya Dukung Tanah Kedalaman 30 m

depth (m)	N	N1	N2 pakai	Cn ujung = 40N	$\sum C_{li} \cdot A_{si}$ (ton)	Qult (ton)	Qijin (ton)
2	3.33	2	4.00	265.79	1.88	77.03	25.68
3	6.00	3.6	4.41	294.23	5.85	89.04	29.68
4	9.33	5.6	6.83	315.82	11.14	100.44	33.48
5	11.67	7	8.52	357.97	18.37	119.59	39.86
6	13.00	7.8	9.47	362.58	26.85	129.37	43.12
7	15.00	9	10.91	405.43	36.45	151.09	50.36
8	15.33	9.2	11.13	450.05	46.84	174.09	58.03
9	14.00	8.4	10.15	493.04	56.87	196.28	65.43
10	15.33	9.2	11.10	535.74	66.88	218.36	72.79
11	18.00	10.8	12.98	573.15	78.23	240.28	80.09
12	22.00	13.2	15.75	665.29	91.77	279.87	93.29
13	24.00	14.4	17.11	789.64	107.26	330.52	110.17

14	25.33	15.2	18.01	908.39	123.81	380.65	126.88
15	26.00	15.6	18.39	1016.88	140.96	428.48	142.83
16	42.00	25.2	29.56	1110.65	163.56	477.59	159.20
17	50.00	30	35.02	1196.77	194.00	532.37	177.46
18	50.00	30	34.85	1257.07	226.92	582.35	194.12
19	50.00	30	34.68	1314.74	259.68	631.41	210.47
20	50.00	30	34.51	1335.95	292.28	670.01	223.34
21	50.00	30	34.34	1329.07	324.72	700.51	233.50
22	44.00	26.4	30.07	1308.86	355.08	725.15	241.72
23	44.00	26.4	29.93	1262.12	383.35	740.21	246.74
24	50.00	30	33.81	1242.17	413.38	764.60	254.87
25	50.00	30	33.64	1211.35	445.17	787.67	262.56
26	46.00	27.6	30.81	1153.00	475.54	801.54	267.18
27	38.00	22.8	25.33	1146.70	501.99	826.21	275.40
28	46.00	27.6	30.52	1112.46	528.31	842.85	280.95
29	42.67	25.6	28.17	1065.79	555.96	857.31	285.77
30	28.00	16.8	18.40	1024.19	564.74	854.32	284.77



Gambar 4. 75 Grafik Daya Dukung Tanah terhadap Kedalaman

Beban ijin aksial 1 tiang (sesuai brosur) = 229.5 ton

Daya dukung tanah pada kedalaman 18 m = 194.12 ton

4.5.1.5 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya

tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan:

$$P_{max} = \frac{P}{N} \pm \frac{M_y \times X_{max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \times Y_{max}}{\sum y^2} \leq P_{ijin tanah} \times \eta$$

Daya dukung ijin yang digunakan diambil yang terkecil dari daya dukung bahan dan daya dukung tanah. Berdasarkan brosur tiang pancang produksi PT WIKA Beton tiang pancang dengan diameter 60 cm kelas C memiliki P_{ijin} sebesar 229.5 ton, sedangkan pada perhitungan daya dukung tanah P_{ijin} 1 tiang sebesar 194.12 ton pada kedalaman 18 meter sehingga P_{ijin} yang digunakan adalah 194.12 ton.

Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jaraknya sesuai dengan yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang grup setebal 1.2 m. Pengaturan jarak tiang pancang untuk semua jenis *pile cap* adalah sama untuk semua jenis *pile cap* yaitu :

Jarak Antar Tiang

$$2D \leq S \leq 3D$$

$$120 \leq S \leq 180$$

dipakai $S = 120$ cm

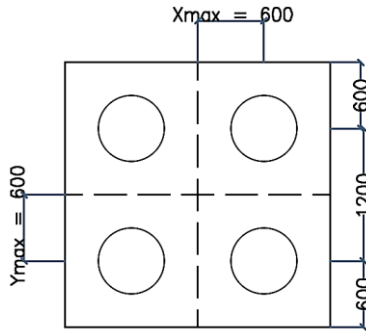
Jarak Tepi Tiang

$$1D \leq S \leq 2D$$

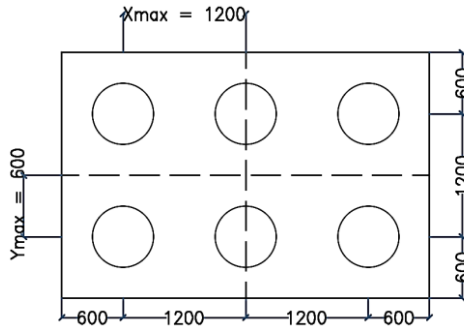
dengan $S =$ jarak tepi

$$60 \leq S \leq 120$$

dipakai $S = 60$ cm



Gambar 4. 76 Konfigurasi Tiang Pancang Pondasi Tipe 1



Gambar 4. 77 Konfigurasi Tiang Pancang Pondasi Tipe 2

Akibat dari pengaturan jarak tiang pancang ini, perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisiensi (η) menurut formula Seiler-Keeney.

$$\eta = \left(1 - \frac{36S(m+n-2)}{(75S^2-7)(m+n-1)}\right) + \frac{0.3}{m+n}$$

Di mana:

S = Jarak antar tiang pancang

m = Jumlah baris tiang pancang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang pancang dalam grup

Pondasi Tipe 1

Untuk contoh perhitungan digunakan Pondasi Tipe 1 dengan keterangan sebagai berikut :

- D = 0.6 m
- m = 2
- n = 2
- s = 1.2 m

Maka, nilai koefisien efisiensi:

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times 1.2(2+2-2)}{(75(1.2)^2 - 7)(2+2-1)}\right) + \frac{0.3}{2+2} = 0.790$$

Besar Q_{ijin} daya dukung tanah untuk satu tiang pancang pada kedalaman 18 m adalah 194.12 ton. Nilai tersebut perlu dikalikan dengan koefisien efisiensi sehingga daya dukung tanah tiang dalam kelompok pada Pondasi tipe P1 adalah sebagai berikut.

$$P = 229.561 \text{ ton}$$

$$N = 4 \text{ tiang}$$

$$M_x = M_x + (H_y \times t_{poer}) = 13.194 + (3.760 \times 1.2) = 17.707 \text{ ton.m}$$

$$M_y = M_y + (H_x \times t_{poer}) = 3.799 + (9.012 \times 1.2) = 48.808 \text{ ton.m}$$

$$X_{max} = 0.6 \text{ m}$$

$$Y_{max} = 0.6 \text{ m}$$

$$P_{max} = \frac{229.561}{4} + \frac{48.808 \times 0.6}{1.44} + \frac{17.707 \times 0.6}{1.44}$$

$$P_{max} = 85.105 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} Q_{ijin(grup)} &= Q_{ijin(grup)} \times \eta \\ &= 194.12 \text{ ton} \times 0.790 \\ &= 153.32 \text{ ton} > P = 85.105 \text{ ton (OK)} \end{aligned}$$

Tabel 4. 24 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Tipe 1

N	P (ton)	Mx.Ymax (tm)	Σy^2	My.Xmax (tm)	Σx^2	P max (ton)	P ijin (ton)	Kontrol
4	229.561	17.707	1.44	48.808	1.44	85.105	153.32	OK
4	199.063	17.252	1.44	48.819	1.44	77.295	153.32	OK
4	254.034	48.620	1.44	16.936	1.44	90.823	153.32	OK
4	174.590	48.165	1.44	16.946	1.44	70.777	153.32	OK

4	447.627	1.651	1.44	0.022	1.44	112.604	153.32	OK
4	357.187	1.140	1.44	0.015	1.44	89.778	153.32	OK
4	425.017	1.523	1.44	0.020	1.44	106.897	153.32	OK
4	436.453	13.594	1.44	36.597	1.44	130.026	153.32	OK
4	413.580	12.625	1.44	36.623	1.44	123.915	153.32	OK
4	454.808	36.779	1.44	12.693	1.44	134.315	153.32	OK
4	395.226	35.810	1.44	12.719	1.44	119.027	153.32	OK
4	372.435	17.859	1.44	48.804	1.44	120.885	153.32	OK
4	341.938	17.100	1.44	48.822	1.44	112.952	153.32	OK
4	396.908	48.772	1.44	16.932	1.44	126.604	153.32	OK
4	317.465	48.013	1.44	16.950	1.44	106.434	153.32	OK

Tabel 4. 25 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang Tipe 2

N	P (ton)	Mx.Ymax (tm)	Σy^2	My.Xmax (tm)	Σx^2	P max (ton)	P ijin (ton)	Kontrol
6	205.309	16.455	2.16	50.367	5.76	49.282	143.49	OK
6	76.307	15.855	2.16	48.667	5.76	27.261	143.49	OK
6	174.092	44.281	2.16	17.696	5.76	45.002	143.49	OK
6	107.525	43.682	2.16	15.996	5.76	33.387	143.49	OK
6	282.762	2.508	2.16	1.664	5.76	48.170	143.49	OK
6	234.680	1.790	2.16	1.416	5.76	39.906	143.49	OK
6	270.742	2.328	2.16	1.602	5.76	46.104	143.49	OK
6	319.117	12.749	2.16	38.740	5.76	64.798	143.49	OK
6	222.366	11.484	2.16	35.535	5.76	47.654	143.49	OK
6	295.705	33.618	2.16	14.237	5.76	61.588	143.49	OK
6	245.779	32.354	2.16	11.032	5.76	52.249	143.49	OK
6	299.182	16.655	2.16	50.933	5.76	65.101	143.49	OK
6	170.179	15.656	2.16	48.101	5.76	42.733	143.49	OK
6	267.964	44.481	2.16	18.262	5.76	60.821	143.49	OK
6	201.397	43.482	2.16	15.429	5.76	48.859	143.49	OK

4.5.1.6 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Perencanaan pondasi pada Isabella Tower Grand Kamala Lagoon berupa kelompok tiang pancang yang menopang 1 kolom karena 1 tiang pancang tidak mampu menahan gaya aksial yang terjadi. Terdapat beberapa jenis susunan tiang pancang berdasarkan berat gaya aksial yang dipikul oleh kolom.

Sehingga $Q_{1(\text{group})} = Q_{1(\text{tiang})} \times n \times \eta$. Dimana Q_1 (grup) harus lebih besar dari P yang terjadi. Perhitungan kekuatan tiang pancang kelompok disajikan pada tabel dibawah ini.

Tabel 4. 26 Perhitungan Kekuatan Tiang Pancang Group Tipe 1

Pijin tanah	N tiang	m	n	S (m)	η	Pijin tanah max	Q1 grup (ton)	P (ton)	Kontrol Q1>P
194.12	4	2	2	1.2	0.79	153.323	613.291	229.56	OK
194.12	4	2	2	1.2	0.79	153.323	613.291	199.06	OK
194.12	4	2	2	1.2	0.79	153.323	613.291	254.03	OK
194.12	4	2	2	1.2	0.79	153.323	613.291	174.59	OK
194.12	4	2	2	1.2	0.79	153.323	613.291	447.63	OK
194.12	4	2	2	1.2	0.79	153.323	613.291	357.19	OK
194.12	4	2	2	1.2	0.79	153.323	613.291	425.02	OK
194.12	4	2	2	1.2	0.79	153.323	613.291	436.45	OK
194.12	4	2	2	1.2	0.79	153.323	613.291	413.58	OK
194.12	4	2	2	1.2	0.79	153.323	613.291	454.81	OK
194.12	4	2	2	1.2	0.79	153.323	613.291	395.23	OK
194.12	4	2	2	1.2	0.79	153.323	613.291	372.44	OK
194.12	4	2	2	1.2	0.79	153.323	613.291	341.94	OK
194.12	4	2	2	1.2	0.79	153.323	613.291	396.91	OK
194.12	4	2	2	1.2	0.79	153.323	613.291	317.46	OK

Tabel 4. 27 Perhitungan Kekuatan Tiang Pancang Group Tipe 2

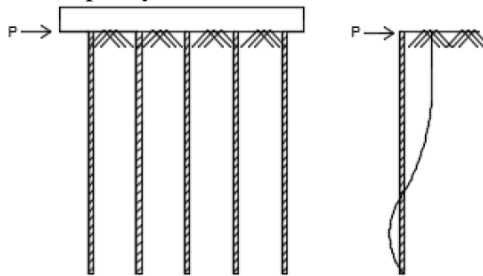
Pijin tanah	N tiang	m	n	S (m)	η	Pijin tanah max	Q1 grup (ton)	P (ton)	Kontrol Q1>P
194.12	6	2	3	1.2	0.74	143.49	860.95	205.31	OK
194.12	6	2	3	1.2	0.74	143.49	860.95	76.31	OK
194.12	6	2	3	1.2	0.74	143.49	860.95	174.09	OK
194.12	6	2	3	1.2	0.74	143.49	860.95	107.52	OK
194.12	6	2	3	1.2	0.74	143.49	860.95	282.76	OK
194.12	6	2	3	1.2	0.74	143.49	860.95	234.68	OK
194.12	6	2	3	1.2	0.74	143.49	860.95	270.74	OK
194.12	6	2	3	1.2	0.74	143.49	860.95	319.12	OK
194.12	6	2	3	1.2	0.74	143.49	860.95	222.37	OK
194.12	6	2	3	1.2	0.74	143.49	860.95	295.70	OK

194.12	6	2	3	1.2	0.74	143.49	860.95	245.78	OK
194.12	6	2	3	1.2	0.74	143.49	860.95	299.18	OK
194.12	6	2	3	1.2	0.74	143.49	860.95	170.18	OK
194.12	6	2	3	1.2	0.74	143.49	860.95	267.96	OK
194.12	6	2	3	1.2	0.74	143.49	860.95	201.40	OK

4.5.1.7 Kontrol Kekuatan Tiang

Tiang pancang yang direncanakan dikontrol terhadap beberapa kriteria sebagai berikut:

1. Kontrol terhadap Gaya Lateral



Gambar 4. 78 Diagram Gaya Lateral Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu, harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = F_d \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5cm$$

Di mana :

- δ = Defleksi yang terjadi
- F_d = Koefisien defleksi
- P = Gaya lateral 1 tiang
- T = *Relative stiffness factor*

Berikut ini merupakan contoh perhitungan dari kontrol kekuatan tiang pancang akibat gaya lateral. Contoh perhitungan diambil dari tiang pancang kelompok Tipe 1.

$$H_{\max} = 9.012 \text{ ton}$$

$$H_{\max \text{ 1 tiang}} = 2.253 \text{ ton}$$

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{1/5}$$

Didapatkan :

$$E = 4700\sqrt{fc'} = 4700\sqrt{50} = 33234.0187 \text{ MPa}$$

$$I = 510508.81 \text{ cm}^4 \text{ (didapat dari brosur)}$$

$f = \text{Soil modulus of elasticity coefficient}$, didapatkan dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing*.

$$C_u = 1.135 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_u = 2 \times 1.135 = 2.269 \text{ kg/cm}^2 = 2.217 \text{ ton/ft}^2$$

$$\text{Sehingga koefisien } f = 22 \text{ ton/ft}^3 \times 0.032 = 0.704 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = \left(\frac{332340.187 \times 510508.81}{0.704} \right)^{1/5} = 188.97 \text{ cm}$$

$$L = \text{panjang tiang pancang} = 2200 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{L}{T} \right) = \left(\frac{2200}{188.974} \right) = 11.642 \sim 10$$

$F_d = \text{koefisien defleksi}$, didapatkan dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* = 0.95

$$\delta = F_d \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.95 \left(\frac{2253 \times 188.974^3}{332340.187 \times 510508.81} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.085 \leq 2.5 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

2. Kontrol terhadap *Bending Moment Crack*

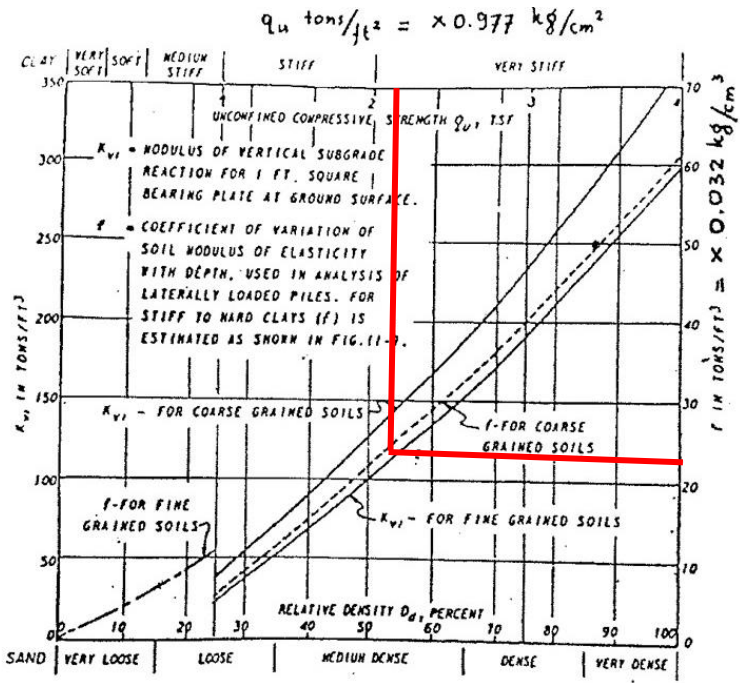
$F_m = \text{Koefisien defleksi}$, didapatkan dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* = 0.9

$$M_p < M_{\text{crack}}$$

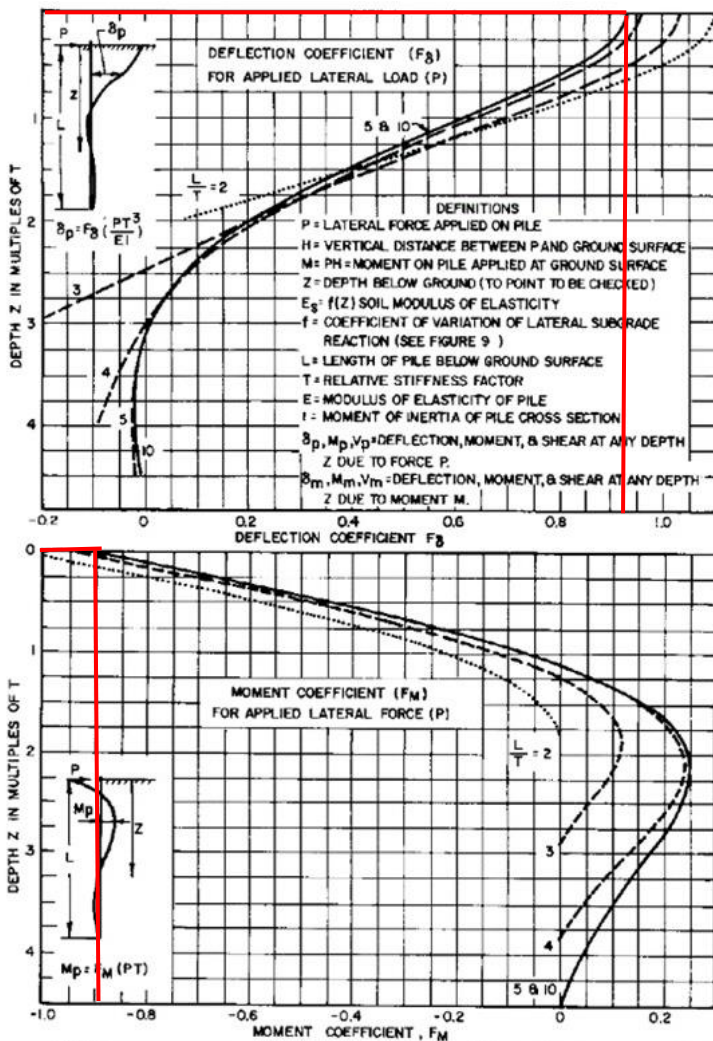
$$F_m (PT) < M_{\text{crack}}$$

$$0.9 (2.253 \times 1.8897) < 29 \text{ ton.m (dari brosur)}$$

$$3.832 \text{ ton.m} < 29 \text{ ton.m} \rightarrow$$



Gambar 4. 79 Grafik Immediate Settlement of Isolate Footing



Gambar 4. 80 Grafik Influence Value for Laterally Loaded Pile

Tabel 4. 28 Kontrol Kekuatan Tiang terhadap Gaya Lateral
Pondasi Tipe 1

Kombinasi	H _{maks} (ton)	H _{maks} 1 tiang (ton)	δ (cm)	M _{maks} ton.m	Kontrol
0.6D + 0.7EX Max	9.012	2.253	0.085	3.832	OK
0.6D + 0.7EX Min	9.009	2.252	0.085	3.830	OK
0.6D + 0.7EY Max	9.783	2.446	0.092	4.160	OK
0.6D + 0.7EY Min	9.023	2.256	0.085	3.837	OK
1D + 1L + 1SW	0.904	0.226	0.009	0.385	OK
1D + 1SW	0.633	0.158	0.006	0.269	OK
1D + 0.75L	0.837	0.209	0.008	0.356	OK
1D + 0.75L + 0.525 Ex Max	6.761	1.690	0.064	2.875	OK
1D + 0.75L + 0.525 Ex Min	6.754	1.689	0.064	2.872	OK
1D + 0.75L + 0.525 Ey Max	7.889	1.972	0.075	3.354	OK
1D + 0.75L + 0.525 Ey Min	6.216	1.554	0.059	2.643	OK
1D + 0.7Ex Max	9.013	2.253	0.085	3.832	OK
1D + 0.7Ex Min	9.007	2.252	0.085	3.830	OK
1D + 0.7Ey Max	10.036	2.509	0.095	4.267	OK
1D + 0.7Ey Min	8.770	2.192	0.083	3.729	OK

Tabel 4. 29 Kontrol Kekuatan Tiang terhadap Gaya Lateral
Pondasi Tipe 2

Kombinasi	H _{maks} (ton)	H _{maks} 1 tiang (ton)	δ (cm)	M _{maks} ton.m	Kontrol
0.6D + 0.7EX Max	9.861	1.643	0.062	2.795	OK
0.6D + 0.7EX Min	9.020	1.503	0.057	2.557	OK
0.6D + 0.7EY Max	8.114	1.352	0.051	2.300	OK
0.6D + 0.7EY Min	6.969	1.161	0.044	1.975	OK
1D + 1L + 1SW	1.327	0.221	0.008	0.376	OK
1D + 1SW	0.954	0.159	0.006	0.270	OK
1D + 0.75L	1.234	0.206	0.008	0.350	OK
1D + 0.75L + 0.525 Ex Max	7.875	1.312	0.050	2.232	OK
1D + 0.75L + 0.525 Ex Min	6.286	1.048	0.040	1.782	OK
1D + 0.75L + 0.525 Ey Max	6.890	1.148	0.043	1.953	OK
1D + 0.75L + 0.525 Ey Min	4.423	0.737	0.028	1.254	OK
1D + 0.7Ex Max	10.141	1.690	0.064	2.875	OK

1D + 0.7Ex Min	8.740	1.457	0.055	2.477	OK
1D + 0.7Ey Max	8.496	1.416	0.054	2.408	OK
1D + 0.7Ey Min	6.587	1.098	0.041	1.867	OK

4.5.2 Perencanaan Poer

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur. Pembebanan untuk perencanaan poer menggunakan pembebanan LRFD.

Tabel 4. 30 Pembebanan Pondasi Tipe 1

Kombinasi	HX (ton)	HY (ton)	P (ton)	MX (tonm)	MY (tonm)
1.2D+1.2SW+1.6L	-0.01	1.21	579.28	-0.78	-0.11
1.4D+1.4SW	-0.01	0.89	506.45	-0.56	-0.09
1.2D+1.2SW+1L+RspX Min	-13.34	-3.49	459.96	-18.32	-57.07
1.2D+1.2SW+1L-1RspX Min	-13.34	-3.49	459.96	-18.32	-57.07
1.2D+1.2SW+1L+RspY Min	-4.07	-12.82	465.18	-56.50	-17.45
1.2D+1.2SW+1L-1RspY Min	-4.07	-12.82	465.18	-56.50	-17.45
1.2D+1.2SW+0.5L	-0.01	0.90	479.47	-0.57	-0.09
0.9D+0.9SW+1RspY Max	4.06	14.44	385.23	55.47	17.29
0.9D+0.9SW-1RspY Max	4.06	14.44	385.23	55.47	17.29
0.9D+0.9SW+1RspX Max	13.33	4.97	345.09	17.39	56.92
0.9D+0.9SW-1RspX Max	13.33	4.97	345.09	17.39	56.92
0.9D+0.9SW+1RspX Min	-13.34	-3.82	306.06	-18.10	-57.04
0.9D+0.9SW-1RspX Min	-13.34	-3.82	306.06	-18.10	-57.04
0.9D+0.9SW+1RspY Min	-4.07	-13.29	265.92	-56.19	-17.41
0.9D+0.9SW-1RspY Min	-4.07	-13.29	265.92	-56.19	-17.41

Tabel 4. 31 Pembebanan Pondasi Tipe 2

Kombinasi	HX (ton)	HY (ton)	P (ton)	MX (tonm)	MY (tonm)
1.2D+1.2SW+1.6L	1.03	1.74	361.82	-1.24	0.76
1.4D+1.4SW	0.97	1.34	332.84	-0.93	0.73
1.2D+1.2SW+1L+RspX Min	-13.06	-2.08	231.56	-18.01	-56.37

1.2D+1.2SW+1L-1RspX Min	-13.06	-2.08	231.56	-18.01	-56.37
1.2D+1.2SW+1L+RspY Min	-3.25	-9.66	289.43	-53.77	-16.51
1.2D+1.2SW+1L-1RspY Min	-3.25	-9.66	289.43	-53.77	-16.51
1.2D+1.2SW+0.5L	0.89	1.33	309.21	-0.94	0.67
0.9D+0.9SW+1RspY Max	4.82	12.04	257.66	52.10	17.69
0.9D+0.9SW-1RspY Max	4.82	12.04	257.66	52.10	17.69
0.9D+0.9SW+1RspX Max	14.64	4.46	315.54	16.34	57.55
0.9D+0.9SW-1RspX Max	14.64	4.46	315.54	16.34	57.55
0.9D+0.9SW+1RspX Min	-13.39	-2.74	112.40	-17.54	-56.61
0.9D+0.9SW-1RspX Min	-13.39	-2.74	112.40	-17.54	-56.61
0.9D+0.9SW+1RspY Min	-3.58	-10.32	170.28	-53.30	-16.75
0.9D+0.9SW-1RspY Min	-3.58	-10.32	170.28	-53.30	-16.75

Tabel 4. 32 Rekapitulasi Beban Maksimum Tipe 1

Kombinasi	P/n	M _x y/Σy ²	M _y x/Σx ²	P max	P ijin	Kontrol
				ton	ton	
1.2D+1.2SW+1.6L	144.821	0.276	-0.051	145.047	153.32	OK
1.4D+1.4SW	126.612	0.216	-0.042	126.786	153.32	OK
1.2D+1.2SW+1L+RspX Min	114.990	-9.377	-30.452	75.161	153.32	OK
1.2D+1.2SW+1L-1RspX Min	114.990	-9.377	-30.452	75.161	153.32	OK
1.2D+1.2SW+1L+RspY Min	116.296	-29.953	-9.306	77.038	153.32	OK
1.2D+1.2SW+1L-1RspY Min	116.296	-29.953	-9.306	77.038	153.32	OK
1.2D+1.2SW+0.5L	119.868	0.213	-0.041	120.040	153.32	OK
0.9D+0.9SW+1RspY Max	96.308	30.333	9.233	135.874	153.32	OK
0.9D+0.9SW-1RspY Max	96.308	30.333	9.233	135.874	153.32	OK
0.9D+0.9SW+1RspX Max	86.272	9.729	30.384	126.385	153.32	OK
0.9D+0.9SW-1RspX Max	86.272	9.729	30.384	126.385	153.32	OK
0.9D+0.9SW+1RspX Min	76.516	-9.452	-30.438	36.626	153.32	OK
0.9D+0.9SW-1RspX Min	76.516	-9.452	-30.438	36.626	153.32	OK
0.9D+0.9SW+1RspY Min	66.480	-30.056	-9.288	27.136	153.32	OK
0.9D+0.9SW-1RspY Min	66.480	-30.056	-9.288	27.136	153.32	OK

Tabel 4. 33 Rekapitulasi Beban Maksimum Tipe 2

Kombinasi	P/n	M _x y/Σy ²	M _y x/Σx ²	P max	P ijin	Kontrol
				ton	ton	
1.2D+1.2SW+1.6L	60.303	0.236	0.415	60.954	143.49	OK
1.4D+1.4SW	55.474	0.187	0.394	56.055	143.49	OK
1.2D+1.2SW+1L+RspX Min	38.593	-5.698	-15.008	17.886	143.49	OK
1.2D+1.2SW+1L-1RspX Min	38.593	-5.698	-15.008	17.886	143.49	OK
1.2D+1.2SW+1L+RspY Min	48.239	-18.157	-4.252	25.830	143.49	OK
1.2D+1.2SW+1L-1RspY Min	48.239	-18.157	-4.252	25.830	143.49	OK
1.2D+1.2SW+0.5L	51.535	0.184	0.362	52.080	143.49	OK
0.9D+0.9SW+1RspY Max	42.943	18.484	4.892	66.319	143.49	OK
0.9D+0.9SW-1RspY Max	42.943	18.484	4.892	66.319	143.49	OK
0.9D+0.9SW+1RspX Max	52.590	6.026	15.648	74.263	143.49	OK
0.9D+0.9SW-1RspX Max	52.590	6.026	15.648	74.263	143.49	OK
0.9D+0.9SW+1RspX Min	18.734	-5.786	-15.141	-2.193	143.49	OK
0.9D+0.9SW-1RspX Min	18.734	-5.786	-15.141	-2.193	143.49	OK
0.9D+0.9SW+1RspY Min	28.380	-18.244	-4.385	5.751	143.49	OK
0.9D+0.9SW-1RspY Min	28.380	-18.244	-4.385	5.751	143.49	OK

Data-data perencanaan poer tipe 1 adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 P_u &= 144.821 \text{ ton} \\
 P_{\text{max 1 tiang}} &= 145.047 \text{ ton} \\
 N &= 4 \\
 \text{Dimensi poer} &= 2.4 \times 2.4 \times 1.2\text{m} \\
 \text{Mutu beton (f'c)} &= 40 \text{ MPa} \\
 \text{Mutu baja (fy)} &= 420 \text{ MPa} \\
 \text{Diameter tulangan} &= 25 \text{ mm} \\
 \text{Selimut beton} &= 70 \text{ mm} \\
 \lambda &= 1 \text{ (beton normal)}
 \end{aligned}$$

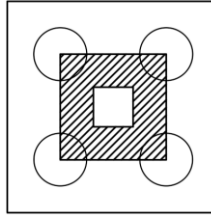
Tinggi efektif (d) :

$$dx = 1200 - 70 - \frac{1}{2} 25 = 1117.5 \text{ mm}$$

$$dy = 1200 - 70 - 25 - \frac{1}{2} 25 = 1092.5 \text{ mm}$$

4.5.2.1 Kontrol Geser Ponds

- Akibat Kolom



Gambar 4. 81 Area Kritis Geser Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser ponds untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Perencanaan geser ponds pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non-prategang (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut :

$$V_{c1} = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0.333 \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

Dimana :

$$\alpha_s = 40 \text{ (untuk kolom interior)}$$

$$\beta = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} = 950/950 = 1$$

$$b_o = \text{keliling penampang kritis}$$

$$b_o = 2 (b_{\text{kolom}} + d) + 2(h_{\text{kolom}} + d)$$

$$b_o = 2 (950 + 1117.5) + 2(950 + 1117.5) = 8270 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0.17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \sqrt{40} \times 8270 \times 1117.5$$

$$V_{c1} = 29809398.52 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0.083 \left(\frac{40 \times 1117.5}{8270} + 2 \right) 1 \sqrt{40} \times 8270 \times 1117.5$$

$$V_{c2} = 35924505.75 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0.333 \times 1\sqrt{40} \times 8270 \times 1117.5$$

$$V_{c3} = 19463783.74 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai V_c di atas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$$\phi V_c = 0.75 \times 19463783.74 \text{ N}$$

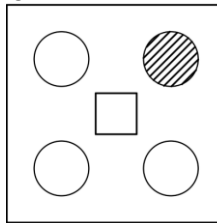
$$\phi V_c = 14597837.8 \text{ N} = 1459.784 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \geq P_u$$

$$1459.784 \text{ ton} \geq 146.124 \text{ ton}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

- Akibat Tiang Pancang



Gambar 4. 82 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek = $950/950 = 1$

b_o = keliling penampang kritis

$$b_o = (0.25 \times \pi \times (600 + 1117.5)) = 1506.001 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0.17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1\sqrt{40} \times 1506.001 \times 1117.5$$

$$V_{c1} = 5428413.946 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0.083 \left(\frac{40 \times 1117.5}{1506.001} + 2\right) 1\sqrt{40} \times 1506.001 \times 1117.5$$

$$V_{c2} = 27988734.31 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0.333 \times 1\sqrt{40} \times 1506.001 \times 1117.5$$

$$V_{c3} = 3544434.988 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai V_c di atas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$$\phi V_c = 0.75 \times 3544434.988 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 2658326.241 \text{ N} = 265.833 \text{ ton}$$

$$\phi V_c \geq P_u$$

$$265.833 \text{ ton} \geq 145.047 \text{ ton}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

4.5.2.2 Penulangan Poer

1. Penulangan Poer Tipe 1

- Penulangan poer arah sumbu X

$$P_{\max} = 145.047 \text{ ton}$$

$$q = 2.4 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 6.912 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 1.2 \times 6.912 \text{ ton/m} = 8.294 \text{ ton/m}$$

Pada sumbu X, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancan sebagai perletakannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M_u &= 2P_{\max} a - \frac{1}{2} q_u L^2 \\ &= (2 \times 145.047 \times 1) - (\frac{1}{2} \times 8.294 \times 1.2^2) \\ &= 168.084 \text{ ton.m} = 1680839020 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- Penulangan positif

$$Rn = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{1680839020}{0.9 \times 2400 \times 1117.5^2} = 0.623$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25 \sqrt{40}}{420} = 0.0038$$

Maka, $\rho_{\min} = 0.0038$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_{rc}} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.353$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 0.623}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.0015$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0.0038$$

$$\text{As perlu} = \rho b d = 0.0038 \times 1000 \times 1117.5 = 4206.959 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0.25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{\text{As perlu}} = \frac{0.25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4206.959} = 116.681 \text{ mm} \sim 100 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100

- Penulangan negatif

Penulangan negatif menggunakan 50% diameter dari tulangan positif. Sehingga digunakan D19-100.

• Penulangan poer arah sumbu Y

$$\begin{aligned} M_u &= 2P_{\max} a - \frac{1}{2} q_u L^2 \\ &= (2 \times 145.047 \times 1) - \left(\frac{1}{2} \times 8.294 \times 1.2^2 \right) \\ &= 168.084 \text{ ton.m} = 1680839020 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- Penulangan positif

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d y^2} = \frac{1680839020}{0.9 \times 2400 \times 1092.5^2} = 0.623$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f_{rc}}}{f_y} = \frac{0.25\sqrt{40}}{420} = 0.0038$$

Maka, $\rho_{\min} = 0.0038$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_{rc}} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.353$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 0.623}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.0015$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0.0038$$

$$\text{As perlu} = \rho b d = 0.0038 \times 1000 \times 1092.5 = 4112.843 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0.25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_s \text{ perlu}} = \frac{0.25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4112.843} = 119.351 \text{ mm} \sim 100 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100

- Penulangan negatif

Penulangan negatif menggunakan 50% diameter dari tulangan positif. Sehingga digunakan D19-100

2. Penulangan Poer Tipe 2

$$P_{\max} = 60.954 \text{ ton}$$

$$q_1 = 3.6 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 10.368 \text{ ton/m}$$

$$qu_1 = 1.2 \times 10.368 \text{ ton/m} = 12.442 \text{ ton/m}$$

$$q_2 = 2.4 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 6.912 \text{ ton/m}$$

$$qu_2 = 1.2 \times 6.912 \text{ ton/m} = 8.294 \text{ ton/m}$$

• Penulangan poer arah sumbu X

Pada sumbu X, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancan sebagai perletakannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M_{u1} &= 3P_{\max} a - \frac{1}{2} qu_1 L^2 \\ &= (3 \times 60.954 \times 1) - (\frac{1}{2} \times 12.442 \times 1.8^2) \\ &= 162.706 \text{ ton.m} = 1627058788 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$M_{u2} = 115.934 \text{ ton.m} = 1159355459 \text{ Nmm}$$

- Penulangan positif

$$Rn = \frac{M_{u2}}{\phi b d x^2} = \frac{1159355459}{0.9 \times 2400 \times 1117.5^2} = 0.43$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$$\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25\sqrt{40}}{420} = 0.0038$$

Maka, $\rho_{min} = 0.0038$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.353$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 0.43}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.001$$

$$\rho = \rho_{min} = 0.0038$$

As perlu = $\rho b d = 0.0038 \times 1000 \times 1117.5 = 4206.959 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{0.25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{As \text{ perlu}} = \frac{0.25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4206.959} = 116.681 \text{ mm} \sim 100 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100

- Penulangan negatif

Penulangan negatif menggunakan 50% diameter dari tulangan positif. Sehingga digunakan D19-100

• Penulangan poer arah sumbu Y

$$\begin{aligned} M_{u1} &= 2P_{max} a - \frac{1}{2} q u L^2 \\ &= (2 \times 60.954 \times 1) - (\frac{1}{2} \times 12.442 \times 1.2^2) \\ &= 112.95 \text{ ton.m} = 1129495619 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$M_{u2} = 169.424 \text{ ton.m} = 1694243428 \text{ Nmm}$$

- Penulangan positif

$$R_n = \frac{M_{u2}}{\phi b d y^2} = \frac{1694243428}{0.9 \times 2400 \times 1092.5^2} = 0.657$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$$\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25\sqrt{40}}{420} = 0.0038$$

Maka, $\rho_{min} = 0.0038$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.353$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 0.657}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.0016$$

$$\rho = \rho_{min} = 0.0038$$

$$As \text{ perlu} = \rho b d = 0.0038 \times 1000 \times 1092.5 = 4112.843 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0.25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{As \text{ perlu}} = \frac{0.25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4112.843} = 119.351 \text{ mm} \sim 100 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100

- Penulangan negatif

Penulangan negatif menggunakan 50% diameter dari tulangan positif. Sehingga digunakan D19-100.

4.5.3 Perencanaan Kolom Pedestal

Besarnya gaya-gaya dalam kolom diperoleh dari hasil analisis ETABS pada kolom lantai P1, adalah :

$$Mu = 56856 \text{ kg.m}$$

$$Pu = 625458.2 \text{ kg}$$

$$Vu = 12917.9 \text{ kg}$$

Data perencanaan kolom :

$$b = 950 \text{ mm}$$

$$h = 950 \text{ mm}$$

$$Ag = 902500 \text{ mm}^2$$

Mutu bahan :

$$f_c = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

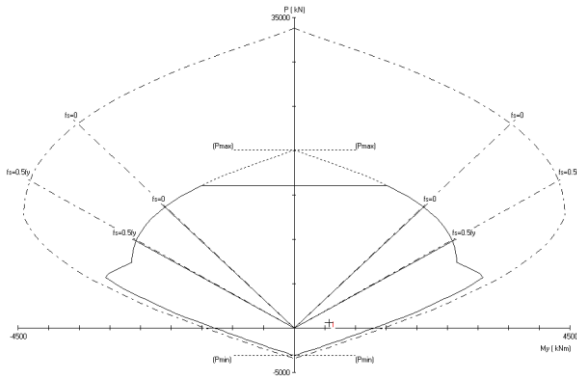
$$\text{Selimut beton} = 70 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan sengkang} = 10 \text{ mm}$$

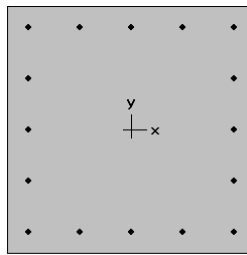
$$\text{Tulangan utama} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan efektif} = 950 - (70 + 10 + \frac{1}{2} 25) = 857.5 \text{ mm}$$

Penulangan lentur pada kolom menggunakan software SPColumn, didapatkan nilai $\rho = 0.9 \%$



Gambar 4. 83 Diagram Interaksi Kolom Pedestal



950 × 950 mm
0.90% reinf.

Gambar 4. 84 Hasil Penulangan Kolom Pedestal

$$A_s = 0.009 \times 950 \times 857.5 = 7331.625 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 16D25, $A_s = 8494.87 \text{ mm}^2$ dipasang merata 4 sisi.

Penulangan geser kolom

$$V_u = 129179 \text{ N}$$

$$N_u = 6254582 \text{ N}$$

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton:

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{6254582}{14 \times 902500} \right) 1\sqrt{40} \times 950 \times 857.5 = 1309434 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 1309434 \text{ N} = 982075.8 \text{ N}$$

$V_u < \phi V_c \rightarrow$ tidak perlu penulangan geser.

Jadi dipasang tulangan geser praktis D10-300

4.5.4 Perencanaan Sloof Pondasi

Struktur balok sloof berfungsi agar penurunan yang terjadi pada pondasi (pilecap) bergerak bersama-sama atau sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi (pilecap) yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sloof sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom. Data-data perencanaan balok sloof adalah sebagai berikut :

Dimensi sloof = 400 x 600 mm

Mutu beton (f'_c) = 40 MPa

Mutu baja (f_y) = 420 MPa

Tulangan utama = D22 mm

Tulangan sengkang = D10 mm

Selimit beton = 40 mm

Bentang = 6 m

Gaya aksial kolom = 625458.2 kg

P_u sloof = 10% x 625458.2 kg = 625458.2 N

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 balok sloof harus didesain sebagai pengikat horizontal antara *poer* harus diproporsikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450

$$\frac{L}{20} = \frac{6000}{20} = 300 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 400 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria desain.

4.5.3.1 Penulangan lentur sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom.

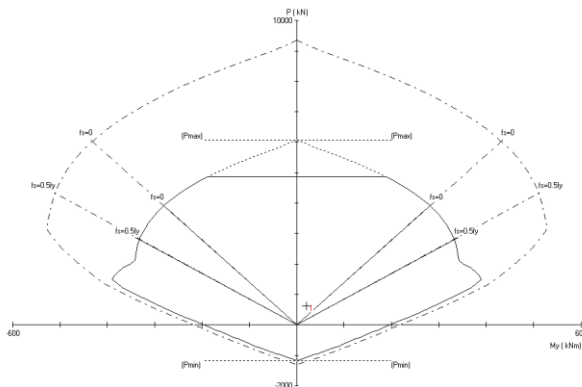
Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3 sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini :

$$q_d = 0.4 \text{ m} \times 0.6 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 576 \text{ kg/m}$$

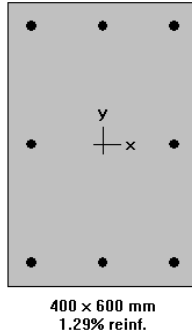
$$q_u = 1.2 \times 576 \text{ kg/m} = 691.2 \text{ kg/m}$$

$$M_{u \text{ tumpuan}} = \frac{1}{12} \times 691.2 \times 6^2 = 2073.6 \text{ kgm} = 20.736 \text{ kNm}$$

$$P_u \text{ sloof} = 625.458 \text{ kN}$$



Gambar 4. 85 Diagram Interaksi Sloof



Gambar 4. 86 Hasil Penulangan Sloof

Dari hasil analisis spColumn didapat :

$$\rho = 1.29\%$$

Dipasang tulangan = 8D22 ($A_s = 3041.062 \text{ mm}^2$)

- Cek lebar sloof

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

2 x selimut beton	= 2 x 40 = 80 mm
2 x diameter sengkang	= 2 x 10 = 20 mm
3 x D22	= 3 x 22 = 66 mm
2 x 25 mm	= 2 x 25 = <u>50 mm</u> +
Total	= 216 mm

Total lebar < lebar balok 400 mm, cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

4.5.3.2 Penulangan geser sloof

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{P_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$A_g = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$$d = 600 - 40 - 10 - 22/2 = 539 \text{ mm}$$

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{625458.2}{14 \times 240000} \right) 1\sqrt{40} \times 400 \times 539 = 274958.2 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 274958.2 = 206218.6 \text{ N} = 20621.86 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{1}{2} q_u L = \frac{1}{2} \times 691.2 \times 6 = 2073.6 \text{ kg}$$

$$\phi V_c > V_u$$

20621.86 kg > 2073.6 kg (tidak perlu tulangan geser)

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan geser sloof tidak boleh kurang dari berikut ini :

$$- \frac{d}{2} = \frac{539}{2} = 269.5 \text{ mm}$$

$$- S = 300 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang 2D10-300 mm

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan struktur dan analisa yang telah dilakukan, maka dapat diperoleh kesimpulan sebagai berikut :

1. Hasil perhitungan struktur sekunder
 - a. Pelat menggunakan bondek dari Super Floor Deck menggunakan tebal pelat 9 cm dengan tulangan M7-150 pada pelat atap, dan M7-125 pada pelat lantai.
 - b. Dimensi balok anak atap dan balok anak lantai menggunakan profil WF 300 x 200 x 8 x 12 dengan mutu baja BJ41.
 - c. Dimensi balok penggantung lift menggunakan profil WF 350 x 250 x 9 x 14 dengan mutu baja BJ41.
 - d. Pelat anak tangga menggunakan pelat baja dengan tebal 4 mm pada anak tangga dan 6 mm pada bordes. Balok bordes menggunakan profil WF 100 x 50 x 5 x 7 , balok utama tangga menggunakan profil WF 200 x 150 x 6 x 9, dan balok penumpu tangga menggunakan profil WF 200 x 150 x 6 x 9 dengan mutu baja BJ41.

2. Analisis ETABS telah memenuhi syarat kontrol desain meliputi kontrol partisipasi massa, kontrol waktu getar alami fundamental, kontrol nilai akhir respon spektrum, kontrol simpangan antar lantai, dan kontrol sistem ganda.

3. Hasil perhitungan struktur primer
 - a. *Link* menggunakan panjang 80 cm dengan profil WF 500 x 300 x 11 x 15 dengan mutu baja BJ41
 - b. Balok luar *link* menggunakan profil WF 500 x 300 x 11 x 15 dengan mutu baja BJ41

- c. Bresing menggunakan profil WF 250 x 250 x 9 x 14 dengan mutu baja BJ41
 - d. Balok induk menggunakan profil WF 500 x 300 x 11 x 15 dengan mutu baja BJ41
 - e. Kolom menggunakan tipe *Concrete-Filled Steel Tube* (CFT) dengan dimensi CFT 700 x 700 x 28 pada lantai P1 – lantai 7, CFT 500 x 500 x 25 pada lantai 8-14, dan CFT 400 x 400 x 14 pada lantai 15 – lantai atap.
4. Hasil perhitungan sambungan
- a. Sambungan balok anak atap dan balok induk menggunakan baut 2D12 mutu A325, dan profil siku L50.50.7
 - b. Sambungan balok anak lantai dan balok induk menggunakan baut 2D12 mutu A325, dan profil siku L50.50.7
 - c. Sambungan pada badan penumpu tangga menggunakan baut 2D8 dengan mutu A325, dan pelat 6mm.
 - d. Sambungan sisi kolom pada balok penumpu tangga kolom menggunakan las sudut ($a = 3\text{mm}$) dengan mutu FE_{70xx}
 - e. Sambungan bresing menggunakan 4M16 A490 pada bada dengan pelat sambung 10 mm, dan menggunakan 8M16 A490 pada sayap dengan pelat siku L70.70.11
 - f. Sambungan balok induk dan kolom menggunakan 5D20 pada badan balok, dan 10D27 pada sayap balok dengan mutu A490. Serta las tumpul pada diaphragm plate setebal 220 mm.
 - g. Sambungan antar kolom menggunakan las sudut dan pelat dengan tebal 40 mm
 - h. Sambungan base pplate menggunakan pelat dengan ukuran 900 x 900 x mm dengan ketebalan 40 mm dan menggunakan baut angkur F1554 M20 8 buah

5. Hasil perhitungan struktur bawah
 - a. Pondasi menggunakan tiang pancang produk PT. Waskita Beton dengan diameter 600 mm tipe C dengan kedalaman -18m.
 - b. Penulangan poer menggunakan D25-100 mm
 - c. Dimensi kolom peestal sebesar 95/95 cm menggunakan jumlah tulangan 16D25
 - d. Dimensi sloof sebesar 40/60 cm menggunakan tulangan 8D22.

5.2 Saran

Saran untuk tugas akhir ini adalah:

1. Pada perencanaan balok induk lebih efisien menggunakan profil WF dengan ukuran 600 x 300, atau 500 x 200.
2. Dapat dilakukan studi lebih lanjut mengenai aspek teknis, ekonomis, dan estetika agar perencanaan lebih efektif dan efisien sehingga dapat diaplikasikan di kondisi sesungguhnya.
3. Diperlukan pengawasan yang baik dan benar dalam pelaksanaan di lapangan sehingga struktur dapat benar-benar bekerja sebagai struktur rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris.

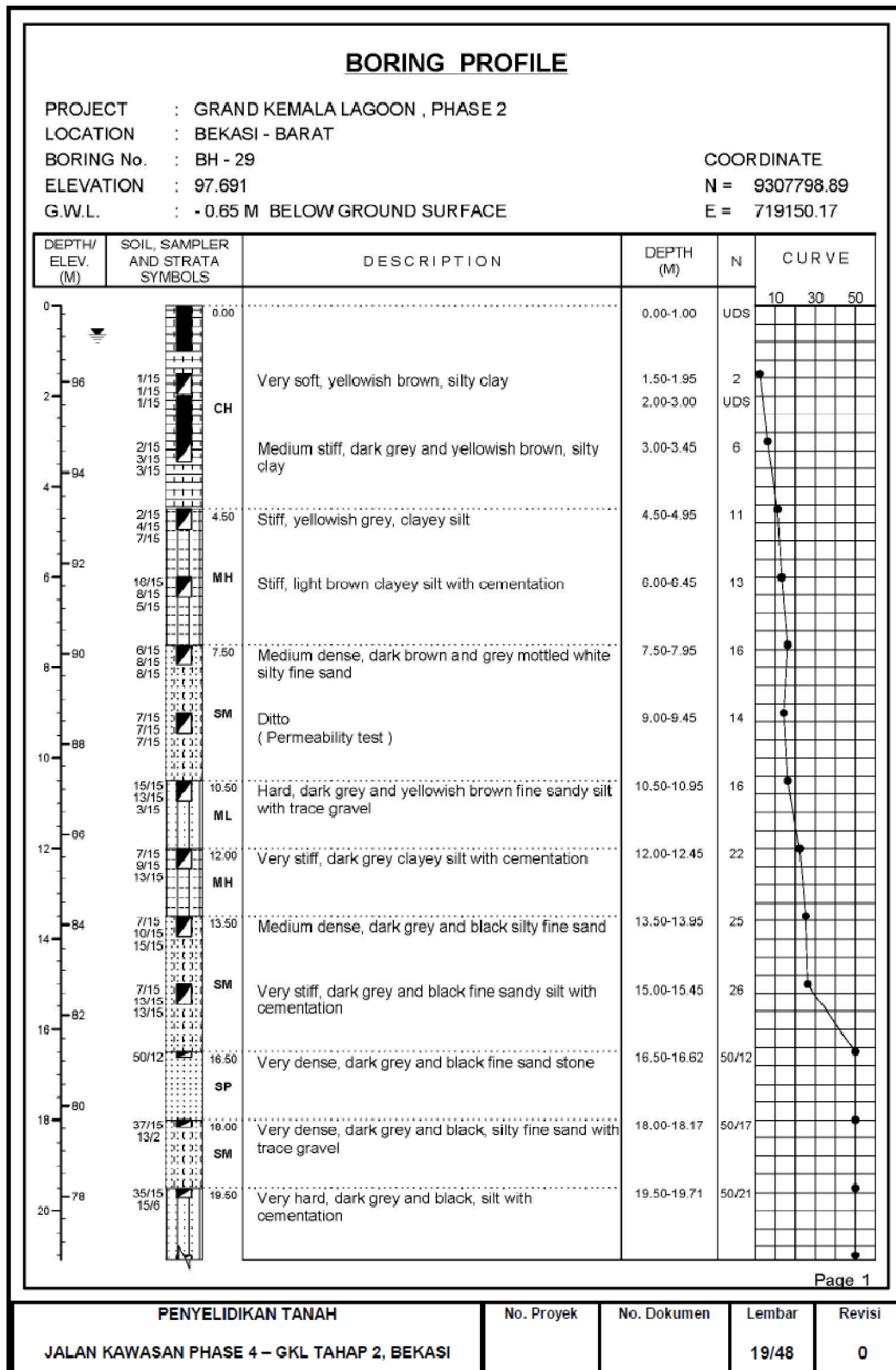
“Halaman ini sengaja dikosongkan”

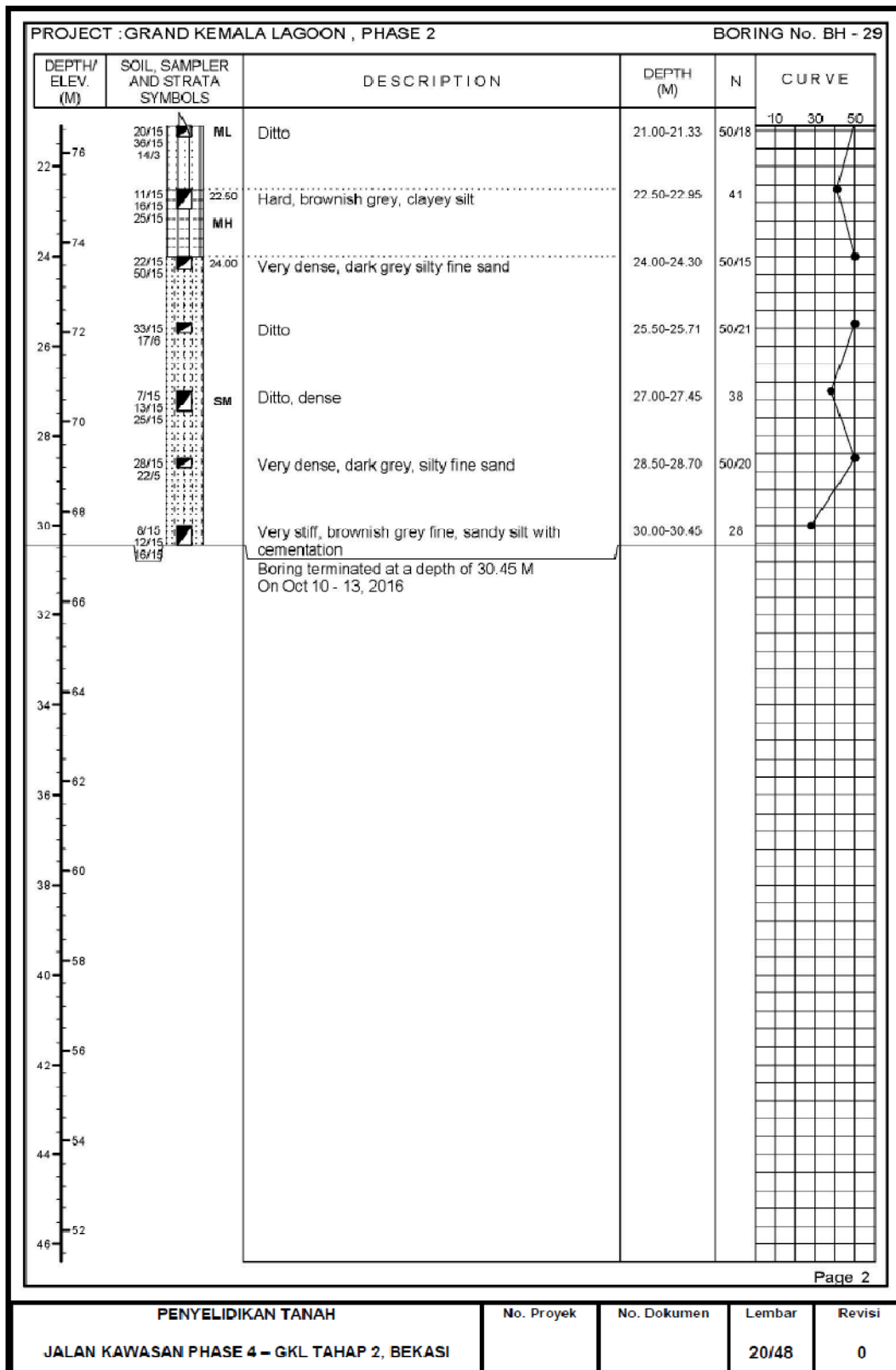
DAFTAR PUSTAKA

- Abed, F. H., Abdelmageed, Y. I., & Ilgun, A. K. (2018). Flexural response of concrete- fi lled seamless steel tubes. *Journal of Constructional Steel Research*, *149*, 53–63.
- Cho, J., Moon, J., Ko, H., & Lee, H. (2018). Flexural strength evaluation of concrete- fi lled steel tube (CFST) composite girder. *Journal of Constructional Steel Research*, *151*, 12–
- Daneshmand, A., & Hosseini, B. (2012). Performance of intermediate and long links in eccentrically braced frames. *JCSR*, *70*, 167–176.
- Eddin, D., Khalid, A., & Haraj, A. (2017). Comparative Response Assessment of Steel Frames With Di fferent Bracing Systems Under Seismic E ffect. *Structures*, *11*(July 2016), 229–242.
- Grande, E., & Rasulo, A. (2015). A simple approach for seismic retro fi t of low-rise concentric X-braced steel frames. *JCSR*, *107*, 162–172.
- Isdarmanu, dan Marwan. (2006). Buku Ajar Struktur Baja I. Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember
- Huang, W., Lai, Z., Chen, B., Xie, Z., & Varma, A. H. (2018). Concrete- fi lled steel tube (CFT) truss girders: Experimental tests , analysis , and design, *156*(November 2017), 118–129.
- Kazemzadeh Azad, & Topkaya, C. (2017). A review of research on steel eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, *128*, 53–73.
- Krishan, A. L., Troshkina, E. A., & Chernyshova, E. P. (2016). Efficient Design of Concrete Filled Steel Tube Columns. *Procedia Engineering*, *150*, 1709–1714.
- Mohammadrezapour, E., & Danesh, F. (2018). Experimental investigation of bolted link-to-column connections in eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, *147*, 236–246.
- Ruiz-garcía, J., Bojorquez, E., & Corona, E. (2018). Seismic

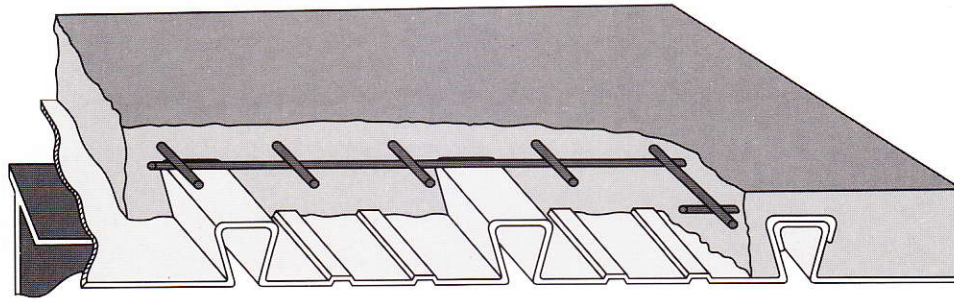
- behavior of steel eccentrically braced frames under soft-soil seismic sequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115(August), 119–128.
- Schneider, S. P., Sarkkinen, D. R. K., & L., and D. (2004). The design and construction of concrete-filled steel tube column frames. *13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 Paper No. 252 T*, (252).
- Seker, O., Akbas, B., Seker, P. T., Faytarouni, M., & Shen, J. (2017). Three-segment steel brace for seismic design of concentrically braced frames Elastic. *Journal of Constructional Steel Research*, 137(March), 211–227.
- Shreyas, K. N., & Sridhar, R. (2018). Comparative Analysis of Moment Resisting Frames of Steel and Composite Materials, 832–840.
- Wijesundara, K. K., Nascimbene, R., & Rassati, G. A. (2018). Evaluation of the seismic performance of suspended zipper column concentrically braced steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 150, 452–461.
- Yusriman, Budiono, B., Moestopo, M., & Suarjana, M. (2010). Behavior of Shear Link of WF Section with Diagonal Web Stiffener of Eccentrically Braced Frame (EBF) of Steel Structure, 42(2), 103–128.

LAMPIRAN

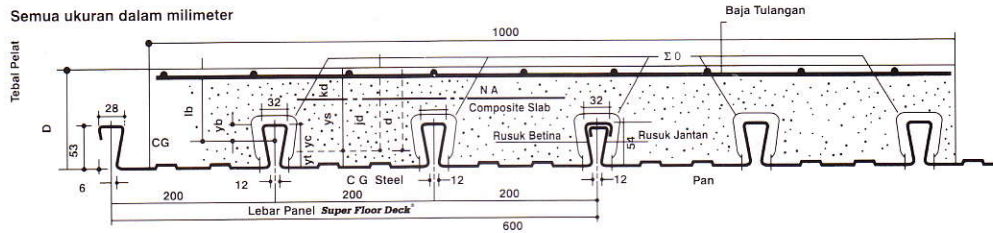




Super Floor Deck®



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 setuan luas kg / m ²	Luas penampang mm ²	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			Ie 10 ⁸ x mm ⁴	Gaya reaksi aman untuk perletakan tepi			Gaya reaksi aman untuk perletakan tengah		
			Yc mm	Yt mm	I _p 10 ⁴ x mm ⁴	Z _{pc} 10 ³ x mm ³	Z _{pt} 10 ³ x mm ³	I _n 10 ⁴ x mm ⁴	Z _{nc} 10 ³ x mm ³	Z _{nt} 10 ³ x mm ³		10 mm perletakan 10 mm Of Bearing KN	Pertambahan per 10 mm Incrern, Per 10 mm KN	max KN	10 mm perletakan 10 mm Of Bearing KN	Pertambahan per 10 mm Incrern, Per 10 mm KN	Max KN
0.75	10.1	1241	38.6	15.4	0.511	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)

Ie = momen inersia ekuivalen untuk perhitungan lendutan bentang menerus

Notes

I_n = idem untuk daerah momen negatif

Z_{pc} = idem, puncak rusuk, dalam daerah momen positif (tegangan tekan)

I_p = I_p (1.26 - 0.26 I_p)

Z_{nt} = momen tahanan, puncak rusuk dalam daerah momen negatif (tegangan tarik)

Z_{pt} = 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 SAMPLE SPAN CONDITION 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																					
	BEBAN BERGUNA SUPER IMPOSED LOAD KG/M ²	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	700	1000														
TIANG PENYANGGA PROPPING	BENTANG SPAN M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM													
TANPA PENYANGGA NO. 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	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	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	11	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	14	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
SATU BARIS PENYANGGA ONE ROW PROPS	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	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	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				
DUA BARIS PENYANGGA TWO ROW PROPS	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	5.58	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 DIPERHITUNGGAN
 - BEBAN BERGUNA DALAM TABEL ADALAH JUMLAH BEBAN HIDUP DAN BEBAN-BEBAN FINISHING LAINNYA
 - MUTU BAJA TULANGAN U - 48

Penggunaan

1. Lantai beton : pabrik, gudang, gedung bertingkat, parkir, dll
2. Dinding beton : gedung bertingkat, perumahan, penyekat ruangan, dll
3. Jalan beton, konstruksi cakar ayam, landasan pesawat terbang
4. Saluran irigasi, saluran drainase, bronjong
5. Kerangka kolom dan balok praktis untuk perumahan
6. Dinding penahan, dinding pemikul beban di dalam gedung
7. Pagar, teralis, kandang hewan

Applications

1. Concrete floor : factory, warehouse, high rise building, car park, etc
2. Concrete wall : high rise building, houses, room divider, etc
3. Rigid pavement, strip footing construction, landing strip
4. Irrigation and drainage open channels, gabion basket
5. Non structural column and beam reinforcement for houses
6. Retaining wall, structural wall inside the building
7. Fence, railings, cages

PERENCANAAN & DESAIN

PLANNING & DESIGN

Perhitungan Konversi

Mengganti tulangan biasa (U-24)
dengan JKBL Union (U-50)

Rumus :

$$\text{Luas JKBL union (U-50)} = \text{Luas tulangan biasa (U-24)} \times \frac{\text{Tegangan leleh U-24}}{\text{Tegangan leleh U-50}}$$

Contoh :

Diketahui : Tulangan U-24
Diameter = 10 mm
Jarak spasi = 150 mm
Luas tulangan = 5,24 cm²/m'

$$\begin{aligned} \text{Luas JKBL union} &= 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 2,515 \text{ cm}^2/\text{m}' \end{aligned}$$

Dari Tabel diperoleh : JKBL Union
Diameter 7 mm dengan spasi 150 mm
Luas 2,57 cm²/m'

Conversion Calculation

Substituting union wire mesh (U-50)
for ordinary reinforcement (U-24)

Formula :

$$\text{Union Wire Mesh area (U-50)} = \text{Mild Steel bar area (U-24)} \times \frac{\text{Yield stress U-24}}{\text{Yield stress U-50}}$$

Example :

Given : Mild Steel bar U-24
Diameter = 10 mm
Spacing = 150 mm
Cross sectional area = 5.24 cm²/m'

$$\begin{aligned} \text{Union Wire Mesh area} &= 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 2.515 \text{ cm}^2/\text{m}' \end{aligned}$$

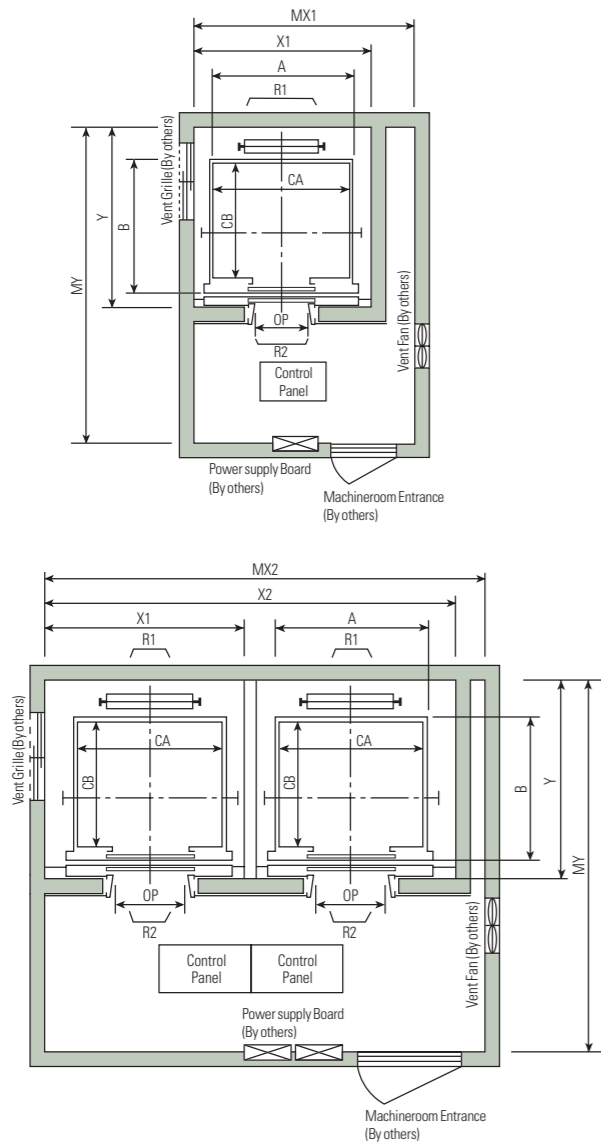
From the Table is obtained : Union Wire Mesh
Diameter 7 mm with 150 mm spacing
Area 2.57 cm²/m'

TABEL LUAS PENAMPANG KAWAT

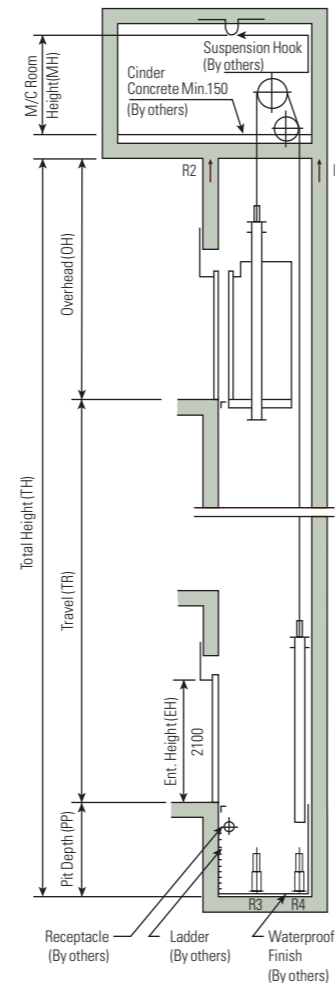
WIRE AREA TABLE

Diameter Kawat Ø Wire Diameter (mm)	Luas Kawat Ø Wire Area (cm ²)	Jumlah Luas Penampang Kawat (cm ² /m') Menurut Spasinya Setiap Arah Total Wire Area (cm ² /m') According to Spacing Each Direction											
		Spasi / Spacing (mm)											
		50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325
4.0	0.126	2.51	1.68	1.26	1.01	0.84	0.72	0.63	0.56	0.50	0.46	0.42	0.39
4.5	0.159	3.18	2.12	1.59	1.27	1.06	0.91	0.80	0.71	0.64	0.58	0.53	0.49
5.0	0.196	3.93	2.62	1.96	1.57	1.31	1.12	0.98	0.87	0.79	0.71	0.65	0.60
5.5	0.238	4.75	3.17	2.38	1.90	1.58	1.36	1.19	1.06	0.95	0.86	0.79	0.73
6.0	0.283	5.65	3.77	2.83	2.26	1.88	1.62	1.41	1.26	1.13	1.03	0.94	0.87
6.5	0.332	6.64	4.42	3.32	2.65	2.21	1.90	1.66	1.47	1.33	1.21	1.11	1.02
7.0	0.385	7.70	5.13	3.85	3.08	2.57	2.20	1.92	1.71	1.54	1.40	1.28	1.18
7.5	0.442	8.84	5.89	4.42	3.53	2.95	2.52	2.21	1.96	1.77	1.61	1.47	1.36
8.0	0.503	10.05	6.70	5.03	4.02	3.35	2.87	2.51	2.23	2.01	1.83	1.68	1.55
8.5	0.567	11.35	7.57	5.67	4.54	3.78	3.24	2.84	2.52	2.27	2.06	1.89	1.75
9.0	0.636	12.72	8.48	6.36	5.09	4.24	3.64	3.18	2.83	2.54	2.31	2.12	1.96
9.5	0.709	14.18	9.45	7.09	5.67	4.73	4.05	3.54	3.15	2.84	2.58	2.36	2.18
10.0	0.785	15.71	10.47	7.85	6.28	5.24	4.49	3.93	3.49	3.14	2.86	2.62	2.42
12.0	1.131	22.62	15.08	11.31	9.05	7.54	6.46	5.65	5.03	4.52	4.11	3.77	3.48
16.0	2.011	40.21	26.81	20.11	16.08	13.40	11.49	10.05	8.94	8.04	7.31	6.70	6.19

Plan of Hoistway & Machine Room



Section of Hoistway



Overhead & Pit Depth

(Unit : mm)

Load (kg)	450 ~ 1000		1150 ~ 1600		M/C Room Height (MH)
	Overhead (OH)	Pit Depth (PP)	Overhead (OH)	Pit Depth (PP)	
Speed (m/sec)					
1.0	4200	1300	4200	1400	2200
1.5	4400	1400	4400	1500	2400
1.75	4500	1500	4500	1600	
2.0	4700	1900	4700	2000	
2.5	5000	2200	5000	2200	2600

- Notes:
- Above dimensions are applied for car height of 2500mm, for other applicable dimensions, contact us.
 - In case of requested double isolation pad, machine room height should be increased 200mm.
 - Machine room temperature should be maintained below 40 °C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.

Standard Dimensions & Reactions

Manufacturer Standard

(Unit : mm)

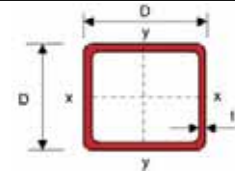
Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening OP	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg			Internal CA × CB	External A × B	1Car X1	2Cars X2	Depth Y	1Car MX1	2Cars MX2	Depth MY	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	2 Panel Center Open	800	1400 x 850	1460 x 1005	1800	3700	1450	2000	4000	3200	3600	2000	5400	4500
	8	550		800	1400 x 1030	1460 x 1185	1800	3700	1650	2000	4000	3400	4050	2250	6000	4900
	9	600		800	1400 x 1130	1460 x 1285	1800	3700	1750	2000	4000	3500	4100	2450	6300	5100
	10	700		800	1400 x 1250	1460 x 1405	1800	3700	1850	2000	4000	3600	4200	2700	6800	5400
	11	750		800	1400 x 1350	1460 x 1505	1800	3700	1950	2000	4000	3700	4550	2800	7100	5600
1.5	13	900		900	1600 x 1350	1660 x 1505	2050	4200	1950	2300	4400	3750	5100	3750	8100	6300
	15	1000		900	1600 x 1500	1660 x 1655	2050	4200	2100	2300	4400	3850	5450	4300	8600	6600
	17	1150		1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2350	4800	2200	2600	4900	3900	6600	5100	11000	8700
1.75	20	1350		1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2550	5200	2050	2800	5250	3800	7800	6000	12200	9500
	24	1600		1100	1800 x 1700	1900 x 1870	2350	4800	2400	2600	4900	4200	8500	6800	13600	10400
			1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2550	5200	2200	2800	5250	4000					
			1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2550	5200	2450	2900	5400	4300					
2.0	13	900		2150 x 1600	2250 x 1770	2700	5500	2300	3000	5650	4200					
	15	1000		900	1600 x 1350	1700 x 1520	2250	4600	2100	2550	4600	4250	12030	6650	9000	7500
				900	1600 x 1500	1700 x 1670	2250	4600	2250	2550	4600	4250	12800	6950	9400	8000
	17	1150		1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2450	5000	2250	2750	5000	4450	13080	7150	11000	8700
				1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2650	5400	2100	2950	5400	4650				
2.5	20	1350		1100	1800 x 1700	1900 x 1870	2450	5000	2450	2750	5000	4450	14350	7650	12200	9500
				1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2650	5400	2250	2950	5400	4650				
				1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400
	24	1600		1100	2150 x 1600	2250 x 1770	2800	5700	2350	3100	5700	4800				

EN81 Standard

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening OP	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)		
	Persons	kg			Internal CA × CB	External A × B	1Car X1	2Cars X2	Depth Y	1Car MX1	2Cars MX2	Depth MY	R1	R2	R3	R4	
1.0	6	450	2 Panel Center Open	700	1100 x 1100	1160 x 1250	1550	3200	1700	1800	3500	3450	3600	2000	5400	4500	
	7	550		800	1400 x 850	1460 x 1005	1800	3700	1450	2000	4000	3200	4050	2250	6000	4900	
	8	630		800	1400 x 1030	1460 x 1185	1800	3700	1650	2000	4000	3400	4100	2450	6300	5100	
	9	700		800	1400 x 1100	1460 x 1255	1800	3700	1700	2000	4000	3450	4200	2700	6800	5400	
	10	800		800	1400 x 1250	1460 x 1405	1800	3700	1850	2000	4000	3600	4550	2800	7100	5600	
1.5	12	900		900	800	1400 x 1350	1460 x 1505	1800	3700	1950	2000	4000	3700	5100	3750	8100	6300
	13	1000		900	900	1600 x 1300	1660 x 1455	2050	4200	1900	2300	4400	3700	5450	4300	8600	6600
	15	1150		1000	1000	1600 x 1400	1660 x 1555	2050	4200	2000	2300	4400	3700	5450	4300	8600	6600
1.75	18	1350		1100	1100	1800 x 1400	1900 x 1570	2350	4800	2100	2600	4900	3800	6600	5100	11000	8700
	21	1600		1100	1100	1800 x 1650	1900 x 1820	2350	4800	2350	2600	4900	4150	7800	6000	12200	9500
			1100	1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2550	5200	2200	2800	5250	4000					
			1100	1100	2000 x 1700	2100 x 1870	2550	5200	2400	2900	5400	4250	8500	6800	13600	10400	
2.0	10	800		1100	2150 x 1600	2250 x 1770	2700	5500	2300	3000	5650	4200					
	12	900		800	1400 x 1350	1500 x 1520	2050	4200	2100	2350	4200	4100	10500	6400	8200	7300	
	13	1000		900	1600 x 1300	1700 x 1470	2250	4600	2050	2550	4600	4050	12030	6650	9000	7500	
				900	1600 x 1400	1700 x 1570	2250	4600	2150	2550	4600	4150	12800	6950	9400	8000	
	15	1150		1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2450	5000	2250	2750	5000	4450	13080	7150	11000	8700	
2.5	18	1350		1100	1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2650	5400	2100	2950	5400	4650				
				1100	1800 x 1700	1900 x 1870	2450	5000	2450	2750	5000	4450	14350	7650	12200	9500	
				1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2650	5400	2250	2950	5400	4650					
	21	1600		1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400	

Square



Designation Size	Thickness	Mass Per Metre	Area Of Section A	Second Moment Of Area I	Radius Of Gyration r	Elastic Modulus Z	Plastic Modulus S	Torsional Constants J	C	Surface Area Per Metre
DxD	t									
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ³	m ² /m
400x400	8	97.90	125	31860	16.0	1593	1830	48700	2363	1.58
	10	122.00	155	39130	15.9	1956	2260	60090	2895	1.57
	12	145.00	185	46130	15.8	2306	2679	71180	3405	1.57
	12.5	152.00	192	47840	15.8	2392	2782	73910	3530	1.57
	14	168.00	214	52870	15.7	2643	3087	81960	3894	1.56
	14.2	170.00	217	53530	15.7	2676	3127	83030	3942	1.56
	16	192.00	243	59340	15.6	2967	3484	92440	4362	1.56
	20	# 237.00	300	71540	15.4	3577	4247	112500	5237	1.55
	22	251.00	327	77260	15.4	3863	4612	122100	5646	1.54
25	282.00	368	85380	15.2	4269	5141	135900	6223	1.54	
450x450	12	162.00	209	66460	17.8	2954	3419	102200	4368	1.77
	16	213.00	275	85860	17.7	3816	4459	133200	5620	1.76
	19	250.00	324	99540	17.5	4424	5208	155400	6497	1.75
	22	286.00	371	112500	17.4	5000	5929	176700	7324	1.74
	25	321.00	418	124700	17.3	5544	6624	197200	8101	1.74
	28	△ 355.00	464	136300	17.1	6058	7292	216800	8832	1.73
	32	△ 399.00	524	150700	17.0	6696	8143	241700	9735	1.72
500x500	12	181.00	233	92030	19.89	3681	4248	141200	5451	1.97
	16	238.00	307	119300	19.71	4771	5554	184400	7038	1.96
	19	280.00	362	138600	19.58	5545	6498	215500	8159	1.95
	22	320.00	415	157100	19.44	6283	7411	245600	9222	1.94
	25	360.00	468	174600	19.31	6986	8295	274600	10230	1.94
	28	△ 399.00	520	191300	19.18	7653	9149	302600	11180	1.93
	32	△ 450.00	588	212300	19.00	8491	10242	338200	12370	1.92
	36	△ 498.00	654	231700	18.82	9269	11283	372000	13470	1.91
550x550	16	263.00	339	160400	21.75	5833	6769	247300	8616	2.16
	19	309.00	400	186800	21.62	6793	7930	289500	10010	2.15
	22	355.00	459	212100	21.49	7714	9058	330400	11340	2.14
	25	399.00	518	236300	21.35	8594	10150	370100	12610	2.14
	28	△ 443.00	576	259500	21.22	9436	11220	408400	13810	2.13
	32	△ 500.00	652	288700	21.04	10500	12580	457500	15330	2.12
	36	△ 555.00	726	316100	20.86	11500	13890	504400	16740	2.11
	40	△ 608.00	799	341800	20.68	12430	15140	549000	18060	2.10
600x600	25	△ 439.00	568	311100	23.40	10370	12200	485300	15230	2.34
	28	△ 487.00	632	342100	23.26	11410	13490	536300	16720	2.33
	32	△ 550.00	716	381600	23.08	12720	15160	601900	18600	2.32
	36	△ 611.00	798	418800	22.91	13960	16770	664900	20370	2.31
	40	△ 671.00	879	453900	22.73	15130	18310	725100	22030	2.30
700x700	25	△ 517.00	668	504700	27.48	14420	16850	782900	21240	2.74
	28	△ 575.00	744	556600	27.35	15900	18670	867000	23380	2.73
	32	△ 651.00	844	623100	27.17	17800	21040	975800	26110	2.72
	36	△ 724.00	942	686500	26.99	19610	23330	1081000	28700	2.71
	40	△ 797.00	1039	746900	26.81	21340	25540	1182000	31160	2.70

Grade S355J2H only
 △ S.A.W process

PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

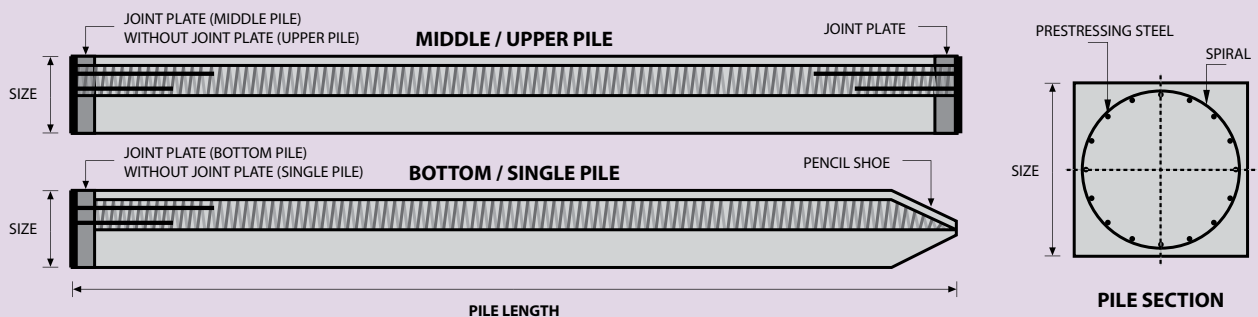
Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

**) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

***) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES



LEGENDA :

DEVELOPER :



PT. PP PROPERTI
Jalan TB. Simatupang No. 57
Pasar Rebo, Jakarta Timur

PROYEK :

Isabella
TOWER *a truly living*

@GRAND KAMALA LAGOON
BEKASI

PROJECT MANAGER

GUNAWAN WIBISONO, ST

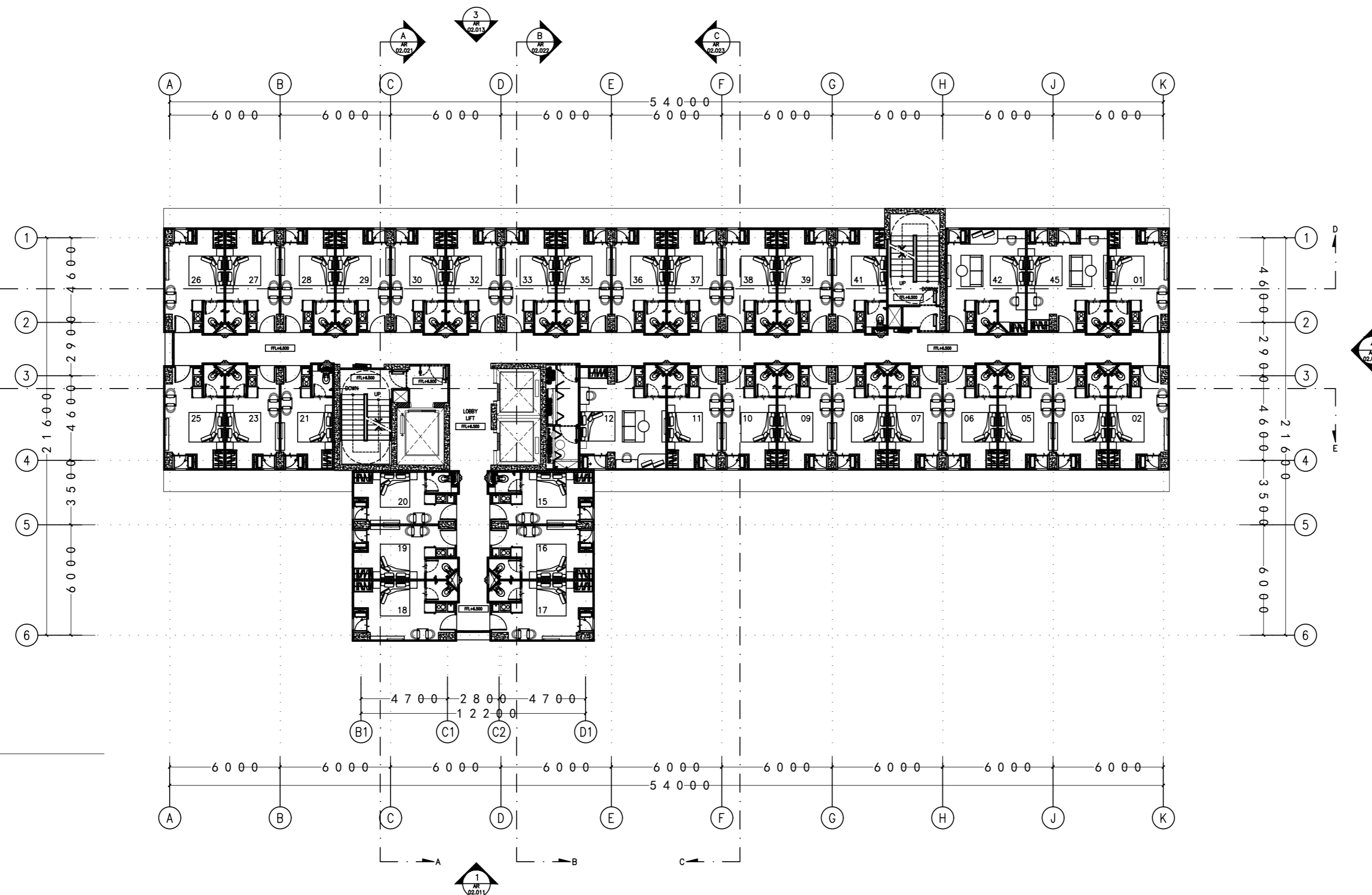
KONSULTAN ARSITEKTUR
PT. DESAIN SARANA INTERMATRA

LINTANG WURIANTARI, ST, IAI
SKA 1.1.101.3.027.12.1143367

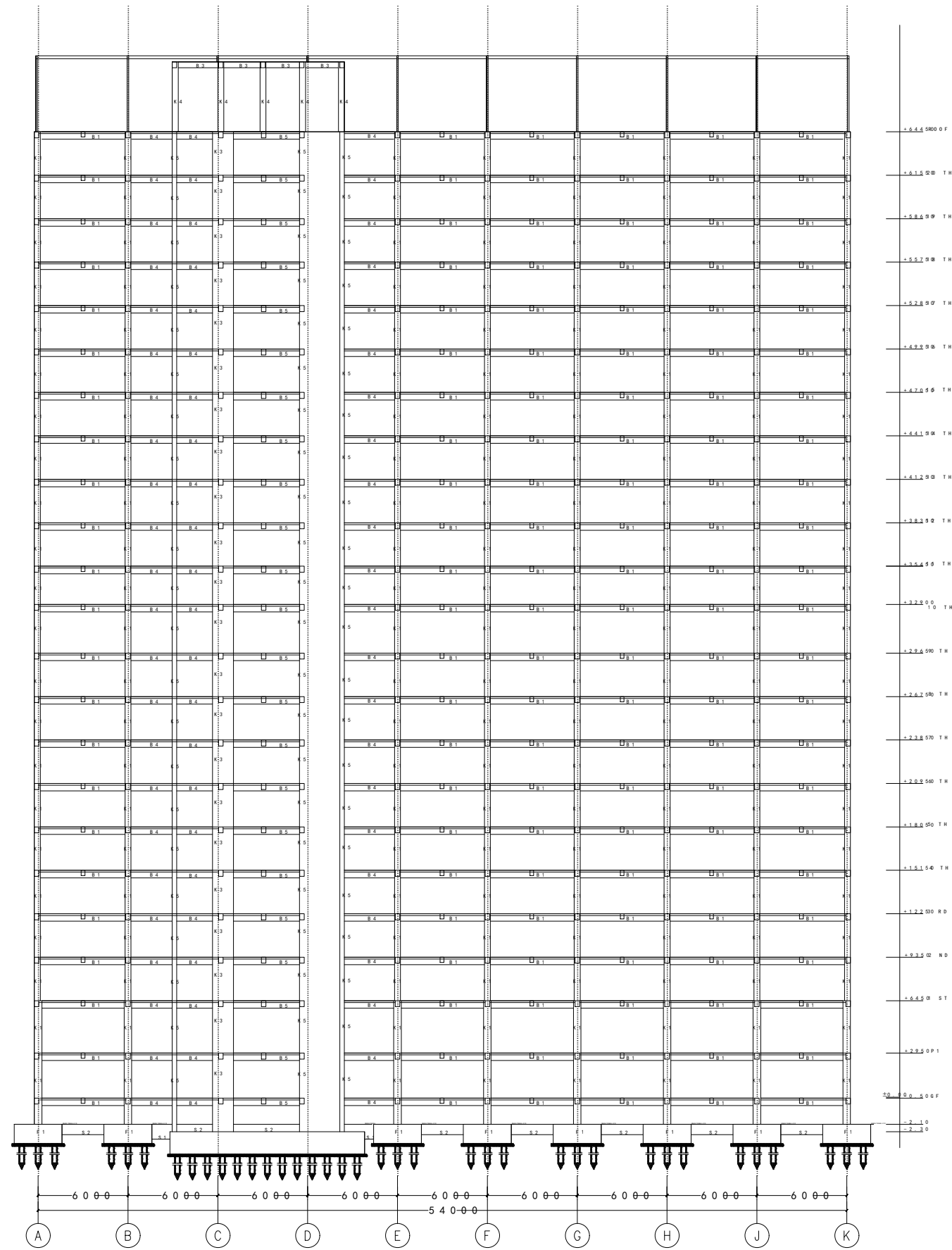
JUDUL GAMBAR :
DENAH
LANTAI 01

NO. GAMBAR :
AR.02.004

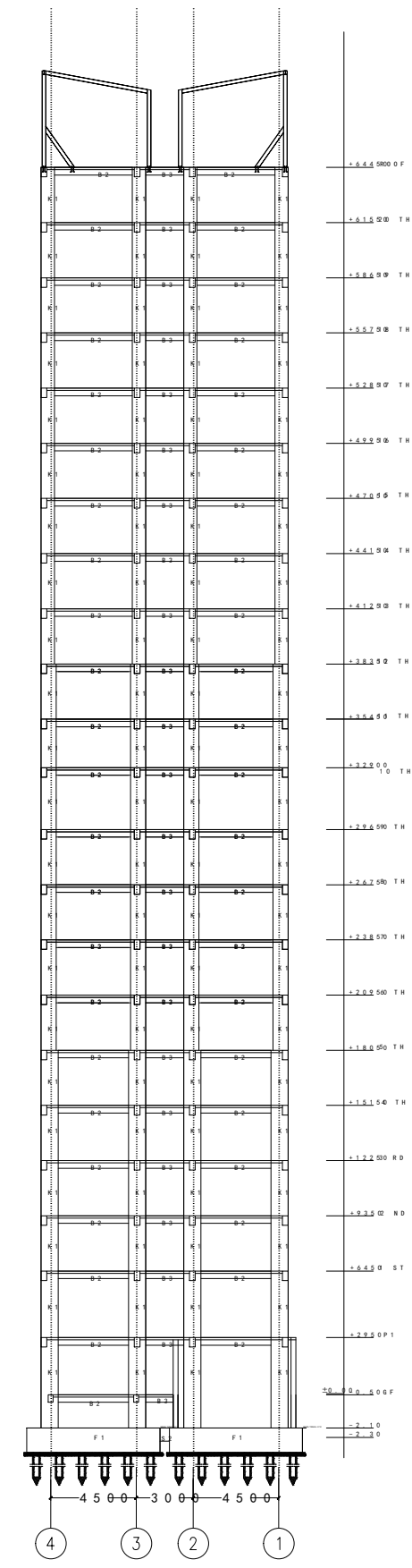
DIBUAT OLEH :	DIPERIKSA OLEH :	DISETUJUI OLEH :
RB	-	-
TANGGAL	REVISI	SKALA
2018-05-11	R0	1 : 200



01
AR.02.004
DENAH
LANTAI 01
SCALE 1 : 200



00 PORTAL AS-3
STR SCALE 1 : 250



00 PORTAL AS-E
STR SCALE 1 : 250

LEGENDA :

DEVELOPER :



PT. PP PROPETI
Jalan TB. Simatupang No. 57
Pasar Rebo, Jakarta Timur

PROYEK :

Isabella
TOWER *a truly living*

@GRAND KAMALA LAGOON
BEKASI

PROJECT MANAGER

IR. ACHMAD SOEKARNO

KONSULTAN ARSITEKTUR
PT. DESAIN SARANA INTERMATRA

IR. EKO SULISTYATMOJO, IPM
SKA 0013096

JUDUL GAMBAR :

PORTAL

NO. GAMBAR :

STR.91

DIBUAT OLEH : DIPERIKSA OLEH : DISETUJUI OLEH :

RB

-

-

TANGGAL

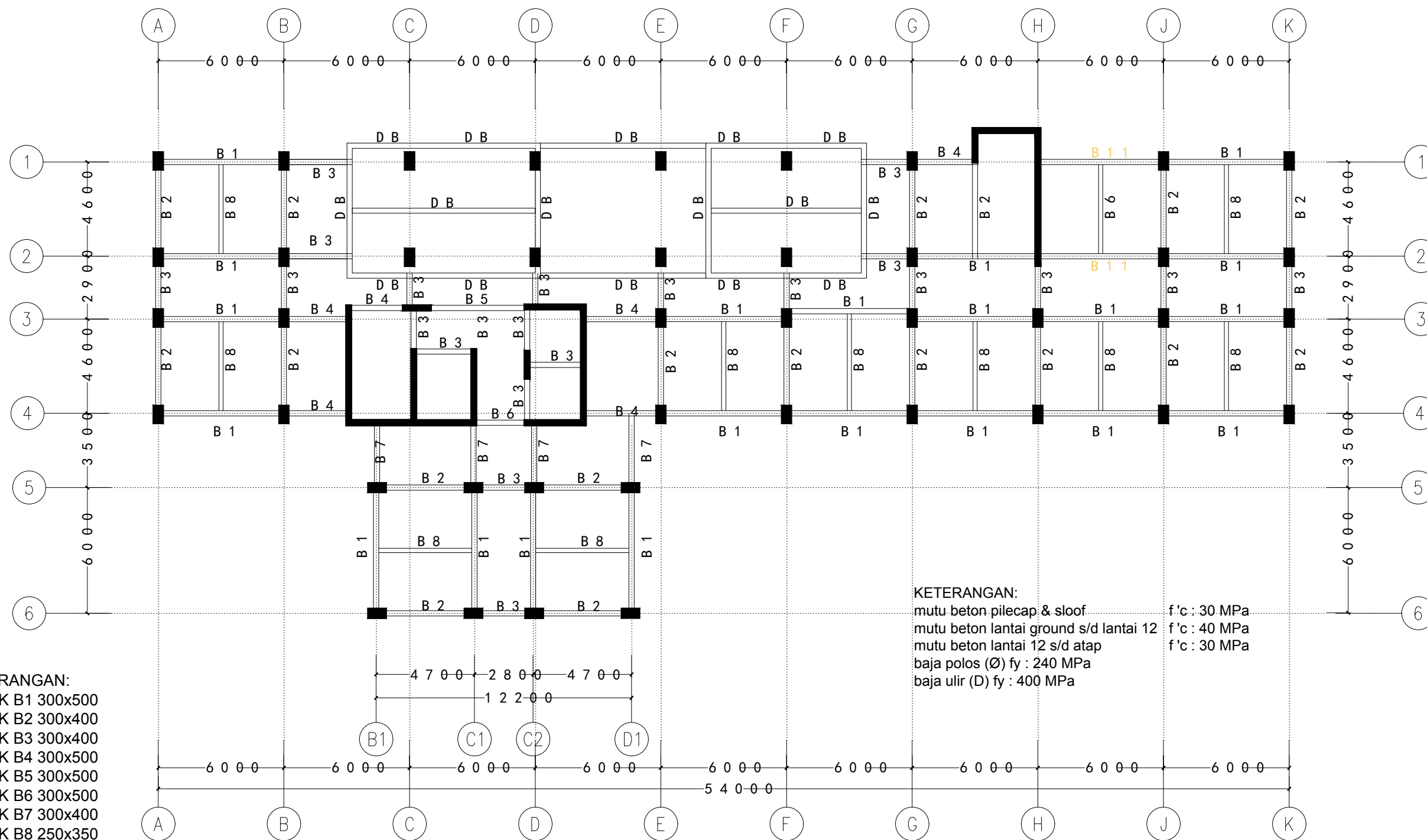
REVISI

SKALA

2018-06-08

-

1 : 250



- KETERANGAN:**
 BALOK B1 300x500
 BALOK B2 300x400
 BALOK B3 300x400
 BALOK B4 300x500
 BALOK B5 300x500
 BALOK B6 300x500
 BALOK B7 300x400
 BALOK B8 250x350
 BALOK B9 300x400
 BALOK B10 150x400
 BALOK B11 300x600

KETERANGAN:
 mutu beton pilecap & sloof f'c : 30 MPa
 mutu beton lantai ground s/d lantai 12 f'c : 40 MPa
 mutu beton lantai 12 s/d atap f'c : 30 MPa
 baja polos (Ø) fy : 240 MPa
 baja ulir (D) fy : 400 MPa

00
STR

RENCANA BALOK -0.08

SCALE 1 : 150


LEGENDA :

DEVELOPER :



PT. PP PROPERTI
 Jalan TB. Simatupang No. 57
 Pasar Rebo, Jakarta Timur

PROYEK :



Isabella TOWER *a truly living*
 @GRAND KAMALA LAGOON BEKASI

PROJECT MANAGER

IR. ACHMAD SOEKARNO

KONSULTAN ARSITEKTUR
 PT. DESAIN SARANA INTERMATRA



IR. EKO SULISTYATMOJO, IPM
 SKA 0013096

JUDUL GAMBAR :
 RENCANA BALOK -0.08

NO. GAMBAR :
 STR.03

DIBUAT OLEH :	DIPERIKSA OLEH :	DISETUJUI OLEH :
RB	-	-
TANGGAL	REVISI	SKALA
2018-06-08	-	1 : 150

LEGENDA :

DEVELOPER :



PT. PP PROPERTI

Jalan TB. Simatupang No. 57
Pasar Rebo, Jakarta Timur

PROYEK :

Isabella
TOWER a truly living

@GRAND KAMALA LAGOON
BEKASI

PROJECT MANAGER

IR. ACHMAD SOEKARNO

KONSULTAN ARSITEKTUR
PT. DESAIN SARANA INTERMATRA

IR. EKO SULISTYATMOJO, IPM
SKA 0013096

JUDUL GAMBAR :

RENCANA KOLOM LT.G

NO. GAMBAR :

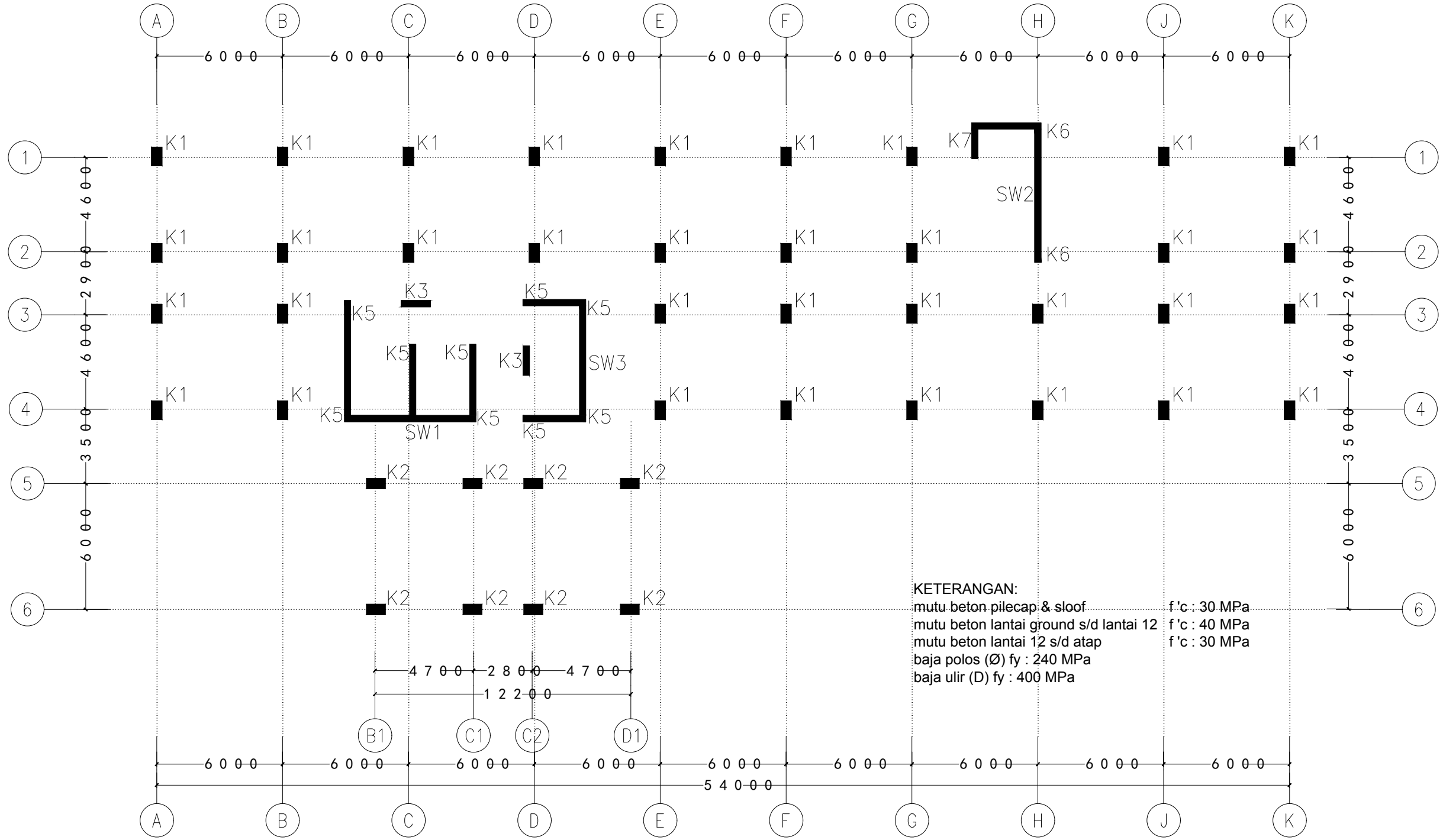
STR.04

DIBUAT OLEH : DIPERIKSA OLEH : DISETUJUI OLEH :

RB - -

TANGGAL REVISI SKALA

2018-06-08 - 1 : 150



00
STR

RENCANA KOLOM LT.G

SCALE 1 : 150

LEGENDA :

DEVELOPER :



PT. PP PROPERTI

Jalan TB. Simatupang No. 57
Pasar Rebo, Jakarta Timur

PROYEK :

Isabella
TOWER a truly living

@GRAND KAMALA LAGOON
BEKASI

PROJECT MANAGER

IR. ACHMAD SOEKARNO

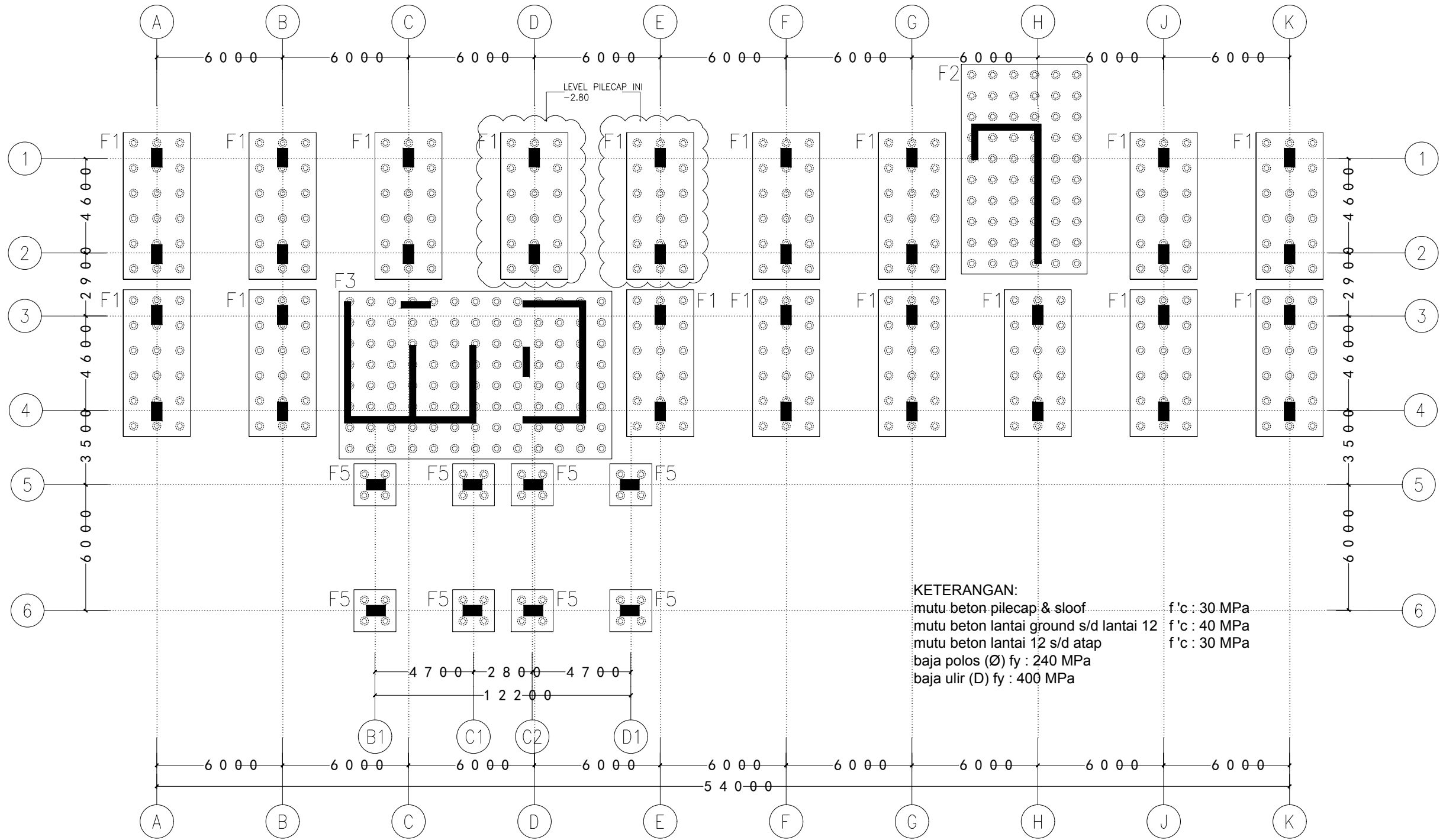
KONSULTAN ARSITEKTUR
PT. DESAIN SARANA INTERMATRA

IR. EKO SULISTYATMOJO, IPM
SKA 0013096

JUDUL GAMBAR :
RENCANA FONDASI

NO. GAMBAR :
STR.01

DIBUAT OLEH :	DIPERIKSA OLEH :	DISETUJUI OLEH :
RB	-	-
TANGGAL	REVISI	SKALA
2018-06-08	-	1 : 150



DAYA DUKUNG PANCANG = 89 TON/TIANG (DESAK)
 DAYA DUKUNG PANCANG = 19 TON/TIANG (TARIK)
 DAYA DUKUNG PANCANG = 5 TON/TIANG (LATERAL)

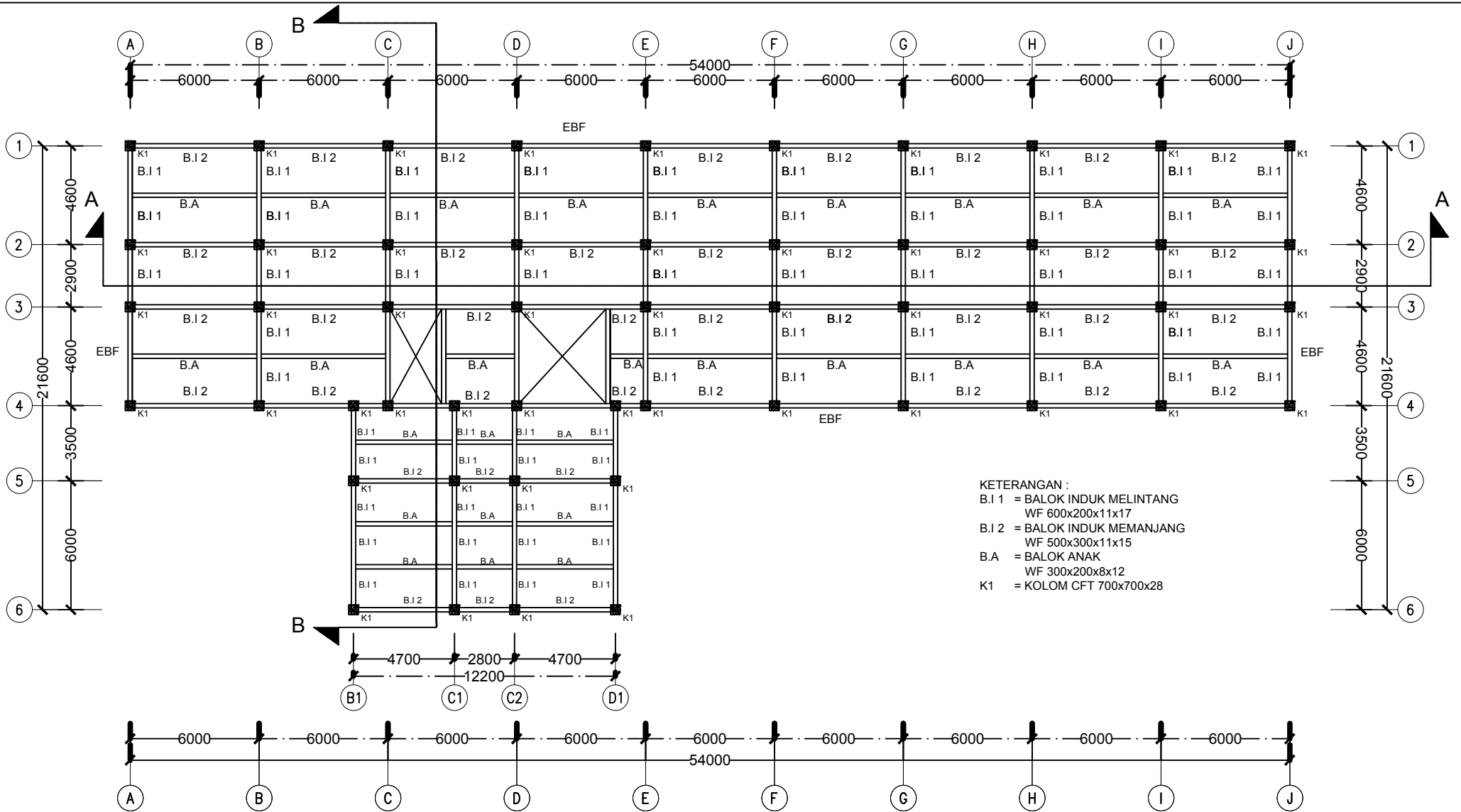
JACKING PILE, KAPASITAS = 320 TON

JUMLAH PANCANG = 502 BUAH
 PERKIRAAN PANJANG PANCANG = 20 M

00
STR

RENCANA FONDASI

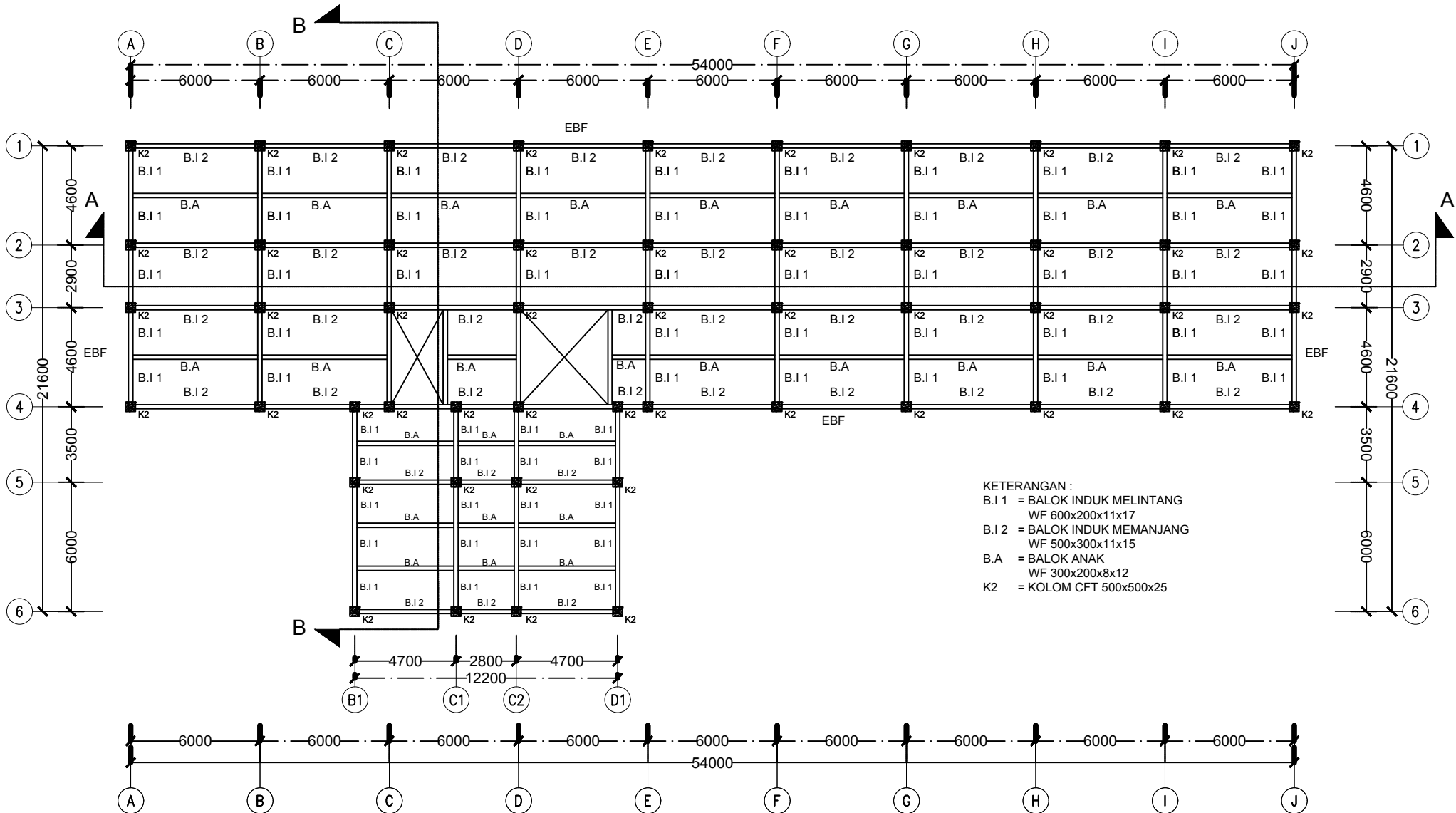
SCALE 1 : 150



KETERANGAN :
 B.I.1 = BALOK INDUK MELINTANG
 WF 600x200x11x17
 B.I.2 = BALOK INDUK MEMANJANG
 WF 500x300x11x15
 B.A = BALOK ANAK
 WF 300x200x8x12
 K1 = KOLOM CFT 700x700x28

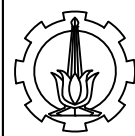
DENAH BALOK DAN KOLOM LT. P1 - 7TH (TIPIKAL)
 SKALA 1: 250

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	NO / TOTAL LEMBAR
	MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR ISABELLA TOWER GRAND KAMALA LAGOON BEKASI MENGGUNAKAN STRUKTUR BANGUNAN BAJA DENGAN SISTEM <i>ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF)</i>	Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D Ir. Isdarmanu, MSc	Dewi Ayu Rahmawati (0311154000084)	Denah Balok dan Kolom	01 / 21



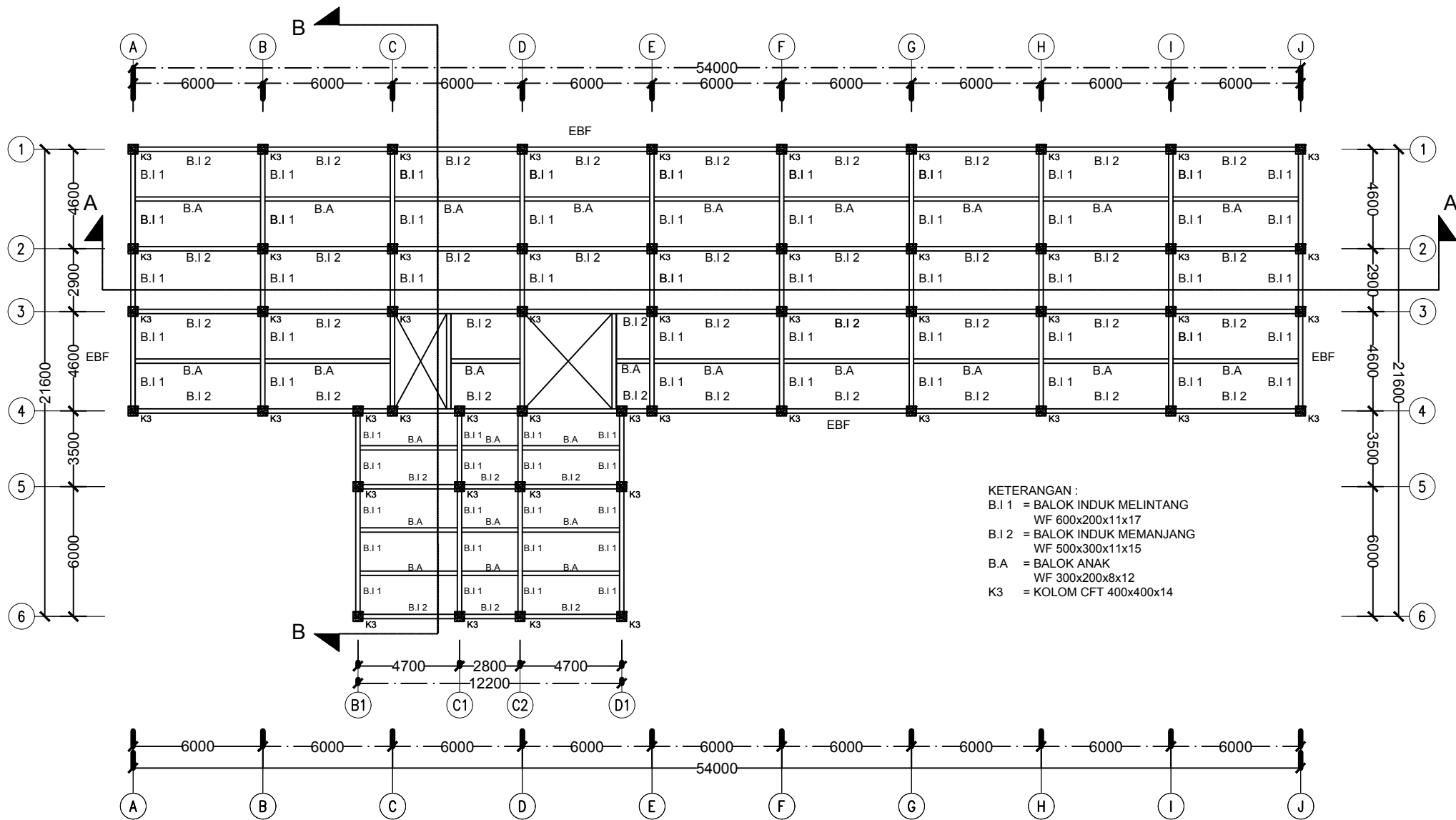
DENAH BALOK DAN KOLOM LT. 8TH - 14TH (TIPIKAL)

SKALA 1: 250



DEPARTEMEN
 TEKNIK SIPIL
 FTSLK
 INSTITUT TEKNOLOGI
 SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	NO / TOTAL LEMBAR
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR ISABELLA TOWER GRAND KAMALA LAGOON BEKASI MENGGUNAKAN STRUKTUR BANGUNAN BAJA DENGAN SISTEM ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF)	Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D Ir. Isdarmanu, MSc	Dewi Ayu Rahmawati (0311154000084)	Denah Balok dan Kolom	02 / 21



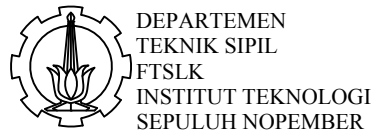
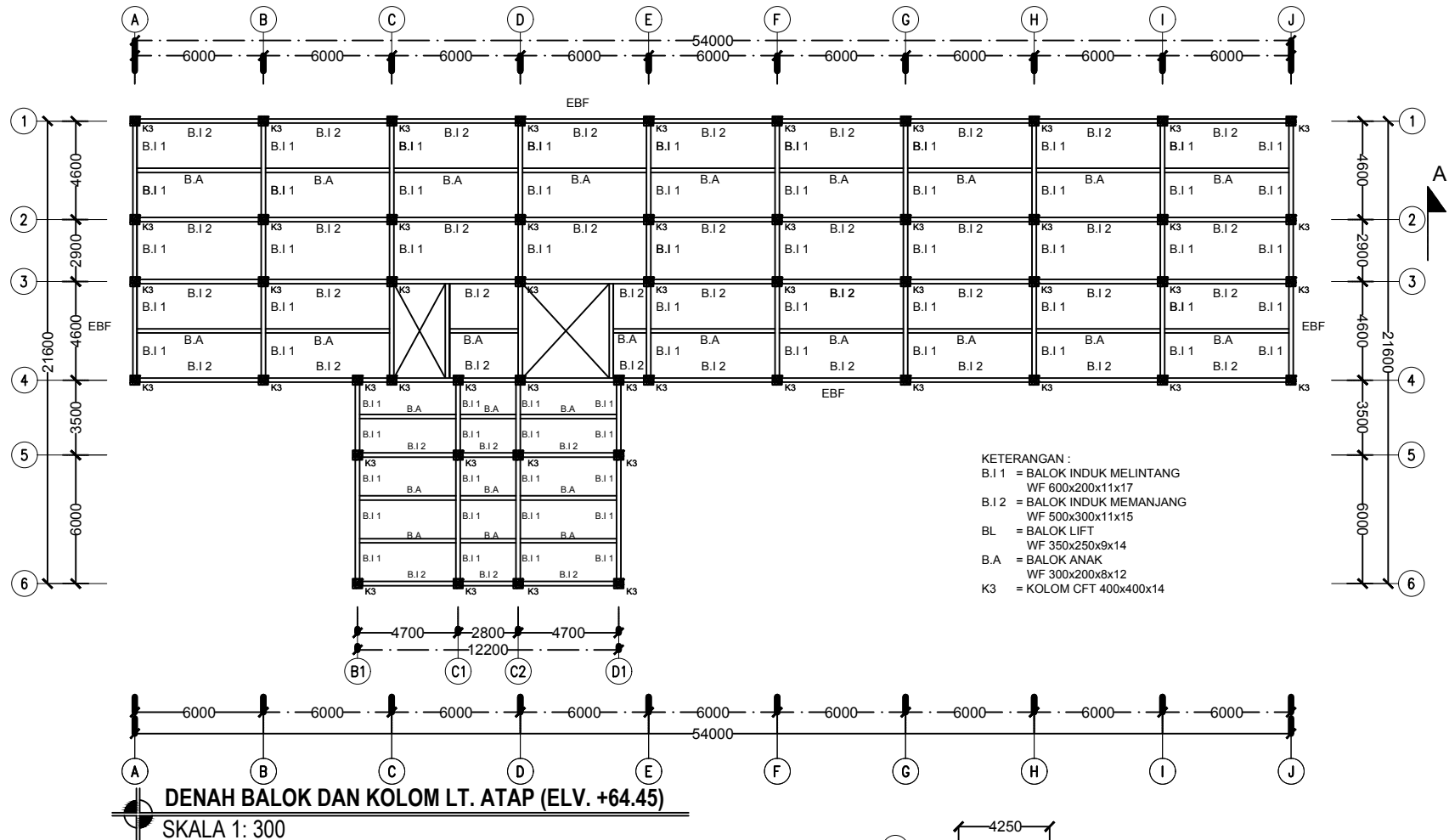
DENAH BALOK DAN KOLOM LT. 15th - 20th (TIPIKAL)

SKALA 1: 250

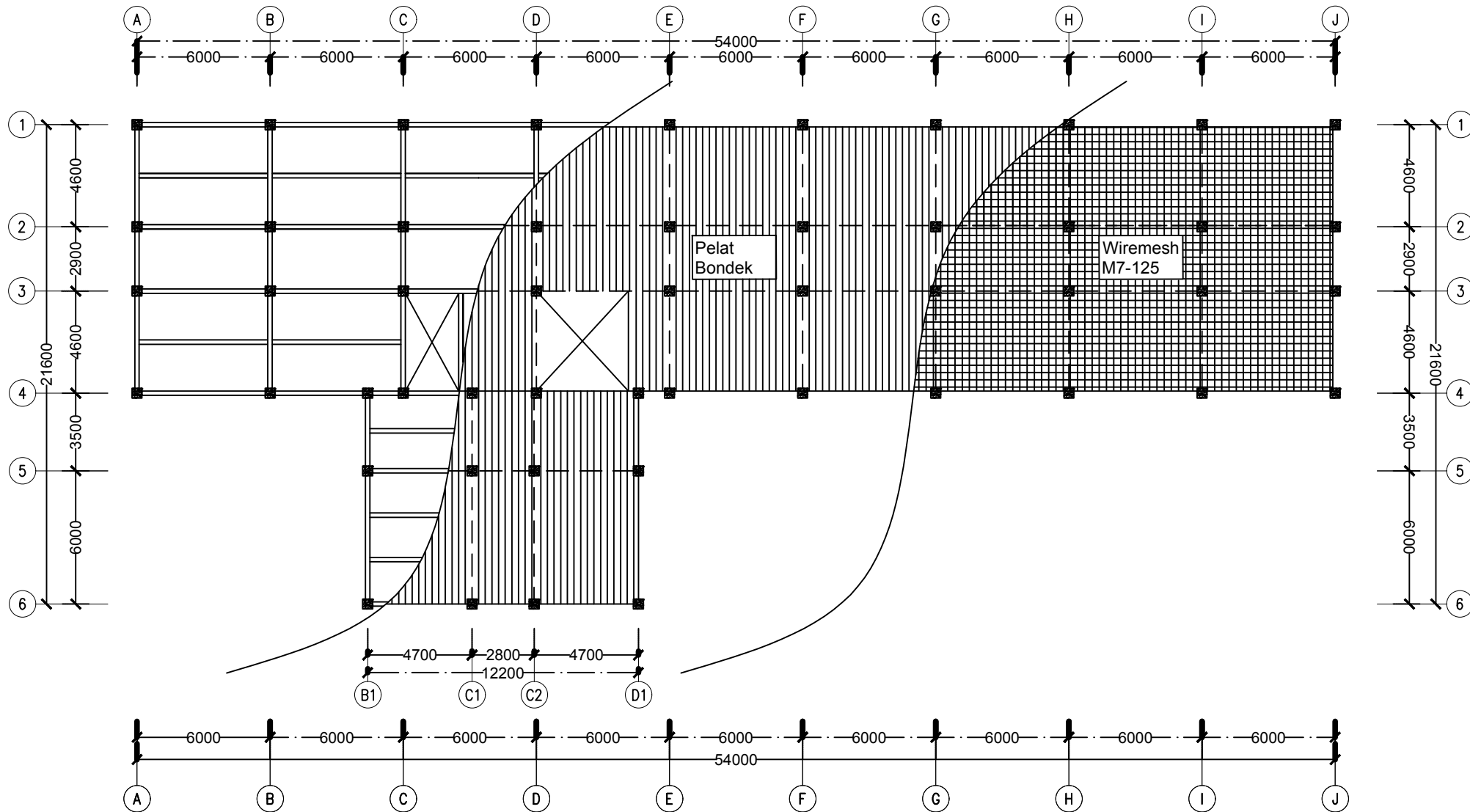


DEPARTEMEN
 TEKNIK SIPIL
 FTSLK
 INSTITUT TEKNOLOGI
 SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	NO / TOTAL LEMBAR
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR ISABELLA TOWER GRAND KAMALA LAGOON BEKASI MENGGUNAKAN STRUKTUR BANGUNAN BAJA DENGAN SISTEM ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF)	Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D Ir. Isdarmanu, MSc	Dewi Ayu Rahmawati (0311154000084)	Denah Balok dan Kolom	03 / 21



JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	NO / TOTAL LEMBAR
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR ISABELLA TOWER GRAND KAMALA LAGOON BEKASI MENGGUNAKAN STRUKTUR BANGUNAN BAJA DENGAN SISTEM <i>ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF)</i>	Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D Ir. Isdarmanu, MSc	Dewi Ayu Rahmawati (0311154000084)	1. Denah Balok Kolom Lt. Atap 2. Denah Balok Rumah Lift	4 / 21



DENAH PELAT LANTAI

SKALA 1: 250



DEPARTEMEN
TEKNIK SIPIL
FTSLK
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
ISABELLA TOWER GRAND KAMALA LAGOON
BEKASI MENGGUNAKAN STRUKTUR
BANGUNAN BAJA DENGAN SISTEM
ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF)

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D
Ir. Isdarmanu, MSc

MAHASISWA

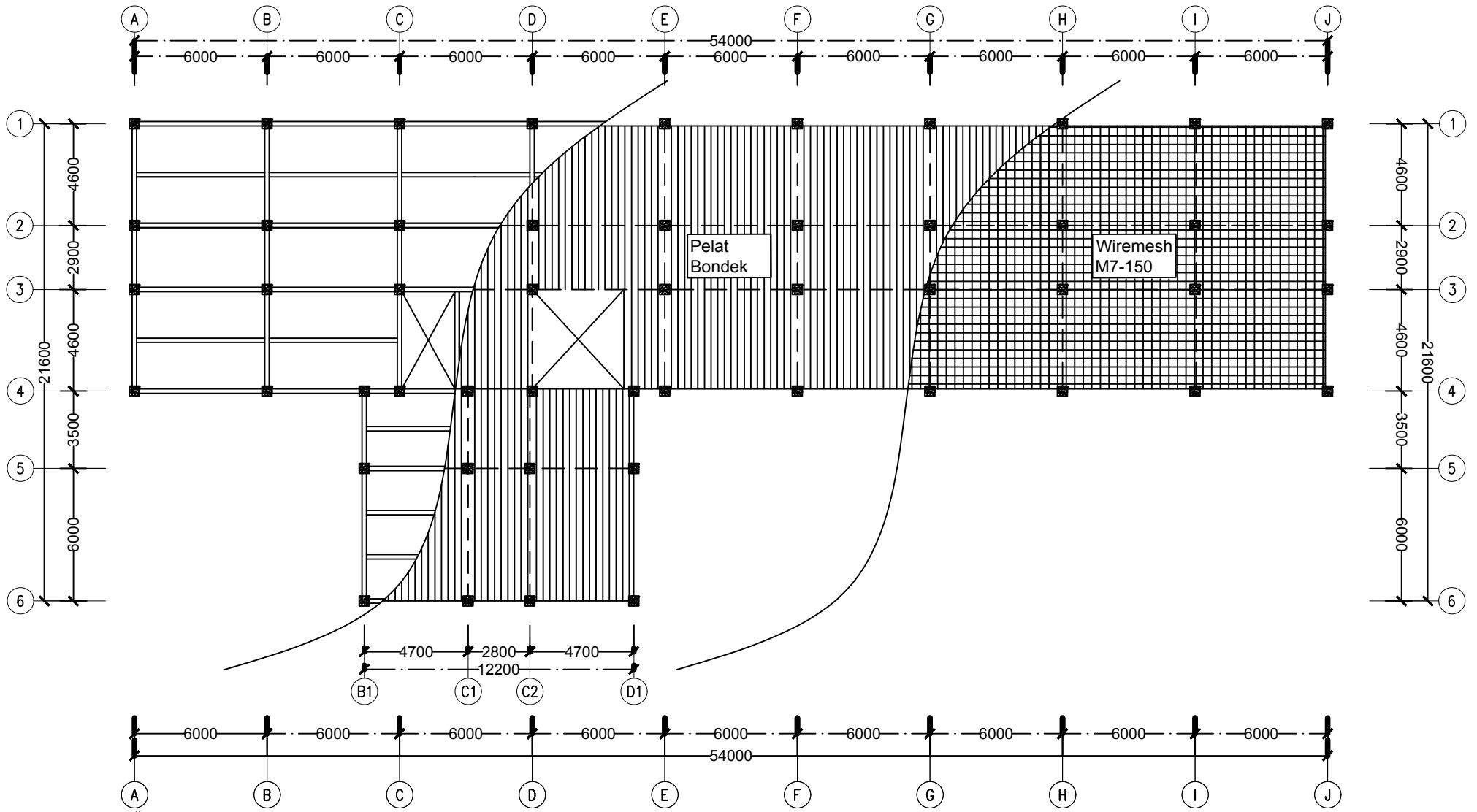
Dewi Ayu Rahmawati
(0311154000084)

JUDUL GAMBAR

Denah Pelat Lantai

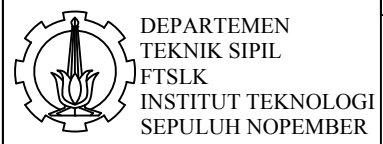
NO / TOTAL LEMBAR

05 / 21

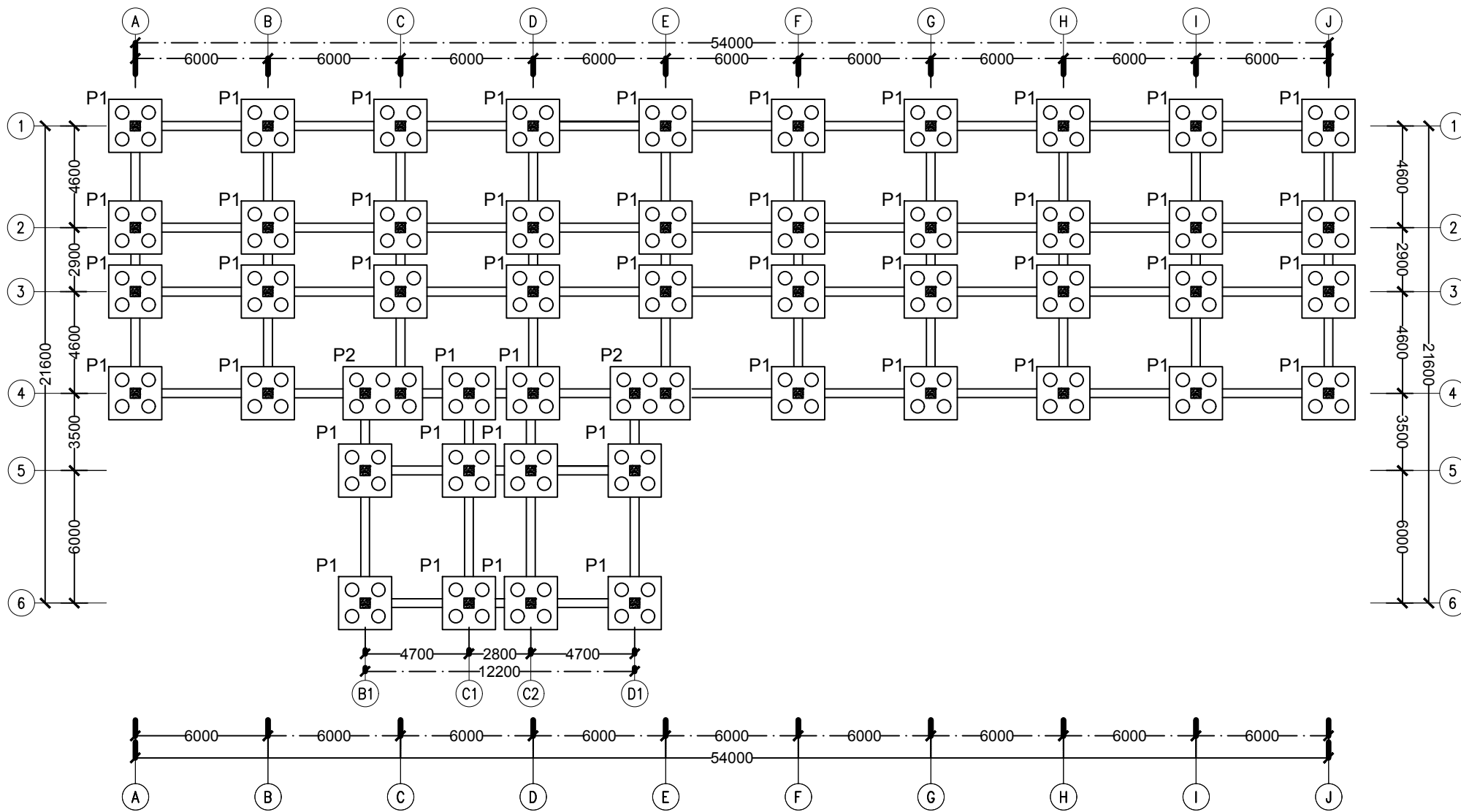


DENAH PELAT ATAP

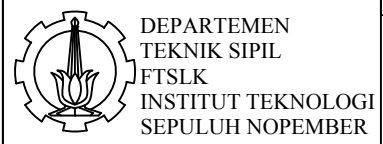
SKALA 1: 250



JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	NO / TOTAL LEMBAR
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR ISABELLA TOWER GRAND KAMALA LAGOON BEKASI MENGGUNAKAN STRUKTUR BANGUNAN BAJA DENGAN SISTEM ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF)	Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D Ir. Isdarmanu, MSc	Dewi Ayu Rahmawati (0311154000084)	Denah Pelat Atap	06 / 21

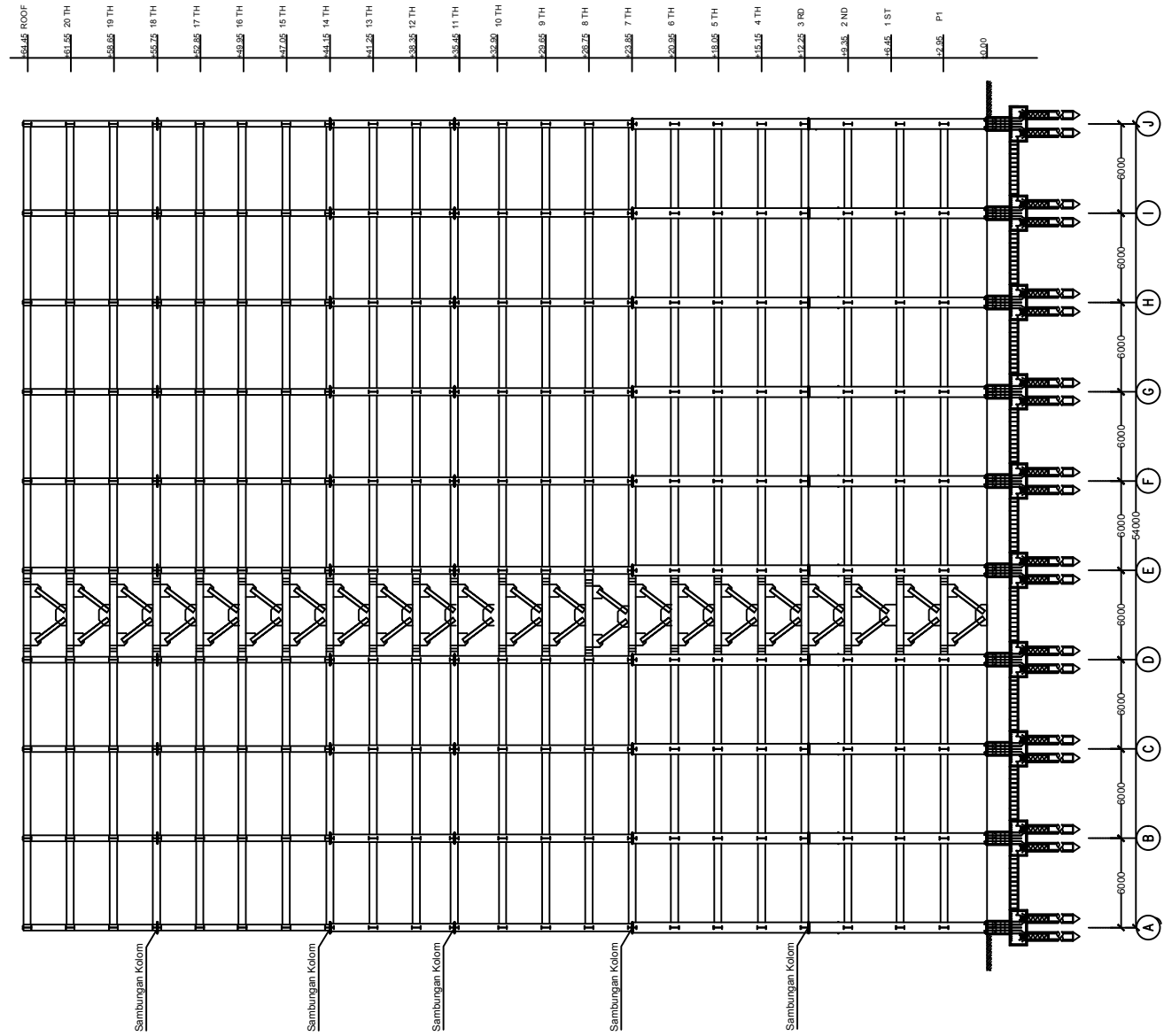


DENAH PONDASI
 SKALA 1: 250



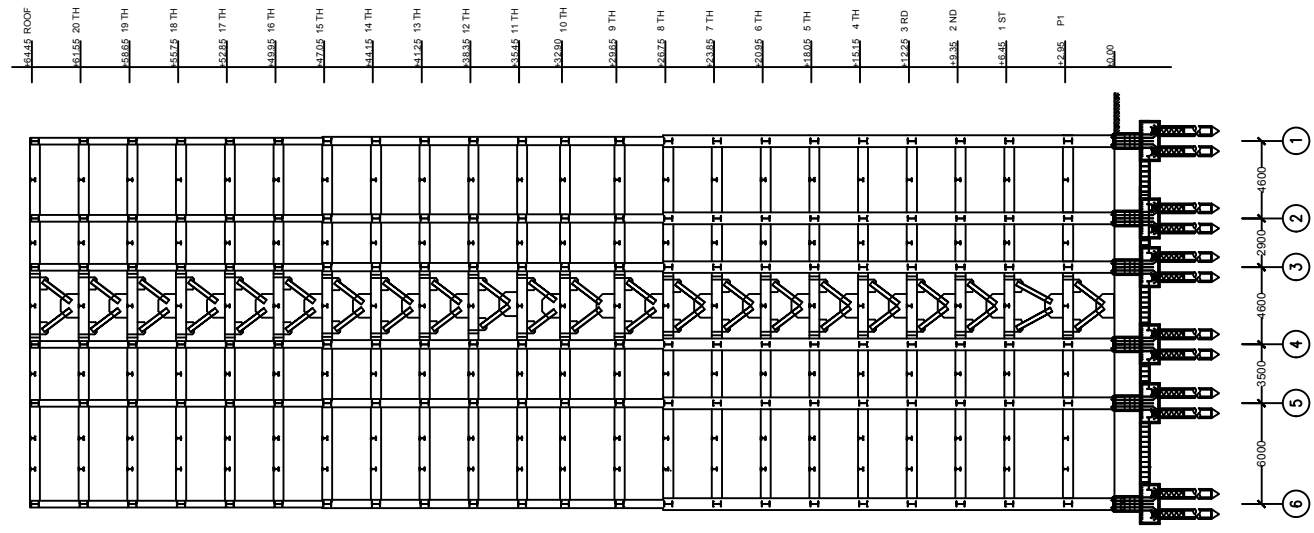
DEPARTEMEN
 TEKNIK SIPIL
 FTSLK
 INSTITUT TEKNOLOGI
 SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	NO / TOTAL LEMBAR
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR ISABELLA TOWER GRAND KAMALA LAGOON BEKASI MENGGUNAKAN STRUKTUR BANGUNAN BAJA DENGAN SISTEM ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF)	Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D Ir. Isdarmanu, MSc	Dewi Ayu Rahmawati (0311154000084)	Denah Pondasi	07 / 21



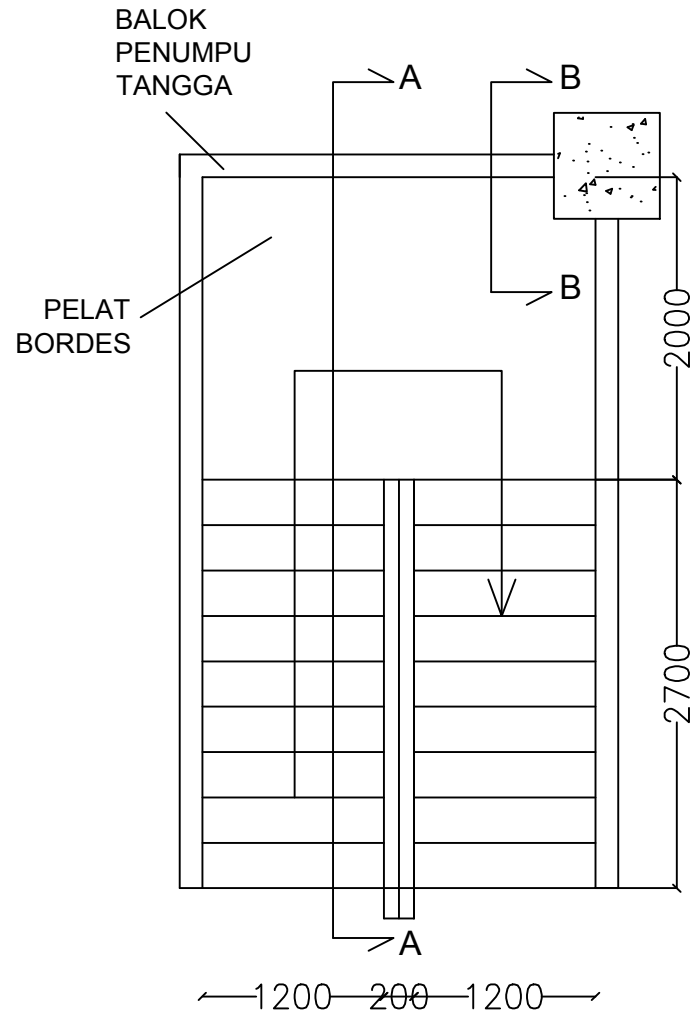
Potongan A-A
SKALA 1: 450

JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	NO / TOTAL LEMBAR
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR ISABELLA TOWER GRAND KAMALA LAGOON BEKASI MENGGUNAKAN STRUKTUR BANGUNAN BAJA DENGAN SISTEM ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF)	Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D Ir. Isdarmanu, MSc	Dewi Ayu Rahmawati (03111540000084)	Potongan A-A Gedung	08 / 21

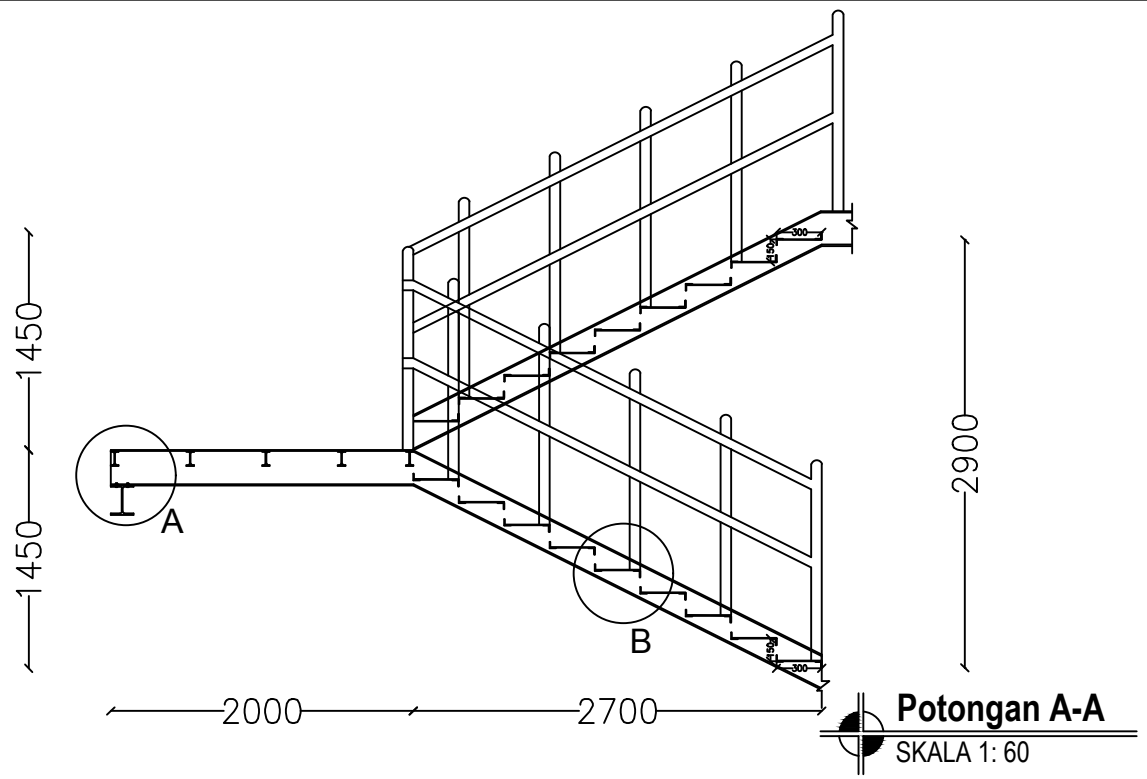


Potongan B-B
SKALA 1: 450

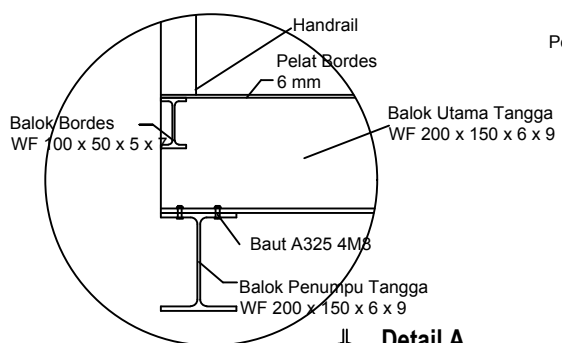
JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	NO / TOTAL LEMBAR
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR ISABELLA TOWER GRAND KAMALA LAGOON BEKASI MENGGUNAKAN STRUKTUR BANGUNAN BAJA DENGAN SISTEM <i>ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF)</i>	Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D Ir. Isdarmanu, MSc	Dewi Ayu Rahmawati (0311154000084)	Potongan B-B Gedung	09 / 21



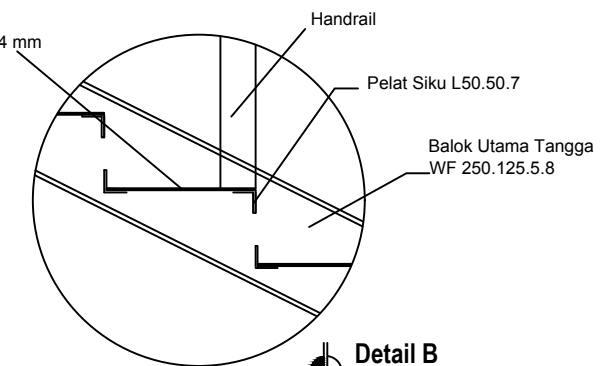
Pembalokan Tangga
SKALA 1: 60



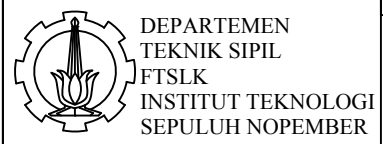
Potongan A-A
SKALA 1: 60



Detail A
SKALA 1: 15



Detail B
SKALA 1: 15



DEPARTEMEN
TEKNIK SIPIL
FTSLK
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

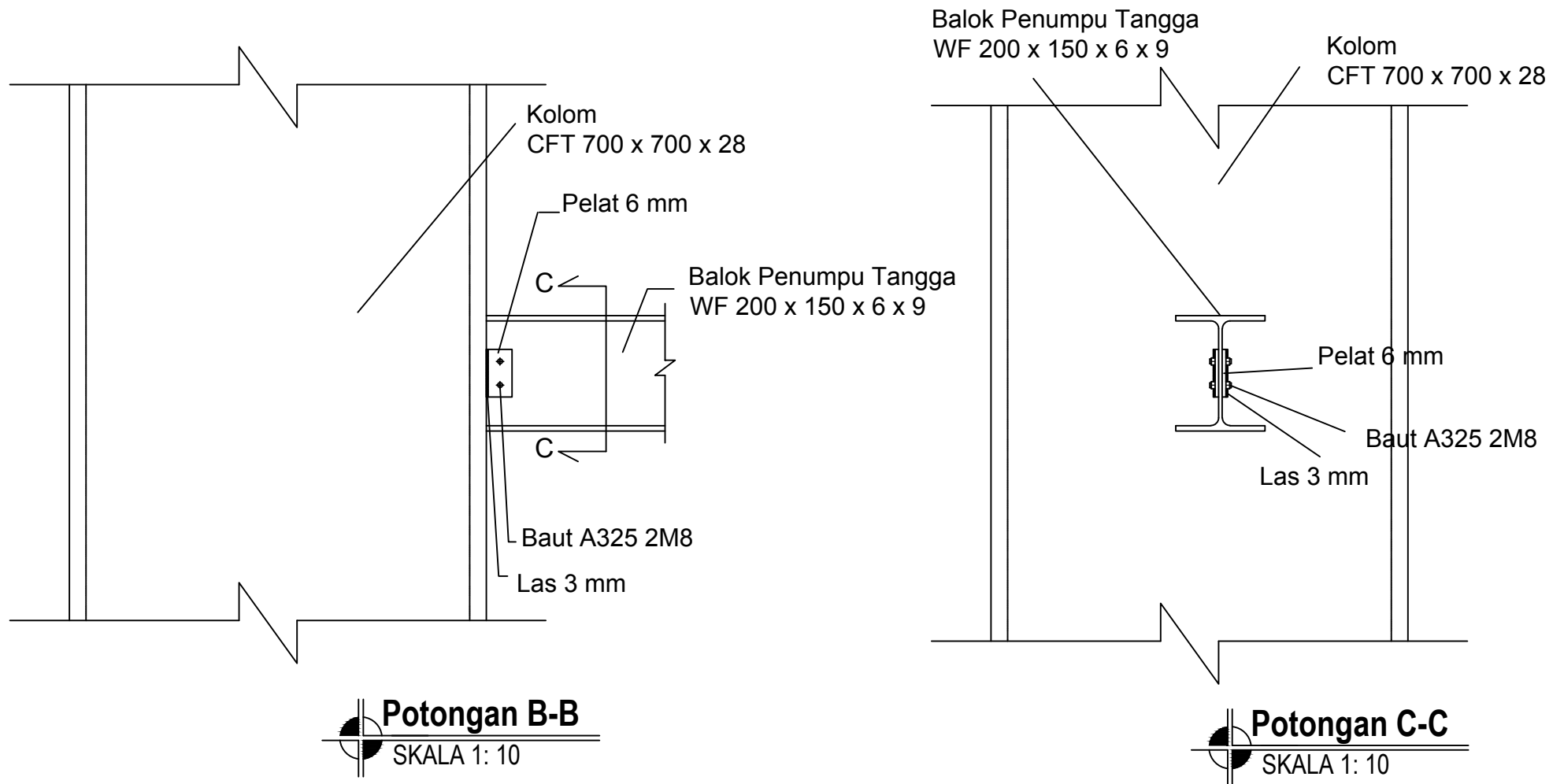
JUDUL TUGAS AKHIR
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
ISABELLA TOWER GRAND KAMALA LAGOON
BEKASI MENGGUNAKAN STRUKTUR
BANGUNAN BAJA DENGAN SISTEM
ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF)

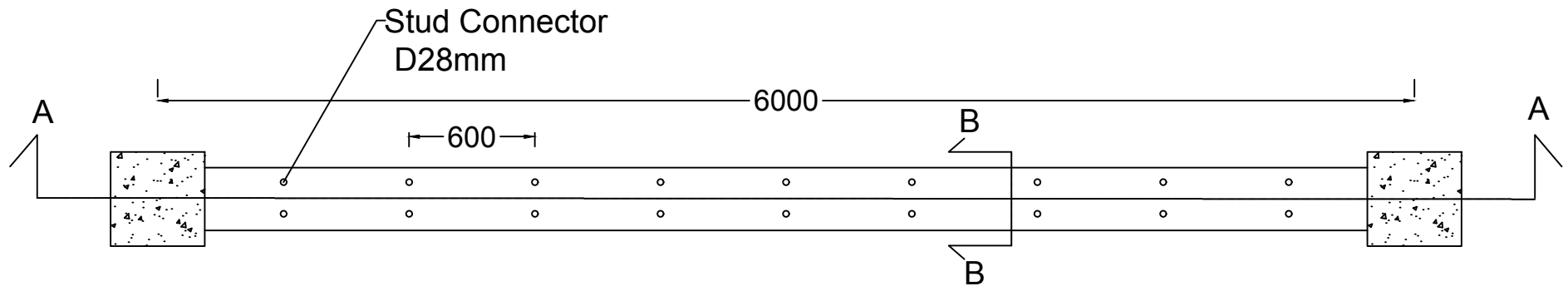
DOSEN PEMBIMBING
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D
Ir. Isdarmanu, MSc

MAHASISWA
Dewi Ayu Rahmawati
(0311154000084)

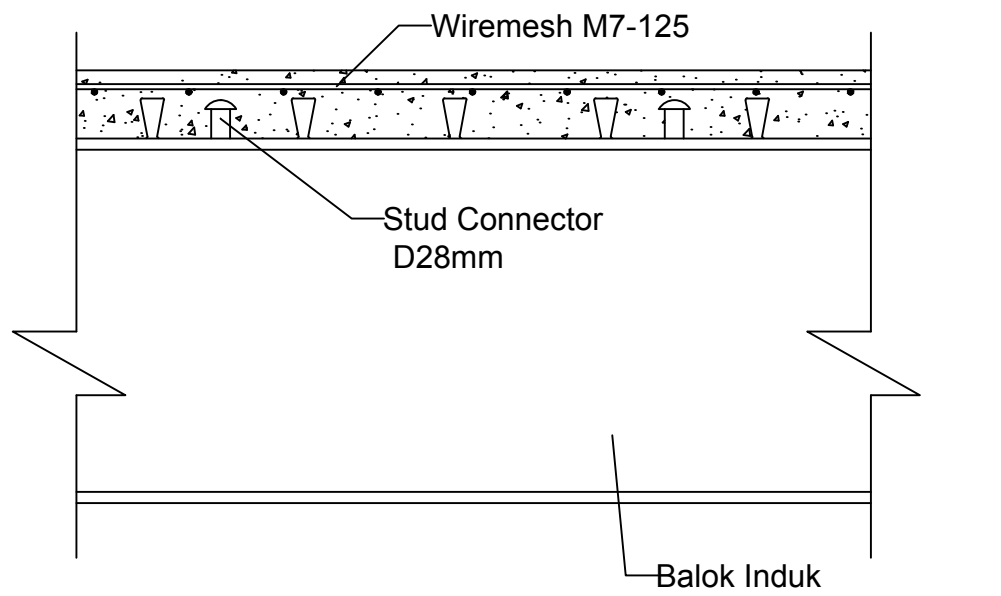
JUDUL GAMBAR
1. Pembalokan Tangga
2. Potongan A-A
3. Detail A
4. Detail B

NO / TOTAL LEMBAR
10 / 21

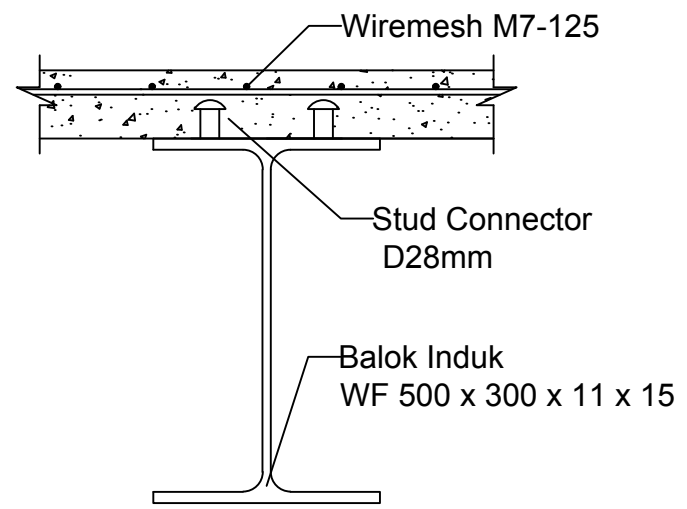




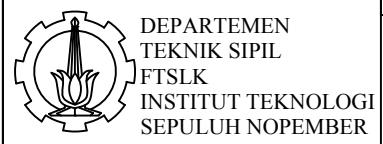
Balok Induk Memanjang
 SKALA 1: 30



Potongan A-A
 SKALA 1: 10

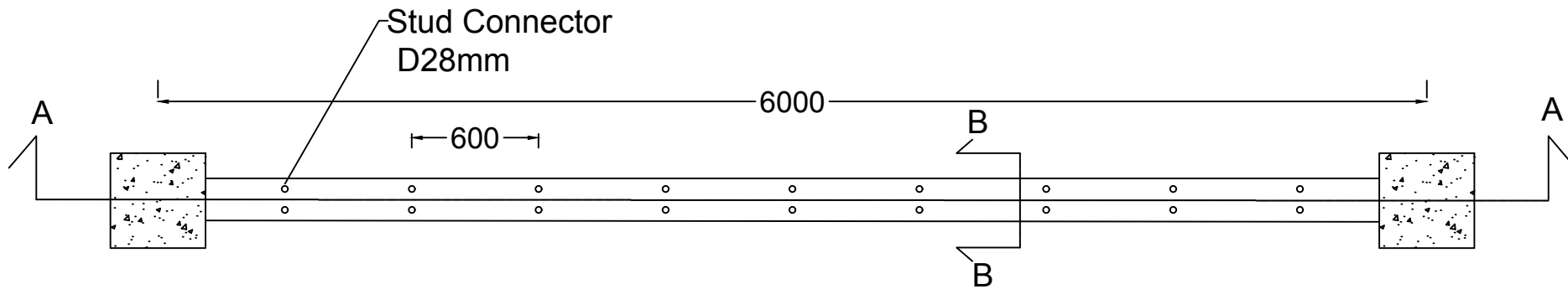


Potongan B-B
 SKALA 1: 10

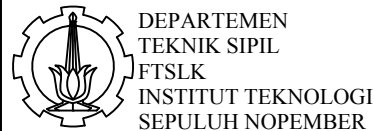
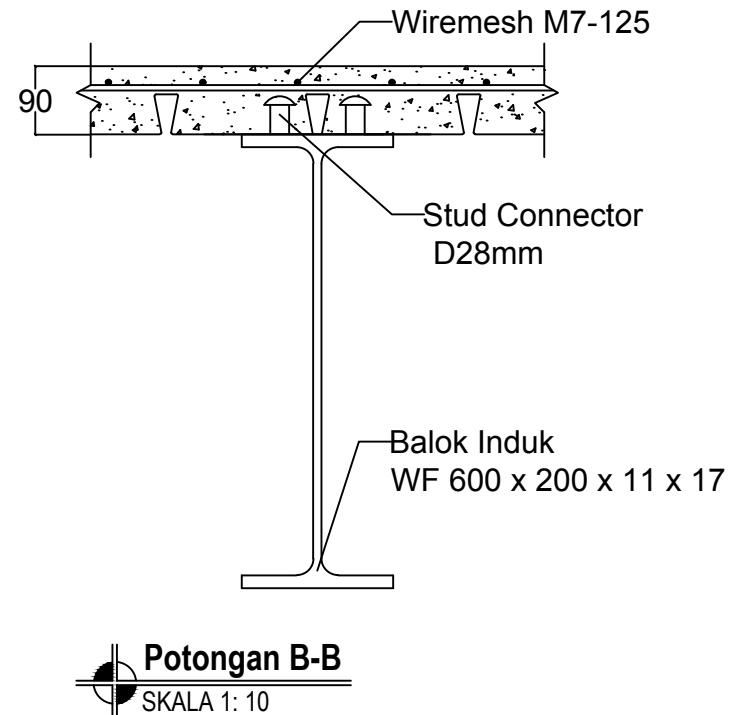
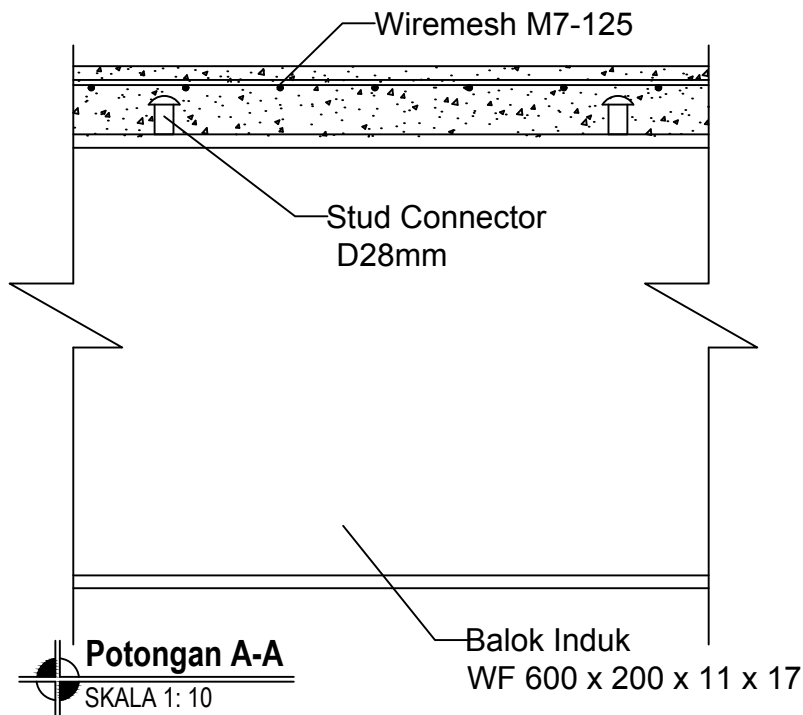


DEPARTEMEN
 TEKNIK SIPIL
 FTSLK
 INSTITUT TEKNOLOGI
 SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	NO / TOTAL LEMBAR
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR ISABELLA TOWER GRAND KAMALA LAGOON BEKASI MENGGUNAKAN STRUKTUR BANGUNAN BAJA DENGAN SISTEM ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF)	Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D Ir. Isdarmanu, MSc	Dewi Ayu Rahmawati (0311154000084)	1. Balok Induk Memanjang 2. Potongan A-A 3. Potongan B-B	12 / 21



Balok Induk Melintang
SKALA 1: 30



DEPARTEMEN
TEKNIK SIPIL
FTSLK
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
ISABELLA TOWER GRAND KAMALA LAGOON
BEKASI MENGGUNAKAN STRUKTUR
BANGUNAN BAJA DENGAN SISTEM
ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF)

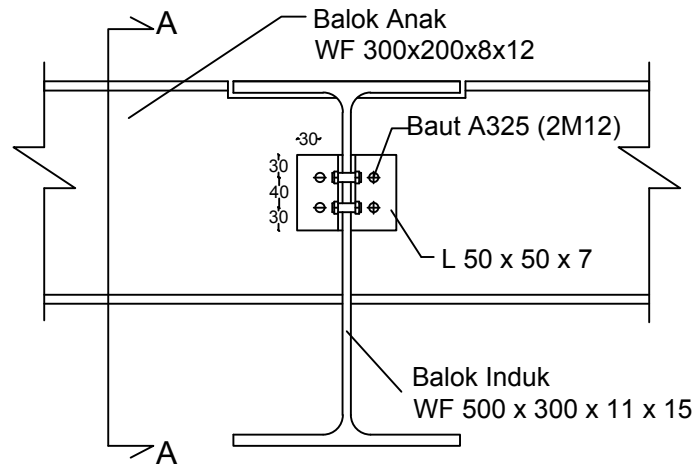
DOSEN PEMBIMBING
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D
Ir. Isdarmanu, MSc

MAHASISWA
Dewi Ayu Rahmawati
(0311154000084)

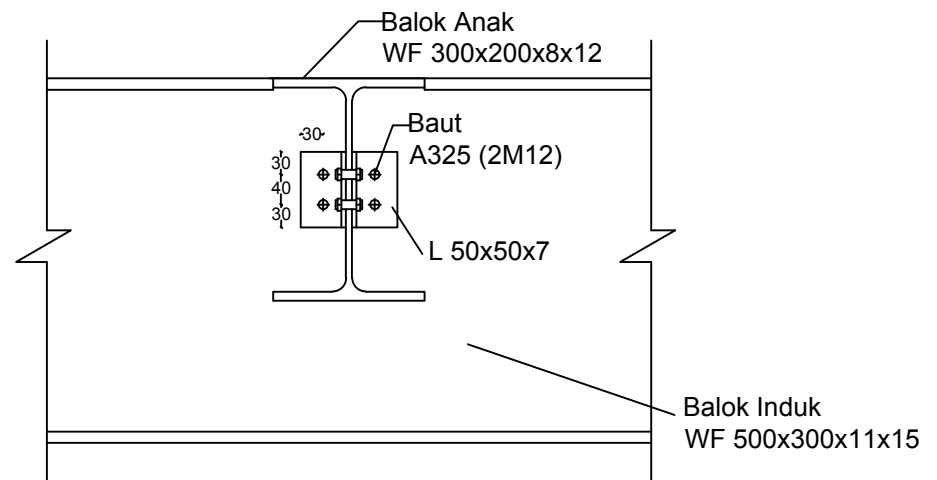
JUDUL GAMBAR
1. Balok Induk Melintang
2. Potongan A-A
3. Potongan B-B

NO / TOTAL LEMBAR

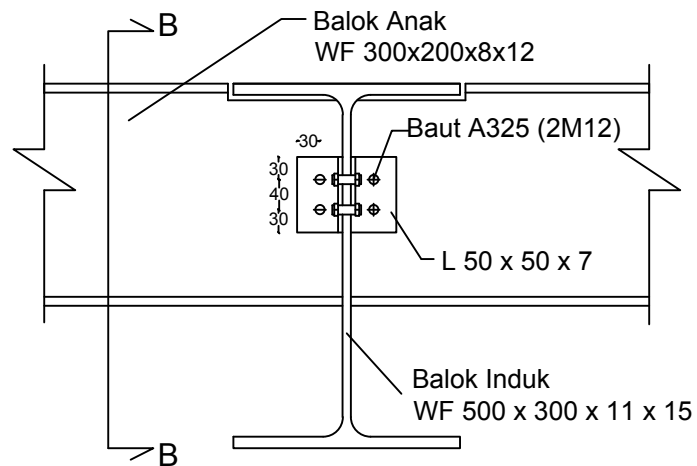
13 / 21



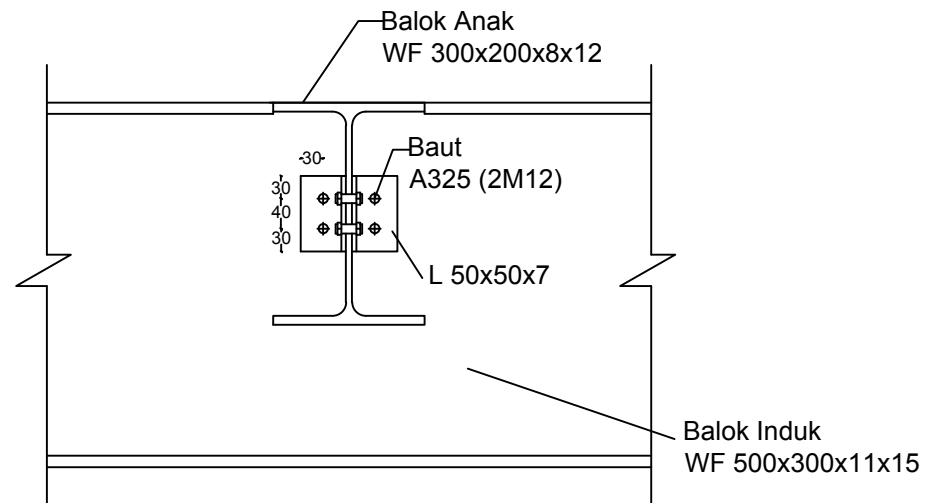
Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk
SKALA 1: 10



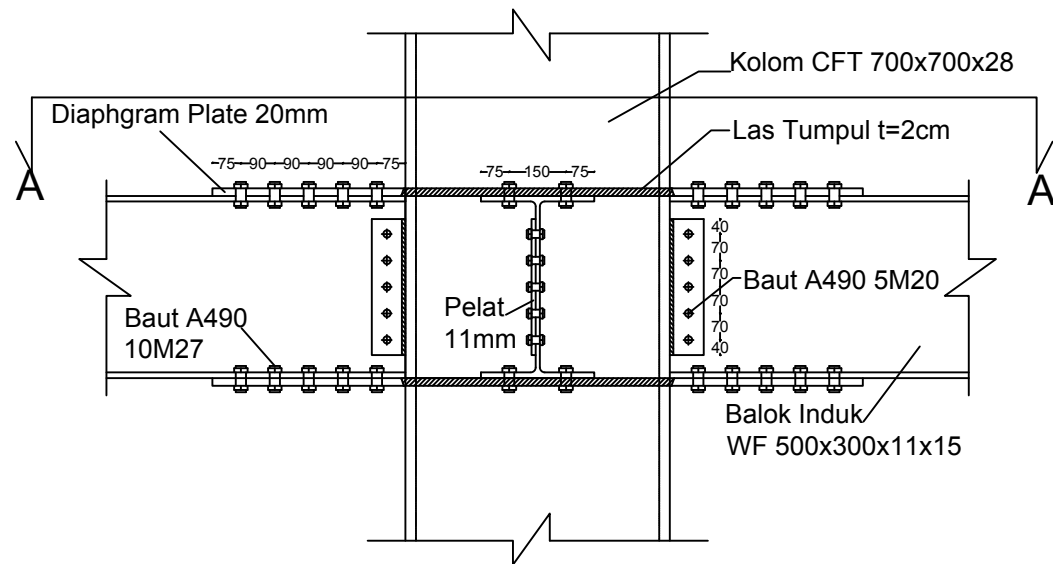
Potongan A-A
SKALA 1: 10



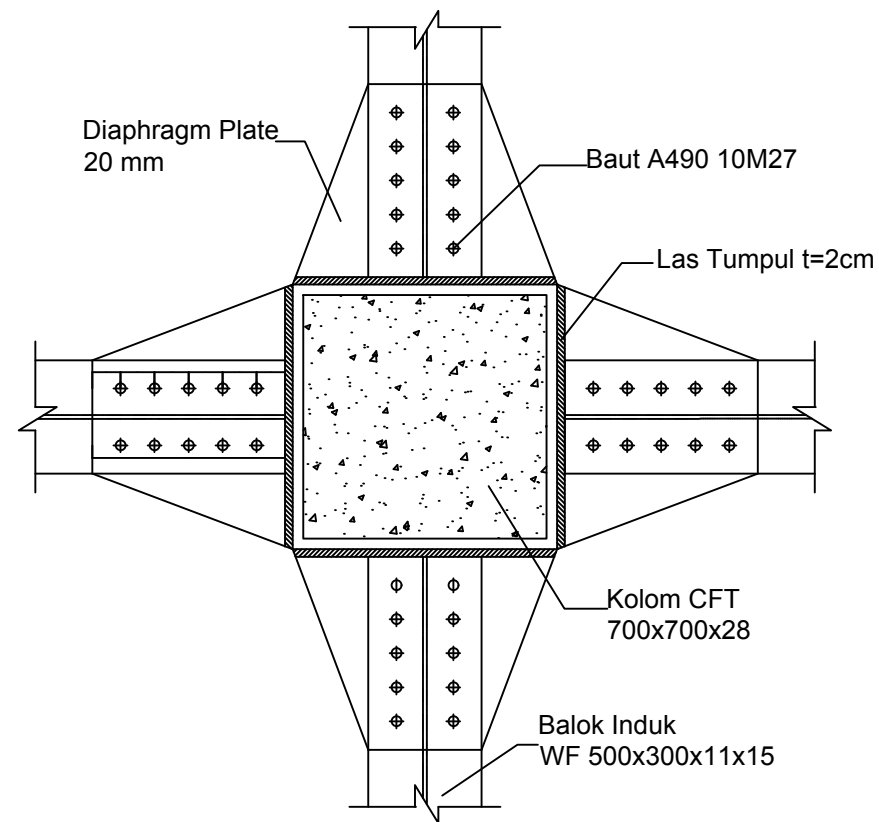
Sambungan Balok Anak Lantai Apartemen dengan Balok Induk
SKALA 1: 10



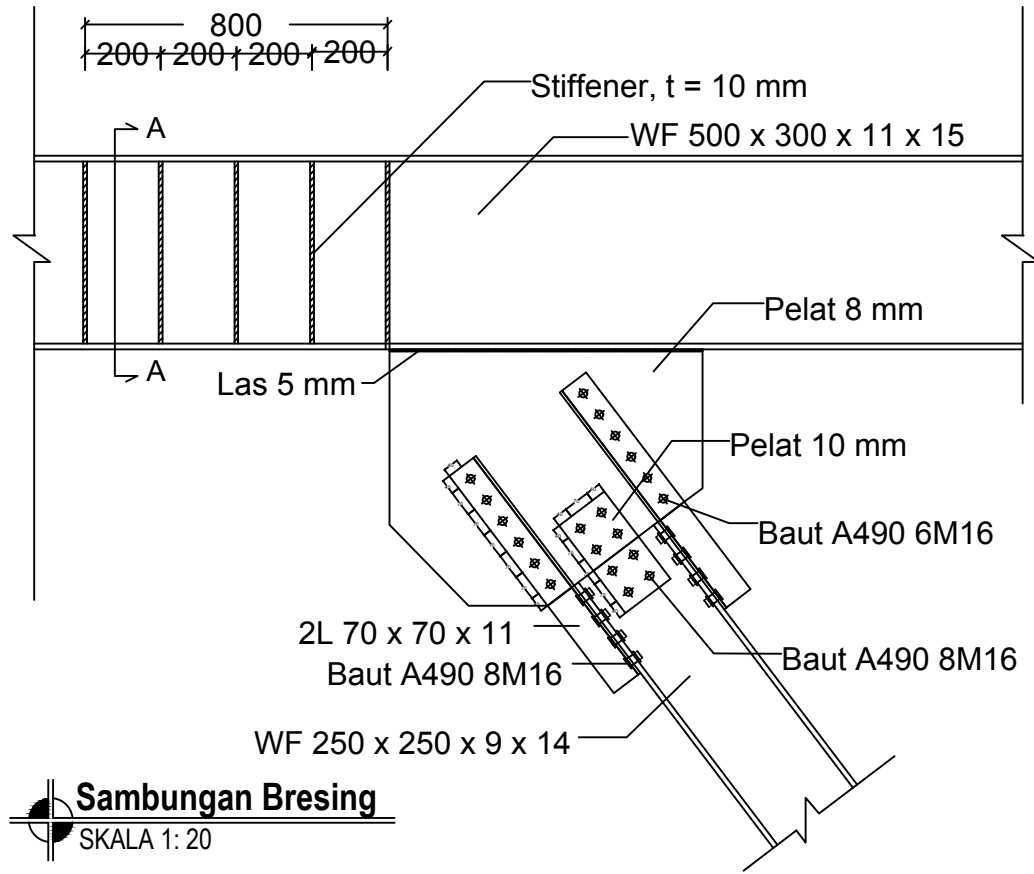
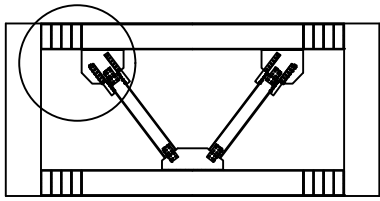
Potongan B-B
SKALA 1: 10



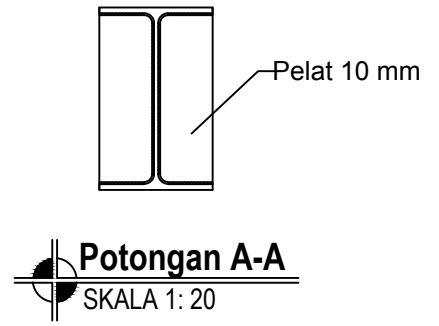
Sambungan Balok Induk
SKALA 1: 20



Potongan A-A
SKALA 1: 20



Sambungan Bresing
SKALA 1: 20

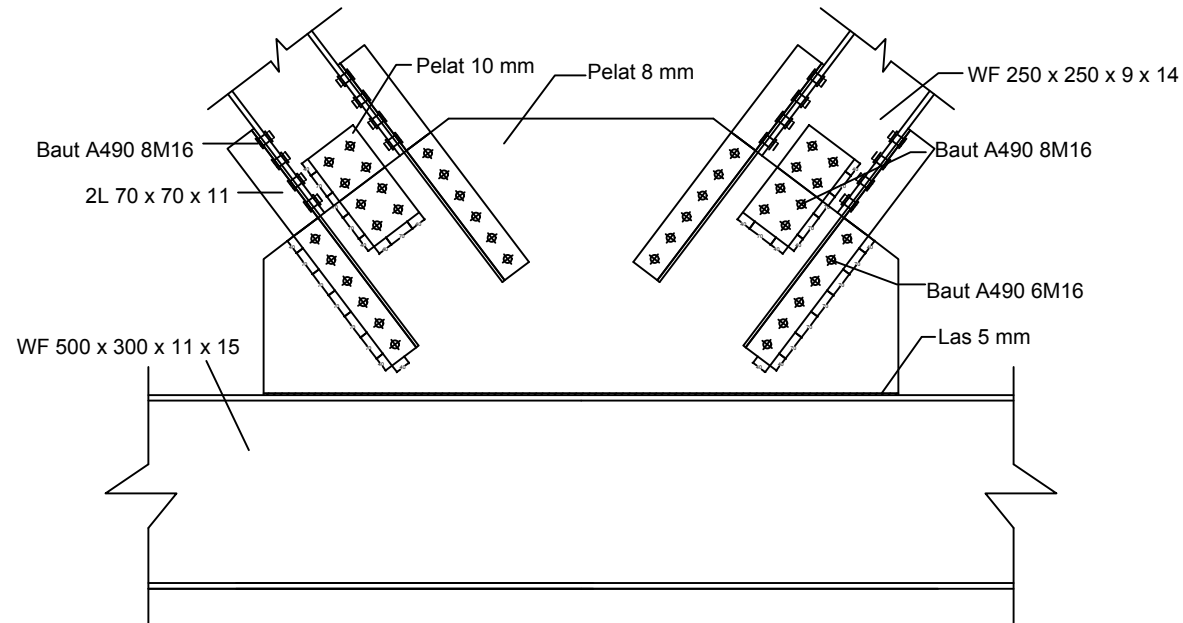
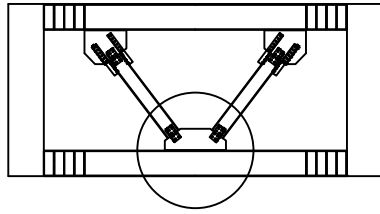


Potongan A-A
SKALA 1: 20

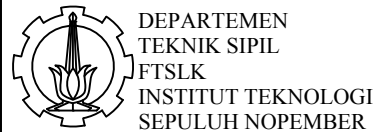


DEPARTEMEN
TEKNIK SIPIL
FTSLK
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

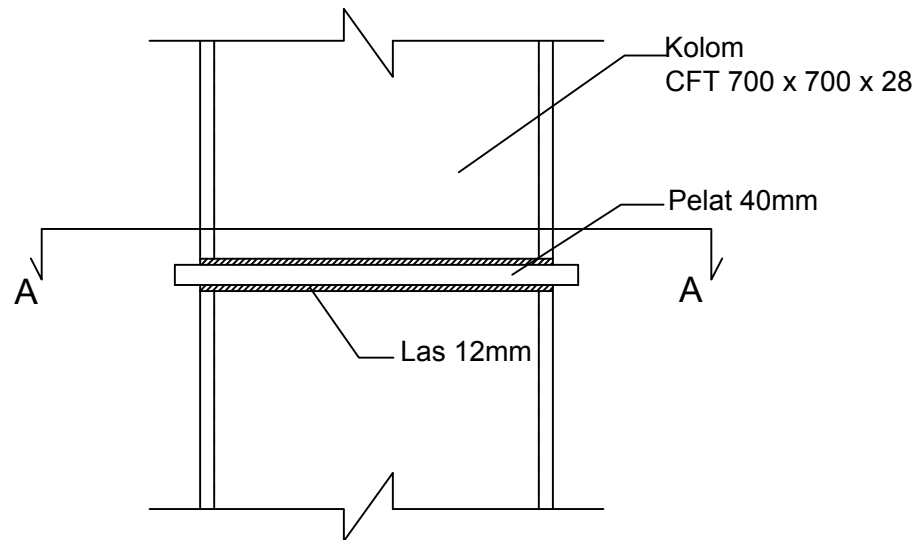
JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	NO / TOTAL LEMBAR
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR ISABELLA TOWER GRAND KAMALA LAGOON BEKASI MENGGUNAKAN STRUKTUR BANGUNAN BAJA DENGAN SISTEM ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF)	Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D Ir. Isdarmanu, MSc	Dewi Ayu Rahmawati (0311154000084)	1. Sambungan Bresing 2. Potongan A-A	16 / 21



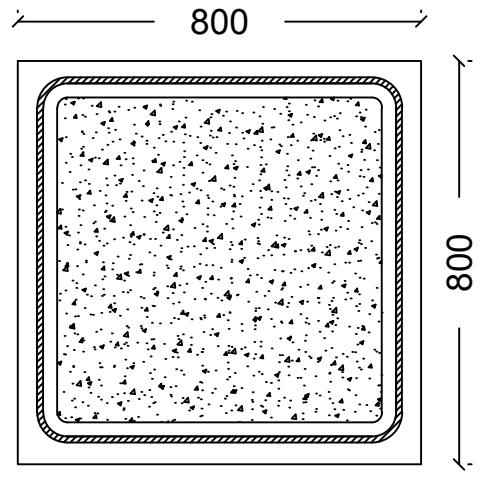
Sambungan Bresing
SKALA 1: 20



JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	NO / TOTAL LEMBAR
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR ISABELLA TOWER GRAND KAMALA LAGOON BEKASI MENGGUNAKAN STRUKTUR BANGUNAN BAJA DENGAN SISTEM <i>ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF)</i>	Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D Ir. Isdarmanu, MSc	Dewi Ayu Rahmawati (0311154000084)	Sambungan Bresing	17 / 21

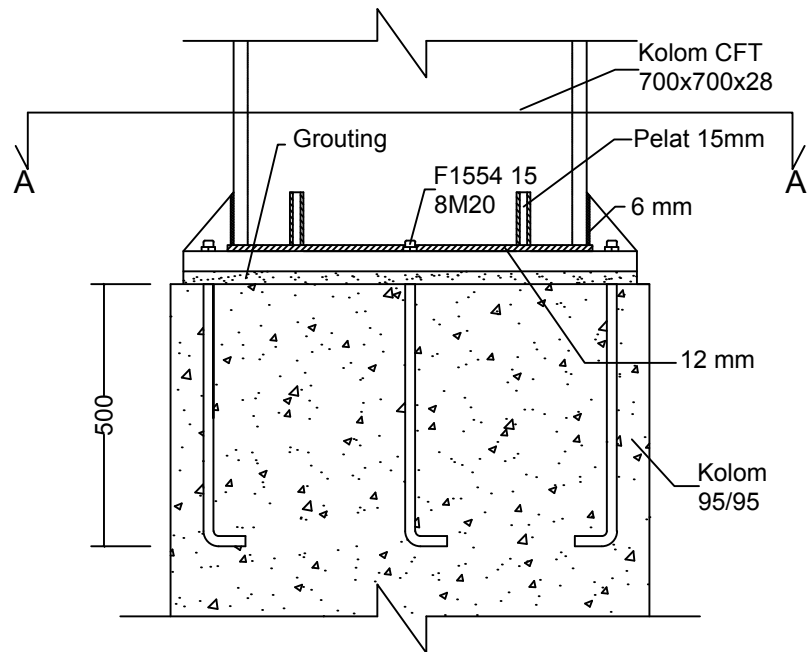


Sambungan Antar Kolom
SKALA 1: 15

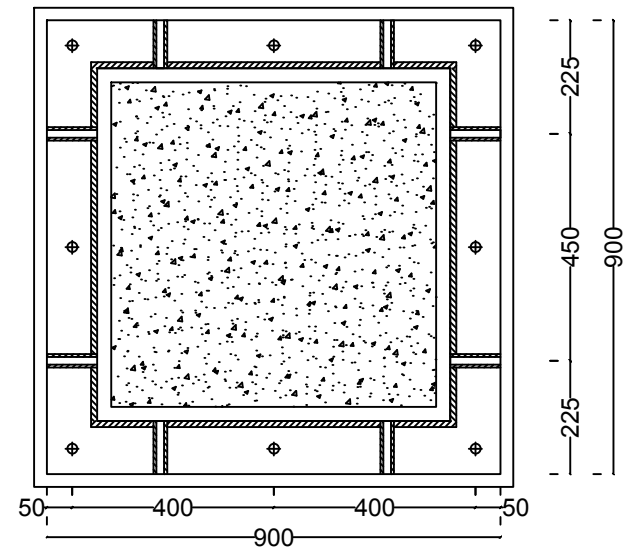


Potongan A-A
SKALA 1: 15

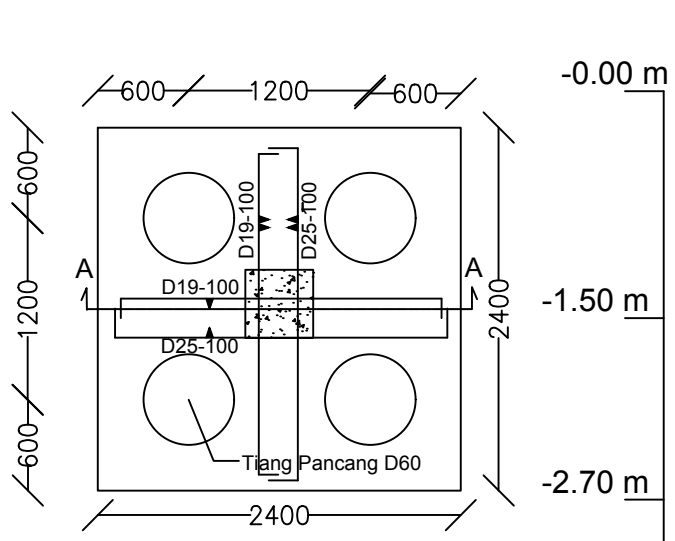
JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	NO / TOTAL LEMBAR
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR ISABELLA TOWER GRAND KAMALA LAGOON BEKASI MENGGUNAKAN STRUKTUR BANGUNAN BAJA DENGAN SISTEM <i>ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF)</i>	Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D Ir. Isdarmanu, MSc	Dewi Ayu Rahmawati (0311154000084)	1. Sambungan Antar Kolom 2. Potongan A-A	18 / 21



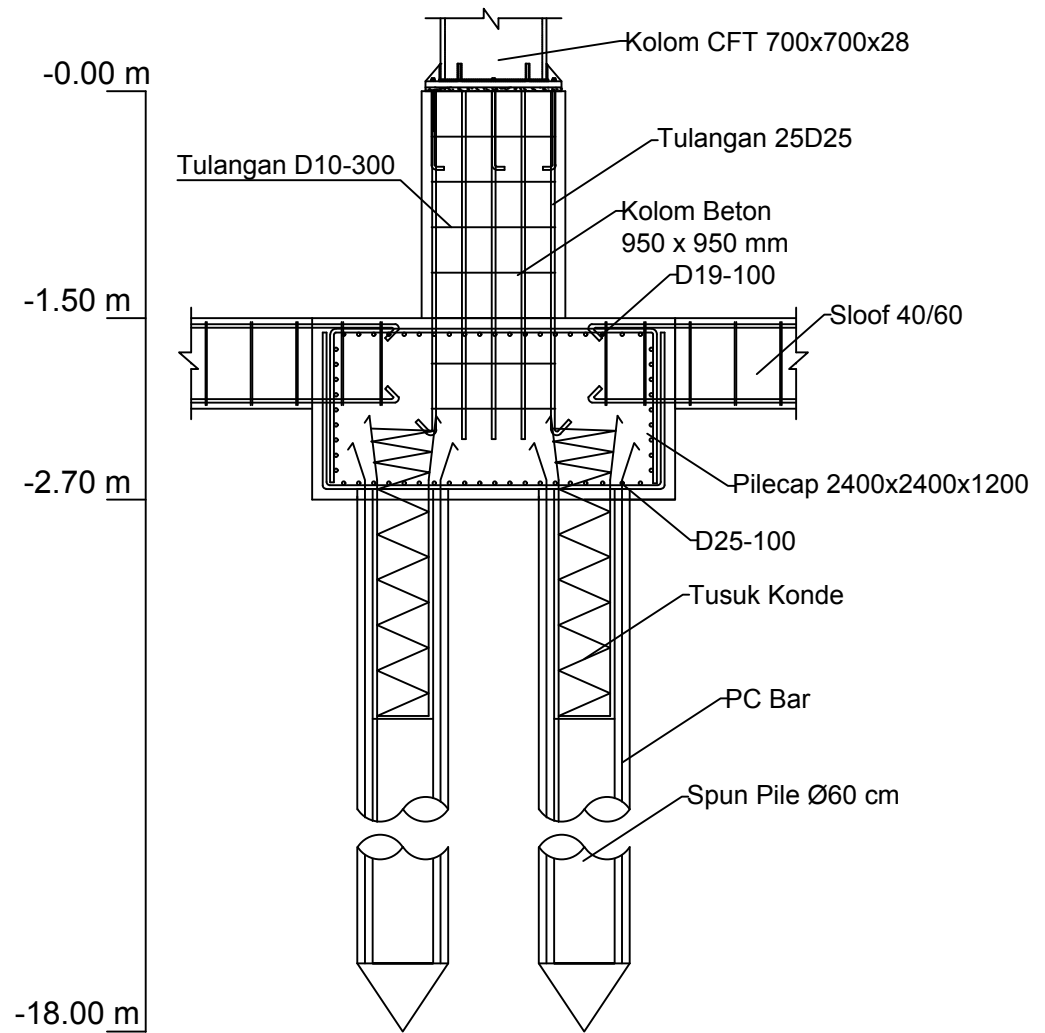
Baseplate
SKALA 1: 15



Potongan A-A
SKALA 1: 20

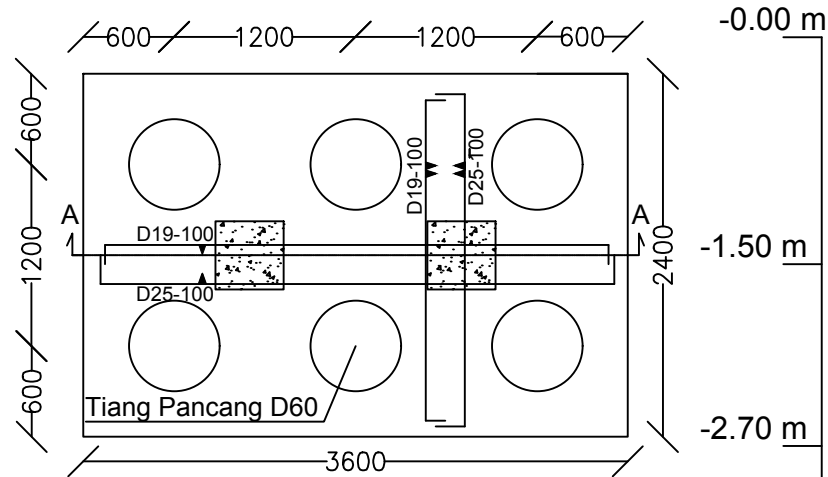


Detail Pondasi Tipe 1
SKALA 1: 50

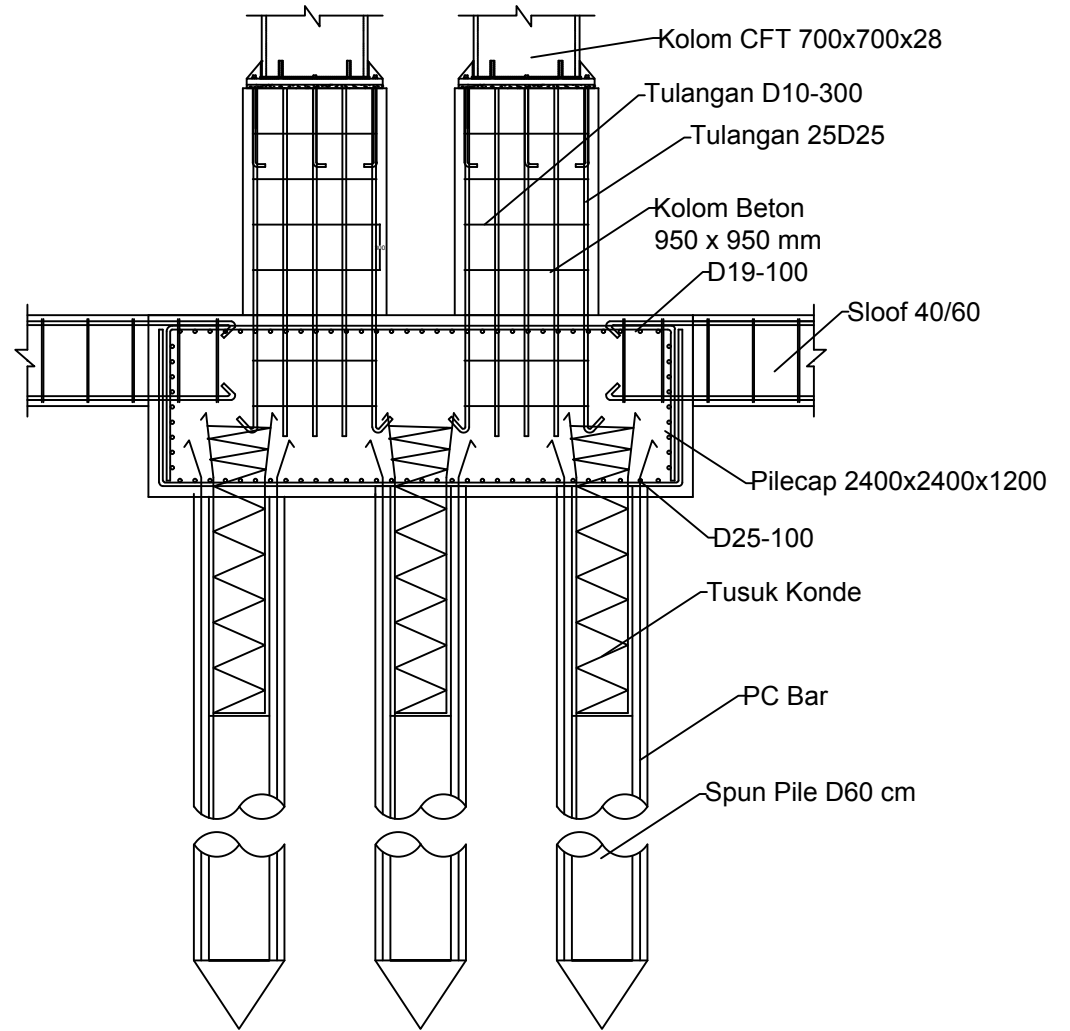
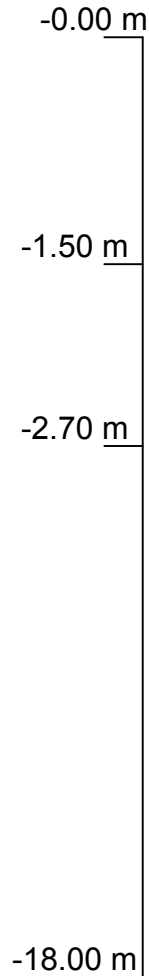


Potongan A-A
SKALA 1: 50

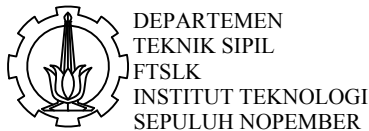
<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	NO / TOTAL LEMBAR
	<p>MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR ISABELLA TOWER GRAND KAMALA LAGOON BEKASI MENGGUNAKAN STRUKTUR BANGUNAN BAJA DENGAN SISTEM ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF)</p>	<p>Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D Ir. Isdarmanu, MSc</p>	<p>Dewi Ayu Rahmawati (0311154000084)</p>	<p>1. Detail Pondasi Tipe 1 2. Potongan A-A</p>	<p>20 / 21</p>



Detail Pondasi Tipe 2
SKALA 1: 50



Potongan A-A
SKALA 1: 50



DEPARTEMEN
TEKNIK SIPIL
FTSLK
INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
ISABELLA TOWER GRAND KAMALA LAGOON
BEKASI MENGGUNAKAN STRUKTUR
BANGUNAN BAJA DENGAN SISTEM
ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF)

DOSEN PEMBIMBING
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D
Ir. Isdarmanu, MSc

MAHASISWA
Dewi Ayu Rahmawati
(0311154000084)

JUDUL GAMBAR
1. Detail Pondasi Tipe 2
2. Potongan A-A

NO / TOTAL LEMBAR

21 / 21



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)
Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: BUDI SUSWANTO, S.T., M.T., Ph.D.
NAMA MAHASISWA	: DEWI AYU RAHMAWATI
NRP	: 031115400000094
JUDUL TUGAS AKHIR	: MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR (SABELLA TOWER GRAND KAMALA LAGEON) BEKASI MENGGUNAKAN STRUKTUR BANGUNAN BAJA DG SISTEM ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	14/03 '19	<ul style="list-style-type: none"> Laporan TA dalam format A5 Bab I, II, III, langsung print A5 tulangan menggunakan wire mesh (USO) 	Balok anak tangga, dan lift.	
2	27/3 '19	<ul style="list-style-type: none"> Balok anak dibuat sama semua. Denah 4/ balok lift 	melanjutkan pembebaran dan permodelan	
3	12/4 '19	<ul style="list-style-type: none"> gambar diperbesar plat diganti kordex 	kontrol permodelan	
4	15/4 '19	<ul style="list-style-type: none"> kontrol desain 	kontrol permodelan di solasikan dan sudah masuk struktur primer	
5	2/5 '19	<ul style="list-style-type: none"> rek kontrol permodelan. Drift terlalu kecil 	<ul style="list-style-type: none"> Revisi kontrol drift; struktur tangga 	
6	10/5 '19		<ul style="list-style-type: none"> Sambungan. 	
7	15/5 '19	<ul style="list-style-type: none"> Gambar sambungan di laporan lebih diperbesar dan ditambahkan keterangan. Perbaiki gambar sambungan 	<ul style="list-style-type: none"> Melanjutkan sambungan 	
8		<ul style="list-style-type: none"> Gambar kurang terang Diameter pancing diganti 160 		



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Ir. Isdarmadu, MSc
NAMA MAHASISWA	: DEWI AYU R.
NRP	: 03111540000084
JUDUL TUGAS AKHIR	: MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR ISABELLA TOWER GRAND KAMALA LAGOON BEKASI MENGGUNAKAN STRUKTUR BANGUNAN BAJA DENGAN SISTEM ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF)
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	22/3 '19	<ul style="list-style-type: none"> diberi keterangan tiang penyangga pelat. diameter tulangan diganti paling kecil 8mm di cek lagi jarak tulangan 	tangga dan lift	
2.	12/4 '19	<ul style="list-style-type: none"> perencanaan tangga diganti menggunakan pelat Balok lift dicek lagi pembebanannya 	<ul style="list-style-type: none"> permodelan dan struktur utama 	
3.	13/5 '19	<ul style="list-style-type: none"> Cek rumus-rumus lagi di struktur utama 	<ul style="list-style-type: none"> Kolom dan sambungan 	
4.	21/5 '19	<ul style="list-style-type: none"> Sambungan ganti mjd kontrol geser 	<ul style="list-style-type: none"> teusian sambungan 	
5.	29/5 '19	<ul style="list-style-type: none"> tebal pelat ^{betul} di bresing diganti harus sama dg tw balok bresing 		

BIODATA PENULIS



Dewi Ayu Rahmawati

Lahir di Kota Malang pada tanggal 14 Oktober 1997, merupakan anak kedua dari tiga bersaudara dari pasangan Soni Anwari dan Hindarti Wardani. Penulis telah menempuh pendidikan formal di MI Khadijah Malang, MTsN Malang 1, dan MAN 3 Malang. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Departemen Teknik Sipil (FTSLK-ITS) Surabaya melalui Program Sarjana dan terdaftar dengan NRP 0311154000084. Dalam kehidupan kampusnya, penulis mengikuti banyak kegiatan ekstra kampus, seperti kepanitiaan Civil Expo 2017 sebagai staff Lomba Paper, dll. Penulis juga menjadi staff pada Departemen Kesejahteraan Mahasiswa HMS di tahun 2017, lalu menjadi Kabiro Akademik Departemen Kesejahteraan Mahasiswa HMS di tahun 2018. Penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur dengan mengambil judul tugas akhir “Modifikasi Perencanaan Isabella Tower Grand Kamala Lagoon Bekasi Menggunakan Struktur Bangunan Baja dengan Sistem *Eccentrically Braced Frames (EBF)*”

Narahubung :

Email : ayudewi.ar@gmail.com