



TUGAS AKHIR (RC18-4803)

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON
DENGAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIS**

AGIL ADITYA ARBA SAPUTRA
NRP. 0311154000042

Dosen Pembimbing
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

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



TUGAS AKHIR (RC18-4803)

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON
DENGAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIS**

AGIL ADITYA ARBA SAPUTRA
NRP. 0311154000042

Dosen Pembimbing
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

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



FINAL PROJECT (RC18-4803)

**DESIGN MODIFICATION OF ARUNDAYA 2nd TOWER
APARTMENT BY USING STEEL-CONCRETE
COMPOSITE WITH ECCENTRICALLY BRACED
FRAMES**

AGIL ADITYA ARBA SAPUTRA
NRP. 0311154000042

Academic Supervisor
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

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

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON
DENGAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIS**

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:

AGIL ADITYA ARBA SAPUTRA
NRP. 0311154000042

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D.



**SURABAYA
JULI, 2019**

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON
DENGAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIS**

Nama Mahasiswa : Agil Aditya Arba Saputra
NRP : 0311154000042
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Pembimbing : Budi Suswanto ST., MT., Ph.D.

Abstrak

Kebutuhan lahan hunian yang semakin tinggi membuat pembangunan gedung bertingkat semakin meningkat sehingga dalam pelaksanaannya dibutuhkan suatu metode yang lebih cepat untuk menyelesaikannya secara optimal. Maka dari itu, pembangunan gedung dengan material utama baja menjadi salah satu solusi yang tepat. Sementara itu, Indonesia juga berada pada daerah ring of fire yang mengakibatkan ancaman gempa bumi cukup tinggi, sehingga merencanakan struktur bangunan tahan gempa merupakan syarat yang wajib dipenuhi. Sistem rangka dengan bresing merupakan salah satu sistem penahan gempa pada bangunan baja. Perpaduan antara struktur komposit baja-beton dengan sistem rangka bresing eksentris merupakan salah satu alternatifnya. Struktur komposit merupakan struktur yang terdiri dari dua atau lebih material berbeda karakteristik yang berkerja bersama-sama untuk memikul beban yang berkerja pada suatu struktur sebagai satu kesatuan, dalam hal ini digunakan material baja dan beton. Sedangkan sistem rangka bresing eksentris adalah salah satu sistem penahan gempa pada bangunan baja.

Dalam tugas akhir ini dilakukan perencanaan ulang Gedung Apartemen Arundaya Tower 2 Surabaya yang terdiri dari 24 lantai+1 basement menggunakan struktur komposit baja-beton

tipe Concrete-Filled Steel Tube (CFT) pada kolomnya dan Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE) tipe inverted V-braced sebagai sistem penahan gempa. Kelebihan sistem ini adalah daktilitas struktur yang baik dengan mekanisme kelelahan geser yang terjadi pada link. Link adalah bagian pada elemen struktur balok yang dibentuk oleh perpotongan balok dan bresing.

Telah dilakukan perencanaan struktur gedung menggunakan komposit baja-beton dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE) yang memenuhi persyaratan keamanan struktur berdasarkan SNI 2847-2013, SNI 03-1729-2002, SNI 1729-2015, SNI 1726-2012, SNI 1727-2013.

Dari analisa dan hasil perhitungan diperoleh hasil yaitu : tebal pelat lantai dan atap bondek 9 cm, tebal pelat lantai basement bondek 14 cm, dimensi balok induk WF 800x300x16x30 dan WF 700x300x15x28, dimensi balok link WF 700x300x15x28 dengan panjang elemen link 150 cm, dimensi bresing WF 600x300x14x23, dimensi kolom CFT 800x800x60, CFT 700x700x60, 600x600x50 dan 500x500x36. Perencanaan pondasi menggunakan tiang pancang beton pracetak diameter 60 cm dengan kedalaman 18 meter. Kolom pedestal direncanakan dengan dimensi 1100 mm x 1100 mm. Dan dimensi Sloof 45 cm x 65 cm.

Kata Kunci : Hunian, Gempa Bumi, Struktur Komposit Baja-Beton, Sistem Rangka Bresing Eksentris, Link

**DESIGN MODIFICATION OF ARUNDAYA 2nd TOWER
APARTMENT BY USING STEEL-CONCRETE
COMPOSITE WITH ECCENTRICALLY BRACED
FRAME**

Student Name : Agil Aditya Arba Saputra
NRP : 03111540000042
Department : Civil Engineering FTSLK-ITS
Academic Supervisor : Budi Suswanto ST., MT., Ph.D.

Abstrack

The increasing need of residential lands makes the construction of high-rise buildings get increased which takes a faster method to finish it optimally. So, building construction with steel as its main material become one of right solutions. Meanwhile, Indonesia locates in "ring of fire" area with impact on great thread of earthquake, so planning a earthquake-resist building stucture is a requirement need to be fulfilled. Frame system with bresing is one of earthquake-barrier system in steel building. The combination of a steel-concrete composite structure with an eccentrically braced frame is one of alternatives. Composite structure is a structure that consists of two or more material with different characteristics that work together to carry the burden that works on a structure as a whole, in this case we use steel and concrete material. While the eccentrically braced frame system is one of the seismic systems in steel buildings.

In this final assignment, a re-planning of the Arundaya Tower 2 Surabaya Apartment Building consisting of 24 floors + 1 basement using the Concrete-Filled Steel Tube (CFT) type steel-concrete composite structure in its column and the inverted V-type Eccentrically Braced Frame as an earthquake barrier system. The advantage of this system is the good ductility of the structure with the sliding melt mechanism that occurs in the link. Link is a part of the beam structural elements formed by the intersection of beams and brakes.

Building structure planning has been carried out using steel-concrete composites with an Eccentrically Braced Frame (EBF) that meets structural safety requirements based on SNI 2847-2013, SNI 03-1729-2002, SNI 1729-2015, SNI 1726-2012, SNI 1727-2013.

From the analysis and results of calculations obtained: the thickness of the floor plate and 9 cm bondek roof, 14 cm bondek basement floor plate thickness, WF 800x300x16x30 and WF 700x300x15x28 main beam dimensions, WF 700x300x15x28 link beam dimensions with 150 cm link element length, WF bracing dimensions 600x300x14x23, CFT column dimensions 800x800x60, CFT 700x700x60, 600x600x50 and 500x500x36. Planning the foundation using precast concrete piles 60 cm in diameter with a depth of 18 meters. Pedestal columns are planned with dimensions of 1100 mm x 1100 mm. And Sloof dimensions 45 cm x 65 cm.

Keyword : Residential, Earthquake, Steel-Concrete Composite Structure, Eccentrically Braced Frame, Link

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT karena atas berkat rahmat dan karunia-Nya, penulis dapat menyelesaikan proposal tugas akhir ini dengan judul “Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Apartemen Arundaya Tower 2 Surabaya Menggunakan Struktur Komposit Baja-Beton Dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris”

Dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, penulis mendapatkan banyak bantuan, bimbingan dan dorongan dari berbagai pihak baik secara langsung maupun tidak langsung. Oleh karena itu, penulis mengucapkan banyak terima kasih dan penghargaan yang setinggi-tingginya kepada:

1. Orang tua dan keluarga yang selalu memberikan dukungan baik moril dan materil, dan menjadi motivasi penulis dalam menyelesaikan proposal tugas akhir ini.
2. Bapak Budi Suswanto, ST., MT., Ph,D selaku dosen pembimbing tugas akhir yang selalu sabar dan tulus dalam memberikan masukan dan motivasi.
3. Seluruh dosen pengajar Jurusan Teknik Sipil ITS yang sudah memberikan ilmu. Serta seluruh staff dan karyawan Jurusan Teknik Sipil ITS.
4. Rekan – rekan mahasiswa serta semua pihak yang telah membantu penyusunan Tugas Akhir ini.

Penulis menyadari dalam pembuatan Tugas Akhir ini masih terdapat kekurangan, maka dari itu kritik dan saran yang membangun sangat diharapkan demi kesempurnaan dalam pembuatan laporan. Diharapkan Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat baik bagi penulis sendiri maupun umum.

Surabaya, Juli 2019

(Penulis)

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”

DAFTAR ISI

Abstrak	III
Abstrack	V
KATA PENGANTAR.....	VII
DAFTAR ISI.....	IX
DAFTAR GAMBAR	XIII
DAFTAR TABEL	XIX
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.2.1 Permasalahan Utama	3
1.2.2 Rincian Permasalahan	4
1.3 Tujuan.....	4
1.3.1 Umum	4
1.3.2 Khusus	4
1.4 Batasan Masalah.....	5
1.5 Manfaat.....	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1 Umum.....	7
2.2 Struktur Komposit	7
2.2.1 Balok Komposit.....	7
2.2.2 Kolom Komposit	8
2.3 Struktur Baja Tahan Gempa	10
2.3.1 MRF (Moment Resisting Frame)	10
2.3.2 CBF (Concentrically Braced Frame).....	11
2.3.3 SPSW (Steel Plate Shear Wall)	12
2.3.4 EBF (Eccentrically Braced Frame)	12
2.4 Pondasi	17
2.4.1 Pondasi Dangkal	18
2.4.2 Pondasi Dalam.....	19
BAB III METODOLOGI	21
3.1 Umum.....	21
3.2 Bagan Alir Pengerjaan Tugas Akhir.....	21
3.3 Metodologi Pengerjakan Tugas Akhir.....	22
3.3.1 Pengambilan Data dan Studi Literatur	22

3.3.2 Preliminary Design.....	23
3.3.3. Pembebanan.....	23
3.3.4 Perencanaan Struktur Sekunder.....	37
3.3.5 Permodelan dan Analisa Struktur Primer.....	38
3.3.6 Kontrol Desain.....	38
3.3.7 Perencanaan Sambungan.....	56
3.3.8 Perhitungan Struktur Bawah.....	60
3.3.9 Penggambaran Output Desain menggunakan Program Bantu.....	65
BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN.....	67
4.1 Struktur Sekunder.....	67
4.1.1 Perencanaan Pelat.....	67
4.2.2 Perencanaan Balok Anak.....	71
4.2.3 Perencanaan Balok <i>Lift</i>	82
4.2.4 Perencanaan Tangga.....	86
4.3 Permodelan Struktur.....	106
4.3.1 Penjelasan Umum.....	106
4.3.2 Pembebanan Struktur Utama.....	107
4.3.3 Pembebanan gempa dinamis.....	110
4.3.4 Kombinasi pembebanan.....	112
4.3.5 Kontrol desain.....	113
4.4 Perhitungan Struktur Primer.....	123
4.4.1 Perencanaan Link.....	123
4.4.2 Pengaku link.....	128
4.4.3 Balok diluar link.....	130
4.4.4 Perencanaan bresing.....	135
4.4.5 Perencanaan Balok Induk.....	140
4.4.6 Perencanaan Kolom.....	156
4.5 Perencanaan Sambungan.....	161
4.5.1 Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak.....	161
4.5.2 Sambungan Balok Tangga.....	168
4.5.3 Sambungan <i>bresing</i>	172
4.5.4 Sambungan balok induk dengan kolom.....	180
4.5.5 Sambungan antar kolom.....	185
4.5.6 Sambungan kolom dengan <i>base plate</i>	188

4.6 Perencanaan Struktur Bawah.....	194
4.6.1 Perencanaan <i>Basement</i>	194
4.6.2 Perencanaan Pondasi	208
4.6.3 Perencanaan Poer.....	222
4.6.4 Penulangan Poer	225
4.6.5 Perencanaan Kolom Pedestal Beton	232
4.6.6 Perencanaan Sloof Pondasi.....	237
4.6.7 Perencanaan Tulangan Tusuk Konde pada Tiang Pancang	240
BAB V PENUTUP	245
5.1 Kesimpulan.....	245
5.2 Saran.....	247
DAFTAR PUSTAKA.....	249
LAMPIRAN	251

"Halaman ini sengaja dikosongkan."

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Jenis-jenis Konfigurasi SRBE	2
Gambar 1. 2 Perbandingan kolom komposit dan kolom konvensional.....	3
Gambar 2. 1 Balok Komposit dengan Penghubung Geser.....	8
Gambar 2. 2 Balok Baja yang Diberi Selubung Beton.....	8
Gambar 2. 3 Profil Baja Berselubung Beton	9
Gambar 2. 4 Profil Baja Berintikan Beton	9
Gambar 2. 5 Contoh bentuk struktur rangka bresing eksentris ...	13
Gambar 2. 6 Gaya Yang Bekerja Pada Link	14
Gambar 2. 7 Mekanisme Energi Disipasi.....	16
Gambar 2. 8 Jenis Pondasi Dangkal	18
Gambar 2. 9 Jenis Pondasi Dalam.....	19
Gambar 3. 1 Bagan Alir Metodologi Tugas Akhir.....	22
Gambar 3. 2 Berat Sendiri Pada Struktur	24
Gambar 3. 3 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa	27
Gambar 3. 4 Koefisien risiko terpetakan, perioda respon spektral 0,2 detik.....	28
Gambar 3. 5 Koefisien risiko terpetakan, perioda respon spektral 1 detik.....	28
Gambar 3. 6 Grafik respons spectrum.....	34
Gambar 3. 7 Penentuan Simpangan Antar Tingkat	39
Gambar 3. 8 Potongan Balok Dengan Penghubung Geser Stud.....	46
Gambar 3. 9 Potongan Balok Dengan Penghubung Geser Baja Kanal	46
Gambar 3. 10 Base plate.....	59
Gambar 3. 11 Penampang Kritis Pada Pondasi	62
Gambar 3. 12 Tekanan aktif pasif tanah.....	64
Gambar 4. 1 Pelat Lantai Atap.....	67
Gambar 4. 2 Pelat Lantai 2-23.....	68
Gambar 4. 3 Pelat Lantai 1	70
Gambar 4. 4 Balok Anak Lantai Atap	71
Gambar 4. 5 Balok Anak Lantai 2-23	75

Gambar 4. 6 Balok Anak Lantai 1 (Lobby).....	78
Gambar 4. 7 Ilustrasi Dimensi Lift.....	82
Gambar 4. 8 Reaksi Pembebanan Balok Penggantung Lift.....	83
Gambar 4. 9 Denah Tangga.....	87
Gambar 4. 10 Sketsa Potongan Tangga.....	87
Gambar 4. 11 Pelat AnakTangga	88
Gambar 4. 12 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Merata	88
Gambar 4. 13 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terpusat.....	89
Gambar 4. 14 Pembebanan Pengaku Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Merata	90
Gambar 4. 15 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terpusat.....	91
Gambar 4. 16 Pelat Bordes dan Pembagian Balok Bordes.....	93
Gambar 4. 17 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terbagi Merata	93
Gambar 4. 18 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terpusat.....	94
Gambar 4. 19 Pembebanan Balok Bordes Tangga	95
Gambar 4. 20 Pembebanan pada balok utama tangga	99
Gambar 4. 21 Bidang Momen Balok Tangga Utama	100
Gambar 4. 22 Bidang Geser Balok Tangga Utama	100
Gambar 4. 23 Bidang Normal Balok Tangga Utama	101
Gambar 4. 24 Hasil Analisis Lendutan Balok UtamaTangga ...	102
Gambar 4. 25 Pembebanan Balok Penumpu Tangga	103
Gambar 4. 26 Denah Tangga.....	106
Gambar 4. 27 Potongan Tangga	106
Gambar 4. 28 Permodelan Struktur Gedung	107
Gambar 4. 29 Grafik Spektral Percepatan Gempa Surabaya.....	111
Gambar 4. 30 Elemen Balok Link	123
Gambar 4. 31 Balok Link Arah X	123
Gambar 4. 32 Balok Link Arah Y	126
Gambar 4. 33 Jarak Pengaku Link	129
Gambar 4. 34 Jarak Pengaku Link	130

Gambar 4. 35 Elemen Balok diluar Link.....	130
Gambar 4. 36 Posisi Balok Arah X yang ditinjau	130
Gambar 4. 37 Gaya dalam Balok Luar Link Arah X	131
Gambar 4. 38 Posisi Balok Arah Y yang ditinjau	133
Gambar 4. 39 Gaya dalam Balok Luar Link Arah Y	133
Gambar 4. 40 Elemen Bresing	135
Gambar 4. 41 Balok Induk Arah X yang ditinjau	140
Gambar 4. 42 Gaya Dalam Balok Induk Arah X Sebelum Komposit	140
Gambar 4. 43 Gaya Dalam Balok Induk Arah X Setelah Komposit	143
Gambar 4. 44 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif	144
Gambar 4. 45 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif	146
Gambar 4. 46 Shear Connector Balok Arah X	147
Gambar 4. 47 Balok Induk Arah Y yang ditinjau	148
Gambar 4. 48 Gaya Dalam Balok Induk Arah Y Sebelum Komposit	148
Gambar 4. 49 Gaya Dalam Balok Induk Arah Y Setelah Komposit	150
Gambar 4. 50 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif	152
Gambar 4. 51 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif	154
Gambar 4. 52 Shear Connector Balok Arah Y	155
Gambar 4. 53 Posisi kolom yang ditinjau	156
Gambar 4. 54 Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk	161
Gambar 4. 55 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk.....	163
Gambar 4. 56 Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk	164
Gambar 4. 57 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk.....	165

Gambar 4. 58 Sambungan Balok Anak Lobby dengan Balok Induk	166
Gambar 4. 59 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Lobby dengan Balok Induk.....	168
Gambar 4. 60 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga.....	169
Gambar 4. 61 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom	169
Gambar 4. 62 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom	171
Gambar 4. 63 Sambungan Bresing dengan Balok Link	172
Gambar 4. 64 Sambungan Bresing dengan Balok dan Kolom..	173
Gambar 4. 65 Detail Pelat Siku Sambungan Sayap Balok	174
Gambar 4. 66 Detail Pelat Siku Sambungan dengan Pelat Buhul	176
Gambar 4. 67 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok	178
Gambar 4. 68 Tampak Samping Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	180
Gambar 4. 69 Tampak Atas Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	181
Gambar 4. 70 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok Induk	182
Gambar 4. 71 Detail Sambungan Diaphragm Plat dengan Sayap Balok	185
Gambar 4. 72 Sambungan Antar Kolom Tampak Samping	186
Gambar 4. 73 Sambungan Antar Kolom Tampak Atas.....	186
Gambar 4. 74 Sambungan Kolom dengan <i>Base Plate</i>	188
Gambar 4. 75 Tampak Atas <i>Base Plate</i>	188
Gambar 4. 76 Arah Beban Sumbu X Pada <i>Base Plate</i>	191
Gambar 4. 77 Arah Beban Sumbu Y Pada <i>Base Plate</i>	192
Gambar 4. 78 Denah Dinding Penahan Tanah	195
Gambar 4. 79 Tampak Samping Dinding Penahan Tanah	195
Gambar 4. 80 Sketsa Beban Dinding Penahan Tanah.....	197
Gambar 4. 81 <i>Shearkey</i>	198
Gambar 4. 82 Balok Anak yang Direncanakan	202

Gambar 4. 83 Sambungan Balok Induk dan Balok Anak <i>Basement</i>	206
Gambar 4. 84 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Lobby dengan Balok Induk.....	208
Gambar 4. 85 Denah Pondasi	209
Gambar 4. 86 Grafik Antara Daya dukung Tanah dengan Kedalaman.....	215
Gambar 4. 87 Pondasi Tiang Pancang Tipe 1	216
Gambar 4. 88 Pondasi Tiang Pancang Tipe 2	217
Gambar 4. 89 Diagram Gaya Lateral Tiang	221
Gambar 4. 90 Area Kritis Geser Akibat Kolom	222
Gambar 4. 91 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang	224
Gambar 4. 92 Pembebanan Poer Tipe I (Arah Sumbu X	225
Gambar 4. 93 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 1 Sumbu X...226	
Gambar 4. 94 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 2 Sumbu X...226	
Gambar 4. 95 Pembebanan Poer Tipe I (Arah Sumbu Y)	227
Gambar 4. 96 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 1 Sumbu Y...228	
Gambar 4. 97 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 2 Sumbu Y...228	
Gambar 4. 98 Pembebanan Poer Kolom Tipe II (Arah Sumbu X)	229
Gambar 4. 99 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 1 Sumbu X...230	
Gambar 4. 100 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 2 Sumbu X.230	
Gambar 4. 101 Pembebanan Poer Kolom Tipe II (Arah Sumbu Y)	231
Gambar 4. 102 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 1 Sumbu X.232	
Gambar 4. 103 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 2 Sumbu X.232	
Gambar 4. 104 Diagram Interaksi Kolom 110/110 cm	234
Gambar 4. 105 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn	235
Gambar 4. 106 Penulangan Kolom Pedestal	237
Gambar 4. 107 Diagram Interaksi Sloof.....	238
Gambar 4. 108 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn	239
Gambar 4. 109 Penulangan Sloof.....	240
Gambar 4. 110 Diagram Interaksi Kolom Diameter 400 mm ...242	
Gambar 4. 111 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn	242

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Klasifikasi <i>Link</i>	16
Tabel 3. 1 Faktor keutamaan gempa.....	27
Tabel 3. 2 Klasifikasi Situs.....	30
Tabel 3. 3 Koefisien situs F_a	31
Tabel 3. 4 Koefisien situs F_v	31
Tabel 3. 5 Kategori resiko SDS.....	33
Tabel 3. 6 Kategori resiko SD1.....	33
Tabel 3. 7 Faktor R , C_d , dan Ω untuk system penahan gaya gempa	34
Tabel 3. 8 Nilai parameter perioda Pendekatan C_t dan x	35
Tabel 3. 9 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung	36
Tabel 3. 10 Simpangan Antar Tingkat Izin (SNI 1726:2012 Tabel 16).....	40
Tabel 4. 1 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Atap	74
Tabel 4. 2 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Lantai 2-23.....	78
Tabel 4. 3 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Lantai 1 (Lobby)	81
Tabel 4. 4 Perhitungan N Rata-Rata.....	110
Tabel 4. 5 Parameter Gempa Surabaya untuk Situs E.....	111
Tabel 4. 6 Faktor R^a , C_d^b , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa	112
Tabel 4. 7 Hasil Output dari ETABS	114
Tabel 4. 8 Partisipasi Massa Bangunan.....	115
Tabel 4. 9 Tabel 15 SNI 03-1726-2012.....	116
Tabel 4. 10 Perioda Struktur.....	116
Tabel 4. 11 Hasil Reaksi Dasar Struktur ETABS 2013.....	117
Tabel 4. 12 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa	118
Tabel 4. 13 Simpangan Antar Lantai yang Terjadi Akibat Beban Gempa	120
Tabel 4. 14 Kontrol Drift Arah X.....	121

Tabel 4. 15 Kontrol Drift Arah Y	122
Tabel 4. 16 Hasil Kontrol Sistem Ganda.....	123
Tabel 4. 17 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk.....	155
Tabel 4. 18 Rekapitulasi Dimensi Kolom	160
Tabel 4. 17 Perhitungan Momen Dinding Penahan Tanah.....	197
Tabel 4. 18 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada <i>Basement</i>	205
Tabel 4. 19 Daya Dukung Tanah Kedalaman 2 – 12 m	212
Tabel 4. 20 Daya Dukung Tanah Kedalaman 12,5 – 24 m	213
Tabel 4. 21 Daya Dukung Tanah Kedalaman 24,5 - 30 m	214
Tabel 4. 22 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1	216
Tabel 4. 23 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 2	217
Tabel 4. 24 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 1	219
Tabel 4. 25 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 2	220
Tabel 4. 26 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 1	221
Tabel 4. 27 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 2	221

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

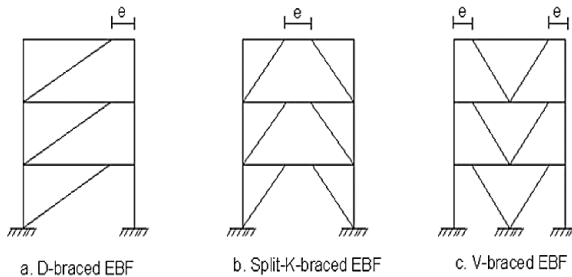
Kebutuhan lahan hunian yang semakin tinggi membuat pembangunan gedung bertingkat semakin meningkat. Secara sederhana permasalahan perumahan dan permukiman ini adalah tidak sesuai jumlah hunian yang tersedia jika dibandingkan dengan kebutuhan dan jumlah masyarakat yang akan menempatnya (*Ir. Siswono Yudohusodo, 1991*). Hunian dengan konsep pembangunan vertikal (gedung/apartemen) telah banyak diminati dibanding konsep pembangunan horizontal (perumahan) dikarenakan keterbatasan lahan.

Apartemen Arundaya Tower 2 Surabaya menggunakan struktur beton bertulang dengan sistem pengecoran ditempat. Struktur beton bertulang menjadi salah satu metode dalam membangun gedung. Pada struktur beton bertulang gaya tariknya dipikul oleh tulangan baja. Dalam pelaksanaan, pemasangan tulangan baja membutuhkan waktu yang lama. Dibutuhkan suatu metode yang lebih cepat dalam pelaksanaan suatu gedung karena tuntutan untuk menyelesaikan suatu proyek secara optimal. Maka dari itu, ada alternatif lain yang bisa digunakan untuk pemilihan metode struktur. Struktur komposit menjadi salah satu alternatif lain dalam membuat gedung bertingkat.

Struktur komposit merupakan struktur yang terdiri dari dua atau lebih material berbeda karakteristik yang berkerja bersama-sama untuk memikul beban yang berkerja pada suatu struktur sebagai satu kesatuan, dalam hal ini digunakan material baja dan beton. Kelebihan dari struktur komposit yang didapat dalam perencanaan adalah : (1) Penghematan berat struktur oleh baja. (2) Penampang profil balok yang lebih kecil. (3) Peningkatan kekakuan lantai. (4) Panjang bentang tertentu dapat lebih besar (*Salmon, 2009*). Perencanaan gedung Apartemen Arundaya Tower 2 Surabaya akan dimodifikasi dengan struktur komposit tipe *Concrete-Filled Steel Tube* (CFT) pada kolomnya.


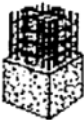


Salah satu kriteria dalam merancang struktur bangunan tinggi terutama untuk gedung adalah keselamatan (strength and ductile) dan kenyamanan (stiffness). Baja memiliki semua hal tersebut, dimana karakteristik baja identik dengan kekerasan, kekakuan, dan kekuatan tarik yang tinggi serta daktilitas (Fauzi, 2013). Salah satu bangunan baja yang dirancang tahan gempa adalah bangunan baja dengan menggunakan sistem rangka bresing eksentris.

Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE) adalah sistem dimana pengaku tidak terhubung ke perpotongan balok dan kolom melainkan terhubung ke balok dengan jarak “e” ke titik perpotongan balok dan kolom. Segmen balok pendek atau link ini memiliki daktilitas yang tinggi yang memastikan struktur memiliki perilaku inelastis serta penyerapan energi yang bagus (Popov dan Roeder, 1978). Kinerja dari balok link tersebut akan lebih maksimal jika elemen-elemen di luar dari balok link tersebut direncanakan lebih kuat. Konsep perencanaan SRBE yang berdasarkan keseimbangan mekanisme kelelahan akan mencegah terjadinya cara keruntuhan yang tidak diinginkan yaitu elemen-elemen struktur tidak mengalami penurunan kekakuan dan kekuatan saat struktur menerima beban lateral (Fihari, 2010).



Gambar 1. 1Jenis-jenis Konfigurasi SRBE
(Sumber : AISC,2010)

	RC structure	SRC structure	S structure	CFT structure
Flexibility	□	○	⊙	⊙
Rigidity, habitability	⊙	⊙	□	○
Fire resistance	⊙	⊙	□	○
Suitability for high-rise structures	□	○	⊙	⊙
Workability	○	□	⊙	⊙

⊙ Excellent ○ Good □ Fair				
	RC	SRC	S	CFT

Gambar 1. 2 Perbandingan kolom komposit dan kolom konvensional

(Sumber: Budiono & Nidiasari, 2010)

Berdasarkan latar belakang diatas, akan dilakukan modifikasi gedung Apartemen Arundaya Tower 2 Surabaya yang berlokasi di. Jl. Kenjeran No.504, Kalijudan, Mulyorejo, Kota Surabaya dengan ketinggian 24 lantai+1 Basement menggunakan struktur komposit baja-beton tipe *Concrete-Filled Steel Tube* (CFT) pada kolomnya dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE) konfigurasi rangka *inverted V-Braced*.

1.2 Rumusan Masalah

1.2.1 Permasalahan Utama

Bagaimana merencanakan modifikasi Apartemen Arundaya Tower 2 Surabaya menggunakan struktur baja komposit baja-beton dengan sistem rangka berpengaku eksentris dengan konfigurasi rangka *inverted V-Braced*?

1.2.2 Rincian Permasalahan

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* penampang elemen struktur Apartemen Arundaya Tower 2 Surabaya?
2. Bagaimana menghitung pembebanan yang terjadi?
3. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat, balok anak, balok lift, dan tangga?
4. Bagaimana memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu?
5. Bagaimana merencanakan bresing eksentris dan *link*?
6. Bagaimana merencanakan struktur primer yang terdiri dari balok dan kolom komposit?
7. Bagaimana merencanakan sambungan dan *base plate* pada struktur?
8. Bagaimana merencanakan pondasi dan *basement* yang sesuai dengan keadaan tanah yang ada?
9. Bagaimana mengilustrasikan hasil perencanaan struktur dalam gambar teknik?

1.3 Tujuan

1.3.1 Umum

Tujuan utama dari tugas akhir ini adalah mampu merencanakan gedung Apartemen Arundaya Tower 2 Surabaya menggunakan struktur baja komposit dengan sistem rangka bresing eksentris dengan konfigurasi rangka inverted V-Braced.

1.3.2 Khusus

1. Menentukan *preliminary design* penampang elemen struktur Apartemen Arundaya Tower 2 Surabaya
2. Menghitung pembebanan yang terjadi
3. Merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat, balok anak, balok lift, dan tangga
4. Memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu
5. Merencanakan bresing eksentris dan *link*
6. Merencanakan struktur primer yang terdiri dari balok dan kolom komposit

7. Merencanakan sambungan dan *base plate* pada struktur
8. Merencanakan pondasi dan *basement* yang sesuai dengan keadaan tanah yang ada
9. Mengilustrasikan hasil perencanaan struktur dalam gambar Teknik

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah pada tugas akhir ini, antara lain :

1. Menghitung 1 lantai *Basement*.
2. Tidak menghitung analisa biaya dan waktu serta tidak membahas metode pelaksanaan konstruksi.
3. Tidak mempertimbangan sistem sanitasi, *mechanical plumbing*, utilitas bangunan, dan *finishing*.
4. Tidak meninjau dari segi arsitektur.

1.5 Manfaat

Manfaat yang diperoleh dari modifikasi ini, antara lain :

1. Sebagai bahan masukan dan pertimbangan untuk perencanaan struktur baja komposit dengan sistem rangka bresing eksentris.
2. Memberikan alternatif sistem struktur yang tahan gempa.
3. Memberikan alternatif untuk perencanaan struktur selain beton bertulang.

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Struktur komposit baja-beton dalam pengaplikasiannya berperan sebagai elemen dari bangunan bisa sebagai kolom, balok dan pelat. Struktur balok komposit terdiri dari dua tipe, yaitu balok komposit dengan penghubung geser dan balok komposit terselubung beton. Kolom komposit dapat berupa pipa baja yang dicor beton atau baja profil yang terselimuti beton dengan tulangan longitudinal dan diikat dengan tulangan lateral. Pada struktur pelat komposit digunakan pelat beton yang bagian bawahnya diperkuat dek baja bergelombang. (Widiarsa & Deskata, 2007).

EBF merupakan konsep desain gabungan antara konsep daktilitas dan disipasi energi yang baik dari desain MRF dengan karakteristik kelakuan elastik yang tinggi dari desain CBF. EBF biasa disebut sebagai sistem *hybrid* antara sistem rangka pemikul momen dan CBF karena EBF mampu memikul kombinasi antara beban rangka dan truss.

2.2 Struktur Komposit

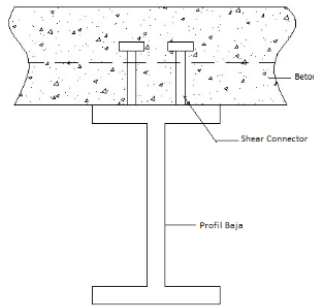
Struktur komposit merupakan struktur yang terdiri dari dua material atau lebih dengan sifat bahan yang berbeda dan membentuk satu kesatuan sehingga menghasilkan sifat gabungan yang lebih baik. Perencanaan komposit terdiri dari profil baja dan beton yang digabung dan bekerja sama, sehingga menghasilkan desain profil/elemen yang lebih ekonomis untuk memikul beban tekan atau lentur. Batang pemikul lentur disebut dengan balok komposit, sedangkan batang pemikul tekan disebut dengan kolom komposit.

2.2.1 Balok Komposit

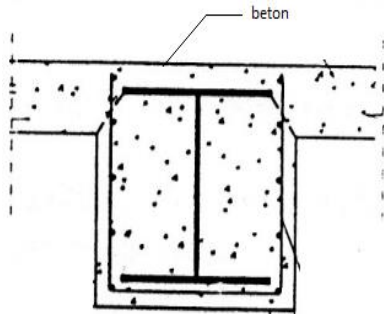
Balok adalah elemen struktur yang memikul beban yang bekerja tegak lurus dengan sumbu longitudinalnya. Hal ini akan menyebabkan balok melentur (Spiegel dan Limbrunner, 1998). Balok komposit adalah sebuah balok yang kekuatannya bergantung pada interaksi mekanis di antara dua atau lebih bahan. Pada dasarnya aksi komposit pada balok komposit dapat tercapai atau

tidaknya tergantung dari penghubung gesernya. Biasanya penghubung geser diletakan di sayap atas profil baja. Hal ini bertujuan untuk mengurangi terjadinya slip pada pelat beton dengan balok baja.

- Tipe-Tipe Balok Komposit antara lain:
 - a) Balok Komposit dengan penghubung geser (Gambar 2.1)
 - b) Balok baja yang diberi selubung beton (Gambar 2.2)



Gambar 2. 1 Balok Komposit dengan Penghubung Geser
(Sumber : Isdarmanu, Marwan, 2006)



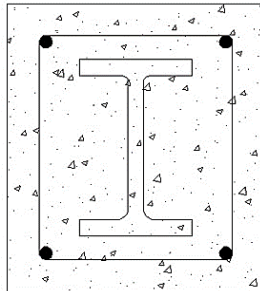
Gambar 2. 2 Balok Baja yang Diberi Selubung Beton
(Sumber : Isdarmanu, Marwan, 2006)

2.2.2 Kolom Komposit

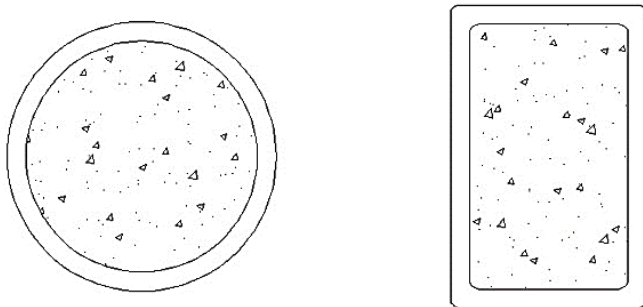
Kolom komposit dibuat dari baja profil yang terbungkus beton seluruhnya, atau dengan mengisi pipa baja dengan beton. Kolom komposit akan dapat menahan beban yang lebih besar

dibandingkan dengan kolom beton bertulang biasa dengan ukuran yang sama.

- Tipe-Tipe Kolom Komposit antara lain:
 - a) Kolom baja berselubung beton (Gambar 2.3)
 - b) Kolom baja berintikan beton (Gambar 2.4)



Gambar 2. 3 Profil Baja Berselubung Beton
(Sumber : Isdarmanu, Marwan, 2006)



Gambar 2. 4 Profil Baja Berintikan Beton
(Sumber : Isdarmanu, Marwan ,2006)

Struktur bangunan yang menggunakan komponen kolom struktur konvensional seperti beton bertulang, baja yang diperkuat beton SRC dan baja dapat juga direncanakan dan dilaksanakan dengan menggunakan kolom CFT dengan segala kelebihan yang dimilikinya dan ada saatnya penggunaan kolom CFT lebih

ekonomis dibanding jenis kolom lainnya (lihat gbr.2.2.), kolom CFT sangat cocok diterapkan pada gedung bertingkat tinggi dimana sifat *workability* dan *fleksibility* sangat dibutuhkan. Pada kolom CFT, beton yang di isi ke dalam pipa atau tabung baja dapat menambah kekuatan, kekenyalan dan kekakuan pipa atau tabung baja. Tipe kolom komposit CFT biasanya digunakan ketika elemen baja struktur secara kasat mata untuk alasan arsitektur, dan sifat ekonomis terwujud dengan berkurangnya penggunaan bekisting atau cetakan untuk beton.

2.3 Struktur Baja Tahan Gempa

Terdapat tiga jenis struktur baja tahan gempa yang terdiri dari MRF, *Steel Plate Shear Wall* (SPSW), dan *Braced Frame* (BF). Masing-masing jenis struktur tersebut memiliki karakteristik yang berbeda-beda. MRF mengutamakan terjadinya sendi plastis pada balok. BF memiliki diagonal *brace* yang berfungsi menahan gaya lateral. BF terbagi menjadi dua, yaitu CBF dan EBF. SPSW memiliki pelat baja yang menghubungkan balok dan kolom di sekitarnya.

2.3.1 MRF (Moment Resisting Frame)

Sistem rangka pemikul momen mempunyai kemampuan menyerap energi yang baik, tetapi memerlukan adanya simpangan antar lantai yang cukup besar supaya timbul sendi- sendi plastis pada balok yang akan berfungsi untuk menyerap energi gempa. Pada sistem MRF, sambungan antara balok ke kolom harus didesain cukup kuat untuk memperkuat kekuatan balok dan mengurangi resiko brittle pada sambungan balok kolom. Dengan rentang balok yang cukup lebar (tanpa pengaku), sistem MRF dapat memberikan deformasi yang cukup besar dibandingkan dengan jenis portal baja tahan gempa lainnya.

Berdasarkan daktilitasnya, MRF terbagi dalam 2 kategori, yaitu sistem rangka batang pemikul momen khusus (SRPMK) dan sistem rangka batang pemikul momen biasa (SRPMB). SRPMK adalah suatu struktur rangka batang pemikul momen yang dipasang secara horizontal. SRPMK didesain memiliki daktilitas yang tinggi dan pada sistem ini ada suatu segmen khusus yang terdiri dari

beberapa panel dengan batang-batangnya direncanakan mengalami deformasi inelastik yang cukup besar pada segmen khusus saat memikul gaya-gaya akibat beban gempa rencana. Deformasi inelastik akan meningkatkan damping dan mengurangi kekakuan (*stiffness*) dari struktur. SRPMB dapat mengalami deformasi inelastis yang terbatas pada komponen struktur dan sambungan-sambungannya akibat gaya gempa rencana. Pada SRPMB kekakuan lebih besar dibandingkan SRBPMK sehingga daktilitasnya lebih kecil.

2.3.2 CBF (Centrally Braced Frame)

CBF atau Sistem rangka bresing konsentris dapat meningkatkan kekakuan pada struktur gedung tingkat tinggi. Kekakuan merupakan hal yang perlu diperhatikan karena dapat menahan gaya beban lateral yang dapat menimbulkan momen lentur, puntir, geser dan aksial pada semua elemen struktur sehingga menyebabkan perlemahan pada struktur.

Sistem Rangka Bresing Konsentrik merupakan pengembangan dari sistem portal tidak berpengaku atau lebih dikenal dengan Moment Resisting Frames (MRF). Sistem Rangka Bresing Konsentrik dikembangkan sebagai sistem penahan gaya lateral dan memiliki tingkat kekakuan yang cukup baik. Hal ini bertolak belakang dengan sistem MRF yang hanya bisa digunakan sebagai penahan momen. Kekakuan sistem ini terjadi akibat adanya elemen pengaku yang berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi pada struktur. Sistem ini penyerapan energinya dilakukan melalui pelelehan yang dirancang terjadi pada pelat buhul. Sistem ini daktilitasnya kurang begitu baik sehingga kegagalannya ditentukan oleh tekuk bresing. Pengembangan daktilitas dilakukan melalui aksi yang terjadi pada bresing dengan cara:

1. Bresing leleh pada bagian yang tertarik.
2. Bresing mengalami tekuk pada bagian yang tertekan.

2.3.3 SPSW (Steel Plate Shear Wall)

Shear Wall atau dinding geser adalah salah satu elemen struktur berupa dinding vertikal menerus dari beton bertulang yang memiliki fungsi ganda, yaitu sebagai pemikul beban gravitasi dan beban lateral. Secara struktural dinding geser dapat dianggap sebagai balok kantilever vertikal yang terjepit bagian bawahnya pada pondasi atau basemen. Berdasarkan bahannya, dinding geser dibagi menjadi 2 yaitu dinding geser beton dan juga dinding geser plat baja atau biasa disebut SPSW.

Dinding geser plat baja (SPSW) adalah sebuah sistem penahan beban lateral yang terdiri dari plat baja vertikal padat yang menghubungkan balok dan kolom di sekitarnya yang terpasang sepanjang ketinggian struktur sehingga membentuk sebuah dinding penopang (Berman dan Bruneau, 2003). Dinding geser plat baja yang dikenakan beban inelastis siklik menunjukkan kekakuan, daktilitas yang tinggi, dan mampu mendisipasi energi dalam jumlah besar.

Secara umum, dinding geser plat baja terdiri dari dinding plat baja yang dikelilingi oleh kolom yang disebut *vertical boundary elements* (VBE), dan balok yang disebut *horizontal boundary elements* (HBE). Batang vertikal/kolom berfungsi sebagai *flens*, dinding geser berfungsi sebagai *web* dan batang horizontal/balok berfungsi sebagai pengaku/*stiffner*.

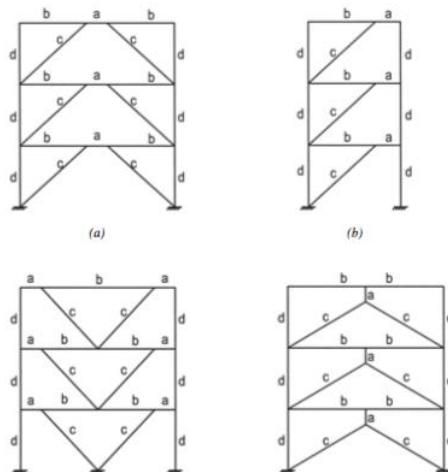
2.3.4 EBF (Eccentrically Braced Frame)

2.3.4.1 Pengertian

EBF merupakan suatu sistem struktur yang terdiri atas balok, kolom, dan pengaku dimana pengaku tersebut tidak terhubung ke perpotongan balok dan kolom melainkan terhubung ke balok dengan jarak “e” ke titik perpotongan balok dan kolom. Segmen balok pendek atau *link* ini memiliki daktilitas yang tinggi yang memastikan struktur memiliki perilaku inelastis serta penyerapan energi yang bagus (Popov dan Roeder, 1978). Kinerja dari balok *link* tersebut akan lebih maksimal jika elemen-elemen di luar dari balok *link* tersebut direncanakan lebih kuat.

EBF atau Sistem rangka bresing eksentris yang memiliki bentuk seperti pada gambar 2.5 merupakan sistem pengaku yang terpasang tepat pada perpotongan antara balok dengan kolom tetapi terhubung pada balok dengan jarak tertentu. Sistem rangka ini memiliki kekakuan elastic yang cukup tinggi, respon yang stabil saat terjadi beban siklis, dan daktilitas serta kapasitas disipasi energy yang sangat baik. Pada rangka bresing konsentris memiliki sifat kekakuan elastic sedangkan pada rangka pemikul momen memiliki sifat kemampuan disipasi energy yang baik. Dengan begitu system rangka bresing eksentris merupakan hibridasi dari kedua system tersebut. (Berman & Bruneau, 2007)

Menurut Guo dan Jin dalam jurnal oleh Meizuar, Burhanudin dan Burhanudin (2012), link pada system bresing eksentris hanya akan bekerja pada gempa berintensitas besar. Sedangkan untuk gempa berintensitas kecil sampai sedang, elemen pengaku eksentrik akan berperilaku layaknya rangka perpengaku konsentrik.



Gambar 2. 5 Contoh bentuk struktur rangka bresing eksentris
(AISC Seismic Provision for Structural Steel Building, 2010)

2.3.4.2 Gaya Dalam Pada *Link*

Link beam merupakan elemen balok pendek yang direncanakan mengalami kelelahan lebih awal pada saat bekerjanya beban lateral pada struktur. Pada bagian *link* ini bekerja gaya geser (*shear*) pada kedua ujung *link* dengan besar yang sama dan arah yang berlawanan. Gaya geser yang bekerja tersebut mengakibatkan momen pada kedua ujung *link* dengan besar dan arah yang sama, sehingga didapatkan persamaan $V_e = 2M$. Pada kasus ini *link* diasumsikan hanya dalam keadaan plastis biasa, tidak pada saat strain hardening dan tidak ada interaksi antara momen dan geser. Dalam keadaan tersebut, maka dapat dirumuskan sebagai berikut:

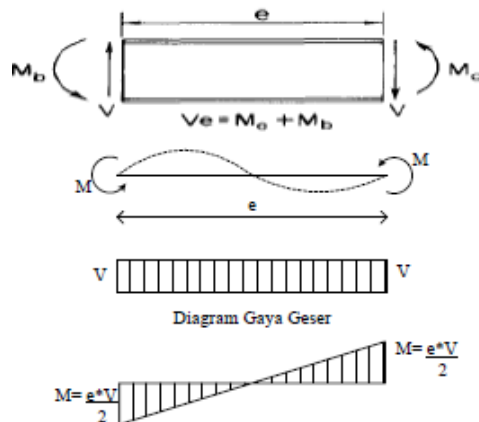
$$e = \frac{2M_p}{V_p} \quad (2.1)$$

Dimana:

e = Panjang *link*

M_p = Momen plastis ($Z_x \cdot f_y$)

V_p = Geser plastis ($0,6 \cdot f_y \cdot d \cdot t_w$)



Gambar 2. 6 Gaya Yang Bekerja Pada Link
(Sumber: Engelhardt dan Popov,1988)

2.3.4.3 Mekanisme Keruntuhan Pada *Link*

Semakin pendek *link*, maka semakin besar pengaruh gaya geser terhadap perilaku inelastik. Kelelahan geser terjadi seragam sepanjang *link*. Untuk *link* yang sangat pendek gaya geser *link* mencapai kapasitas geser plastis $V_p = 0.6 f_y d t_w$, sebelum momen ujung mencapai momen plastis $M_p = Z_x \cdot f_y$, dan *link* leleh akibat geser membentuk sebuah sendi geser. *Link* geser mempunyai sifat sangat daktil dengan kapasitas inelastik yang melebihi kapasitas geser badan, sehingga kegagalan buckling terjadi pada *web* (Yurisman, 2010).

Untuk *link* yang lebih panjang, momen ujung mencapai M_p membentuk sendi-sendi lentur sebelum terjadinya kelelahan geser. Mekanisme keruntuhan yang terjadi pada *link* panjang disebabkan karena deformasi lentur yang menyebabkan terjadinya kegagalan yang merupakan kombinasi dari terjadinya buckling pada sayap (*flens*), *compression buckling* pada badan (*web*) dan/atau lateral *torsional buckling*. Sebagai tambahan, akibat regangan yang sangat besar pada kedua ujung *link* maka besar kemungkinan terjadinya fracture pada sambungan las ujung pada saat terjadi mode keruntuhan batas (Budiono, 2010).

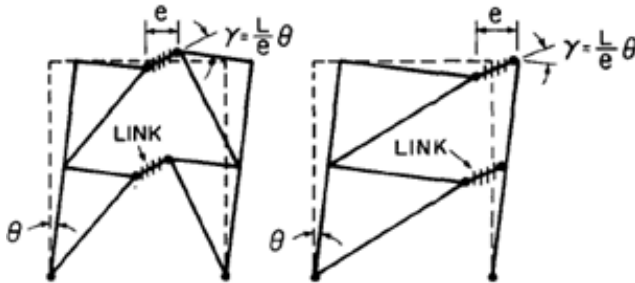
2.3.4.4 Mekanisme Energi Disipasi Pada *Link*

Menurut Engelhardt (2007) Pada desain struktur penahan gempa dengan EBF perlu diperhitungkan besar rotasi plastis yang akan dialami oleh *link*. Pada tahap ini lebih mudah menggunakan mekanisme disipasi energi (juga disebut mekanisme kehancuran). Gambar 2.3 menunjukkan mekanisme kehancuran dari EBF. Pada setiap kasus θ merupakan besar penyimpangan yang terjadi pada rangka, besar penyimpangan pada sendi plastis terhadap balok juga disimbolkan θ . Untuk EBF besar dari kebutuhan rotasi *link* (γ) harus lebih besar dari θ , dengan perumusan:

$$\gamma = \frac{L}{e} \theta \quad (2. 2)$$

Dimana:

- γ = Rotasi *link*
 L = Panjang balok
 e = Panjang *link*
 θ = Besar penyimpangan struktur



Gambar 2. 7 Mekanisme Energi Disipasi
(Sumber: Engelhardt dan Popov, 1988)

2.3.4.5 Jenis-Jenis *Link*

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

Tabel 2. 1 Klasifikasi *Link*

Jenis <i>Link</i>	Syarat <i>Link</i>	Rotasi	Jarak Pengaku Maksimum	Keterangan
Geser murni (<i>Short Link</i>)	$e \leq \frac{1,6M_p}{V_p}$	0,08	30.tw – d/5	Leleh pada <i>link</i> didominasi oleh geser penuh
Dominan geser (<i>Intermediate Link</i>)	$\frac{1,6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2,6M_p}{V_p}$	*Interpolasi Linier	1 dan 3 dipenuhi	Leleh pada <i>link</i> didominasi oleh geser
Dominan lentur (<i>Long Link</i>)	$\frac{2,6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{5M_p}{V_p}$	0,02	1,5 bf dari tiap ujung <i>link</i>	Leleh pada <i>link</i> didominasi oleh lentur
Lentur murni	$e \geq \frac{5M_p}{V_p}$		Tidak Memerlukan	Leleh pada <i>link</i> disebabkan oleh lentur

2.4 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 dibawah 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 dan beratnya bangunan atas, keadaan tanah dimana bangunan tersebut didirikan dan berdasarkan tinjauan dari segi ekonomi.

Semua konstruksi yang direncanakan, keberadaan pondasi sangat penting mengingat pondasi merupakan bagian terbawah dari bangunan yang berfungsi mendukung bangunan serta seluruh beban bangunan tersebut dan meneruskan beban bangunan itu, baik beban mati, beban hidup dan beban gempa ke tanah atau batuan yang berada dibawahnya. Bentuk pondasi tergantung dari macam bangunan yang akan dibangun dan keadaan tanah tempat pondasi tersebut akan diletakkan, biasanya pondasi diletakkan pada tanah yang keras.

Pondasi bangunan biasanya dibedakan atas dua bagian yaitu pondasi dangkal (*shallow foundation*) dan pondasi dalam (*deep foundation*), tergantung dari letak tanah kerasnya dan perbandingan kedalaman dengan lebar pondasi. Pondasi dangkal kedalamannya kurang atau sama dengan lebar pondasi ($D \leq B$) dan dapat digunakan jika lapisan tanah kerasnya terletak dekat dengan permukaan tanah. Sedangkan pondasi dalam digunakan jika lapisan tanah keras berada jauh dari permukaan tanah.

Pondasi dapat digolongkan berdasarkan kemungkinan besar beban yang harus dipikul oleh pondasi :

2.4.1 Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal disebut juga pondasi langsung, pondasi ini digunakan apabila lapisan tanah pada dasar pondasi yang mampu mendukung beban yang dilimpahkan terletak tidak dalam (berada relatif dekat dengan permukaan tanah). Beberapa contoh pondasi dangkal adalah sebagai berikut:

a) Pondasi Memanjang

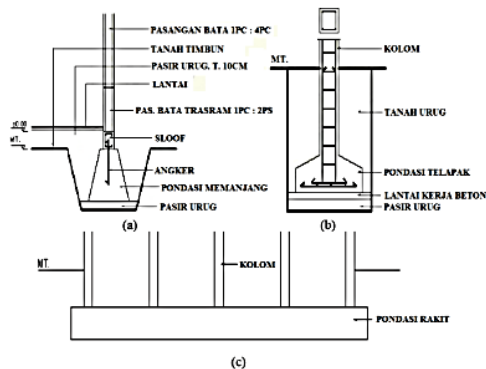
Pondasi yang digunakan untuk mendukung sederetan kolom yang berjarak dekat sehingga bila dipakai pondasi telapak sisinya akan terhimpit satu sama lainnya. (Gambar 2.8a).

b) Pondasi Telapak

Pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom atau pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit dibawah permukaan tanah. (Gambar 2.8b).

c) Pondasi Rakit

Pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak atau digunakan bila susunan kolom-kolom jaraknya sedemikian dekat disemua arahnya, sehingga bila menggunakan pondasi telapak, sisi- sisinya berhimpit satu sama lainnya. (Gambar 2.8c).



Gambar 2. 8 Jenis Pondasi Dangkal
(Sostrodarsono, Nakazawa.1984)

2.4.2 Pondasi Dalam

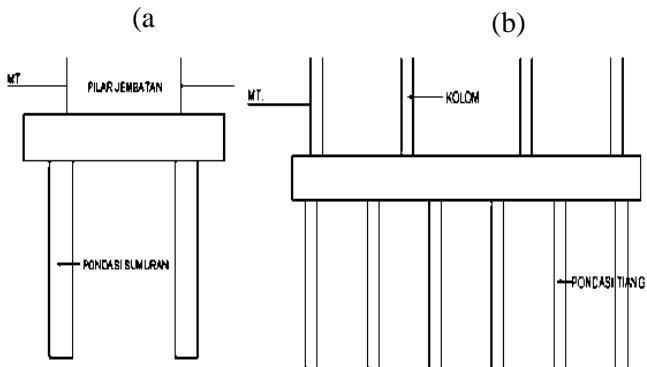
Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, seperti:

a) Pondasi Sumuran (*Pier Foundation*)

Pondasi sumuran merupakan pondasi peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam, dimana pondasi sumuran nilai kedalaman (D_f) dibagi lebar (B) lebih kecil atau sama dengan 4, sedangkan pondasi dangkal $D_f/B \leq 1$. (Gambar 2.7a).

b) Pondasi Tiang (*Pile Foundation*)

Pondasi tiang digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung bebannya dan tanah kerasnya terletak pada kedalaman yang sangat dalam. Pondasi tiang umumnya berdiameter lebih kecil dan lebih panjang dibanding dengan pondasi sumuran.



Gambar 2. 9 Jenis Pondasi Dalam
(*Sostrodarsono, Nakazawa.1984*)

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

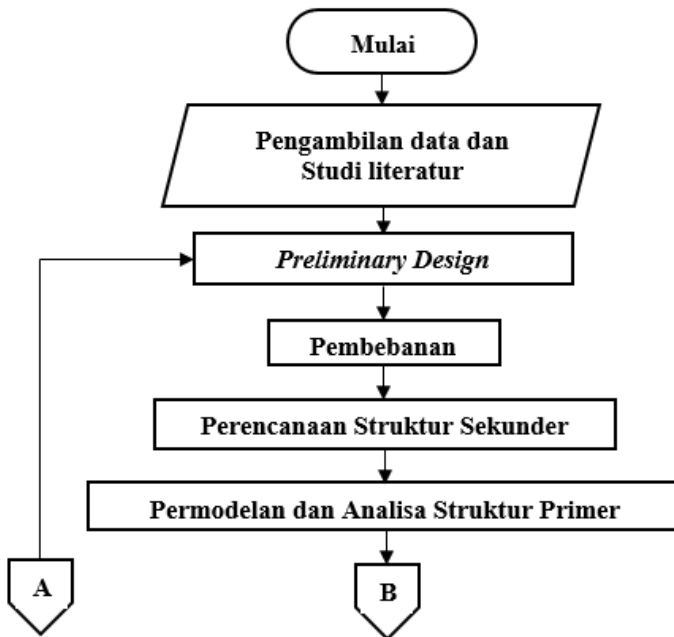
BAB III METODOLOGI

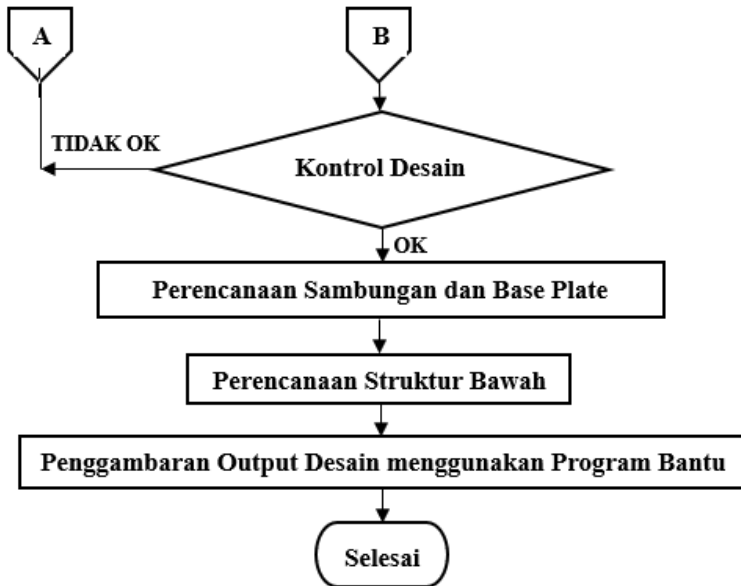
3.1 Umum

Sebelum mengerjakan tugas akhir, maka perlu disusun langkah-langkah Pengerjaan secara urut agar menghasilkan hasil sesuai dengan tujuan yang diinginkan dan dapat masalah yang ada. Urutan pelaksanaannya dimulai dengan pengumpulan literatur dan pedoman perancangan, sampai mencapai tujuan akhir dari analisa struktur yang akan disajikan.

3.2 Bagan Alir Pengerjaan Tugas Akhir

Langkah-langkah yang dilakukan untuk mengerjakan tugas akhir ini adalah :





Gambar 3. 1 Bagan Alir Metodologi Tugas Akhir.

3.3 Metodologi Pengerjakaan Tugas Akhir

Dari diagram diatas dapat dijelaskan metodologi yang dipakai dalam penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

3.3.1 Pengambilan Data dan Studi Literatur

Mencari data umum bangunan dan data gedung Apartemen Arundaya Tower 2 Surabaya. Data Umum Bangunan :

1. Nama Gedung : Apartemen Arundaya Tower 2 Surabaya
2. Lokasi : Jl. Kenjeran No.504, Kalijudan, Mulyorejo, Kota Surabaya
3. Fungsi : Gedung Apartemen
4. Jumlah : 48 Lantai+3 Basement (3 Tower)
5. Tinggi Gedung : + 155,1 meter
6. Struktur Utama : Struktur Beton Bertulang Konvensional

Studi terhadap literatur mengenai struktur baja komposit dengan menggunakan bresing eksentris dikaji guna menjadi acuan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.

3.3.2 Preliminary Design

Pada tugas akhir ini, struktur baja akan direncanakan menggunakan struktur komposit beton baja dengan sistem Rangka Berpengaku Eksentris (SRBE) dan struktur bawahnya menggunakan pondasi Bored Pile. Pemodelan struktur bresing baja direncanakan sistem rangka baja *Inverted - V brace*. Sistem ini dipilih karena memiliki geometri yang simetris sehingga terhindar dari masalah full moment connection pada kolom.

Adapun tugas akhir ini akan dimodifikasi perencanaannya menggunakan material baja dengan data-data sebagai berikut :

1. Nama Gedung : Apartemen Arundaya Tower 2 Surabaya
2. Lokasi Gedung : Jl. Kenjeran No.504, Kalijudan, Mulyorejo, Kota Surabaya
3. Fungsi Gedung : Gedung Apartemen
4. Tinggi Gedung : + 92,00 meter
5. Jumlah Lantai : 24 Lantai+1 Basement (1 Tower)
6. Struktur Utama : Balok Baja dengan kolom *Concrete Filled Steel Tube*
7. Sistem Struktur : Sistem Rangka Bresing Eksentrik konfigurasi *inverted V-braced*
8. Rencana Pondasi : Tiang Pancang

3.3.3. Pembebanan

Dalam melakukan perencanaan, dibutuhkan perhatian pada beban-beban yang terjadi pada bangunan tersebut, sehingga diperlukan suatu pendekatan yang mendekati keadaan sesungguhnya. Berikut jenis beban yang terjadi pada struktur bangunan.

3.3.3.1 Beban Mati

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 3.1.1 yang dimaksud 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. Serta berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 3.1.2, dalam menentukan beban mati untuk perancangan harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya, dengan ketentuan bahwa jika tidak ada informasi yang jelas, nilai yang harus digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang. Untuk detail pembebanan beban mati akan digunakan peraturan PPIUG 1983.

Nama bahan bangunan dan komponen gedung	Berat sendiri
Bahan bangunan	
Baja	7850 kg/m ³
Beton	2200 kg/m ³
Beton bertulang	2400 kg/m ³
Komponen gedung	
Adukan per cm tebal dari semen	21 kg/m ²
Aspal, per cm tebal	14 kg/m ²
Dinding setengah bata	250 kg/m ²
Plafond	11 kg/m ²
Penggantung langit – langit	7 kg/m ²
Penutup lantai tanpa adukan per cm tebal	24 g/m ²

Gambar 3. 2 Berat Sendiri Pada Struktur
(Sumber : PPIUG 1983)

3.3.3.2 Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 4.1 yang dimaksud 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. Serta berdasarkan SNI 1727:2013 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 (Lampiran)

3.3.3.3 Beban Angin

B Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 27.4.1, tekanan angin desain untuk SPBAU (Sistem Penahan Beban Angin Utama) bangunan gedung dari semua ketinggian harus ditentukan persamaan berikut:

$$p = qG C_p - q_i (G C_{pi}) \left(\frac{lb}{ft^2} \right) \left(\frac{N}{m^2} \right) \quad (3.1)$$

Dimana:

- qz = qz untuk dinding disisi angin datang yang diukur pada ketinggian z di atas permukaan tanah.
- qh = qh untuk dinding disisi angin pergi, dinding samping, dan atap diukur pada ketinggian h.
- qi = qi untuk dinding disisi angin datang, dinding samping, dinding disisi angin pergi, dan atap bangunan gedung tertutup untuk mengevaluasi tekanan internal negatif pada bangunan gedung tertutup sebagian.
- qi = qz untuk mengevaluasi tekanan internal positif pada bangunan gedung tertutup sebagian bila tinggi z ditentukan sebagai level dari bukaan tertinggi pada bangunan gedung yang dapat mempengaruhi tekanan internal positif. Untuk bangunan gedung yang terletak di wilayah berpartikel terbawa angin, kaca yang tidak tahan impact, harus diperlakukan sebagai bukaan sesuai dengan SNI 1727:2013 Pasal 26.10.3. Untuk menghitung tekanan internal positif, qi, secara konservatif boleh dihitung pada ketinggian h (qi=qh).
- G = faktor efek-tiupan angin, lihat SNI 1727:2013 Pasal 26.9.

C_p = koefisien tekanan eksternal dari SNI 1727:2013 Gambar 27.4-1, 27.4-2, 27.43.

($G_{C_{pi}}$) = koefisien tekanan eksternal dari SNI 1727:2013 Gambar 27.4-1, 27.4-2, 27.43.

q dan q_i harus dihitung dengan menggunakan eksposur yang ditetapkan dalam SNI 1727:2013 Pasal 26.7.3. Tekanan harus ditetapkan secara bersamaan pada dinding disisi angin datang dan disisi angin pergi pada permukaan atap seperti ditetapkan dalam SNI 1727:2013 Gambar 27.4-1, 27.4-2, dan 27.4-3.

3.3.3.4 Beban Gempa

a. Perencanaan Kategori Desain Seismik

Gempa rencana ditetapkan mempunyai periode ulang 2500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 2% selama umur gedung 50 tahun. Dalam perencanaan kategori desain seismik dapat dilihat pada SNI gempa 1726-2012. Perencanaan ini diperlukan untuk mengetahui batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, sehingga dapat diketahui jenis-jenis sistem struktur apa dan setinggi apa sebuah bangunan dapat dilakukan perencanaan lebih lanjut. Diketahui data-data sebagai berikut :

Nama Gedung : Apartemen Arundaya Tower 2 Surabaya

Jenis Gedung : Gedung Apartemen

Maka dilakukan perencanaan kategori seismik desain dengan langkah-langkah sebagai berikut :

1. Menentukan Kategori Resiko Bangunan (SNI 1726:2012 Pasal 4.1.2)

Kategori resiko bangunan dapat dilihat pada tabel 1 SNI 1726-2012 yang dapat dilihat pada Gambar berikut ini :

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

Gambar 3. 3 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa
(Sumber: SNI 1726-2012)

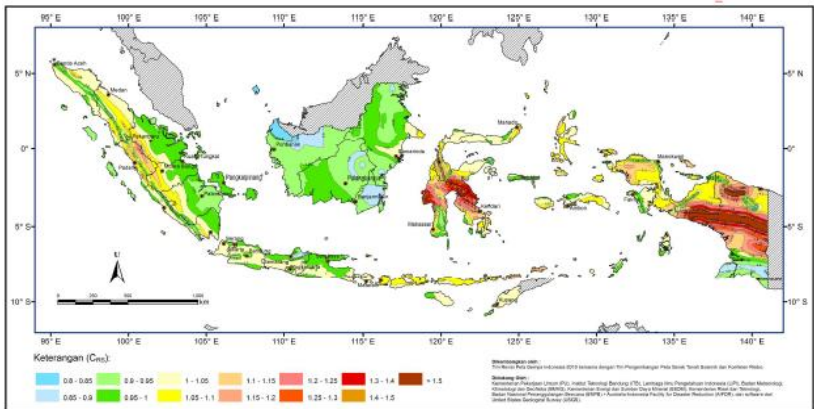
Kategori risiko bangunan berkaitan dengan fungsi dan jenis gedung yang tercantum pada tabel. Berdasarkan data tersebut didapat kategori risiko bangunan Gedung Apartemen Arundaya adalah Kategori Risiko II

2. Menentukan factor keutamaan gempa (SNI 1726:2012 Pasal 4.1.2)

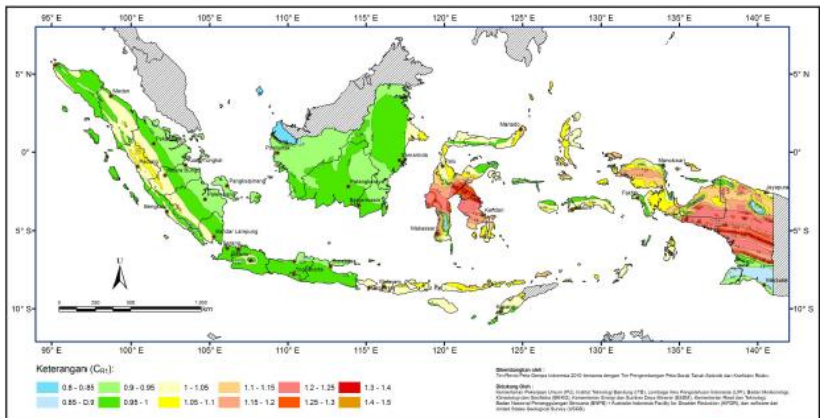
Tabel 3. 1 Faktor keutamaan gempa

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

3. Menentukan Parameter Percepatan Tanah



Gambar 3. 4 Koefisien risiko terpetakan, perioda respon spektral 0,2 detik



Gambar 3. 5 Koefisien risiko terpetakan, perioda respon spektral 1 detik

Berdasarkan gambar 3.4 dan 3.5 untuk Kota Surabaya didapatkan nilai sebagai berikut :

S_s : 0.6 – 0.7, Diambil nilai S_s : 0.7

S_1 : 0.25 – 0.3, Diambil nilai S_1 : 0.3

4. Menentukan Jenis Tanah (SNI 1726:2012 Pasal 5.3)

Jenis tanah dikelompokkan menjadi 6 bagian, dengan pembagiannya berdasarkan besaran percepatan rambat gelombang geser rata-rata (V_s), nilai hasil tes penetrasi standar rata-rata (N) dan kuat geser nilai rata-rata.

Pembagian kelas situs dapat dilihat di tabel 3.2

Tabel 3. 2 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)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat senditif, tnah tersementasi lemah Lempung sangat organik dan/ atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)		
	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: SNI 1726-2012)

5. Menentukan koefisien situs (SNI 1726:2012 Pasal 6.2)

Setelah jenis tanah ditentukan, dengan nilai S_s dan S_1 yang diperoleh dilangkah awal maka F_a dan F_v akan diperoleh melalui tabel

Tabel 3. 3 Koefisien situs F_a

Kelas Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS^B				

(Sumber: SNI 1729-2012)

Tabel 3. 4 Koefisien situs F_v

Kelas Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS^B				

(Sumber: SNI 1729-2012)

Berdasarkan perhitungan sebelumnya pada nomor 1, telah diketahui nilai S_s sebesar 0,7 dan S_1 sebesar 0,3. Sehingga dapat dilakukan penentuan F_a dan F_v sesuai dengan tabel 3.3 dan 3.4.

Jika nilai tidak terdapat pada tabel dilakukan perhitungan linear terhadap nilai yang ada. Sehingga didapatkan nilai sebagai berikut:

Fa : Interpolasi antara 1.4 – 1.2, didapat nilai Fa : 1,27

Fv : Interpolasi antara 2.0 – 1.8, didapat nilai Fv : 1,91

6. Menghitung SMS dan SM1 (SNI 1726:2012 Pasal 6.2)

Sms dan Sm1 (parameter spektrum respon percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini

$$\text{SMS} = \text{Fa} \cdot \text{Ss}$$

$$\text{SM1} = \text{Fv} \cdot \text{S1}$$

Berdasarkan data perhitungan sebelumnya pada nomor 5. Dilakukan perhitungan dengan rumus 3,2 dan 3,3 sehingga koefisiennya menjadi :

$$\text{SMS} = 1,27 \cdot 0,7 = 0,889$$

$$\text{SM1} = 1,91 \cdot 0,3 = 0,573$$

7. Menghitung parameter percepatan desain (SNI 1726:2012 Pasal 6.3)

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, SDS dan periode 1 detik

SD1 harus ditentukan melalui persamaan berikut:

$$\text{SDS} = 2/3 \text{ SMS}$$

$$\text{SD1} = 2/3 \text{ SM1}$$

Berdasarkan perhitungan sebelumnya pada nomor 6. Dilakukan perhitungan menggunakan rumus 3.4 dan 3.5 sehingga koefisiennya menjadi :

$$\text{SDS} = 2/3 \cdot 0,889 = 0,593$$

$$\text{SD1} = 2/3 \cdot 0,573 = 0,382$$

8. Menentukan kategori desain seismic (SNI 1726 :2012 Pasal 6.5)

Tabel 3. 5 Kategori resiko SDS

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

Tabel 3. 6 Kategori resiko SD1

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

Berdasarkan perhitungan sebelumnya. Dilakukan penentuan kategori desain seismik berdasarkan tabel 3.5 dan 3.6. sehingga diketahui data sebagai berikut :

S_{Ds} : 0,593 , (nilai $0,50 \leq S_{Ds}$)

S_{D1} : 0,382 . (nilai $0,2 \leq S_{D1}$)

Maka kategori desain seismiknya adalah D

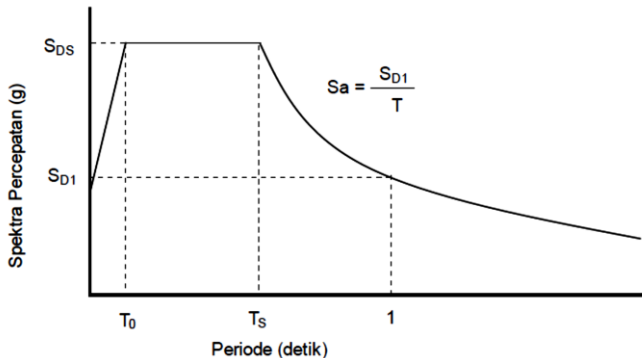
- 9. Menentukan faktor koefisien modifikasi respons (R), factor pembesaran defleksi (Cd) dan factor kuat lebih sistem (Ω_0) untuk sistem penahan gaya gempa (SNI 1726:2012 Pasal 7.2.2)**

Tabel 3. 7 Faktor R, Cd, dan Ω untuk system penahan gaya gempa

Sistem Penahan Gaya Gempa	Koefisien Respons Modifikasi, R	Faktor Kuat Lebih, Ω_0	Faktor Pembesaran Defleksi, Cd	Batasan Sistem Struktur Termasuk Batasan Tinggi Struktur				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	$2^{1/2}$	4	TB	TB	TB	TB	TB

10. Menentukan spectrum respon desain (SNI 1726:2012 Pasal 6.4)

Analisis modal respons spektrum dilakukan menggambar grafik respons spektrum rencana ke dalam program analisis struktur. Ketentuan mengenai penggambaran grafik respons spektrum.



Gambar 3. 6 Grafik respons spektrum

Pada periode $T < T_0$, respons spektra percepatan:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3. 6)$$

Pada periode $T_0 < T < T_s$, respons spektra percepatan:

$$S_a = S_{DS} \quad (3. 7)$$

Pada periode $T > T_s$, respons spektra percepatan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3. 8)$$

Dengan:

$$T_0 = \frac{0,2S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3. 9)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3. 10)$$

11. Melakukan analisis static ekivalen (SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2)

- Menentukan periode fundamental pendekatan, T_a (SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2.1)

$$T_a = C_t h_n^x \quad (3. 11)$$

Keterangan :

C_t , dan x = koefisien parameter waktu getar perkiraan (Tabel 3.8)

h_n = tinggi struktur

Tabel 3. 8 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 dilindungi 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 eksentris	0,0731	0,75
Rangak baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

- Menentukan batas periode struktur

$$T_a \leq T \leq C_u T_a \quad (3.12)$$

Keterangan :

T_a = periode fundamental perkiraan

C_u = koefisien untuk batas atas periode hasil perhitungan (Tabel 3.9)

Tabel 3. 9 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung

Parameter Percepatan Respon Spektral Desain Pada 1s, S_{DI}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

- Menghitung koefisien respon seismik

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.13)$$

Keterangan :

S_{DS} adalah percepatan spektrum respon desain dalam periode pendek

R adalah faktor modifikasi respon dalam tabel 3.7

I_e adalah faktor keutamaan hunian sesuai tabel 3.1

- Menghitung gaya dasar seismik

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

Dimana:

C_s adalah koefisien respons seismik

W adalah berat seismik menurut pasal 7.7.2 (SNI-1726-2012)

3.3.3.5 Kombinasi Pembebanan

Pembebanan sesuai dengan SNI 1727:2013, dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut:

1. 1,4 D
2. 1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r atau S atau R)
3. 1,2D + 1,6 (L_r atau S atau R) + (L atau 0,5W)
4. 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L_r atau S atau R)
5. 1,2D + 1,0W + L + 0,2S
6. 0,9D + 1,0W
7. 0,9D + 1,0E

3.3.3.6 Beban tanah

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 3.2.1, dalam perancangan struktur di bawah tanah, harus diperhatikan tekanan lateral tanah di sampingnya. Bila tidak ada beban tanah dalam laporan penyelidikan tanah yang disetujui oleh pihak yang berwenang, beban tanah yang diberikan dalam Tabel 3-1 harus dipakai sebagai beban lateral minimum.

Besarnya tegangan tanah horizontal secara umum adalah sebagai berikut:

- Tegangan tanah horizontal aktif:

$$\sigma' = \gamma' h K_a - 2c' \sqrt{K_a} \quad (3.15)$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (3.16)$$

- Tegangan tanah horizontal pasif:

$$\sigma' = \gamma' h K_p + 2c' \sqrt{K_p} \quad (3.17)$$

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (3.18)$$

Maka, besar tekanan tanah lateral dapat dihitung dengan menghitung luasan diagram tegangan tanah.

3.3.4 Perencanaan Struktur Sekunder

3.3.4.1 Perencanaan Balok Tangga

Direncanakan dan dikontrol sesuai SNI 1729:2015 sesuai dengan pasal F-1:

$$\emptyset Mn \geq Mu \quad (3.19)$$

$$\emptyset Vn \geq Vu \quad (3.20)$$

Dimana:

Mn = Momen nominal balok

Mu = Momen ultimate yang terjadi

3.3.4.2 Perencanaan Pelat Lantai

Dalam Perencanaan ini, direncanakan menggunakan pelat bondek sehingga pelat lantai didesain menjadi pelat satu arah.

3.3.4.3 Perencanaan Balok Penumpu dan Penggantung Lift

Direncanakan dan dikontrol sesuai SNI 1729:2015 sesuai dengan pasal F-1 sesuai dengan persamaan 3.19 dan 3.20

3.3.4.4 Perencanaan Balok Anak

Balok anak direncanakan dan dikontrol sesuai dengan SNI 1729:2015 sesuai dengan pasal F-1 sesuai dengan persamaan 3.19 dan 3.20

3.3.5 Permodelan dan Analisa Struktur Primer

Melakukan permodelan struktur menggunakan program bantu yang direncanakan sebagai struktur ruang 3 dimensi. Permodelan yang dilakukan meliputi keseluruhan struktur modifikasi dengan baja komposit untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada struktur utama.

3.3.6 Kontrol Desain

1.) Kontrol Partisipasi Massa

Analisis harus dilakukan untuk menentukan modes alami dari getaran untuk struktur yang dianalisis. Analisis harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus sekurang-kurangnya 90% (SNI 1726:2012 pasal 7.9.1).

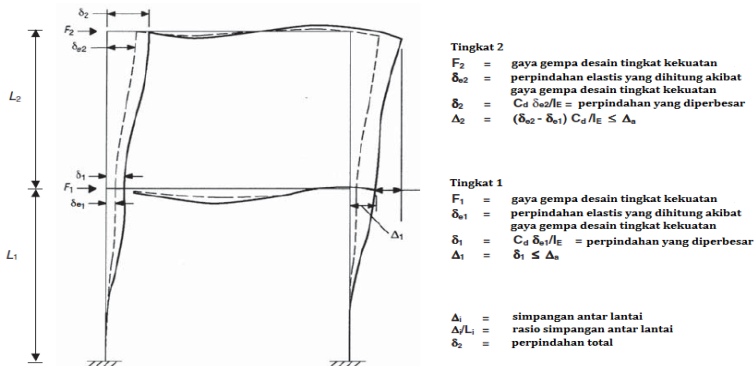
2.) Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Nilai gaya geser dasar hasil analisis respons spektrum, V_i , sebaiknya tidak kurang dari 85% (*fixed base*) dan 80% (*base isolation*) nilai gaya geser dasar hasil analisis statik ekuivalen, V . Bila nilai $V_i < V$, nilai V_i harus dikalikan dengan $0,85 V/V_i$ (SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1) dan $0,85 V/V_i$ (SNI 1726:2012 pasal 12.6.2.2)

3.) Kontrol Simpangan Antar Tingkat

Simpangan antar tingkat rencana harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Besarnya defleksi pada tingkat x , δ_x , dapat dihitung dengan Persamaan (3.25) (SNI 03:1726:2012 pasal 7.8.6). Sementara untuk perhitungan simpangan antar lantai ditunjukkan pada Gambar 3.4. Nilai simpangan antar lantai ini tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin, h_{sx} , pada Tabel 3.7.

$$(3.21) \quad \delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e}$$



Gambar 3. 7 Penentuan Simpangan Antar Tingkat

Tabel 3. 10 Simpangan Antar Tingkat Izin (SNI 1726:2012 Tabel 16)

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

3.3.6.1 Kontrol Desain Perencanaan Balok

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

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.22)$$

Dimana:

M_u = momen lentur terfaktor

ϕ = faktor reduksi = 0,9

M_n = kuat nominal dari momen lentur penampang

1) Kontrol Penampang

Untuk Sayap (*flange*) :

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

$$\lambda = \frac{b}{2tf} \leq \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.23)$$

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

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.24)$$

Untuk Badan (*web*) :

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

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \leq \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.25)$$

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

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.26)$$

Dimana :

bf = Lebar sayap

tf = Tebal sayap

h = Tinggi profil

tw = Tebal pelat badan

fy = Kuat leleh profil baja

fr = Tegangan tekan residual pada plat sayap

2) Kuat Nominal Lentur Penampang Dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Kelangsingan penampang kompak, tak kompak, dan langsing suatu komponen struktur yang memikul lentur, ditentukan oleh kelangsingan elemen-elemen tekannya. Untuk penampang yang digunakan dalam perencanaan balok pada struktur baja tahan gempa, kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal ditentukan berdasarkan Bab Pasal F (F2-F6) SNI 1729:2015.

- a. Penampang kompak

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (3. 27)$$

- b. Penampang non kompak

$$M_n = M_p - (M_p - 0,7F_y \cdot S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad (3. 28)$$

- c. Penampang langsing

$$M_n = \frac{0,9Ek_c - S_x}{\lambda^2} \quad (3. 29)$$

3) Kuat Nominal Lentur Penampang Dengan Pengaruh Tekuk Lateral

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

- a. Bentang pendek: $L_b \leq L_p$

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3. 30)$$

- b. Bentang menengah: $L_p < L_b < L_r$

$$M_n = C_b \cdot \left[M_p - 0,7F_y S_x \cdot \left(\frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3. 31)$$

- c. Bentang panjang : $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (3. 32)$$

4) 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 I2-a , kekuatan lentur positif desain, ϕM_n dan kekuatan lentur positif diizinkan M_n / Ω , harus ditentukan untuk keadaan batas leleh sebagai berikut:

$$\phi b = 0,9$$

$$\text{Untuk } \frac{h}{tw} \leq 3,76 x \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.33)$$

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

$$\text{Untuk } \frac{h}{tw} \geq 3,76 x \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.34)$$

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

b. Kuat Lentur Negatif

Sesuai dengan SNI 1729-2015 pasal I2-b, Kekuatan lentur negative harus ditentukan untuk penampang baja sendiri menurut persyaratan Bab F, atau ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh (momen plastis) dimana $\phi b = 0,9$.

5) Kekuatan Struktur Selama Pelaksanaan

Bila penopang sementara tidak dipergunakan selama pelaksanaan, penampang baja harus memiliki kekuatan yang cukup untuk mendukung semua beban yang digunakan sebelum beton mencapai 75% dari kekuatan yang disyaratkan $f'c$.

6) Kuat Geser Rencana

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

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.35)$$

Keterangan :

ϕ = Faktor tahanan = 0,90

V_n = Tahanan geser nominal plat badan

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

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v \quad (3.36)$$

Dengan ketentuan nilai C_v diambil sebagai berikut :

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

Maka, $C_v = 1.0$

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

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad (3.37)$$

c. Bila $\frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}}$

$$C_v = \frac{1.51 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 f_y} \quad (3.38)$$

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

$$\frac{h}{t_w} < 260 \quad (3.39)$$

Maka nilai $k_v = 5.0$

Keterangan :

A_w = Luas dari badan, tinggi keseluruhan dikalikan ketebalan badan

h = Jarak bersih antara sayap dikurangi jari-jari sudut

t_w = Ketebalan badan

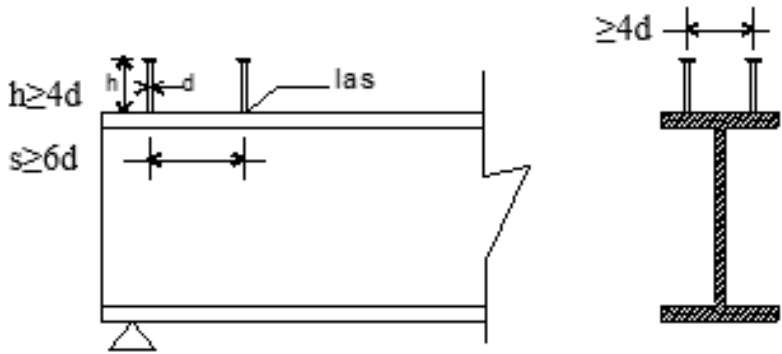
Sedangkan untuk balok komposit, yaitu balok yang terdiri dari profil baja dan beton digabung bersama untuk memikul beban lentur, memiliki prinsip dasar perhitungan antara lain

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

7) Shear Connector

a. Kekuatan *Shear-Connector* stud (paku)

$$Q_n = 0,5 A_{sc} \left(\sqrt{f_c'} \cdot E_c \right) r_s \leq A_{sc} \cdot f_u \quad (3.40)$$

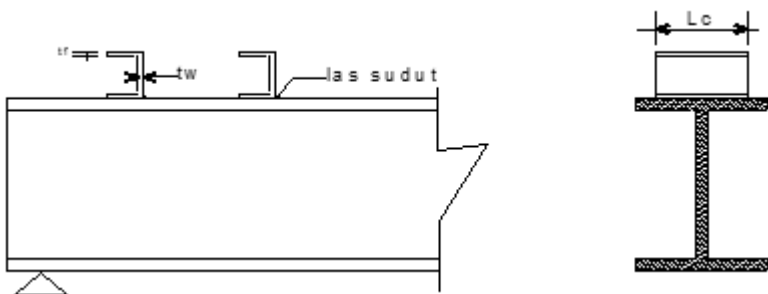


Gambar 3. 8 Potongan Balok Dengan Penghubung Geser Stud

Dimana:

 $r_s = 1,00$ untuk pelat beton biasa $r_s \leq 1,00$ untuk dek baja gelombang $A_{sc} =$ luas penampang *Shear-Connector* ($\frac{\pi}{4} \cdot d^2$) $E_c =$ Modulus elastisitas betonb. Kekuatan *Shear-Connector* baja kanal

$$Q_n = 0,3 (t_f + 0,5 t_w) L_c \sqrt{f_c' E_c} \quad (3.41)$$



Gambar 3. 9 Potongan Balok Dengan Penghubung Geser Baja Kanal

- c. Jumlah *Shear-Connector* yang dibutuhkan di sepanjang daerah tertentu

$$n = \frac{V_h}{Q_n} \quad (3.42)$$

Dimana:

V_h = Gaya geser horizontal total pada bidang kontak antara balok baja dan pelat beton yang harus ditransfer *Shear-Connector*.

Gaya Geser Horizontal Total (=Vh) → Pada Bidang Kontak Baja dengan Beton

- Pada daerah momen positif

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

- 1) $0,85 f_c' \cdot A_c \rightarrow$ beton
- 2) $A_s \cdot f_y \rightarrow$ profil baja
- 3) $\Sigma Q_n \rightarrow$ *shear connector*

- Pada daerah momen negatif

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

- 1) $A_r \cdot f_{yr}$
- 2) ΣQ_n

Dimana:

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).

3.3.6.2 Kontrol Desain Perencanaan Kolom Komposit

Kolom merupakan elemen struktur yang menerima gaya tekan. Kolom menahan beban aksial melalui titik centroid. Komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris akibat

beban terfaktor. Dalam perencanaan kolom, digunakan kolom komposit jenis Concrete Filled Steel Tube (CFT) yang menerima gaya kombinasi normal dan lentur.

1.) Kriteria Untuk Kolom Komposit Bagi Struktur Tekan

- Kontrol luas penampang minimum profil baja,

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 4\% \quad (3.43)$$

- Kontrol tebal minimum penampang baja berongga yang diisi beton,

$$t \geq b \times \sqrt{\frac{f_y}{3e}} \quad (3.44)$$

Kuat Nominal Tekan Kolom Komposit CFT.

Batasan rasio lebar terhadap ketebalan untuk elemen baja tekan harus ditentukan sesuai dengan jenis profilnya yaitu:

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (3.45)$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.46)$$

$$\lambda_r = 3 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (tak kompak)} \quad (3.47)$$

$$\lambda_r = 5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (maksimum yang diijinkan)} \quad (3.48)$$

Untuk komponen struktur komposit yang terisi

- Untuk Penampang Kompak

$$P_{nO} = P_p \quad (3.49)$$

Dengan

$$P_p = f_y A_s + C_2 f'_c (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.50)$$

- Untuk Penampang Non Kompak

$$P_{no} = Pp - \frac{Pp - Py}{(\lambda r - \lambda p)^2} (\lambda - \lambda p)^2 \quad (3.51)$$

Dengan

$$P_y = f_y A_s + 0,7 f'_c (A_c + A_s r \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.52)$$

- Untuk Penampang Langsing

$$P_{no} = f_{cr} A_s + 0,7 f'_c (A_c + A_r \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.53)$$

- Penampang Terisi Beton

$$f_{cr} = \frac{9 E_s}{(\frac{b}{t})^2} \quad (3.54)$$

Amplifikasi Momen

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

$$M_r = B_1 M_{ni} + B_2 M_i \quad (3.55)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t \quad (3.56)$$

Keterangan :

B_1 = Pengali untuk menghilangkan efek $P-\delta$, ditentukan untuk setiap komponen struktur yang menahan tekan dan lentur.

B_2 = Pengali untuk menghilangkan efek $P-\delta$, ditentukan untuk setiap tingkat dari struktur

M_{it} = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

M_{nt} = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

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

P_{it} = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

P_{nt} = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

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

- Pengali B1 untuk efek $P-\delta$

$$B1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{o1}}} \geq 1 \quad (3.57)$$

Dengan,

α = 1 (DFBK)

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

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M1}{M2} \right) \quad (3.58)$$

Dengan M1 dan M2 dihitung dari analisis orde pertama, adalah momen terkecil dan terbesar pada ujung-ujung bagian komponen.

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

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad (3.59)$$

Keterangan :

EI = kekakuan lentur yang diperlukan yang harus digunakan dalam analisis ($0,8\tau cEI$) bila digunakan dalam metode analisis langsung dengan τc adalah seperti ditetapkan pada bab C SNI 03-1729-2015 untuk panjang efektif dan metode analisis orde pertama

E = Modulus elastisitas baja = 200000 Mpa

I = Momen inersia bidang lentur, mm⁴

L = Panjang komponen struktur, mm

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

- Pengali B2 untuk efek $P-\delta$

$$B2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha P_{Story}}{P_{e Story}}\right)} \quad (3.60)$$

Dengan,

$$\alpha = 1 \text{ (DFBK)}$$

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

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

$$P_{e \text{ story}} = RM \frac{HL}{\Delta H} \quad (3.61)$$

Dengan,

$$Rm = 1 - 0,15 \left(\frac{P_{mf}}{P_{\text{storv}}} \right) \quad (3.62)$$

Dimana:

L = Tinggi tingkat, mm

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

ΔH = Simpangan tingkat dalam orde pertama

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

Momen Nominal

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

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.63)$$

Dimana :

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:

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (3.64)$$

$$\lambda_p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.65)$$

$$\lambda_r = 1,40 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.66)$$

Untuk Komponen Struktur Berpenampang kotak/persegi

- Untuk Penampang Kompak

$$M_n = Mp = f_y \cdot Z \quad (3.67)$$

- Untuk Penampang Nonkompak

$$M_n = Mp - (Mp - f_y S) \left[3,57 \frac{b}{tf} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4 \right] \leq Mu \quad (3.68)$$

- Untuk Penampang Langsing

$$M_n = f_y S_e \quad (3.69)$$

Dimana,

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

$$be = 1,92 \cdot tf \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(1 - \frac{0,38}{\frac{b}{tf}} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq b \quad (3.70)$$

2.) Kontrol Kombinasi Aksial dan Lentur

Perhitungan interaksi kekuatan aksial dan lentur diperhitungkan berdasarkan SNI 1729-2015 pasal I2 atau pasal H1.1

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

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1 \quad (3.71)$$

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

$$\frac{Pr}{2P_c} + \left(\frac{Mr_x}{M_{cx}} + \frac{Mr_y}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (3.72)$$

Dimana :

P_r = Kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, N

M_r = Kekuatan momen perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, Nmm

ϕ_c = faktor ketahanan untuk tekan = 0.90

ϕ_b = faktor ketahanan untuk lentur = 0.90

$P_c = \phi_c P_n$ = Kekuatan aksial desain, N

$M_c = \phi_b M_n$ = Kekuatan lentur desain, Nmm

3.3.6.3 Perencanaan Link

➤ Kuat Elemen Link Beam

Kekuatan (geser dan lentur) batas pada elemen link ditentukan dengan persamaan berikut:

$$M_p = Z_x F_y \quad (3.73)$$

$$V_p = 0,6 f_y (h - 2t_f) t_w \quad (3.74)$$

Keterangan:

M_p = Momen plastis penampang

Z_x = Modulus plastis penampang

f_y = Tegangan leleh penampang

V_p = Gaya geser plastis penampang

H = Tinggi penampang

t_f = Tebal flens

t_w = Tebal web

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

V_n = Kuat geser nominal *Link*, diambil yang terkecil dari V_p
 atau $2 M_p / e$
 V_p = $0,6 f_y (d - 2 \cdot t_f) t_w$
 ϕ = 0,9
 e = Panjang *link*

Sehingga Nilainya menjadi

$$\phi V_n = 0,6 f_y (h - 2 t_f) t_w \quad (3.75)$$

$$M_n = M_p$$

$$\phi M_n = M_u$$

$$\phi V_n = V_u$$

Keterangan:

M_n = Momen lentur rencana link

M_u = Momen lentur perlu

ϕ = faktor reduksi lentur 0,9

➤ Panjang Elemen Link

Ketentuan mengenai panjang link (e) adalah sebagai berikut:

- *Link geser (short links)* :

$$e \leq \frac{1,6 M_p}{V_p} \quad (3.76)$$

- *Link medium (intermediate links)*:

$$\frac{1,6 M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2,6 M_p}{V_p} \quad (3.77)$$

- *Link lentur (short links)*:

$$e \leq \frac{2,6 M_p}{V_p} \quad (3.76)$$

➤ **Sudut Rotasi Link Beam**

Sudut rotasi link beam seharusnya tidak melebihi nilai berikut:

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

➤ **Balok dan Bresing Diluar 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 $1,25.R_y.V_n$, dengan V_n ditentukan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.2. Kuat rencana batang bresing, seperti ditentukan pada Butir 11, harus lebih besar daripada kuat perlu yang disebutkan di atas.

Balok di luar *link* harus direncanakan memenuhi ketentuan sebagai berikut :

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 $R_y V_n$, dengan V_n ditentukan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.2. Kuat rencana balok di luar *link* ini dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan Butir 8 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 $f_y b_y t_f$.

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 SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.6.1. 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.

3.3.7 Perencanaan Sambungan

Melakukan perencanaan terhadap sambungan. Dalam perencanaan sambungan harus disesuaikan dengan bentuk struktur agar perilaku yang timbul tidak menimbulkan pengaruh yang buruk terhadap bagian struktur lain yang direncanakan. Perencanaan sambungan dalam Tugas Akhir ini berdasarkan SNI 1729-2015 BAB J :

3.3.7.1 Sambungan baut

- Kekuatan Tarik dan Geser dari Baut dan Bagian-Bagian Berulir

$$R_u \leq \phi R_n \quad (3.79)$$

$$R_n = F_n A_b \quad (3.80)$$

$$\phi = 0,75 \text{ (DFBK)}$$

- Kombinasi Gaya Tarik dan Geser dalam Sambungan Tipe Tumpuan

$$R_n = F'_n t A_b \quad (3.81)$$

$$F'_n t = 1.3 F_n t - \frac{F_n t}{\phi F_n v} f_{rv} \leq F_n t \quad (3.82)$$

Dimana:

$F_n t$ = Tegangan tarik nominal dari Tabel J3.2

$F_n v$ = Tegangan geser dari tabel J3.2

f_{rv} = Tegangan geser yang diperlukan menggunakan kombinasi DFBK

- Baut Kekuatan Tinggi dalam Sambungan Kritis Slip

$$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s \quad (3.83)$$

- Untuk lubang ukuran standar dan lubang slot pendek yang tegak lurus terhadap arah dari beban, $\emptyset = 10$
- Untuk lubang ukuran berlebih dan lubang slot pendek yang paralel terhadap arah dari beban, $\emptyset = 0,85$
- Untuk lubang slot panjang, $\emptyset = 0,70$

Dimana:

μ = Koefisien slip rata-rata untuk permukaan kelas A atau B yang sesuai atau seperti yang ditetapkan oleh pengujian

D_u = 1,13; suatu pengali yang mencerminkan rasio dari rata-rata pratarik baut terpasang terhadap pratarik baut minimum yang diisyaratkan. Penggunaan dari nilai-nilai lainnya dapat disetujui oleh insinyur yang memiliki izin bekerja sebagai perencana.

T_b = Gaya tarik minimum sarana penyambung yang diberikan Tabel J3.1, kips atau J3.1M, kN.

h_f = faktor pengisi, ditentukan sebagai berikut:

- Bila tidak ada pengisi atau dimana baut telah ditambahkan untuk mendistribusikan beban pada pengisi, $h_f = 1$
- Bila baut-baut tidak ditambahkan untuk mendistribusikan beban pada pengisi:
- Untuk satu pengisi antara bagian-bagian tersambung, $h_f = 1$
- Untuk dua atau lebih pengisi antara bagian-bagian tersambung, $h_f = 0,85$

N_s = Jumlah bidang slip yang diperlukan untuk mengizinkan sambungan dengan slip.

- Untuk Pelelehan Geser dari Elemen

$$R_n = 0,60F_y A_{gv} ; \emptyset = 1 \quad (3.84)$$

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

- Untuk Keruntuhan Geser dari Elemen

$$R_n = 0,60F_u A_{nv} ; \emptyset = 0,75 \quad (3.85)$$

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

- 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:

$$R_n = 0,60F_uA_{nv} + U_{bs}F_uA_{nt} \leq 0,60F_yA_{gv} + U_{bs}F_uA_{nt} \quad (3.86)$$

Dimana:

Bila tegangan tarik adalah merata, $U_{bs} = 1$; bila tegangan tarik tidak merata, $U_{bs} = 0,5$.

- Kontrol jarak baut

$$\text{Jarak tepi minimum} = 1,5 \text{ db} \quad (3.87)$$

$$\text{Jarak tepi maksimum} = (4tp + 100 \text{ mm}) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak minimum antar baut} = 3 \text{ db} \quad (3.88)$$

$$\text{Jarak maksimum antar baut} = 15 \text{ tp atau } 200 \text{ mm}$$

- Kontrol kekuatan pelat:

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,75 \times 0,6 \times Anv & (3.89) \\ \phi P_n &> V_n \end{aligned}$$

3.3.7.2 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

$$R_n = F_{nBW}A_{BM} \quad (3.90)$$

- Untuk Logam las

$$R_n = F_{nw}A_{we} \quad (3.91)$$

Dimana:

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

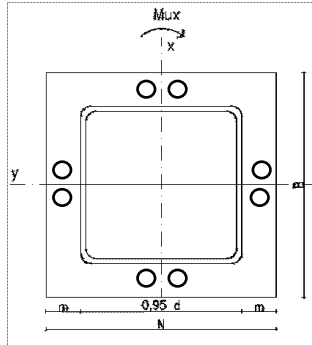
F_{nw} = tegangan nominal dari logam las, ksi (MPa)

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

A_{we} = luas efektif las, in² (mm²)

3.3.7.3 Perencanaan Base Plate

Perencanaan base plate dapat dihitung dengan menggunakan



Gambar 3. 10 Base plate

$$e = \frac{Mux}{Pu} \quad (3.92)$$

Akibat beban Pu

$$fpa = \frac{Pu}{BN} \quad (3.93)$$

Akibat beban Mux

$$fpb = \frac{6 Mux}{BN^2} \quad (3.94)$$

Tekanan Maksimal

$$fp(\max) = fpa + fpb \quad (3.95)$$

Menentukan Mupl

$$m = \frac{(N - 0,95 D)}{2} \quad (3.96)$$

$$Mupl = \left(fp(\max) - 2 fpb \frac{m}{N} \right) x \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 fpb \frac{m}{N} \right) \left(\frac{m^2}{3} \right) \quad (3.97)$$

Menentukan tebal *base plate*

$$t = \sqrt{\frac{4M_{upl}}{\phi f_y}} \quad (3.98)$$

3.3.8 Perhitungan Struktur Bawah

Pondasi umumnya berlaku sebagai elemen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Dalam perencanaan pondasi dipergunakan pondasi *bored pile* 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 *bored pile* tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung *bored pile* dalam kelompok

3.3.8.1 Perhitungan daya dukung bored pile tunggal

Perencanaan struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Data tanah yang digunakan adalah hasil dari SPT (*Soil Penetration Test*). Daya dukung tiang pada pondasi didapatkan dengan menggunakan persamaan:

$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.99)$$

$$Q_l = Q_p + Q_s \quad (3.100)$$

$$Q_p = C_n + A_{ujung} \quad (3.101)$$

$$Q_s = \sum C_{li} \times A_{si} \quad (3.102)$$

Dimana:

$SF = \text{Safety factor} = 3$

$C_n = 40\bar{N}$

$C_{li} = f_{si} = N/2 \text{ ton/m}^2$ untuk tanah lempung/lanau;
 $N/5 \text{ ton/m}^2$

Untuk tanah pasir

Asi = Luas selimut tiang pada segmen i = $o_i \times h_i$

3.3.8.2 Perencanaan daya dukung bored pile kelompok

Dalam penggunaan pondasi tiang kelompok, terjadi repatisi beban-beban yang bekerja pada tiang pancang. Untuk menghitung repatisi beban tersebut adalah sebagai berikut:

$$Pv = \frac{v}{n} \pm \frac{My \times Xi}{\sum_{i=1}^n (Xi)^2} \pm \frac{Mx \times Yi}{\sum_{i=1}^n (Yi)^2} \quad (3.103)$$

Dimana Xi dan Yi adalah koordinat sebuah tiang, dengan total n tiang.

Proses pemancangan dapat menurunkan kepadatan disekeliling tiang, sehingga perlu memperhitungkan jarak antar tiang dalam pondasi kelompok. Sebaiknya, jarak minimum antar tiang dalam kelompok adalah 2 s/d 2,5 diameter tiang dan harus dikoreksi terlebih dahulu dengan yang koefisien efisiensi Ce.

$$Ce = \frac{1 - \arctan(\frac{\emptyset S}{90^\circ})}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \quad (3.104)$$

Dimana:

\emptyset = Diameter tiang pancang

S = Jarak as ke as antar tiang dalam grup

m = Jumlah baris tiang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang dalam grup

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

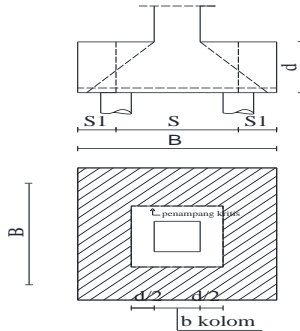
3.3.8.3 Perencanaan Tebal Poer

Untuk merencanakan tebal poer harus memenuhi syarat yaitu kuat geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons, dimana nilai Vc diambil dari persamaan :

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \quad (3. 106)$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \quad (3. 107)$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \quad (3. 108)$$



Gambar 3. 11 Penampang Kritis Pada Pondasi

dimana :

βc = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

b_o = keliling dari penampang kritis

Untuk memenuhi syarat akan kebutuhan tebal poer dapat dirumuskan sebagai berikut

$$\phi V_c > V_u \quad (3. 109)$$

dimana :

ϕ = 0,75

V_c = Kuat geser pons beton

V_u = Gaya geser akibat kolom

3.3.8.4 Perencanaan Penulangan Lentur

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad (3. 110)$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} \quad (3.111)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right) \quad (3.112)$$

$$As = \rho b d \quad (3.113)$$

3.3.8.5 Perencanaan Basement

1. Definisi dinding *basement*

Dinding pada *basement* harus dirancang agar kokoh dan kuat terhadap tekanan tanah dan air. Dinding pada *basement* akan direncanakan sebagai *retaining wall*. Struktur *basement* direncanakan menggunakan material beton bertulang dengan persyaratan sebagai berikut:

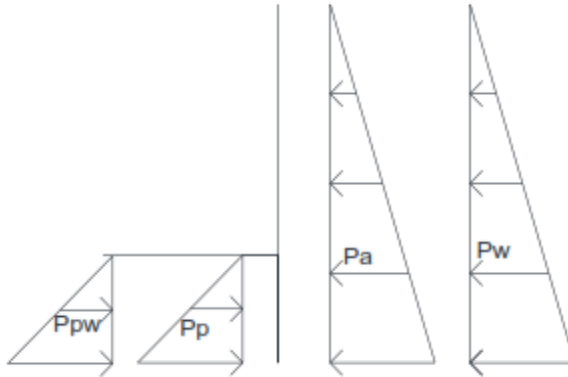
- Penulangan Dinding *Basement*
Penulangan dinding *basement* dihitung sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013.
- Kontrol ketebalan Dinding *Basement*
Ketebalan dinding *basement* dikontrol sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013.
- Penulangan Pelat Lantai *Basement*
Elevasi air tanah diasumsikan pada kondisi yang paling berbahaya, yaitu sama dengan permukaan tanah. Penulangan pelat lantai *basement* dihitung sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013

2. Perhitungan Struktur dinding *basement*

- Analisa terhadap stabilitas global
Berdasarkan metode fellenius untuk kasus ini lingkaran gelincir dibagi menjadi beberapa segmen dan lereng tersebut merupakan lereng jangka panjang maka digunakan rumus untuk faktor keamanan, yaitu:

$$Fk = \frac{\Sigma \text{momen penahan}}{\Sigma \text{momen guling}} > 1 \quad (3.114)$$

- Analisa terhadap stabilitas lokal



Gambar 3. 12 Tekanan aktif pasif tanah

$$Pa = \frac{1}{2} \gamma h^2 Ka - 2cH\sqrt{Ka} \quad (3. 115)$$

$$p = \frac{1}{2} \gamma h^2 Kp + 2cH\sqrt{Kp} \quad (3. 116)$$

$$Pw = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \quad (3. 117)$$

$$Fk = \frac{\Sigma \text{momen penahan}}{\Sigma \text{momen guling}} > 3 \quad (3. 118)$$

3. *Shearwall pada basement*

- Kuat aksial rencana dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.5.2.
- Perhitungan kuat geser yang disumbangkan oleh beton dihitung berdasarkan SNI 2847:2013, pasal 11.9.6.
- Penulangan geser dinding geser dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.2.2.

- Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.9.9 rasio tulangan geser horizontal terhadap luas beton bruto penampang vertikal tidak boleh kurang dari 0,0025.

3.3.9 Penggambaran Output Desain menggunakan Program Bantu

Hasil dari analisa struktur diatas divisualisasikan dalam gambar teknik. Dalam penggambaran ini menggunakan program AutoCAD 2015.

“Halaman ini sengaja dikosongkan.”

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

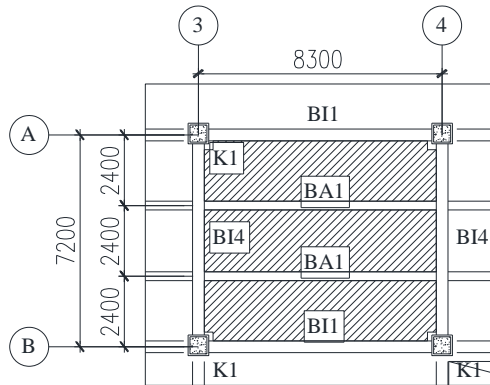
4.1 Struktur Sekunder

4.1.1 Perencanaan Pelat

Pada perencanaan lantai gedung ini menggunakan tabel perencanaan praktis dari *Super Floor Deck*. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Tebal = 0,75 mm
- Berat = 10,1 kg/m²
- Mutu baja tulangan U-48 ($f_y = 4800 \text{ kg/cm}^2$)

4.1.1.1 Perencanaan pelat atap



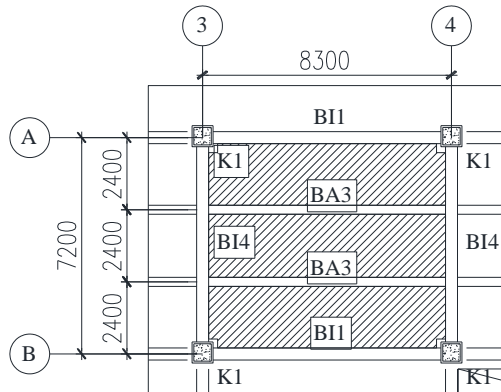
Gambar 4. 1 Pelat Lantai Atap

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

- Beban Mati
 - Berat aspal 2 cm (2x14) = 28 kg/m²
 - Berat spesi 1 cm = 21 kg/m²
 - Berat plafon + penggantung (11+7) = 18 kg/m²
 - Berat *waterproofing* = 5 kg/m²
 - Berat MEP = 25 kg/m² +
 - Total (q_D) = 97 kg/m²

- **Beban Hidup**
 - Lantai atap ($0,96 \text{ kN/m}^2$) = $97,89 \text{ kg/m}^2$
 - Total (q_L) = $97,89 \text{ kg/m}^2$
 - **Beban Berguna**
 - $q_u = q_D + q_L$
 - = $97 + 97,89$
 - = $194,89 \text{ kg/m}^2 \approx 200 \text{ kg/m}^2$
 - **Data-data perencanaan pelat bondek**
 - Bentang = $2,50 \text{ m}$
 - Beban berguna = 200 kg/m^2
 - Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat = 9 cm dan tulangan negatif ($A_s \text{ min}$) = $2,16 \text{ cm}^2/\text{m}$
 - **Digunakan wiremesh PT. Union Metal dengan mutu U-50**
Menentukan tulangan negatif
 - Konversi tulangan
 - $A_s \text{ pakai} = 2,16 \times \frac{4800}{5000} = 2,07 \text{ cm}^2/\text{m}$
 - Menentukan wiremesh pakai
- Dari Tabel Wiremesh produksi PT. Union Metal didapatkan menggunakan M6-100 mm ($A_s = 2,83 \text{ cm}^2/\text{m}$)
Sehingga, dipasang tulangan negatif M6-100 mm.

4.1.1.2 Perencanaan pelat lantai 2-23

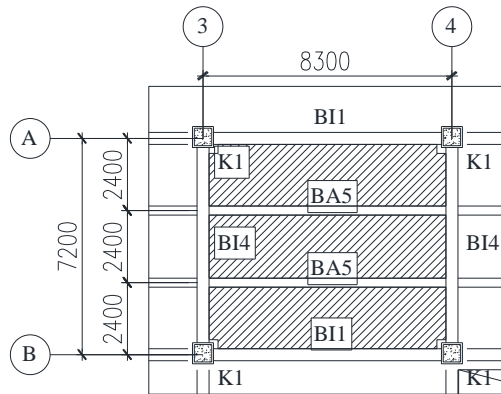


Gambar 4. 2 Pelat Lantai 2-23

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

- **Beban Mati**
 - Berat spesi 1 cm $= 21 \text{ kg/m}^2$
 - Berat keramik $= 24 \text{ kg/m}^2$
 - Berat plafon + penggantung (11+7) $= 18 \text{ kg/m}^2$
 - Berat MEP $= 25 \text{ kg/m}^2$ +
 - Total (q_D) $= 88 \text{ kg/m}^2$
- **Beban Hidup**
 - Lantai apartemen ($1,92 \text{ kN/m}^2$) $= 195,785 \text{ kg/m}^2$
 - Total (q_L) $= 195,785 \text{ kg/m}^2$
- **Beban Berguna**
 - $q_U = q_D + q_L$
 $= 88 + 195,785$
 $= 283,785 \text{ kg/m}^2 \approx 300 \text{ kg/m}^2$
- **Data-data perencanaan pelat bondek**
 - Bentang $= 2,50 \text{ m}$
 - Beban berguna $= 300 \text{ kg/m}^2$
 - Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat $= 9 \text{ cm}$ dan tulangan negatif ($A_s \text{ min}$) $= 2,65 \text{ cm}^2/\text{m}$
- **Digunakan wiremesh PT. Union Metal dengan mutu U-50**
Menentukan tulangan negatif
 - Konversi tulangan
 $A_s \text{ pakai} = 2,65 \times \frac{4800}{5000} = 2,544 \text{ cm}^2/\text{m}$
 - Menentukan wiremesh pakai
 Dari Tabel Wiremesh produksi PT. Union Metal didapatkan menggunakan M6-100 mm ($A_s = 2,83 \text{ cm}^2/\text{m}$)
 Sehingga, dipasang tulangan negatif M6-100 mm.

4.1.1.3 Perencanaan pelat lantai 1



Gambar 4. 3 Pelat Lantai 1

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

- **Beban Mati**
 - Berat spesi 1 cm $= 21 \text{ kg/m}^2$
 - Berat keramik $= 24 \text{ kg/m}^2$
 - Berat plafon + penggantung (11+7) $= 18 \text{ kg/m}^2$
 - Berat MEP $= 25 \text{ kg/m}^2$ +
 - Total (q_D) $= 88 \text{ kg/m}^2$
- **Beban Hidup**
 - Ruang public dan koridor $= 479 \text{ kg/m}^2$
 - Total (q_L) $= 479 \text{ kg/m}^2$
- **Beban Berguna**
 - $q_U = q_D + q_L$
 - $= 88 + 479$
 - $= 567 \text{ kg/m}^2 \approx 600 \text{ kg/m}^2$
- **Data-data perencanaan pelat bondek**
 - Bentang $= 2,50 \text{ m}$
 - Beban berguna $= 600 \text{ kg/m}^2$
 - Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat $= 9 \text{ cm}$ dan tulangan negatif (As min) $= 4,11 \text{ cm}^2/\text{m}$

- Digunakan wiremesh PT. Union Metal dengan mutu U-50
Menentukan tulangan negatif

- Konversi tulangan

$$A_s \text{ pakai} = 4,11 \times \frac{4800}{5000} = 3,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Menentukan wiremesh pakai

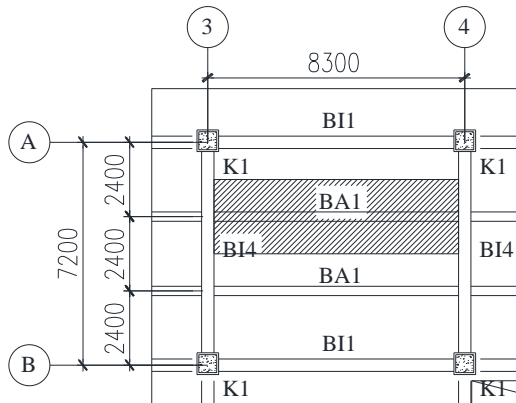
Dari Tabel Wiremesh produksi PT. Union Metal didapatkan menggunakan M8-100 mm ($A_s = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Sehingga, dipasang tulangan negatif M8-100 mm.

4.2.2 Perencanaan Balok Anak

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

4.2.2.1 Perencanaan balok anak lantai atap



Gambar 4. 4 Balok Anak Lantai Atap

Balok anak yang terletak pada atap direncanakan menggunakan profil WF 400x200x8x13, dengan data – data sebagai berikut:

$$\begin{array}{lll} W = 66 \text{ kg/m} & r = 16 \text{ mm} & h = d - 2(t_f + r) \\ A = 84,12 \text{ cm}^2 & Z_x = 1286 \text{ cm}^3 & = 342 \text{ mm} \end{array}$$

$d = 400 \text{ mm}$	$Z_y = 266 \text{ cm}^3$	$S_x = 1190 \text{ cm}^3$
$b_f = 200 \text{ mm}$	$i_x = 16,8 \text{ cm}$	$S_y = 174 \text{ cm}^3$
$t_w = 8 \text{ mm}$	$i_y = 4,54 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 13 \text{ mm}$	$I_x = 23700 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 1740 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

1. Perhitungan Pembebanan

Peraturan pembebanan pada struktur balok anak lantai atap ini menggunakan SNI 1727-2013 dan PPIUG 1983

- **Beban Mati**

- Berat pelat bondek	$= 10,1 \text{ kg/m}^2$
- Berat beton (0.09x2400)	$= 216 \text{ kg/m}^2$
- Berat aspal 2 cm (2x14)	$= 28 \text{ kg/m}^2$
- Berat plafon + penggantung (11+7)	$= 18 \text{ kg/m}^2$
- Berat MEP	$= 25 \text{ kg/m}^2$
Total	$= 297,1 \text{ kg/m}^2$

Berat perhitungan pelat lantai

$$\text{Total} \times \text{lebar pelat} = 297,1 \times 2,4 = 713,04 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Berat profil} &= 66 \text{ kg/m} + \\ &= 779,04 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Sambungan (10\%)} &= 77,904 \text{ kg/m} + \\ \text{Total (q}_D) &= 856,94 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- **Beban Hidup**

$$\begin{aligned} - \text{ Lantai atap (97,89} \times 2,4) &= 234,94 \text{ kg/m} \\ \text{Total (q}_L) &= 234,94 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- **Beban Berfaktor**

$$\begin{aligned} - q_U &= 1,2q_D + 1,6q_L \\ &= 1,2(856,94) + 1,6(234,94) \\ &= 1404,241 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

2. Gaya dalam pada balok anak atap

- **Momen yang terjadi**

$$- M_u = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1404,241 \times 8,3^2 = 12092,27 \text{ kgm}$$

- **Gaya geser yang terjadi**

$$- V_u = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 1404,241 \times 8,3 = 5827,6 \text{ kg}$$

3. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

- $\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \cdot 13} = 7,69$

- $\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,75$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7,69 < 10,75 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

- $\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{8} = 42,75$

- $\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 42,75 < 106,35 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

- $M_p = f_y \times Z_x$
 $= 2500 \times 1286$
 $= 3215000 \text{ kg.cm}$
 $= 32150 \text{ kg.m}$

- Cek kemampuan penampang

- $\phi_b \times M_n \geq M_u$
 $\phi_b \times M_n = 0,9 \times 32150$
 $= 28935 \text{ kg.m} > 12092,27 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$

- Kontrol Tekuk Lateral

Jarak penahan Lateral (L_b) berdasarkan panjang antar *shear connector* pada brosur perencanaan bondek yaitu 40 cm.

$$L_b = 40 \text{ cm}$$

$$L_p = 226,003 \text{ cm}$$

$$L_r = 658,357 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p \text{ (Bentang pendek)}$$

- Cek kemampuan penampang

- $M_u \leq \phi_b M_n$
 $12092,27 \leq 0,9 \times 32150$
 $12092,27 \text{ kgm} \leq 28935 \text{ kgm} \text{ (OK)}$

4. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

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

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,36$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6F_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 27,36 \times 1 \\ &= 41040 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$V_u \leq 1 V_n$$

$$5827,6 \text{ kg} \leq 41040 \text{ kg (OK)}$$

5. Kontrol lendutan

$$L = 830 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{830}{360} = 2,306 \text{ cm}$$

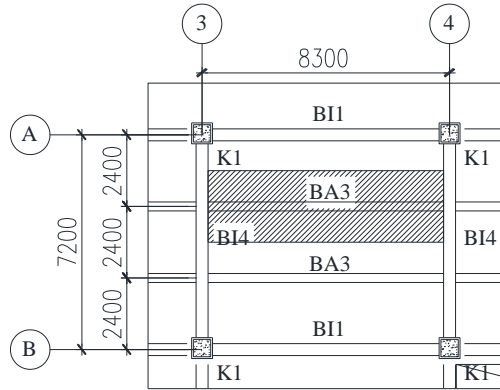
$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(10,919) \times 830^4}{2000000 \times 23700} = 1,42 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 1,42 \text{ cm} < 2,306 \text{ cm (OK)}$$

Tabel 4. 1 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Atap

Kode Gambar	Bentang		Profil yang digunakan
	Panjang Balok	Jarak Antar Balok	
	(m)	(m)	
BA 5	8,3	2,4	WF 400x200x8x13
BA 6	7,2	2,075	WF 400x200x8x13

4.2.2.2 Perencanaan balok anak lantai 2-23



Gambar 4. 5 Balok Anak Lantai 2-23

Balok anak yang terletak pada atap direncanakan menggunakan profil WF 400x200x8x13, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 66 \text{ kg/m}$	$r = 16 \text{ mm}$	$h = d - 2(tf + r)$
$A = 84,12 \text{ cm}^2$	$Z_x = 1286 \text{ cm}^3$	$= 342 \text{ mm}$
$d = 400 \text{ mm}$	$Z_y = 266 \text{ cm}^3$	$S_x = 1190 \text{ cm}^3$
$bf = 200 \text{ mm}$	$i_x = 16,8 \text{ cm}$	$S_y = 174 \text{ cm}^3$
$tw = 8 \text{ mm}$	$i_y = 4,54 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$tf = 13 \text{ mm}$	$I_x = 23700 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 1740 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

1. Perhitungan Pembebanan

Peraturan pembebanan pada struktur balok anak lantai atap ini menggunakan SNI 1727-2013 dan PPIUG 1983

- **Beban Mati**

- Berat pelat bondek	$= 10,1 \text{ kg/m}^2$
- Berat beton (0.09x2400)	$= 216 \text{ kg/m}^2$
- Keramik	$= 24 \text{ kg/m}^2$
- Berat spesi 1 cm	$= 21 \text{ kg/m}^2$
- Berat plafon + penggantung (11+7)	$= 18 \text{ kg/m}^2$
- Berat MEP	$= 25 \text{ kg/m}^2$
Total	$= 314,1 \text{ kg/m}^2$

Berat perhitungan pelat lantai

$$\text{Total x lebar pelat} = 314,1 \times 2,4 = 753,84 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil} = 66 \text{ kg/m} +$$

$$= 819,84 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sambungan (10\%)} = 81,984 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Total (q}_D) = 901,82 \text{ kg/m}$$

- **Beban Hidup**

- Lantai Hunian ($195,79 \times 2,4$) = 469,89 kg/m

$$\text{Total (q}_L) = 469,89 \text{ kg/m}$$

- **Beban Berfaktor**

- $q_U = 1,2q_D + 1,6q_L$

$$= 1,2(901,82) + 1,6(469,89)$$

$$= 1834,005 \text{ kg/m}$$

2. Gaya dalam pada balok anak atap

- **Momen yang terjadi**

- $M_u = \frac{1}{8} x q_U x L^2 = \frac{1}{8} x 1834,005 x 8,3^2 = 15793,077 \text{ kgm}$

- **Gaya geser yang terjadi**

- $V_u = \frac{1}{2} x q_U x L = \frac{1}{2} x 1834,005 x 8,3 = 7611,12 \text{ kg}$

3. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- **Pelat sayap**

- $\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 13} = 7,69$

- $\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,75$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7,69 < 10,75 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- **Pelat badan**

- $\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{8} = 42,75$

- $\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 42,75 < 106,35 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$
 - $M_p = f_y \times Z_x$

$$= 2500 \times 1286$$

$$= 3215000 \text{ kg.cm}$$

$$= 32150 \text{ kg.m}$$
 - Cek kemampuan penampang
 - $\phi_b \times M_n \geq M_u$

$$\phi_b \times M_n = 0,9 \times 32150$$

$$= 28935 \text{ kg.m} > 12092,27 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$
 - Kontrol Tekuk Lateral

Jarak penahan Lateral (L_b) berdasarkan panjang antar *shear connector* pada brosur perencanaan bondek yaitu 40 cm.

$$L_b = 40 \text{ cm}$$

$$L_p = 226,003 \text{ cm}$$

$$L_r = 658,357 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p \text{ (Bentang pendek)}$$
 - Cek kemampuan penampang
 - $M_u \leq \phi_b M_n$

$$12092,27 \leq 0,9 \times 32150$$

$$12092,27 \text{ kgm} \leq 28935 \text{ kgm (OK)}$$
4. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser
- $$\frac{h}{tw} = \frac{342}{8} = 42,75$$
- $$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,36$$
- $$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$
- $$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$
- $$= 0,6 \times 2500 \times 27,36 \times 1$$
- $$= 41040 \text{ kg}$$
- $$V_u \leq \phi_v V_n$$
- $$V_u \leq 1 V_n$$
- $$7611,12 \text{ kg} \leq 41040 \text{ kg (OK)}$$

5. Kontrol lendutan

$$L = 830 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{830}{360} = 2,306 \text{ cm}$$

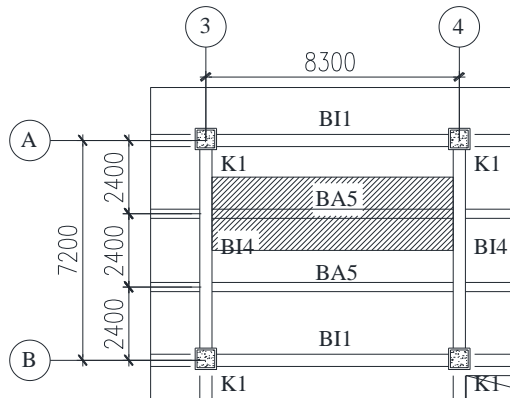
$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(13,717) \times 830^4}{2000000 \times 23700} = 1,79 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 1,79 \text{ cm} < 2,306 \text{ cm} \text{ (OK)}$$

Tabel 4. 2 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Lantai 2-23

Kode Gambar	Bentang		Profil yang digunakan
	Panjang Balok	Jarak Antar Balok	
	(m)	(m)	
BA 3	8,3	2,4	WF 400x200x8x13
BA 4	7,2	2,075	WF 400x200x8x13

4.2.2.3 Perencanaan balok anak lantai 1 (Lobby Area)



Gambar 4. 6 Balok Anak Lantai 1 (Lobby)

Balok anak yang terletak pada atap direncanakan menggunakan profil WF 500x200x11x19, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 103 \text{ kg/m}$	$r = 20 \text{ mm}$	$h = d - 2(t_f + r)$
$A = 131,3 \text{ cm}^2$	$Z_x = 2462 \text{ cm}^3$	$= 428 \text{ mm}$
$d = 506 \text{ mm}$	$Z_y = 398 \text{ cm}^3$	$S_x = 2230 \text{ cm}^3$
$b_f = 201 \text{ mm}$	$i_x = 20,7 \text{ cm}$	$S_y = 257 \text{ cm}^3$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$i_y = 4,43 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 19 \text{ mm}$	$I_x = 56500 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 2580 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

1. Perhitungan Pembebanan

Peraturan pembebanan pada struktur balok anak lantai atap ini menggunakan SNI 1727-2013 dan PPIUG 1983

- **Beban Mati**

- Berat pelat bondek	$= 10,1 \text{ kg/m}^2$
- Berat beton (0.09x2400)	$= 216 \text{ kg/m}^2$
- Keramik	$= 24 \text{ kg/m}^2$
- Berat spesi 1 cm	$= 21 \text{ kg/m}^2$
- Berat plafon + penggantung (11+7)	$= 18 \text{ kg/m}^2$
- Berat MEP	$= 25 \text{ kg/m}^2$
Total	$= 314,1 \text{ kg/m}^2$

Berat perhitungan pelat lantai

Total x lebar pelat = $314,1 \times 2,4 = 753,84 \text{ kg/m}$

Berat profil $= 103 \text{ kg/m} + 856,84 \text{ kg/m}$

Sambungan (10%) $= 85,684 \text{ kg/m} +$

Total (q_D) $= 942,52 \text{ kg/m}$

- **Beban Hidup**

- Lantai Lobby (479x2,4) $= 1149,6 \text{ kg/m}$

Total (q_L) $= 1149,6 \text{ kg/m}$

- **Beban Berfaktor**

- $q_U = 1,2q_D + 1,6q_L$
 $= 1,2(942,52) + 1,6(1149,6)$
 $= 2970,39 \text{ kg/m}$

2. Gaya dalam pada balok anak atap

- **Momen yang terjadi**

- $M_u = \frac{1}{8} q_U x L^2 = \frac{1}{8} \times 2970,39 \times 8,3^2 = 25578,76 \text{ kgm}$

- Gaya geser yang terjadi
 - $V_u = \frac{1}{2} x q_U x L = \frac{1}{2} x 2970,39 x 8,3 = 12327,114 \text{ kg}$
- 3. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
 - Pelat sayap
 - $\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{201}{2 \times 19} = 5,29$
 - $\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,75$
 - $\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 5,29 < 10,75 \rightarrow$ Penampang Kompak
 - Pelat badan
 - $\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{428}{11} = 38,91$
 - $\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$
 - $\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 38,91 < 106,35 \rightarrow$ Penampang Kompak
 - Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$
 - $M_p = f_y \times Z_x$
 $= 2500 \times 2462$
 $= 6155000 \text{ kg.cm}$
 $= 61550 \text{ kg.m}$
 - Cek kemampuan penampang
 - $\phi_b \times M_n \geq M_u$
 $\phi_b \times M_n = 0,9 \times 61550$
 $= 55395 \text{ kg.m} > 25578,76 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$
 - Kontrol Tekuk Lateral

Jarak penahanan Lateral (L_b) berdasarkan panjang antar *shear connector* pada brosur perencanaan bondek yaitu 40 cm.

 $L_b = 40 \text{ cm}$
 $L_p = 220,527 \text{ cm}$
 $L_r = 694,296 \text{ cm}$
 $L_b < L_p$ (Bentang pendek)

- Cek kemampuan penampang
 - $M_u \leq \phi_b M_n$
 $25578,76 \leq 0.9 \times 61550$
 $25578,76 \text{ kgm} \leq 55395 \text{ kgm (OK)}$

- 4. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{428}{11} = 38,91$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,36$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

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

$$= 0,6 \times 2500 \times 47,08 \times 1$$

$$= 70620 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$V_u \leq 1 \cdot V_n$$

$$12327,114 \text{ kg} \leq 70620 \text{ kg (OK)}$$

- 5. Kontrol lendutan

$$L = 830 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{830}{360} = 2,306 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(20,92) \times 830^4}{2000000 \times 56500} = 1,38 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 1,38 \text{ cm} < 2,306 \text{ cm (OK)}$$

Tabel 4. 3 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Lantai 1 (Lobby)

Kode Gambar	Bentang		Profil yang digunakan
	Panjang Balok	Jarak Antar Balok	
	(m)	(m)	
BA 1	8,3	2,4	WF 500x200x11x19
BA 2	7,2	2,075	WF 500x200x11x19

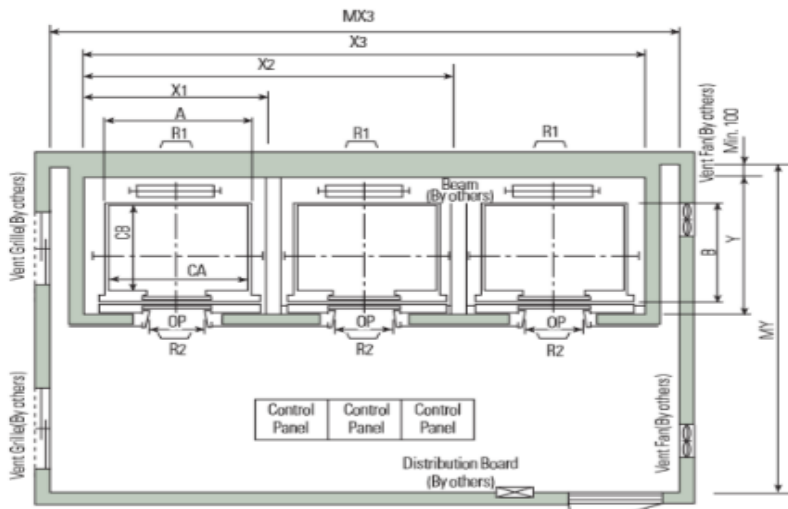
4.2.3 Perencanaan Balok Lift

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.

4.2.3.1 Spesifikasi lift

Lift yang digunakan dalam perencanaan ini adalah lift yang diproduksi oleh hyundai elevator dengan data sebagai berikut:

Tipe lift	= <i>Passanger Elevator</i>
Merek	= Hyundai
Kapasitas	= 17 orang (1150 kg)
Lebar pintu	= 1000 mm
Car size	= 2000x1350 mm ²
Hostway size	= 7850x2030 mm ²



Gambar 4. 7 Ilustrasi Dimensi Lift

Beban reaksi ruang mesin

R1 = 6600 kg

R2 = 5100 kg

4.2.3.2 Perencanaan balok penggantung lift

Balok penggantung lift direncanakan menggunakan profil WF 600x200x13x23, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 134 \text{ kg/m}$	$r = 22 \text{ mm}$	$h = d-2(tf+r)$
$A = 107,7 \text{ cm}^2$	$Z_x = 3778 \text{ cm}^3$	$= 522 \text{ mm}$
$d = 612 \text{ mm}$	$Z_y = 493 \text{ cm}^3$	$S_x = 3380 \text{ cm}^3$
$bf = 202 \text{ mm}$	$i_x = 24,6 \text{ cm}$	$S_y = 314 \text{ cm}^3$
$tw = 13 \text{ mm}$	$i_y = 4,31 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$tf = 23 \text{ mm}$	$I_x = 103000 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 3180 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

1. Perhitungan pembebanan

- Beban merata

- Beban mati

Berat profil balok penggantung lift	$= 134 \text{ kg/m}$
Berat sambungan (10%)	$= 13,4 \text{ kg/m} +$
Total (q_D)	$= 147,4 \text{ kg/m}$

- Beban berfaktor

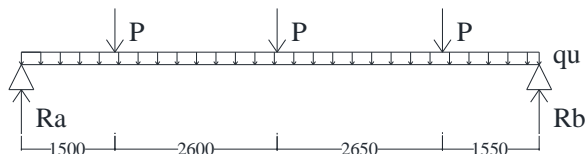
- $q_U = 1,4q_D = 1,4 * 147,4 = 206,36 \text{ kg/m}$

- Beban terpusat

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.

$$\begin{aligned} PU_1 &= R_1 \cdot (1 + 50\%) = 6600 (1+0.5) = 9900 \text{ kg} \\ PU_2 &= R_2 \cdot (1 + 50\%) = 5100 (1+0.5) = 7650 \text{ kg} \\ P &= PU_1 + PU_2 = 9900 + 7650 = 17550 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Gaya dalam pada balok penggantung



Gambar 4. 8 Reaksi Pembebanan Balok Penggantung Lift

- Reaksi Perletakan

$$\sum Mb = 0$$

$$Ra = \frac{(17550 \times 1500) + (17550 \times 4100) + (17550 \times 6750)}{8300}$$

$$Ra = 26113,55 \text{ kg}$$

$$\sum V = 0$$

$$Rb = P + P + P - Ra$$

$$Rb = 17550 + 17550 + 17550 - 26113,55$$

$$Rb = 26536,45 \text{ kg}$$

- Momen yang terjadi

$$Mu = Rb \cdot x - \frac{1}{8} q_u L^2 - P_{tot} \left(\frac{L}{2} - a \right)$$

$$Mu = 26536,45 \times 4,2 - \frac{1}{8} \times 206,36 \times 8,3^2 - 17550 \left(\frac{8,3}{2} - 1,5 \right)$$

$$Mu = 63168,57 \text{ kgm}$$

- Gaya geser yang terjadi

$$Vu = Rb = 26536,45 \text{ kg}$$

3. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{202}{46} = 4,39$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 4,39 < 10,75 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{522}{13} = 40,15$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 40,15 < 106,35 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}
 - M_p &= f_y \times Z_x \\
 &= 2500 \times 3778 \\
 &= 9445000 \text{ kg.cm} \\
 &= 94450 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned}
 - \phi_b \times M_n &\geq M_u \\
 \phi_b \times M_n &= 0,9 \times 94450 \\
 &= 85005 \text{ kg.m} > 63168,57 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 830/3 = 276,67 \text{ cm}$$

$$L_p = 214,55 \text{ cm}$$

$$L_r = 545,796 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \rightarrow \text{Bentang Menengah}$$

Karena bentang menengah, maka

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

$$M_{\max} = 63168,57 \text{ kg.m}$$

$$M_B = M_{\max} = 63168,57 \text{ kg.m}$$

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

$$= \frac{1}{4} \times 26536,45 \times 8,3 - \frac{1}{2} \times 206,36 \times \left(\frac{1}{4} \times 8,3 \right)^2$$

$$= 54618,88 \text{ kg.cm}$$

$$M_C = M_A = 54618,88 \text{ kg.cm}$$

$$M_p = Z_x \times F_y = 3778 \times 2500 = 94450 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned}
 - C_b &= \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3 \\
 &= \frac{12,5 \times 63168,57}{2,5 \times 63168,57 + 3 \times 54618,88 + 4 \times 63168,57 + 3 \times 54618,88} \\
 &= 1,07 \leq 2,3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - M_n &= C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p \\
 &= 93933,18 < 94450 \text{ kgm} \dots \text{OK !}
 \end{aligned}$$

4. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{522}{13} = 40,15$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,36$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6F_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 67,86 \times 1 \\ &= 101790 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$V_u \leq 1 \times 101790$$

$$26536,45 \text{ kg} \leq 101790 \text{ kg} \dots \text{OK!}$$

5. Kontrol lendutan

$$L = 830 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{830}{360} = 2,31 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} f^0 &= \left[\frac{5}{384} \times \frac{(q_D) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right] + \left[\frac{23PL^3}{648 \cdot E \cdot I_x} \right] = \\ &= \left[\frac{5}{384} \times \frac{(1,474) \cdot 830^4}{2000000 \cdot 103000} \right] + \left[\frac{23 \cdot 17550 \cdot 830^3}{648 \cdot 2000000 \cdot 103000} \right] = 1,06 \text{ cm} \\ f^0 &< f_{ijin} \rightarrow 1,06 \text{ cm} < 2,31 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)} \end{aligned}$$

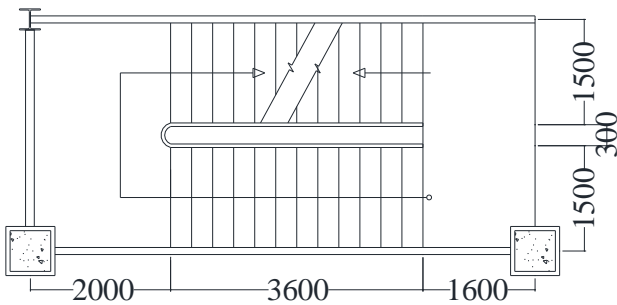
4.2.4 Perencanaan Tangga

Tangga merupakan bagian dari struktur bangunan 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.

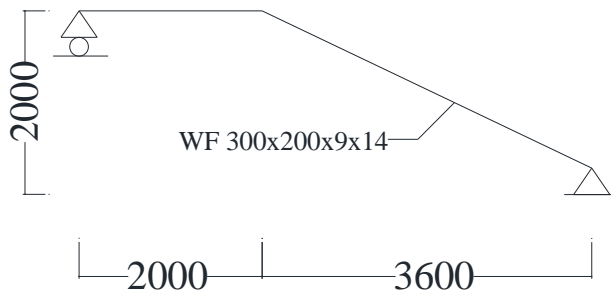
4.2.4.1 Tangga lantai apartemen

- Tinggi antar lantai (h) = 4000 mm
- Panjang bordes = 2000 mm
- Panjang tangga = 3600 mm
- Lebar tangga = 1500 mm
- Lebar injakan (i) = 300 mm

- Tinggi injakan (t) = 155 mm
 - Perhitungan jumlah injakan tangga
 Jumlah tanjakan = $\frac{h/2}{t} = \frac{4000/2}{155} = 12,9 \approx 13$
 Jumlah injakan = jumlah tanjakan - 1 = 13 - 1 = 12
- $60 \text{ cm} \leq (2(15,5) + 30) \leq 65 \text{ cm}$
 $60 \text{ cm} \leq 61 \leq 65 \text{ cm (OK)}$
- $25^\circ < a < 40^\circ$
- $$25^\circ < \text{arc tan}\left(\frac{\frac{h}{2}}{\text{panjang tangga}}\right) < 40^\circ$$
- $$25^\circ < \text{arc tan}\left(\frac{2}{3600}\right) < 40^\circ$$
- $$25^\circ < 29,054^\circ < 40^\circ \text{ (OK)}$$



Gambar 4. 9 Denah Tangga



Gambar 4. 10 Sketsa Potongan Tangga

4.2.4.2 Perencanaan pelat anak tangga

Berat jenis baja = 7850 kg/m^3

Mutu baja BJ 41 $f_y = 2500 \text{ kg/m}^2$



Gambar 4. 11 Pelat AnakTangga

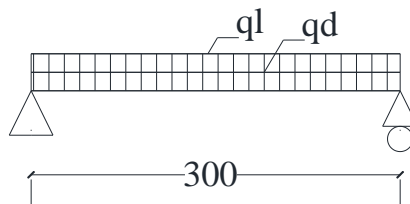
1. Perencanaan tebal pelat anak tangga

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

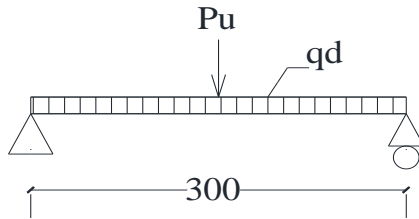
- Beban mati =

Berat pelat = $0,004 \times 1,5 \times 7850$	$= 47,1 \text{ kg/m}^2$
Sambungan = (10% Berat Pelat)	$= 4,71 \text{ kg/m}^2 +$
Total (q_D) =	$= 51,81 \text{ kg/m}^2$
- Beban hidup

Tangga dan jalan keluar (q_L) = $488,444 \text{ kg/m}^2$	
Beban hidup per meter = $488,44 \times 0,15$	$= 73,266 \text{ kg/m}$
Beban hidup terpusat, $P = 1,33 \text{ kN}$	$= 135,6 \text{ kg}$



Gambar 4. 12 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Merata



Gambar 4. 13 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terpusat

- Perhitungan gaya dalam

$$M_D = \frac{1}{8} x q_D x L^2 = \frac{1}{8} x 51,81 x 0,3^2 = 0,58 \text{ kgm}$$

$$M_L = \frac{1}{8} x q_L x L^2 = \frac{1}{8} x 73,266 x 0,3^2 = 0,824 \text{ kgm}$$

$$M_{LP} = \frac{1}{4} x P x L = \frac{1}{4} x 135,62 x 0,3 = 10,17 \text{ kgm (Menentukan)}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan

$$\begin{aligned} M_U &= 1,2M_D + 1,6M_L \\ &= 1,2(0,58) + 1,6(10,17) = 16,97 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Kontrol Momen Lentur

$$\begin{aligned} Z_x &= \frac{1}{4} \times b \times h^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 150 \times 0,4^2 \\ &= 6 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$M_n = Z_x \times F_y = 6 \times 2500 = 15000 \text{ kgcm} = 150 \text{ kgm}$$

$$M_u \leq \phi_b \times M_n$$

$$M_u \leq 0,9 \times M_n$$

$$16,97 \text{ kgm} \leq 0,9 \times (150)$$

$$16,97 \text{ kgm} \leq 135 \text{ kgm (OK)}$$

- Kontrol lendutan

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

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{30}{240} = 0,125 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 150 \times 0,4^3 = 0,8 \text{ cm}^4$$

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

$$f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(0,5181) \times 30^4}{2000000 \times 0,8} \right] + \left[\frac{1}{48} \times \frac{135,62 \times 30^3}{2000000 \times 0,8} \right] =$$

$$f^0 = 0.0004 + 0.053 = 0.053 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.0051 < 0.125 \text{ cm} \rightarrow (\text{OK})$$

2. Perencanaan pengaku pelat tangga

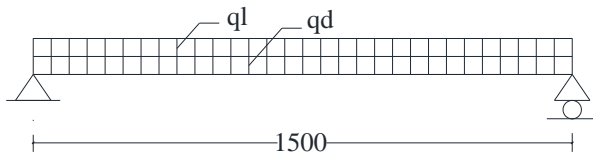
Pengaku pelat anak tangga direncanakan dengan profil siku sama kaki L 50x50x7, dengan data sebagai berikut:

W = 5,15 kg/m	r = 7 mm	e = 1.49 cm
b = 50 mm	A = 6.56 cm ²	f _y = 250 Mpa
d = 7 mm	I _x = I _y = 14.6 cm ⁴	f _u = 410 Mpa
	i _x = i _y = 1.49 cm	E = 200000 Mpa

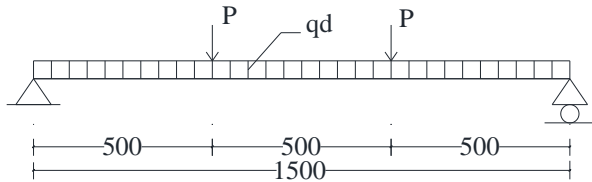
- Perhitungan pembebanan
- Beban mati (1/2 lebar injakan):

Berat pelat = 0,004×0,15×7850	= 4,71 kg/m
Berat profil siku sendiri	= <u>5.15 kg/m</u> +
	= 9.86 kg/m
Berat sambungan (10%)	= 0.986 kg/m
Total	q _D = 10.846 kg/m
- Beban hidup (1/2 lebar injakan):

Tangga dan jalan keluar (488,444×0,15)	= 73.267 kg/m
Beban terpusat (SNI 1727:2013 4.5.4)	= 135,62 kg



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



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

- Perhitungan gaya dalam

$$M_D = \frac{1}{8} x q_D x L^2 = \frac{1}{8} x 10,846 x 1,5^2 = 3,05 \text{ kgm}$$

$$M_L = \frac{1}{8} x q_L x L^2 = \frac{1}{8} x 73,266 x 1,5^2 = 20,61 \text{ kgm}$$

$$M_{LP} = \frac{1}{3} x P x L = \frac{1}{3} x 135,62 x 1,5 = 67,81 \text{ kgm (Menentukan)}$$

$$V_D = \frac{1}{2} x q_D x L = \frac{1}{2} x 10,846 x 1,5 = 8,135 \text{ kg}$$

$$V_L = P = 135,62 \text{ kg}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan

$$M_U = 1,2M_D + 1,6M_L = 1,2(3,65) + 1,6(67,81) = 112,16 \text{ kgm}$$

$$V_U = 1,2V_D + 1,6V_L = 1,2(8,135) + 1,6(135,62) = 226,75 \text{ kg}$$

- 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)

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

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

$$Z_x = (50 - 14,9) \times 7 \times \frac{50 - 14,9}{2} + 14,9 \times 7 \times \frac{14,9}{2} + (50 - 7) \times 7 \times \left(14,9 - \frac{7}{2} \right)$$

$$Z_x = 8520,47 \text{ mm}^3 = 8,52047 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x F_y = 8,52047 \times 2500 = 21301,18 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$M_u \leq 0.9 M_n$$

$$11287,675 \leq 0.9(21301.18)$$

$$11287,675 \text{ kgcm} \leq 19171.0575 \text{ kgcm} \text{ (OK)}$$

- Kontrol kuat geser

Untuk profil siku tunggal, nilai $K_v = 1,2$ (SNI 1729:2015 Pasal G4)

$$b - d/d \leq 1,1 \sqrt{k_v E/F_y}$$

$$50 - 7/7 \leq 1,1 \sqrt{1,2 \cdot 200000 / 250}$$

$$6.143 \leq 34.082$$

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

$$= 0,6 \times 2500 \times 5 \times 0,7 \times 1$$

$$= 5250 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$V_u \leq 0.9 V_n$$

$$228,67 \leq 0.9(5250)$$

$$228,67 \text{ kg} \leq 4725 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 150 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{150}{240} = 0,625 \text{ cm}$$

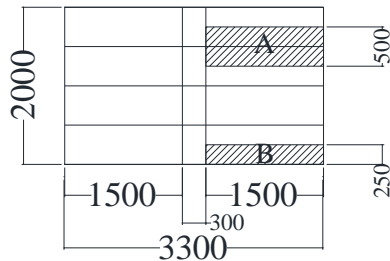
$$f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(q_D) \cdot L^4}{E I_x} \right] + \left[\frac{23}{684} \times \frac{P \cdot L^3}{E I_x} \right] =$$

$$f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(0,10846) \cdot 150^4}{2000000 \cdot 14,6} \right] + \left[\frac{23}{684} \times \frac{135,62 \cdot 150^3}{2000000 \cdot 14,6} \right] =$$

$$f^0 = 0,0293 + 0,53 = 0,56 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,55 < 0,625 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

4.2.4.3 Perencanaan bordes



Gambar 4. 16 Pelat Bordes dan Pembagian Balok Bordes

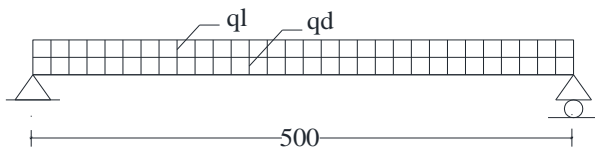
1. Perencanaan tebal pelat bordes

Direncanakan, anak tangga menggunakan pelat baja tebal 6 mm. Peraturan pembebanan pada struktur pelat anak tangga ini menggunakan SNI 1727-2013 dan PPIUG 1983

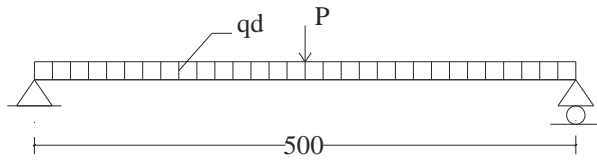
- Beban mati =

Berat pelat = $0,006 \times 1,5 \times 7850$	$= 70,65 \text{ kg/m}^2$
Sambungan = (10% Berat Pelat)	$= 7,065 \text{ kg/m}^2 +$
Total (q_D) =	$= 77,715 \text{ kg/m}^2$
- Beban hidup

Tangga dan jalan keluar	$= 488,44 \text{ kg/m}^2$
Beban hidup per meter = $488,44 \times 1,5$	$= 732,67 \text{ kg/m}$
Beban hidup terpusat, $P = 1,33 \text{ kN}$	$= 135,6 \text{ kg}$



Gambar 4. 17 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terbagi Merata



Gambar 4. 18 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terpusat

- Perhitungan gaya dalam

$$M_D = \frac{1}{8} \times q_D \times L^2 = \frac{1}{8} \times 77,715 \times 0,5^2 = 2,43 \text{ kg.m}$$

$$M_L = \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 732,67 \times 0,5^2 = 22,895 \text{ kg.m}$$

$$M_{LP} = \frac{1}{4} \times P \times L = \frac{1}{4} \times 135,6 \times 0,5 = 16,95 \text{ kg.m}$$

Maka, yang menentukan

$$M_D = 2,43 \text{ kg.m}$$

$$M_{LP} = 22,895 \text{ kg.m}$$

- Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned} M_u &= 1,2M_D + 1,6M_{LP} \\ &= 1,2 \times 2,43 + 1,6 \times 22,895 = 39,548 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Kontrol Momen Lentur

$$Z_x = \frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 150 \times 0,6^2 = 13,5 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x F_y = 13,5 \times 2500 = 33750 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$M_u \leq 0,9 M_n$$

$$39,548 \text{ kgm} \leq 0,9(337,50)$$

$$39,548 \text{ kgcm} \leq 303,75 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{50}{240} = 0,208 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 150 \times 0,6^3 = 2,43 \text{ cm}^4$$

$$f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right] = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(8,103) \cdot 50^4}{2000000 \cdot 2,43} \right]$$

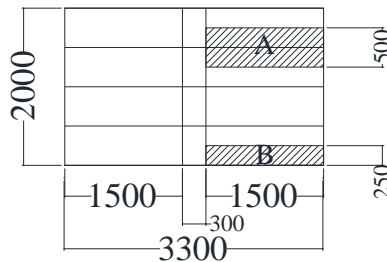
$$f^0 = 0,122 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,136 < 0,208 \text{ cm} \rightarrow (\text{OK})$$

2. Perencanaan balok bordes

Balok bordes direncanakan menggunakan profil WF 100x50x5x7, dengan data – data sebagai berikut:

W = 9,3 kg/m	r = 8 mm	h = d-2(t _r +r)
A = 11,85 cm ²	Z _x = 42 cm ³	= 70 mm
d = 100 mm	Z _y = 9 cm ³	S _x = 37,5 cm ³
b _f = 50 mm	i _x = 3,98 cm	S _y = 5,91 cm ³
t _w = 5 mm	i _y = 1,12 cm	f _y = 250 Mpa
t _f = 7 mm	I _x = 187 cm ⁴	f _u = 410 Mpa
	I _y = 14,8 cm ⁴	E = 200000 Mpa



Gambar 4. 19 Pembebanan Balok Bordes Tangga

- Perhitungan pembebanan
- Beban Mati (A)

Berat pelat = 0,006 × 7850	= 47,1 kg/m ²
Pelat x lebar pelat = 47,1 × 0,5m	= 23,55 kg/m
Berat profil	= 9,3 kg/m +
	= 79,95 kg/m
Sambungan (10%)	= 7,995 kg/m +
Total (q _{DA})	= 87,945 kg/m

- Beban Mati (B)

Berat pelat = 0.006×7850	= $47,1 \text{ kg/m}^2$
Pelat x lebar pelat = $47.1 \times 0.25\text{m}$	= $11,775 \text{ kg/m}$
Berat profil	= $9,3 \text{ kg/m} +$
	= $68,175 \text{ kg/m}$
Sambungan (10%)	= $6,8175 \text{ kg/m} +$
Total (q_{DB})	= $74,993 \text{ kg/m}$

- Beban hidup

Tangga dan jalan keluar ($488,444 \times 0,5$)	= $244,222 \text{ kg/m}$
--	--------------------------

- Beban Berfaktor

$q_U = 1,2 \times q_{DA} + 1,6 \times q_L = 1.2 \times 87,945 + 1.6 \times 244,222$ $= 105,534 + 390,76 = 496,294 \text{ kg/m}$	
--	--
- Gaya dalam pada balok anak lantai
- Momen yang terjadi

$$M_u = \frac{1}{8} x q_U x L^2 = \frac{1}{8} \times 496,294 \times 1,5^2 = 139,58 \text{ kgm}$$
- Gaya geser yang terjadi

$$V_u = \frac{1}{2} x q_U x L = \frac{1}{2} \times 496,294 \times 1,5 = 372,22 \text{ kg}$$
- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{50}{2 \times 7} = 3,571$$

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

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

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{70}{5} = 14$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,348$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$
 $M_n = Z_x F_y = 42 \times 2500 = 105000 \text{ kgcm}$
 $M_u \leq \phi_b M_n$

$$M_u \leq 0.9 \times 105000$$

$$13958 \leq 94500 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 150 \text{ cm}$$

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

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

$$L_p < L_b < L_r \text{ (Bentang Menengah)}$$

Gambar bidang momen

$$M_{maks} = 139,581 \text{ kgm}$$

$$M_A = 104,686 \text{ kgm}$$

$$M_B = 139,581 \text{ kgm}$$

$$M_C = 104,686 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2.3$$

$$= \frac{12,5 \times 139,581}{2,5 \times 139,581 + 3 \times 104,686 + 4 \times 139,581 + 3 \times 104,686} \text{ kgm}$$

$$= 1,14 \leq 2,3$$

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

$$= 101076,55 < 105000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$M_u \leq 0.9 \times 101076,55$$

$$13958,1 \leq 90968,89 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{70}{5} = 14$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.356$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

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

$$= 0,6 \times 2500 \times 7 \times 0,5 \times 1$$

$$= 5250 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$V_u \leq 1 \times 5250$$

$$372,22 \leq 5250 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 150 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{150}{240} = 0,625 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(3,32167) \times 150^4}{2000000 \times 187} = 0,0585 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,0585 \text{ cm} < 0,625 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

4.2.4.4 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 300x200x9x14 dengan data-data sebagai berikut:

W = 65,4 kg/m	r = 18 mm	h = d-2(t _r +r)
A = 83,36 cm ²	Z _x = 963 cm ³	= 234 mm
d = 298 mm	Z _y = 288 cm ³	S _x = 893 cm ³
b _f = 201 mm	i _x = 12,6 cm	S _y = 189 cm ³
t _w = 9 mm	i _y = 4,77 cm	f _y = 250 Mpa
t _f = 14 mm	I _x = 13300 cm ⁴	f _u = 410 Mpa
	I _y = 1900 cm ⁴	E = 200000 Mpa

- Perhitungan pembebanan

- Bidang miring

- Beban mati

$$\text{Berat pelat bondek } (0,004 \times 7850 \times 0,75) = 23,55 \text{ kg/m}$$

$$\text{Hand rail} = 20 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil siku } (2 \times 5,15 / 0,3 \times 0,75) = 25,75 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil balok utama } (65,4 / \cos(29,05^\circ)) = 74,812 \text{ kg/m} +$$

$$= 144,11 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sambungan (10\%)} = 14,411 \text{ kg/m} +$$

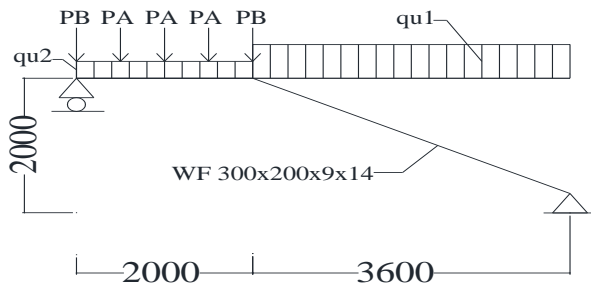
$$\text{Total } (q_{D1}) = 158,52 \text{ kg/m}$$

- Beban hidup (q_{L1})

$$\text{Tangga dan jalan keluar } (488,444 \times 0,75) = 366,333 \text{ kg/m}$$

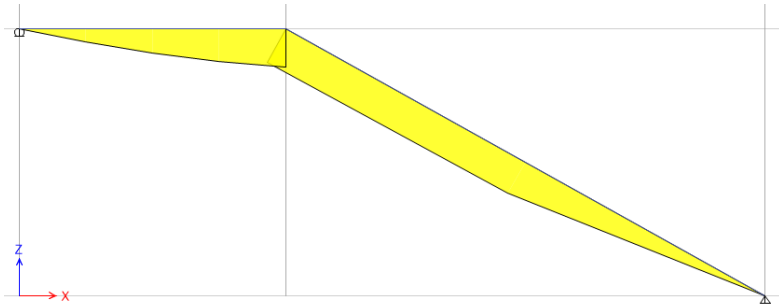
- Beban Berfaktor

- $$q_{U1} = 1,2q_{D1} + 1,6q_{L1}$$
- $$= 1,2 \times 158,52 + 1,6 \times 366,333$$
- $$= 776,36 \text{ kg/m}$$
- Bidang horizontal
 - Beban mati
 - Hand rail* = 20 kg/m
 - Berat profil balok utama (berat) = 65,4 kg/m
 - Pelat bordes (0,006x0,75x7850) = 35,33 kg/m
 - = 120,73 kg/m
 - Sambungan (10%) = 12,073 kg/m +
 - Total (q_{D2}) = 132,8 kg/m
 - Beban hidup (q_{L2})
 - Tangga dan jalan keluar (488,444x 0,75) = 366,333 kg/m
 - Beban Berfaktor
 - $q_{U2} = 1,2q_{D2} + 1,6q_{L2}$
 - $= 1,2 \times 132,8 + 1,6 \times 366,333$
 - $= 745,49 \text{ kg/m}$
 - Beban Terpusat
 - $PA = 0,5 \times q_{DAX} \times 1,5 = 0,5 \times 87,945 \times 1,5 = 65,96 \text{ kg}$
 - $PB = 0,5 \times q_{DBX} \times 1,5 = 0,5 \times 74,993 \times 1,5 = 56,24 \text{ kg}$
 - Beban Terpusat Berfaktor
 - $PA = 0,5 \times 1,2q_{DAX} \times 1,5 = 0,5 \times 1,2 \times 87,945 \times 1,5 = 79,1505 \text{ kg}$
 - $PB = 0,5 \times 1,2q_{DBX} \times 1,5 = 0,5 \times 1,2 \times 74,993 \times 1,5 = 67,4937 \text{ kg}$



Gambar 4. 20 Pembebanan pada balok utama tangga

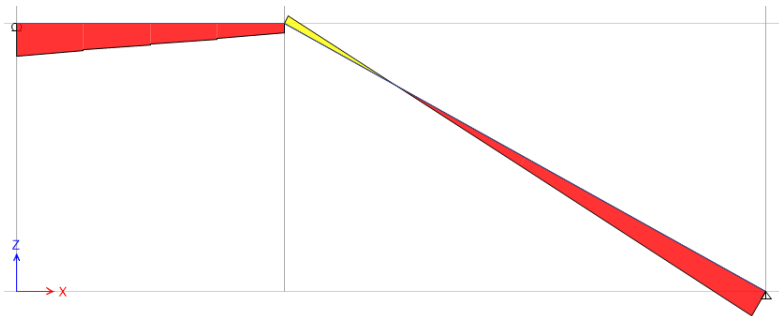
- Momen yang terjadi



Gambar 4. 21 Bidang Momen Balok Tangga Utama

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= 3410,81 \text{ kg.m} \\
 &= 341081 \text{ kg.cm (pada bidang horizontal)}
 \end{aligned}$$

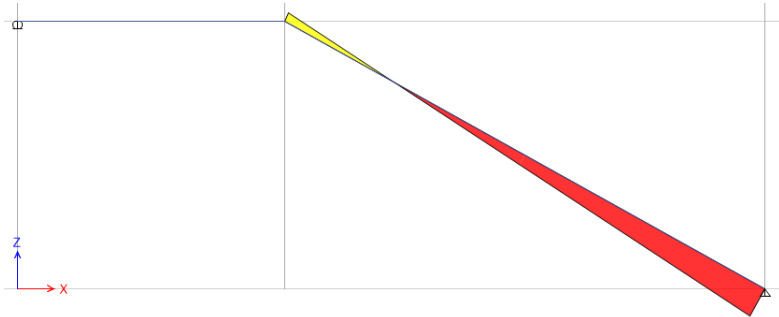
- Gaya geser yang terjadi



Gambar 4. 22 Bidang Geser Balok Tangga Utama

$$V_{\max} = 2529,76 \text{ kg (pada bidang horizontal)}$$

- Gaya Normal yang terjadi



Gambar 4. 23 Bidang Normal Balok Tangga Utama

$N_{max} = 1315,34 \text{ kg}$ (pada bidang miring)

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{201}{2 \times 14} = 7,18$$

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

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{234}{9} = 26$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,348$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga,

$$M_n = M_p$$

$$M_n = Z_x F_y = 963 \times 2.500 = 2407500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$529829,44 \leq 0,9 \times 2407500$$

$$529829,44 \leq 2166750 \text{ (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = \sqrt{30^2 + 15.5^2} = 33,767 \text{ cm}$$

$$L_p = 237,452 \text{ cm}$$

$$L_r = 816,357 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p \text{ (Bentang pendek)}$$

$$M_n = M_p$$

$$M_n = Z_x F_y = 522 \times 2500 = 1305000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$341081 \leq 0.9 \times 1305000$$

$$341081 \leq 1174500 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{234}{9} = 26$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,3567$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

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

$$= 0,6 \times 2500 \times 21,06 \times 1 = 31590 \text{ kg}$$

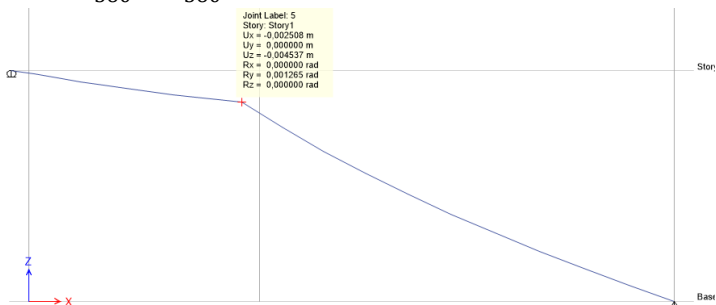
$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$2529,76 \leq 31590 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 411,83 \text{ cm (Miring)} + 200 = 611,83 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{611,83}{360} = 1,6995 \text{ cm}$$



Gambar 4. 24 Hasil Analisis Lendutan Balok UtamaTangga

$$f^0 = 0,45 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,45 \text{ cm} < 1,6995 \text{ cm} \rightarrow (\text{OK})$$

4.2.4.5 Perencanaan balok penumpu tangga

Balok penumpu tangga direncanakan menggunakan profil WF 300x200x9x14, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 65,4 \text{ kg/m}$	$r = 18 \text{ mm}$	$h = d-2(t+r)$
$A = 83,36 \text{ cm}^2$	$Z_x = 963 \text{ cm}^3$	$= 234 \text{ mm}$
$d = 298 \text{ mm}$	$Z_y = 288 \text{ cm}^3$	$S_x = 893 \text{ cm}^3$
$b_f = 201 \text{ mm}$	$i_x = 12,6 \text{ cm}$	$S_y = 189 \text{ cm}^3$
$t_w = 9 \text{ mm}$	$i_y = 4,77 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 14 \text{ mm}$	$I_x = 13300 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 1900 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

- Perhitungan pembebanan

- Beban Mati

$$\begin{aligned} \text{Berat profil balok utama (berat)} &= 65,4 \text{ kg/m} + \\ &= 65,4 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

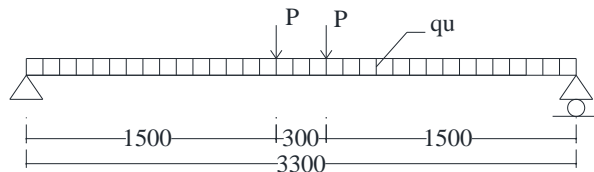
$$\text{Sambungan (10\%)} = 6,54 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Total (q}_D) = 71,94 \text{ kg/m}$$

- Beban Berfaktor

$$\begin{aligned} q_U &= 1,2q_D + 1,6q_L \\ &= 1,2 \times 71,94 + 1,6 \times 0 \\ &= 86,328 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$P_U = 2529,76 \text{ (Dari reaksi } R_B \text{ balok utama)}$$



Gambar 4. 25 Pembebanan Balok Penumpu Tangga

- Gaya dalam pada balok penumpu

- Gaya geser yang terjadi

$$Vu = R_A = \frac{1}{2} x q_U x L + Pu = \frac{1}{2} x 86,328 x 3,3 + 2529,76$$

$$= 2672,2 \text{ kg}$$

- Momen yang terjadi

$$Mu = R_A x \frac{L}{2} - \frac{1}{8} x q_U x L^2 - PuxL$$

$$= 2672,2 x \frac{3,3}{2} - \frac{1}{8} x 86,328 x 3,3^2 - 2529,76 x 0,15$$

$$= 3912,15 \text{ kgm}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2x14} = 7,18$$

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

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

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{234}{9} = 26$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,348$$

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

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 963 x 2500 = 2407500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$391215,4 \leq 0,9 x 2407500$$

$$391215,4 \leq 2166750 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 150 \text{ cm}$$

$$L_p = 237,452 \text{ cm}$$

$$L_r = 813,357 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p \text{ (Bentang pendek)}$$

$$M_n = M_p$$

$$M_n = Z_x F_y = 963 \times 2500 = 2407500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$391215,4 \leq 0,9 \times 2407500$$

$$391215,4 \leq 2166750 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{234}{9} = 26$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.3567$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

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

$$= 0,6 \times 2500 \times 21,06 \times 1 = 24960 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$3172,84 \leq 24960 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 330 \text{ cm}$$

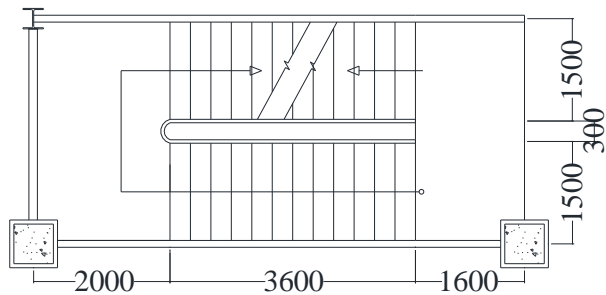
$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{330}{360} = 0,917 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} + \left[\frac{Pa}{24} \times \frac{(3L^2 - 4a^2)}{E \cdot I_x} \right]$$

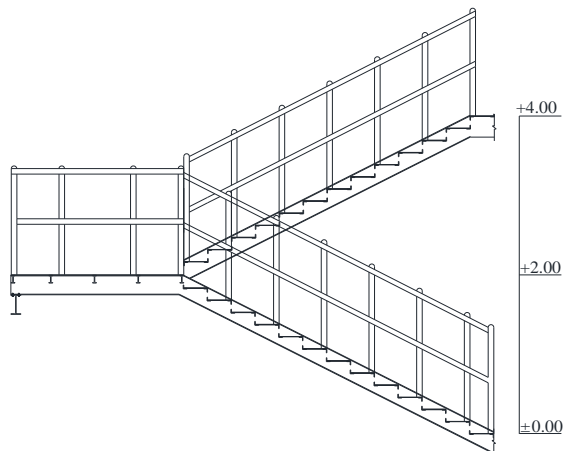
$$= \frac{5}{384} \times \frac{(71,94) \cdot 330^4}{2000000 \times 13300} + \left[\frac{2529,76}{24} \times \frac{(3 \times 330^2 - 4 \times 150^2)}{2000000 \times 13300} \right]$$

$$= 0,4176 + 0,00094 = 0,4186 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,4343 \text{ cm} < 0,917 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$



Gambar 4. 26 Denah Tangga



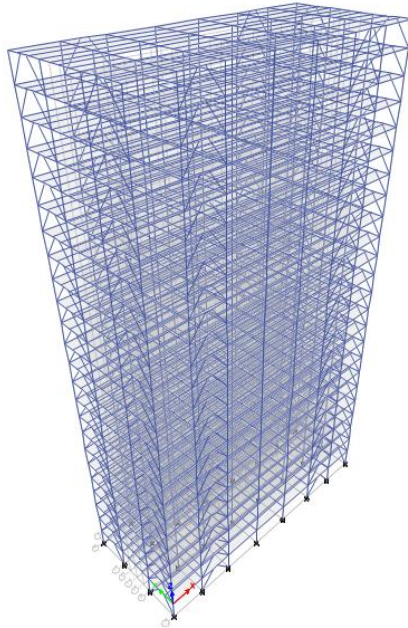
Gambar 4. 27 Potongan Tangga

4.3 Permodelan Struktur

4.3.1 Penjelasan Umum

Permodelan struktur pada tugas akhir ini menggunakan sistem *eccentrically braced frame (EBF)* dengan konfigurasi *inverted V braced*. Sistem struktur EBF ini berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat gempa. Struktur yang direncanakan adalah bangunan apartemen yang terdiri dari 23 lantai dan 1 lantai atap dengan total tinggi struktur 92 meter. Denah

dari struktur yang ada dalam permodelan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:



Gambar 4. 28 Permodelan Struktur Gedung

Permodelan struktur apartemen Arundaya Tower 2 Surabaya menggunakan program bantu ETABS. Pada program ETABS, struktur apartemen akan dimodelkan sesuai kondisi yang nyata. Program ini akan membantu dalam beberapa perhitungan untuk meninjau perilaku dari panjang *link Short* dan mengecek apakah struktur sudah memenuhi persyaratan yang ada di SNI 1726:2012 dan SNI 1729:2015.

4.3.2 Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur didasarkan pada acuan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983) dengan penjelasan 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 $10,1 \text{ kg/m}^2$
- Berat profil baja yang terpasang sebagai rangka baja berupa balok, kolom, tangga, bressing dll memiliki berat jenis 7850 kg/m^3
- Berat dinding bata ringan 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 1cm
- 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 adalah $R_a = 26113,45 \text{ kg}$ dan $R_b = 26536,45 \text{ kg}$
- Beban tangga merupakan beban terpusat hasil dari reaksi balok utama tangga yang dibebankan pada balok penumpu tangga di setiap lantai, besarnya $V_{\text{max}} = 2529,76 \text{ kg}$

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

• Pelat Atap	
Berat aspal 2 cm (2x14)	$= 28 \text{ kg/m}^2$
Berat plafon + penggantung (11+7)	$= 18 \text{ kg/m}^2$
Berat spesi 1cm	$= 21 \text{ kg/m}^2$
Berat <i>waterproofing</i>	$= 5 \text{ kg/m}^2$
Berat MEP	$= 25 \text{ kg/m}^2$ +
Total	$= 97 \text{ kg/m}^2$
Sambungan (10%)	$= 9,7 \text{ kg/m}^2$ +
Total	$= 106,7 \text{ kg/m}^2$
• Pelat Lantai 2-23	
Berat spesi 1 cm	$= 21 \text{ kg/m}^2$
Berat keramik	$= 24 \text{ kg/m}^2$

Berat plafon + penggantung (11+7)	= 18 kg/m ²
Berat MEP	= 25 kg/m ² +
Total	= 88 kg/m ²
Sambungan (10%)	= 8,8 kg/m ² +
Total	= 96,8 kg/m ²

- Pelat Lantai 1

Berat spesi 1 cm	= 21 kg/m ²
Berat keramik	= 24 kg/m ²
Berat plafon + penggantung (11+7)	= 18 kg/m ²
Berat MEP	= 25 kg/m ² +
Total	= 88 kg/m ²
Sambungan (10%)	= 8,8 kg/m ² +
Total	= 96,8 kg/m ²

2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang memungkinkan untuk lepas dari bangunan tersebut. Beban hidup yang digunakan adalah:

Atap	= 97,89 kg/m ²
Lantai 2-23	= 195,785 kg/m ²
Lantai 1	= 479 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:

$\tilde{N} \geq 50$	= Tanah Keras
$15 \geq \tilde{N} \geq 50$	= Tanah Sedang
$\tilde{N} < 15$	= Tanah Lunak

Tabel 4. 4 Perhitungan N Rata-Rata

Lapisan	Kedalaman (m)	Tebal (m)	Nspt	Tebal/Nspt
1	-3	3	1	3
2	-6	3	1	3
3	-9	3	1	3
4	-12	3	1	3
5	-15	3	32	0,094
6	-18	3	35	0,086
7	-21	3	50	0,06
8	-24	3	50	0,06
9	-27	3	50	0,06
10	-30	3	50	0,06
TOTAL		30		12,419

$$\tilde{N} = \frac{30}{12,419} = 2,42 < 15$$

Dari perhitungan nilai N rata-rata di atas diperoleh jenis tanah kategori tanah lunak (Kelas Situs E).

4.3.3 Pembebanan gempa dinamis

Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 1726:2012. Analisis dilakukan berdasarkan analisis respons dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

4.3.3.1 Arah pembebanan

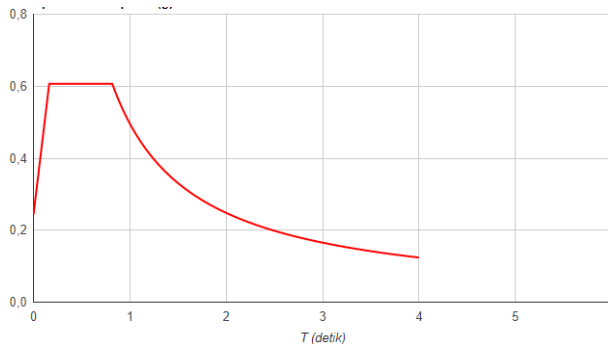
Arah pembebanan gempa dalam kenyataannya adalah bebas, sehingga pada umumnya selalu terdapat 2 komponen beban gempa dalam arah masing-masing sumbu koordinat ortogonal yang bekerja bersamaan pada struktur gedung. Kondisi ini disimulasikan dengan meninjau pembebanan gempa dalam suatu arah sumbu koordinat yang ditinjau 100%, yang bekerja bersamaan dengan pembebanan gempa dalam arah tegak lurus dengan peninjauan sebesar 30%.

4.3.3.2 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 Surabaya dengan kondisi tanah lunak (kelas situs E)

Tabel 4. 5 Parameter Gempa Surabaya untuk Situs E

PGA (g)	0,329
S_S (g)	0,68
S_1 (g)	0,249
F_A	1,341
F_V	3,006
S_{MS} (g)	0,911
S_{M1} (g)	0,747
S_{DS} (g)	0,607
S_{D1} (g)	0,498
T_0 (detik)	0,164
T_S (detik)	0,82



Gambar 4. 29 Grafik Spektral Percepatan Gempa Surabaya

4.3.3.3 Faktor reduksi gempa (R)

Pada tugas akhir ini, gedung perkantoran direncanakan menggunakan sistem rangka baja dengan sistem pengaku eksentris. Berdasarkan tabel 9 SNI 1726-2012 diperoleh nilai- nilai batasan yaitu:

Tabel 4. 6 Faktor R^a , C_d^b , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem Penahan Gaya Gempa	R^a	Ω_0	C_d^b	B	C	D	E	F
Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	$2^{1/2}$	4	TB	TB	TB	TB	TB

4.3.3.4 Faktor keutamaan (I)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung, pengaruh gempa rencan harus dikalikan dengan suatu factor kemanan I_e . Gedung ini direncanakan sebagai bangunan perkantoran. Pada tabel 1 SNI 1726:2012, bangunan ini termasuk kategori II sehingga didapat nilai $I = 1$.

4.3.4 Kombinasi pembebanan

Setelah memperhitungkan beban akibat gempa dan gravitasi, maka seluruh beban tersebut dihitung dengan faktor kombinasi yang mengacu pada SNI 1726:2012 sebagai berikut::

- 1,4D
- 1,2D + 1,6L
- 1,2D + 1L \pm Ex
- 1,2D + 1L \pm Ey
- 0,9D \pm Ex
- 0,9D \pm Ey
- 1D+1L

Keterangan :

D : Beban mati

L : Beban hidup

E : Beban gempa yang dinyatakan dalam 2 arah

Perencanaan struktur yang akan dianalisa pada bagian elemen struktur baja maupun komposit tidak diperkenankan mengalami plastis saat terjadi gempa kuat didasarkan pada nilai gaya maksimum yang terjadi pada elemen-elemen struktur tersebut 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 1726:2012

4.3.5 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 massa.
- Kontrol periode getar struktur.
- Kontrol nilai akhir respon spektrum.
- Kontrol batas simpangan (*drift*)
- Kontrol Sistem Ganda

Dari analisis tersebut juga diambil gaya dalam yang terjadi pada masing-masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang.

4.3.5.1 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%.

Berikut hasil perhitungan berat struktur secara manual

$$\begin{aligned} \text{Total} &= \text{SD (Beban Mati Tambahan)} + \text{D (Beban Mati)} + \text{L (Beban Hidup)} \\ &= 3.382.389 + 12.329.949 + 5.684.890 \\ &= 21.397.228 \text{ kg} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan beban mati dan beban hidup (1D+1L) dari permodelan ETABS dan secara manual adalah pada tabel berikut.

Tabel 4. 7 Hasil Output dari ETABS

Load Case/Combo	FX kgf	FY kgf	FZ kgf
1D+1L	0	0	20922742,29

Selisih perhitungan antara perhitungan manual dan hasil ETABS adalah sebagai berikut:

$$21.397.228 - 20.922.742,29 = 474.485,43 \text{ kg}$$

Sehingga diperoleh persentase:

$$\frac{474.485,43}{20.922.742,29} \times 100\% = 2,27\% < 5\% \text{ (OK)}$$

Dari tabel diatas, didapatkan total berat struktur dari ETABS dan dari hasil perhitungan manual sehingga dapat disimpulkan selisih antara kedua perhitungan tersebut tidak melebihi 5% sehingga dapat dikatakan bahwa analisa permodelan tersebut telah sesuai.

4.3.5.2 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 1726-2012 pasal 7.9.1).

Pada perhitungan ini digunakan bantuan program ETABS untuk mendapatkan hasil partisipasi massa seperti pada Tabel 4.8

Tabel 4. 8 Partisipasi Massa Bangunan

Case	Mode	Sumbu UX	Sumbu UY
Modal	1	0	0,7019
Modal	2	0,7157	0,7019
Modal	3	0,7157	0,7021
Modal	4	0,7157	0,8618
Modal	5	0,8656	0,8618
Modal	6	0,8656	0,8618
Modal	7	0,8656	0,9045
Modal	8	0,9074	0,9045
Modal	9	0,9074	0,9271
Modal	10	0,9074	0,9292
Modal	11	0,9324	0,9292
Modal	12	0,9324	0,942

Dari tabel di atas didapat partisipasi massa untuk arah X sebesar 90,74% pada modal ke 8 dan partisipasi massa arah Y sebesar 90,45% pada modal ke 7. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI-03-1726-2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

4.3.5.3 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 03-1726-2012, periode fundamental struktur harus ditentukan dari :

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

(nilai C_t dan h_n^x diambil dari tabel 15 SNI 03-1726-2012)

Tabel 4. 9 Tabel 15 SNI 03-1726-2012

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

$$C_t = 0,0731$$

$$X = 0,75$$

$$H_n = 92 \text{ m}$$

maka :

$$T_a = 0,0731 \times 92^{0,75} = 2,17 \text{ detik}$$

Dengan nilai $S_{D1} = 0,5$, maka $C_u = 1,4$ (SNI 1726 :2016), sehingga periode struktur yang diijinkan adalah :

$$T = T_a \times C_u = 2,17 \times 1,4 = 3,04 \text{ detik.}$$

Tabel 4. 10 Perioda Struktur

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec
Modal	1	2,165	0,462
Modal	2	1,973	0,507
Modal	3	1,6	0,625
Modal	4	0,751	1,332
Modal	5	0,697	1,435
Modal	6	0,553	1,807
Modal	7	0,414	2,414
Modal	8	0,388	2,576
Modal	9	0,304	3,294
Modal	10	0,29	3,447
Modal	11	0,27	3,709
Modal	12	0,221	4,524

Dari Tabel 4.10, didapat $T_c = 2,165$ s. Maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental, nilai T_c masih lebih kecil dari $C_u \cdot T$. Jadi analisis struktur Gedung Apartment Arundaya Tower 2 Surabaya masih memenuhi syarat SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.2.

4.3.5.4 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 1726-2012 Pasal 7.9.4.1)

Rumus geser statik adalah:

$$V = C_s \times W \quad (\text{SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.1})$$

Dimana;

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{0,607}{8/1} = 0,076$$

Nilai tidak boleh lebih dari:

$$C_{s \max} = \frac{S_{D1}}{T \times \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0,5}{2,83 \times \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,022$$

Maka diambil $C_s = 0,022$

Dikarenakan $S_1 < 0,6g$, maka tidak perlu kurang dari:

$$\begin{aligned} C_{s \min} &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e > 0,01 \\ &= 0,044 \times 0,607 \times 1 > 0,01 \\ &= 0,026 > 0,01 \end{aligned}$$

Maka yang dipakai $C_s = 0,022$

Dari analisis struktur yang sudah dilakukan, diperoleh berat total struktur hotel Grand Dharmahusada Lagoon adalah sebagai berikut:

Tabel 4. 11 Hasil Reaksi Dasar Struktur ETABS 2013

Load Case	FX (kgf)	FY (kgf)	FZ(kgf)
1D+1L	0	0	20.922.742

Dari tabel di atas didapat berat total struktur (W) adalah 20.936.047 kg Maka :

$$\begin{aligned} V_{\text{statik}} &= C_s \times W \\ &= 0,022 \times 20.922.742 \text{ kg} \\ &= 460.300 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dari hasil analisis menggunakan program ETABS 2013 didapatkan nilai gaya geser dasar (base shear) sebagai berikut :

Tabel 4. 12 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

Load Case/Combo	FX	FY
	kgf	kgf
QX Max	1544321,8	456317,33
QY Max	463309,13	1521016,41

Kontrol nilai akhir respon spectrum:

- Arah-x :

$$\begin{aligned} V_{\text{dinamik}} &\geq 0,85 \times V_{\text{statik}} \\ 1544321,8 \text{ kg} &> 0,85 \times 460.300 \text{ kg} \\ 1544321,8 \text{ kg} &> 391255 \text{ kg} \dots (\text{OK}) \end{aligned}$$

- Arah-y :

$$\begin{aligned} V_{\text{dinamik}} &\geq 0,85 \times V_{\text{statik}} \\ 1521016,41 \text{ kg} &> 0,85 \times 460.300 \text{ kg} \\ 1521016,41 \text{ kg} &> 391255 \text{ kg} \dots (\text{OK}) \end{aligned}$$

Dari perhitungan kontrol diatas, diperoleh bahwa gaya geser dasar ragam (Vt) arah x dan y lebih besar dari gaya geser dasar (V) sehingga memenuhi syarat pada pasal 11.1.4 SNI 03-1726-2012.

4.3.5.5 Kontrol Simpangan Antar Lantai (*Drift*)

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni.

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.9.3, untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus :

$$\Delta_i \leq \Delta_a$$

Dimana :

Δ_i = Simpangan yang terjadi

Δ_a = Simpangan ijin antar lantai

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 1 :

$$\Delta_{i1} = C_d \cdot \delta_{e1} / I$$

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 2 :

$$\Delta_{i2} = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) \times C_d / I$$

Dimana :

δ_{e1} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 1

δ_{e2} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 2

C_d = Faktor pembesaran defleksi

I = Faktor keutamaan Gedung

Untuk sistem rangka bresing eksentrik, dari tabel 9 SNI 03-1726-2012 didapatkan nilai $C_d = 4$ dan dari tabel 2 SNI 03-1726-2012 didapat nilai $I = 1$. Dari tabel 16 SNI 03-1726-2012 untuk sistem struktur yang lain simpangan antar tingkat ijinnya adalah :

$$\Delta_a = 0,020 \times h_{sx}$$

Dimana :

h_{sx} = Tinggi tingkat dibawah tingkat x

Untuk tinggi tingkat 4 m, simpangan ijinnya adalah

$$\Delta_a = 0,020 \times 4$$

$$= 0,08 \text{ m}$$

$$= 80 \text{ mm}$$

Dari analisis akibat beban lateral (beban gempa) dengan program ETABS 2013, diperoleh nilai simpangan yang terjadi.

Dari hasil analisis dengan program ETABS 2013, diperoleh nilai simpangan yang terjadi pada struktur dapat dilihat pada Tabel 4.13

Tabel 4. 13 Simpangan Antar Lantai yang Terjadi Akibat Beban Gempa

Lantai	Elevasi (m)	location	X Dir (m)	Y Dir (m)
Atap	92	Top	0,18785	0,22823
LT.23	88	Top	0,18356	0,22232
LT.22	84	Top	0,17823	0,21521
LT.21	80	Top	0,17204	0,20693
LT.20	76	Top	0,16505	0,19774
LT.19	72	Top	0,15730	0,18773
LT.18	68	Top	0,14871	0,17682
LT.17	64	Top	0,13992	0,16585
LT.16	60	Top	0,13055	0,15426
LT.15	56	Top	0,12068	0,14209
LT.14	52	Top	0,11045	0,12944
LT.13	48	Top	0,10020	0,11716
LT.12	44	Top	0,09080	0,10587
LT.11	40	Top	0,08261	0,09555
LT.10	36	Top	0,07446	0,08577
LT.9	32	Top	0,06620	0,07590
LT.8	28	Top	0,05784	0,06595
LT.7	24	Top	0,04943	0,05599
LT.6	20	Top	0,04097	0,04607
LT.5	16	Top	0,03275	0,03652
LT.4	12	Top	0,02460	0,02712
LT.3	8	Top	0,01667	0,01824
LT.2	4	Top	0,00929	0,01018
LT. Lobby	0	Top	0,00314	0,00347
LT. DASAR	-4	Top	0,00000	0,00000

Kontrol Arah X

Tabel 4. 14 Kontrol Drift Arah X

Lantai	Rasio Drift	Elevasi	δ_{xe}	δ_x	Δa	Kontrol
Atap	210,199	4000	4,296	17,184	80	OK
LT.23	205,616	4000	5,326	21,304	80	OK
LT.22	199,944	4000	6,193	24,772	80	OK
LT.21	193,367	4000	6,992	27,968	80	OK
LT.20	185,924	4000	7,749	30,996	80	OK
LT.19	177,479	4000	8,589	34,356	80	OK
LT.18	168,715	4000	8,785	35,14	80	OK
LT.17	159,221	4000	9,375	37,5	80	OK
LT.16	149,087	4000	9,865	39,46	80	OK
LT.15	138,373	4000	10,228	40,912	80	OK
LT.14	127,184	4000	10,254	41,016	80	OK
LT.13	115,774	4000	9,403	37,612	80	OK
LT.12	104,951	4000	8,183	32,732	80	OK
LT.11	95,066	4000	8,157	32,628	80	OK
LT.10	85,202	4000	8,26	33,04	80	OK
LT.9	75,648	4000	8,354	33,416	80	OK
LT.8	65,993	4000	8,416	33,664	80	OK
LT.7	56,334	4000	8,458	33,832	80	OK
LT.6	46,733	4000	8,219	32,876	80	OK
LT.5	37,261	4000	8,15	32,6	80	OK
LT.4	28,003	4000	7,931	31,724	80	OK
LT.3	19,081	4000	7,381	29,524	80	OK
LT.2	10,772	4000	6,148	24,592	80	OK
LT. Lobby	3,762	4000	3,14	12,56	80	OK
LT. Dasar	0	0	0	0	80	OK

Kontrol Arah Y

Tabel 4. 15 Kontrol Drift Arah Y

Lantai	Rasio Drift	Elevasi	δy_e	δy	Δa	Kontrol
Atap	283,325	4000	5,916	23,664	80	OK
LT.23	276,049	4000	7,111	28,444	80	OK
LT.22	267,967	4000	8,278	33,112	80	OK
LT.21	258,642	4000	9,188	36,752	80	OK
LT.20	248,347	4000	10,014	40,056	80	OK
LT.19	237,08	4000	10,906	43,624	80	OK
LT.18	225,551	4000	10,976	43,904	80	OK
LT.17	213,393	4000	11,586	46,344	80	OK
LT.16	200,605	4000	12,168	48,672	80	OK
LT.15	187,26	4000	12,652	50,608	80	OK
LT.14	173,469	4000	12,276	49,104	80	OK
LT.13	159,365	4000	11,289	45,156	80	OK
LT.12	145,095	4000	10,322	41,288	80	OK
LT.11	130,783	4000	9,787	39,148	80	OK
LT.10	116,483	4000	9,868	39,472	80	OK
LT.9	102,54	4000	9,95	39,8	80	OK
LT.8	88,692	4000	9,961	39,844	80	OK
LT.7	74,983	4000	9,914	39,656	80	OK
LT.6	61,501	4000	9,552	38,208	80	OK
LT.5	48,343	4000	9,396	37,584	80	OK
LT.4	35,619	4000	8,887	35,548	80	OK
LT.3	23,857	4000	8,055	32,22	80	OK
LT.2	13,397	4000	6,713	26,852	80	OK
LT. Lobby	4,706	4000	3,469	13,876	80	OK
LT. Dasar	0	0	0	0	80	OK

4.3.5.6 Kontrol Sistem Ganda

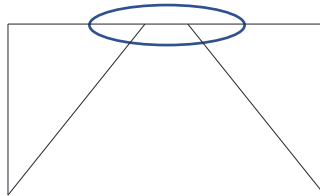
Tabel 4. 16 Hasil Kontrol Sistem Ganda

Pemikul Gaya Geser	Gempa X		Gempa Y	
	kgf	%	kgf	%
SRBE	161966,53	66,0269	174222,74	67,8589
SPRM	83337,44	33,9731	82519,76	32,1411
Total	245303,97	100	256742,5	100

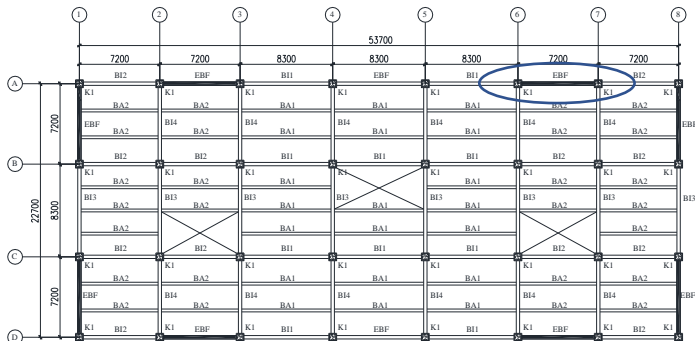
4.4 Perhitungan Struktur Primer

4.4.1 Perencanaan Link

4.4.1.1 Perencanaan Link Arah X



Gambar 4. 30 Elemen Balok Link



Gambar 4. 31 Balok Link Arah X

Balok link direncanakan menggunakan profil WF 700x300x15x28, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 215 \text{ kg/m}$	$r = 28 \text{ mm}$	$h = d - 2(t_f + r)$
$A = 273,6 \text{ cm}^2$	$Z_x = 7344 \text{ cm}^3$	$= 596 \text{ mm}$
$d = 708 \text{ mm}$	$Z_y = 1314 \text{ cm}^3$	$S_x = 6700 \text{ cm}^3$
$b_f = 302 \text{ mm}$	$i_x = 29,4 \text{ cm}$	$S_y = 853 \text{ cm}^3$
$t_w = 15 \text{ mm}$	$i_y = 6,86 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 28 \text{ mm}$	$I_x = 237000 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 12900 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$$N_u = 6080,96 \text{ kg}$$

$$V_u = 111256,88 \text{ kg}$$

$$M_u = 85452,63 \text{ kgm}$$

1. Penentuan jenis link

$$M_p = Z_x \times f_y = 7344 \times 2500 = 18360000 \text{ kgcm}$$

$$V_p = 0,6 \times f_y \times (d - 2 \cdot t_f) \times t_w = 0,6 \times 2500 \times (70,8 - 2 \times 2,8) \times 1,5$$

$$= 146700 \text{ kg}$$

$$e = \frac{1,6 \times M_p}{V_p} = \frac{1,6 \times 18360000}{146700} = 200,25 \text{ cm}$$

Pada analisa yang dilakukan di aplikasi ETABS, direncanakan link menggunakan tipe short link dengan panjang 150 cm.

2. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2t_f} = \frac{302}{2 \times 28} = 5,39$$

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{708}{15} = 47,2$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka:

$$N_y = A_g \times f_y = 273,6 \times 2500 = 684000 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y = 0,15 \times 684000 = 102600 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y > N_u$$

$$102600 \text{ kg} > 6080,96 \text{ kg}$$

Karena $0,15 N_y > N_u$, maka berdasarkan acuan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana *link* tidak diperhitungkan.

3. Kontrol kuat geser

Berdasarkan acuan peraturan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal *link* (V_n) diambil yang terkecil dari V_p atau $2 M_p/e$.

$$V_p = 0,6 \times f_y \times (d - 2 \times t_f) \times t_w = 146700 \text{ kg}$$

$$V_p = \frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 18360000}{150} = 244800 \text{ kg}$$

$$V_n = V_p = 146700 \text{ kg}$$

- Cek kapasitas penampang

$$V_u \leq \phi \times V_n$$

$$111256,88 \leq 0,9 \times 146700$$

$$111256,88 \leq 132030 \text{ kg (OK)}$$

4. Kontrol kuat momen

$$M_p = Z_x \times f_y = 7344 \times 2500 = 18360000 \text{ kgcm}$$

$$M_p = \frac{V_p \times e}{2} = \frac{146700 \times 150}{2} = 11002500 \text{ kgcm}$$

$$M_n = M_p = 11002500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi \times M_n$$

$$8.545.263 \leq 0,9 \times 11.002.500$$

$$8.545.263 \leq 9.902.250 \text{ (OK)}$$

5. Kontrol sudut rotasi link

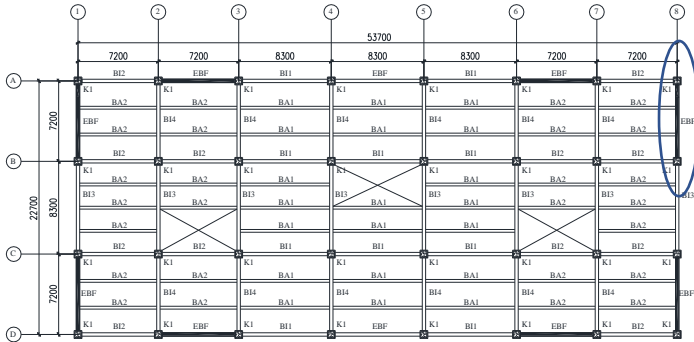
Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.7, untuk nilai e lebih kecil dari $\frac{1,6 \times Mp}{V_p}$ sudut rotasi link tidak boleh melebihi 0.08 radian.

$$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \phi = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \frac{\delta x}{H \text{ lantai}} = \left(\frac{720}{120}\right) \cdot \frac{0,409}{400} = 0,0614$$

$\alpha < \alpha \text{ maks (OK)}$

0,0614 < 0,08 radian (OK)

4.4.1.2 Perencanaan Link Arah Y



Gambar 4. 32 Balok Link Arah Y

Balok link direncanakan menggunakan profil WF 700x300x15x28, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 215 \text{ kg/m}$	$r = 28 \text{ mm}$	$h = d - 2(tf + r)$
$A = 273,6 \text{ cm}^2$	$Z_x = 7344 \text{ cm}^3$	$= 596 \text{ mm}$
$d = 708 \text{ mm}$	$Z_y = 1314 \text{ cm}^3$	$S_x = 6700 \text{ cm}^3$
$bf = 302 \text{ mm}$	$i_x = 29,4 \text{ cm}$	$S_y = 853 \text{ cm}^3$
$tw = 15 \text{ mm}$	$i_y = 6,86 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$tf = 28 \text{ mm}$	$I_x = 237000 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 12900 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$N_u = 6921,11 \text{ kg}$

$V_u = 125626,88 \text{ kg}$

$M_u = 96935,88 \text{ kgm}$

1. Penentuan jenis link

$$M_p = Z_x \times f_y = 7344 \times 2500 = 18360000 \text{ kgcm}$$

$$V_p = 0,6 \times f_y \times (d - 2 \cdot t_f) \times t_w = 0,6 \times 2500 \times (70,8 - 2 \times 2,8) \times 1,5 \\ = 146700 \text{ kg}$$

$$e = \frac{1,6 \times M_p}{V_p} = \frac{1,6 \times 18360000}{146700} = 200,25 \text{ cm}$$

Pada analisa yang dilakukan di aplikasi ETABS, direncanakan link menggunakan tipe short link dengan panjang 150 cm.

2. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{302}{2 \times 28} = 5,39$$

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{708}{15} = 47,2$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka:

$$N_y = A_g \times f_y = 273,6 \times 2500 = 684000 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y = 0,15 \times 684000 = 102600 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y > N_u$$

$$102600 \text{ kg} > 6921,11 \text{ kg}$$

Karena $0,15 N_y > N_u$, maka berdasarkan acuan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana *link* tidak diperhitungkan.

3. Kontrol kuat geser

Berdasarkan acuan peraturan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal *link* (V_n) diambil yang terkecil dari V_p atau $2 M_p/e$.

$$V_p = 0,6 \times f_y \times (d - 2 \times t_f) \times t_w = 146700 \text{ kg}$$

$$V_p = \frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 18360000}{150} = 244800 \text{ kg}$$

$$V_n = V_p = 146700 \text{ kg}$$

- Cek kapasitas penampang

$$V_u \leq \phi \times V_n$$

$$125626,88 \leq 0,9 \times 146700$$

$$125626,88 \leq 132030 \text{ kg (OK)}$$

4. Kontrol kuat momen

$$M_p = Z_x \times f_y = 7344 \times 2500 = 18360000 \text{ kgcm}$$

$$M_p = \frac{V_p \times e}{2} = \frac{146700 \times 150}{2} = 11002500 \text{ kgcm}$$

$$M_n = M_p = 11002500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi \times M_n$$

$$9.693.588 \leq 0,9 \times 11.002.500$$

$$9.693.588 \leq 9.902.250 \text{ (OK)}$$

5. Kontrol sudut rotasi link

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.7, untuk nilai e lebih kecil dari $\frac{1,6 \times M_p}{V_p}$ sudut rotasi link tidak boleh melebihi 0.08 radian.

$$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \phi = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \frac{\delta y}{H \text{ lantai}} = \left(\frac{720}{120}\right) \cdot \frac{5,06}{400} = 0,0759$$

$$\alpha < \alpha \text{ maks (OK)}$$

$$0,0759 < 0,08 \text{ radian (OK)}$$

4.4.2 Pengaku link

4.4.2.1 Pengaku link Arah X

Untuk pengaku dengan panjang *link* $\leq 1,6 \cdot M_p / V_p$, harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga- harga berikut:

Untuk $\alpha = 0,08$ radian

$$S = 30 \text{ tw} - d/5 = 30 \times 1.5 - 70,8/5 = 30,84 \text{ cm}$$

Untuk $\alpha = 0,02$ radian

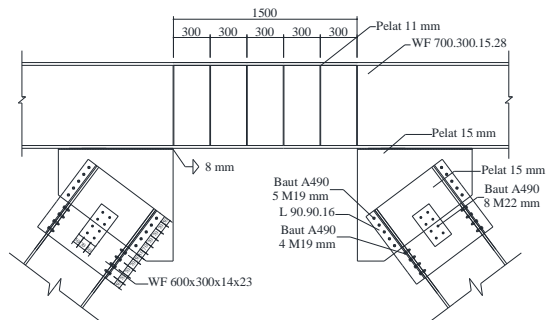
$$S = 52 \text{ tw} - d/5 = 52 \times 1.5 - 70,8/5 = 63,84 \text{ cm}$$

Untuk $\alpha = 0,0614$ radian, maka harus diinterpolasi

$$S = 63,84 - \left(\frac{0,0614 - 0,02}{0,08 - 0,02} \right) \cdot (63,84 - 30,84) = 41,07 \text{ cm}$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 30 cm.

Tebal pengaku digunakan nilai terbesar antara 0,75 tw (0,75x15= 11,25 mm,) dan 10 mm, sehingga digunakan 11 mm



Gambar 4. 33 Jarak Pengaku Link

4.4.2.2 Pengaku link Arah Y

Untuk pengaku dengan panjang $link \leq 1,6 \cdot M_p / V_p$, harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga- harga berikut:

Untuk $\alpha = 0,08$ radian

$$S = 30 \text{ tw} - d/5 = 30 \times 1.5 - 70,8/5 = 30,84 \text{ cm}$$

Untuk $\alpha = 0,02$ radian

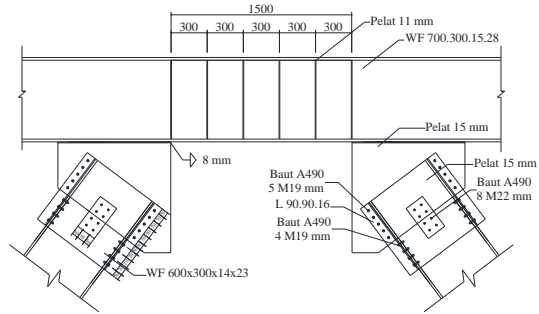
$$S = 52 \text{ tw} - d/5 = 52 \times 1.5 - 70,8/5 = 63,84 \text{ cm}$$

Untuk $\alpha = 0,0759$ radian, maka harus diinterpolasi

$$S = 63,84 - \left(\frac{0,0759 - 0,02}{0,08 - 0,02} \right) \cdot (63,84 - 30,84) = 33,095 \text{ cm}$$

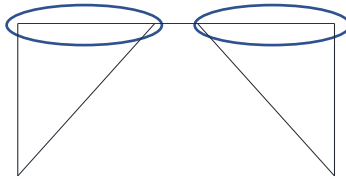
Dipasang pengaku antara dengan jarak 30 cm.

Tebal pengaku digunakan nilai terbesar antara $0,75 t_w$ ($0,75 \times 15 = 11,25 \text{ mm}$), dan 10 mm, sehingga digunakan 11 mm



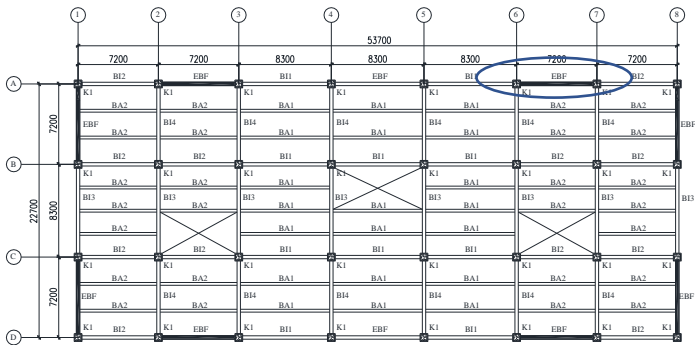
Gambar 4. 34 Jarak Pengaku Link

4.4.3 Balok diluar link



Gambar 4. 35 Elemen Balok diluar Link

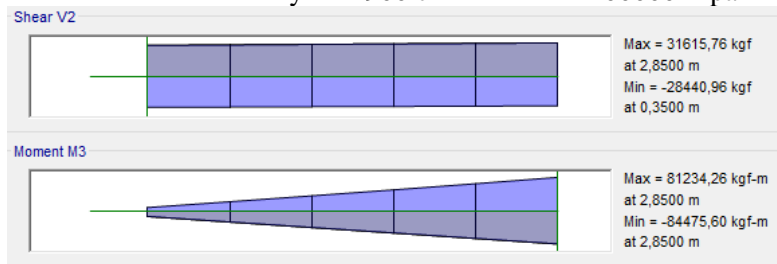
4.4.3.1 Balok Diluar Link Arah X



Gambar 4. 36 Posisi Balok Arah X yang ditinjau

Balok diluar link tipe 1 arah x direncanakan menggunakan profil WF 700x300x15x28, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 215 \text{ kg/m}$	$r = 28 \text{ mm}$	$h = d-2(tf+r)$
$A = 273,6 \text{ cm}^2$	$Z_x = 7344 \text{ cm}^3$	$= 596 \text{ mm}$
$d = 708 \text{ mm}$	$Z_y = 1314 \text{ cm}^3$	$S_x = 6700 \text{ cm}^3$
$bf = 302 \text{ mm}$	$i_x = 29,4 \text{ cm}$	$S_y = 853 \text{ cm}^3$
$tw = 15 \text{ mm}$	$i_y = 6,86 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$tf = 28 \text{ mm}$	$I_x = 237000 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 12900 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$



Gambar 4. 37 Gaya dalam Balok Luar Link Arah X

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$$M_u = 84475,6 \text{ kgm}$$

$$V_u = 31615,76 \text{ kg}$$

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 .

$$V_u = 1,1 \times R_y \times V_n = 1,1 \times 1,5 \times 146700 = 242055 \text{ kg}$$

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

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot tf) \cdot tw = 0,6 \times 2500 \times (70,8 - 2 \times 2,8) \times 1,5 = 146700 \text{ kg}$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 7344 \times 2500 = 18360000 \text{ kgcm}$$

$$V_p = \frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 18360000}{150} = 244800 \text{ kg}$$

sehingga V_n diambil = 146700 kg

1. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{302}{2 \times 28} = 5,39$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{596}{15} = 39,73$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \times f_y = 18360000 \text{ kgcm}$$

2. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{596}{15} = 39,73$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,35$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v = 0,6 \times 2500 \times 59,6 \times 1,5 \times 1 = 134100 \text{ kg}$$

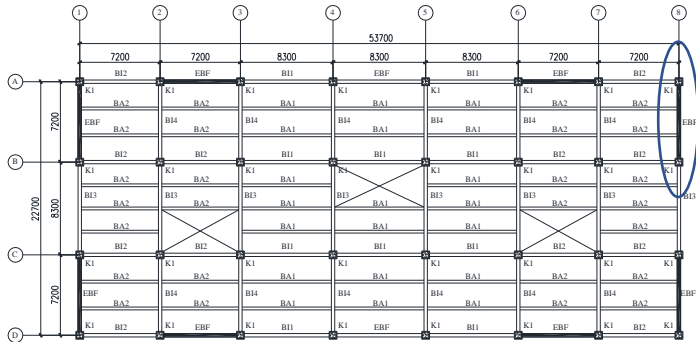
3. Kontrol interaksi geser dan lentur

$$\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} \leq 1,375$$

$$\frac{8447560}{16524000} + 0,625 \frac{242055}{132030} \leq 1,375$$

$$1,196 \leq 1,375 \text{ (OK)}$$

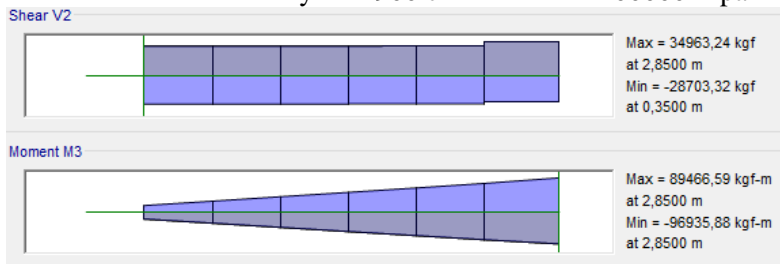
4.4.3.2 Balok Diluar Link Arah Y



Gambar 4. 38 Posisi Balok Arah Y yang ditinjau

Balok diluar link arah y direncanakan menggunakan profil WF 700x300x15x28, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 215 \text{ kg/m}$	$r = 28 \text{ mm}$	$h = d - 2(tf + r)$
$A = 273,6 \text{ cm}^2$	$Z_x = 7344 \text{ cm}^3$	$= 596 \text{ mm}$
$d = 708 \text{ mm}$	$Z_y = 1314 \text{ cm}^3$	$S_x = 6700 \text{ cm}^3$
$bf = 302 \text{ mm}$	$ix = 29,4 \text{ cm}$	$S_y = 853 \text{ cm}^3$
$tw = 15 \text{ mm}$	$iy = 6,86 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$tf = 28 \text{ mm}$	$I_x = 237000 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 12900 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$



Gambar 4. 39 Gaya dalam Balok Luar Link Arah Y

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$M_u = 96935,88 \text{ kgm}$

$V_u = 34963,24 \text{ kg}$

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 .

$$V_u = 1,1 \times R_y \times V_n = 1.1 \times 1.5 \times 146700 = 242055 \text{ kg}$$

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

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2t_f) \cdot t_w = 0.6 \times 2500 \times (59,6 - 2 \times 2,8) \times 1,5 = 146700 \text{ kg}$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 7344 \times 2500 = 18360000 \text{ kgcm}$$

$$V_p = \frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 18360000}{150} = 244800 \text{ kg}$$

sehingga V_n diambil = 146700 kg

1. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2t_f} = \frac{302}{2 \times 28} = 5,39$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$ *Penampang Kompak*

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{596}{15} = 39,73$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$ *Penampang Kompak*

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \times f_y = 18360000 \text{ kgcm}$$

2. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{596}{15} = 39,73$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63.35$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times 59,6 \times 1,5 \times 1 = 134100 \text{ kg}$$

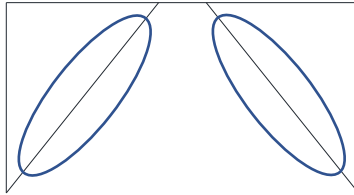
3. Kontrol interaksi geser dan lentur

$$\frac{Mu}{\phi \cdot Mn} + 0,625 \frac{Vu}{\phi \cdot V_n} \leq 1,375$$

$$\frac{9693588}{16524000} + 0,625 \frac{242055}{132030} \leq 1,375$$

$$1,204 \leq 1,375 \text{ (OK)}$$

4.4.4 Perencanaan bresing



Gambar 4. 40 Elemen Bresing

4.4.4.1 Perencanaan Bresing Arah X

Bresing Arah X direncanakan menggunakan profil WF 600x300x14x23, dengan data – data sebagai berikut:

W = 175 kg/m	r = 28 mm	h = d-2(tf+r)
A = 222,4 cm ²	Z _x = 5017 cm ³	= 492 mm
d = 594 mm	Z _y = 1076 cm ³	S _x = 4620 cm ³
bf = 302 mm	i _x = 24,9 cm	S _y = 701 cm ³
tw = 14 mm	i _y = 6,9 cm	f _y = 250 Mpa
tf = 23 mm	I _x = 137000 cm ⁴	f _u = 410 Mpa
	I _y = 10600 cm ⁴	E = 200000 Mpa

$\alpha = 54,53^\circ$ (Sudut Bresing)

$L = 491,15$ cm

Berdasarkan peraturan SNI03-1729-2002 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 $R_y V_n$. Kuat rencana batang bresing harus lebih besar dari pada kuat perlu element *link*.

$$V_u = 1,25 \cdot R_y \cdot V_n = 1,25 \times 1,5 \times 115080 = 215775 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{215775}{\sin 54,53} = 264942,9 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{215775}{\sin 54,53} = 264942,9 \text{ kg}$$

1. Kontrol penampang profil

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{302}{2 \times 23} = 6,57$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15,81$$

$$\lambda < \lambda_R \rightarrow \text{Penampang tidak langsing}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{14} = 35,14$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42,058$$

$$\lambda < \lambda_R \rightarrow \text{Penampang tidak langsing}$$

2. Kontrol kuat bresing

$$\text{Arah } X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{491,15}{24,9} = 19,72$$

$$\text{Arah } Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{491,15}{6,9} = 71,18$$

$$\lambda \text{ pakai} = 71,18$$

$$f_e = \frac{\pi^2 x E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 x 2000000}{(72,46)^2} = 3895,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L_{ky}}{i_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$71,18 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

$$71,18 \leq 133.219 \text{ maka,}$$

$$F_{cr} = \left[0.685 \frac{f_y}{f_e}\right] x f_y = \left[0.685 \frac{2500}{3895,88}\right] x 2500 = 1961,11$$

- Bresing tarik

$$P_{max} = R_y \cdot F_y \cdot Ag = 1.5 x 2500 x 222,4 = 834000 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 x 834000 = 750600 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$750600 > 264942,9 \text{ kg (OK)}$$

- Bresing tekan

$$P_{max} = 1,1 \cdot R_y \cdot Ag \cdot F_{cr} = 1.1 x 1.5 x 222,4 x 1943,92 = 524420,5 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.85 x 524420,5 = 445757,4 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$445757,4 > 264942,9 \text{ kg (OK)}$$

4.4.4.2 Perencanaan Bresing Arah Y

Bresing Arah Y direncanakan menggunakan profil WF 600x300x14x23, dengan data – data sebagai berikut:

W = 175 kg/m	r = 28 mm	h = d-2(tf+r)
A = 222,4 cm ²	Z _x = 5017 cm ³	= 492 mm
d = 594 mm	Z _y = 1076 cm ³	S _x = 4620 cm ³
bf = 302 mm	i _x = 24,9 cm	S _y = 701 cm ³
tw = 14 mm	i _y = 6,9 cm	f _y = 250 Mpa
tf = 23 mm	I _x = 137000 cm ⁴	f _u = 410 Mpa
	I _y = 10600 cm ⁴	E = 200000 Mpa

$\alpha = 54,53^\circ$ (Sudut Bresing)

$L = 491,15$ cm

Berdasarkan peraturan SNI03-1729-2002 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 element *link*.

$$V_u = 1,25 \cdot R_y \cdot V_n = 1,25 \times 1,5 \times 115080 = 215775 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{215775}{\sin 54,53} = 264942,9 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{215775}{\sin 54,53} = 264942,9 \text{ kg}$$

3. Kontrol penampang profil

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{302}{2 \times 23} = 6,57$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15,81$$

$$\lambda < \lambda_R \rightarrow \text{Penampang tidak langsing}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{14} = 35,14$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42,058$$

$$\lambda < \lambda_R \rightarrow \text{Penampang tidak langsing}$$

4. Kontrol kuat bresing

$$\text{Arah } X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{491,15}{24,9} = 19,72$$

$$\text{Arah } Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{491,15}{6,9} = 71,18$$

λ pakai = 71,18

$$f_e = \frac{\pi^2 x E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 x 2000000}{(72,46)^2} = 3895,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L_{ky}}{i_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$71,18 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

71,18 \leq 133.219 maka,

$$F_{cr} = \left[0.685 \frac{f_y}{f_e} \right] x f_y = \left[0.685 \frac{2500}{3895,88} \right] x 2500 = 1961,11$$

- Bresing tarik

$$P_{max} = R_y \cdot F_y \cdot A_g = 1.5 x 2500 x 222,4 = 834000 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 x 834000 = 750600 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$750600 > 264942,9 \text{ kg (OK)}$$

- Bresing tekan

$$P_{max} = 1,1 \cdot R_y \cdot A_g \cdot F_{cr} = 1.1 x 1.5 x 222,4 x 1943,92 = 524420,5 \text{ kg}$$

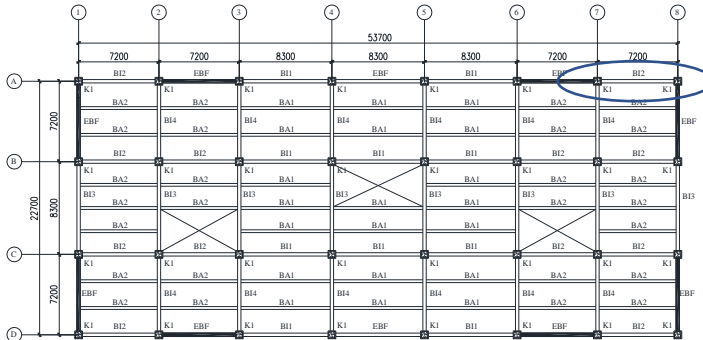
$$\phi_c P_n = 0.85 x 524420,5 = 445757,4 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$445757,4 > 264942,9 \text{ kg (OK)}$$

4.4.5 Perencanaan Balok Induk

4.4.5.1 Perencanaan Balok Induk Arah X



Gambar 4. 41 Balok Induk Arah X yang ditinjau

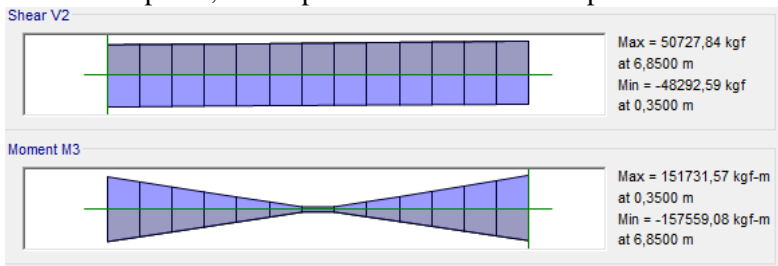
Balok induk arah x direncanakan menggunakan profil WF

800x300x16x30, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 241 \text{ kg/m}$	$r = 28 \text{ mm}$	$h = d-2(tf+r)$
$A = 307,6 \text{ cm}^2$	$Z_x = 9287 \text{ cm}^3$	$= 692 \text{ mm}$
$d = 808 \text{ mm}$	$Z_y = 1416 \text{ cm}^3$	$S_x = 8400 \text{ cm}^3$
$bf = 302 \text{ mm}$	$i_x = 33,2 \text{ cm}$	$S_y = 915 \text{ cm}^3$
$tw = 16 \text{ mm}$	$i_y = 6,7 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$tf = 30 \text{ mm}$	$I_x = 339000 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 13800 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

a. Sebelum komposit

Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek dan beban pelat beton.



Gambar 4. 42 Gaya Dalam Balok Induk Arah X Sebelum Komposit

Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:

$$M_{\max} : 157559,08 \text{ kgm}$$

$$V_{\max} : 50727,84 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{302}{2 \times 30} = 5,03$$

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{16} = 43,25$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \times f_y = 9287 \times 2500 = 23217500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$15.755.908 \leq 0,9 \times 23217500$$

$$15.755.908 \leq 20.895.750 \text{ (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 720 \text{ cm}$$

$$L_p = 333,528 \text{ cm}$$

$$L_r = 1036,251 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \text{ (Bentang Menengah)}$$

$$M_{maks} = 157559,08 \text{ kgm}$$

$$M_A = 86267,66 \text{ kgm}$$

$$M_B = 13802,84 \text{ kgm}$$

$$M_C = 85031,79 \text{ kgm}$$

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

$$= \frac{12,5 \times 157559,08}{2,5 \times 157559,08 + 3 \times 86267,66 + 4 \times 13802,84 + 3 \times 85031,79}$$

$$= 2,05 \leq 2,3$$

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

$$= 2,05 \left[23217500 - (23217500 -$$

$$0,7 \times 2500 \times 8400) \left(\frac{720 - 333,528}{1036,251 - 333,528} \right) \right] < 23217500$$

$$37903028 \text{ kgcm} \leq 23217500 \text{ kgcm (NOT OK) Digunakan } M_p$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$15.755.908 \leq 0,9 \times 23217500$$

$$15.755.908 \leq 20.895.750 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{692}{16} = 43,25$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63,35$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v = 0,6 \times 2500 \times 69,2 \times 1,6 \times 1 = 166080 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$50727,84 \leq 149472 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 720 \text{ cm}$$

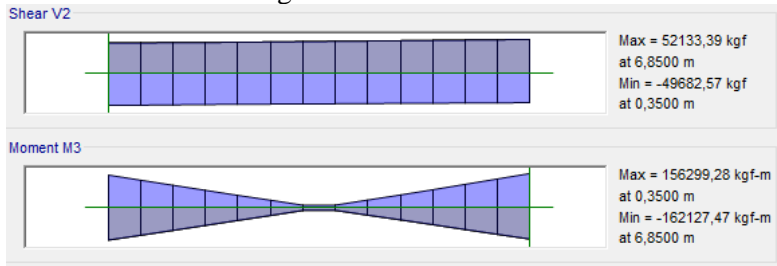
$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{720}{360} = 2,00 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,0121 \text{ m (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 1,21 \text{ cm} < 2,00 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

b. Setelah komposit

Pada kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4. 43 Gaya Dalam Balok Induk Arah X Setelah Komposit

M_{max} : 156299,28 kgm

M_{min} : -162127,47 kgm

V_{max} : 52133,39 kg

1. Zona Momen Positif

Menghitung momen nominal

- Lebar efektif (SNI 1729:2015 Pasal I3.1.a hal. 94)

$$B_{eff} \leq \frac{1}{8} L = \frac{1}{8} 720 = 90 \text{ cm}$$

$$B_{eff} \leq \frac{1}{2} S = \frac{1}{2} 240 = 120 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai $B_{eff} = 90 \text{ cm}$

- Kriteria penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{16} = 43,25$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$ Penampang Kompak

Sehingga momen nominal dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

- Kontrol Momen

$$C = 0,85 f_c' t_{plat} b_{eff} = 0,85 \times 300 \times 9 \times 90 = 206550 \text{ kg}$$

$$T = A_s f_y = 307,6 \times 2500 = 769000 \text{ kg}$$

Karena $C < T$, maka garis netral terletak pada baja

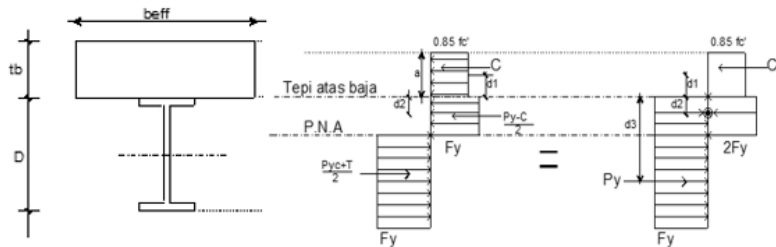
$$a = \frac{c}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_{eff}} = \frac{206550}{0,85 \cdot 300 \cdot 90} = 9 \text{ cm}$$

$$d_1 = h_r + t_{plat} - a/2 = 53 + 37 - 4,5 = 103 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{\frac{P_y - C}{2}}{2 \times F_y \times b_f} = \frac{\frac{769000 - 206550}{2}}{2 \times 2500 \times 30,2} = 1,862 \text{ cm}$$

(dengan asumsi gaya hanya mempengaruhi flange)

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{80,8}{2} = 40,4 \text{ cm}$$



Gambar 4. 44 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif

$$C = 206550 \text{ kg}$$

$$T = 769000 \text{ kg}$$

$$M_n = C (d_1 + d_2) + T (d_3 - d_2) = 206550 (4,5 + 1,862) + 769000 (40,4 - 1,862) = 30.949.558,44 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$156.299,28 \leq 0,9 \times 309.495,58$$

$$156.299,28 \leq 278.546,03 \text{ kgm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{692}{16} = 43,25$$

$$\lambda p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63.35$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v = 0,6 \times 2500 \times 68,2 \times 1,6 \times 1 = 166.080 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$52.133,39 \leq 0,9 \times 166.080 \text{ kg}$$

$$52.133,39 \leq 149.472 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 720 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{720}{360} = 2,00 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,0126 \text{ m (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 1,26 \text{ cm} < 2,00 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

2. Zona Momen negatif

Data tulangan negatif pelat:

$$\text{Diameter} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Tulangan (Ar)} = 0,503 \text{ cm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \text{Beff/Jarak tulangan} = 90/10 = 9 \text{ buah}$$

$$\text{selimut beton (c)} = 20 \text{ mm}$$

- Menghitung momen nominal

$$T = n \cdot \text{Ar} \cdot f_y = 9 \times 0,503 \times 4800 = 21715 \text{ kg}$$

$$P_y = \text{As} f_y = 307,6 \times 2500 = 769000 \text{ kg}$$

Gaya pada sayap profil P_f

$$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30,2 \times 3 \times 2500 = 226500 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil

$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \frac{769000 - 21715}{2} - 226500 = 1147143 \text{ kg}$$

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot F_y} = \frac{147143}{1,6 \times 2500} = 36,79 \text{ cm}$$

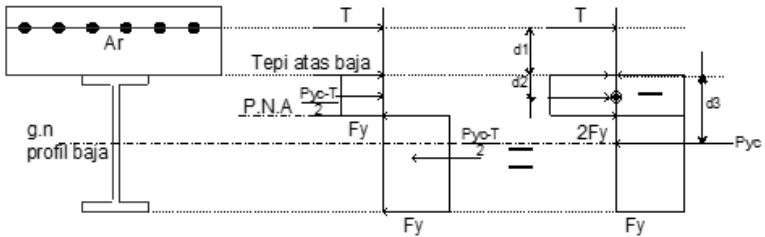
$$d_1 = hr + t_{\text{plat}} - c = 5,3 + 3,7 - 2 = 7 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{(P_f \times 0,5 t_f) + (P_w (t_f + 0,5 a_w))}{P_f + P_w}$$

$$d_2 = \frac{(226500 \times 0,5 \times 3) + (147143 (3 + 0,5 \times 36,79))}{226500 + 147143}$$

$$d_2 = 9,33 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = 40,4 \text{ cm}$$



Gambar 4. 45 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif

$$M_n = T (d_1 + d_2) + P_y (d_3 - d_2) = 21715 (7 + 9,33) + 769000 (40,4 - 9,33) = 24244506,6 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$162.127,47 \leq 0,9 \times 242.445,07$$

$$162.127,47 \leq 218.200,56 \text{ kgm (OK)}$$

3. Perencanaan Shear Connector (Stud)

$$d = 19 \text{ mm}$$

$$A_{sa} = 2,84 \text{ cm}^2$$

$$f_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 0,043 \times W_c^{1,5} \sqrt{f_c} = 0,043 \times 2400^{1,5} \sqrt{30} = 27691,47 \text{ Mpa}$$

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot (f_c' \cdot E_c)^{0,5} = 0,5 \cdot 2,84 \cdot (300 \cdot 27691,47)^{0,5} = 12921,14 \text{ kg}$$

$$R_g R_p A_{sa} F_u = 1 \times 0,75 \times 2,84 \times 4100 = 8718,51 \text{ kg}$$

Jumlah penghubung geser momen positif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{v'}{2Qn} = \frac{206550}{2 \times 8718,51} = 11,85 = 12 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen positif adalah:

$$S_{\min} = 6 \times d_s = 6 \times 1,9 = 11,4 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 8 \times t_{\text{plat}} = 8 \times 9 = 72 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{720}{12} = 60 \text{ cm (pakai 50 cm)}$$

Jumlah penghubung geser momen negatif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

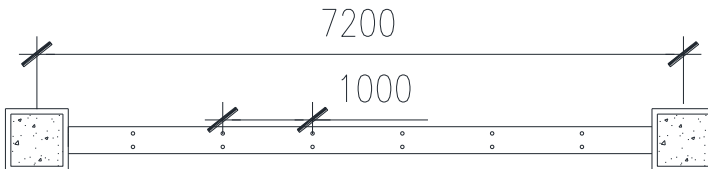
$$N = \frac{v'}{2Qn} = \frac{21714,69}{2 \times 8718,51} = 1,245 = 2 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen negatif adalah:

$$S_{\min} = 6 \times d_s = 6 \times 1,9 = 11,4 \text{ cm}$$

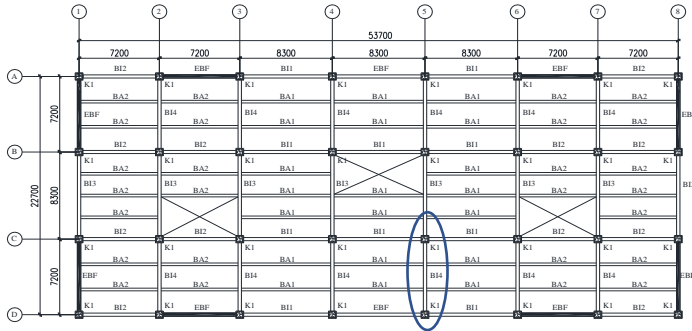
$$S_{\max} = 8 \times t_{\text{plat}} = 8 \times 9 = 72 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{720}{2} = 360 = 100 \text{ cm}$$



Gambar 4. 46 Shear Connector Balok Arah X

4.4.5.2 Perencanaan Balok Induk Arah Y



Gambar 4. 47 Balok Induk Arah Y yang ditinjau

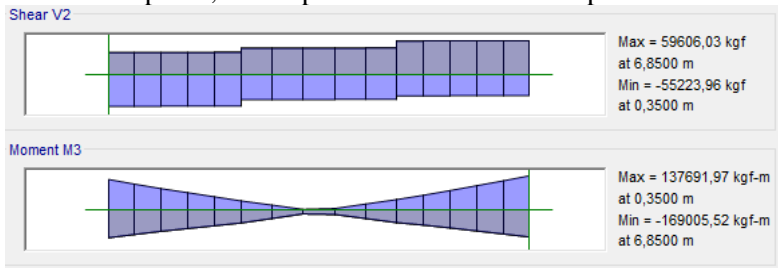
Balok induk arah Y direncanakan menggunakan profil WF

800x300x16x30, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 241 \text{ kg/m}$	$r = 28 \text{ mm}$	$h = d - 2(tf + r)$
$A = 307,6 \text{ cm}^2$	$Z_x = 9287 \text{ cm}^3$	$= 692 \text{ mm}$
$d = 808 \text{ mm}$	$Z_y = 1416 \text{ cm}^3$	$S_x = 8400 \text{ cm}^3$
$bf = 302 \text{ mm}$	$ix = 33,2 \text{ cm}$	$S_y = 915 \text{ cm}^3$
$tw = 16 \text{ mm}$	$iy = 6,7 \text{ cm}$	$fy = 250 \text{ Mpa}$
$tf = 30 \text{ mm}$	$I_x = 339000 \text{ cm}^4$	$fu = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 13800 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

a. Sebelum komposit

Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek dan beban pelat beton.



Gambar 4. 48 Gaya Dalam Balok Induk Arah Y Sebelum Komposit

Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:

$$M_{\max} : 169005,52 \text{ kgm}$$

$$V_{\max} : 59606,03 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{302}{2 \times 30} = 5,03$$

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{16} = 43,25$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \times f_y = 9287 \times 2500 = 23217500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$16.900.552 \leq 0,9 \times 23217500$$

$$16.900.552 \leq 20.895.750 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 240 \text{ cm}$$

$$L_p = 333,528 \text{ cm}$$

$$L_r = 1036,251 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p \text{ (Bentang Pendek)}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$16.900.552 \leq 0.9 \times 23217500$$

$$16.900.552 \leq 20.895.750 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{16} = 43,25$$

$$\lambda p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63,35$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times 69,2 \times 1,6 \times 1 = 166080 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$59606,03 \leq 149472 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 720 \text{ cm}$$

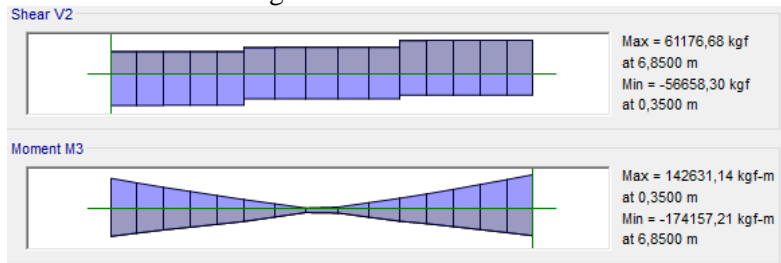
$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{720}{360} = 2,00 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,0121 \text{ m (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,71 \text{ cm} < 2,00 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

- Setelah komposit

Pada kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil Analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4. 49 Gaya Dalam Balok Induk Arah Y Setelah Komposit

$$\begin{aligned} M_{\max} &: 142631,14 \text{ kgm} \\ M_{\min} &: -174157,21 \text{ kgm} \\ V_{\max} &: 61178,68 \text{ kg} \end{aligned}$$

1. Zona Momen Positif

Menghitung momen nominal

- Lebar efektif (SNI 1729:2015 Pasal I3.1.a hal. 94)

$$B_{eff} \leq \frac{1}{8} L = \frac{1}{8} 720 = 90 \text{ cm}$$

$$B_{eff} \leq \frac{1}{2} S = \frac{1}{2} 240 = 120 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai $B_{eff} = 90 \text{ cm}$

- Kriteria penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{16} = 43,25$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Sehingga momen nominal dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

- Kontrol Momen

$$C = 0,85 f_c' t_{plat} b_{eff} = 0,85 \times 300 \times 9 \times 90 = 206550 \text{ kg}$$

$$T = A_s f_y = 307,6 \times 2500 = 769000 \text{ kg}$$

Karena $C < T$, maka garis netral terletak pada baja

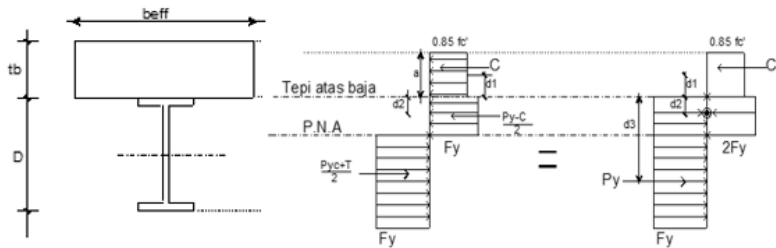
$$a = \frac{c}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_{eff}} = \frac{206550}{0,85 \cdot 300 \cdot 90} = 9 \text{ cm}$$

$$d_1 = h_r + t_{plat} - a/2 = 53 + 37 - 4,5 = 103 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{\frac{Py-C}{2}}{2 \times F_y \times b_f} = \frac{\frac{769000-206550}{2}}{2 \times 2500 \times 30,2} = 1,862 \text{ cm}$$

(dengan asumsi gaya hanya mempengaruhi flange)

$$d_3 = \frac{D}{2} = 40,4 \text{ cm}$$



Gambar 4. 50 Distribusi Tegangan Plastik Daerah Momen Positif

$$C = 206550 \text{ kg}$$

$$T = 769000 \text{ kg}$$

$$M_n = C(d_1 + d_2) + T(d_3 - d_2) = 206550(4,5 + 1,862) + 769000(40,4 - 1,862) = 30.949.558,44 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$142.631,14 \leq 0,9 \times 309.495,58$$

$$142.631,14 \leq 278.546,03 \text{ kgm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{16} = 43,25$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63,35$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v = 0,6 \times 2500 \times 68,2 \times 1,6 \times 1 = 166.080 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$52133,39 \leq 0,9 \times 166.080 \text{ kg}$$

$$52133,39 \leq 149.472 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 720 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{720}{360} = 2,00 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,0123 \text{ m (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 1,23 \text{ cm} < 2,00 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

2. Zona Momen negatif

Data tulangan negatif pelat:

$$\text{Diameter} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Tulangan (Ar)} = 0,503 \text{ cm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \text{Beff/Jarak tulangan} = 90/10 = 9 \text{ buah}$$

$$\text{selimut beton (c)} = 20 \text{ mm}$$

- Menghitung momen nominal

$$T = n \cdot A_r \cdot f_y = 9 \times 0,503 \times 4800 = 21715 \text{ kg}$$

$$P_y = A_{sfy} = 307,6 \times 2500 = 769000 \text{ kg}$$

Gaya pada sayap profil P_f

$$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30,2 \times 3 \times 2500 = 226500 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil

$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \frac{769000 - 21715}{2} - 226500 = 1147143 \text{ kg}$$

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot F_y} = \frac{1147143}{1,6 \times 2500} = 36,79 \text{ cm}$$

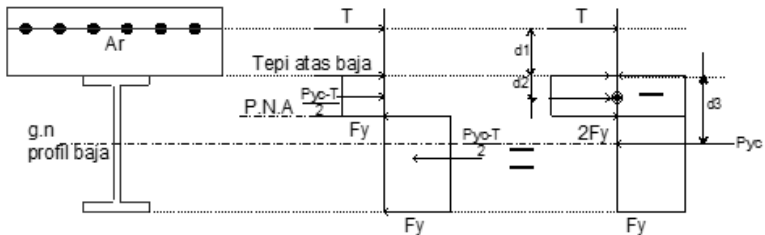
$$d_1 = h_r + t_{plat} - c = 5,3 + 3,7 - 2 = 7 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{(P_f \times 0,5 t_f) + (P_w (t_f + 0,5 a_w))}{P_f + P_w}$$

$$d_2 = \frac{(226500 \times 0,5 \times 3) + (1147143 (3 + 0,5 \times 36,79))}{226500 + 1147143}$$

$$d_2 = 9,33 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = 40,4 \text{ cm}$$



Gambar 4. 51 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif

$$M_n = T(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2) = 21715(7 + 9,33) + 769000(40,4 - 9,33) = 24244506,6 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$162.127,47 \leq 0,9 \times 242.445,07$$

$$162.127,47 \leq 218.200,56 \text{ kgm (OK)}$$

3. Perencanaan Shear Connector (Stud)

$$d = 19 \text{ mm}$$

$$A_{sa} = 2,84 \text{ cm}^2$$

$$f_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 0,043 \times W_c^{1,5} \sqrt{f_c} = 0,043 \times 2400^{1,5} \sqrt{30} = 27691,47 \text{ Mpa}$$

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot (f_c' \cdot E_c)^{0,5} = 0,5 \cdot 2,84 \cdot (300 \cdot 27691,47)^{0,5} = 12921,14 \text{ kg}$$

$$R_g R_p A_{sa} F_u = 1 \times 0,75 \times 2,84 \times 410 = 8718,51 \text{ kg}$$

Jumlah penghubung geser momen positif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{v'}{2Q_n} = \frac{206550}{2 \times 8718,51} = 11,85 = 12 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen positif adalah:

$$S_{min} = 6 \times d_s = 6 \times 1,9 = 11,4 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 8 \times t_{plat} = 8 \times 9 = 72 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{720}{12} = 60 \text{ cm (pakai 50 cm)}$$

Jumlah penghubung geser momen negatif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

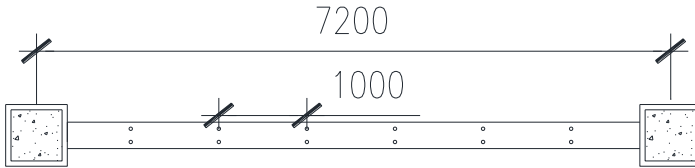
$$N = \frac{v'}{2Qn} = \frac{21714,69}{2 \times 8718,51} = 1,245 = 2 \text{ buah}$$

Jarak antar menghubungkan geser momen negatif adalah:

$$S_{\min} = 6 \times d_s = 6 \times 1,9 = 11,4 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 8 \times t_{\text{plat}} = 8 \times 9 = 72 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{720}{2} = 360 = 100 \text{ cm}$$

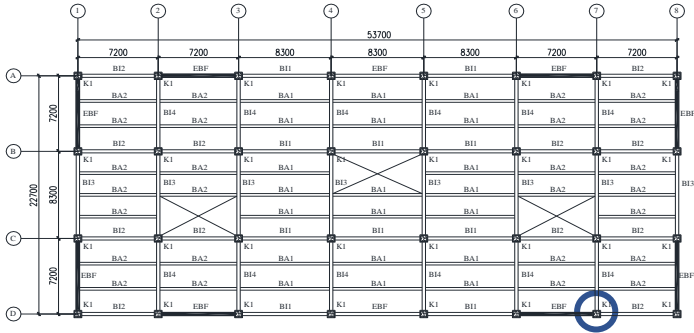


Gambar 4. 52 Shear Connector Balok Arah Y

Tabel 4. 17 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Kode Gambar	Bentang		Profil yang digunakan
	Panjang Balok	Posisi Balok	
	(m)	Lantai	
BI 1	8,3	Lobby-12	WF 800x300x16x30
BI 2	7,2	Lobby-12	WF 800x300x16x30
BI 3	8,3	13-Atap	WF 700x300x15x28
BI 4	7,2	13-Atap	WF 700x300x15x28

4.4.6 Perencanaan Kolom



Gambar 4. 53 Posisi kolom yang ditinjau

Direncanakan dengan menggunakan kolom komposit CFT (Concrete Filled Tube) 800x800x60 dengan memakai profil square hollow section dari brosur Continental Steel

$H = 800 \text{ mm}$	$I_x = 1492000 \text{ cm}^4$	$A_s = 1683 \text{ cm}^2$
$B = 800 \text{ mm}$	$I_y = 1492000 \text{ cm}^4$	$A_c = 4717 \text{ cm}^2$
$t = 60 \text{ mm}$	$Z_x = 37290 \text{ cm}^3$	$E_s = 200000 \text{ Mpa}$
$i_y = 29,8 \text{ cm}$	$Z_y = 37290 \text{ cm}^3$	$E_c = 0,043 \times W_c 1,5 \sqrt{f_c}$
$i_x = 29,8 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$	$E_c = 31975,35 \text{ kg/cm}^2$
$f_c' = 40 \text{ Mpa}$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$	

Dari hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam yang terjadi adalah sebagai berikut:

- Gaya akibat beban gravitasi

P_u : 579118,97 kg

M_{ux} : 9338,88 kgm

M_{uy} : 2462,07 kgm

- Gaya akibat beban gempa

P_u : 706553,75 kg

M_{ux} : 209593,91 kgm

M_{uy} : 63243,69 kgm

- Kontrol luas penampang minimum profil baja (SNI 1729:2015 Pasal I2.1a)

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 1\%$$

$$\frac{1683}{4717 + 1683} \times 100\% \geq 1\%$$

$$26,297\% \geq 1\%$$

Cek mutu profil baja.

$$f_y < 380 \text{ MPa}$$

$$250 \text{ MPa} < 380 \text{ MPa (OK)}$$

Cek mutu beton inti.

$$21 \text{ Mpa} < f'_c < 55 \text{ MPa}$$

$$21 \text{ Mpa} < 40 \text{ Mpa} < 55 \text{ MPa (OK)}$$

- Kuat nominal tekan (SNI 1729:2015 Tabel II.1A)

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{800}{2 \times 60} = 6,67$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,26 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 63,922$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ (Penampang Kompak)}$$

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut:

$$P_{no} = P_p \text{ (SNI 1729:2015 ps I2.2b ayat c)}$$

$$P_p = f_y A_s + C_2 f'_c (A_c + A_s r \frac{E_s}{E_c})$$

$$P_p = 2500 \times 1683 + 0,85 \times 400 (4717 + 0)$$

$$P_p = 5.811.280 \text{ kg} > P_u = 706.553,75 \text{ kg (OK)}$$

- Momen nominal kolom
 - Kontrol penampang terhadap tekuk local

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{800}{2 \times 60} = 6,67$$

$$\lambda_p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 31,678$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ (Penampang Kompak)}$$

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 37290 \times 2500 = 93225000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$20.959.391 \leq 0.9 \times 93.225.000$$

$$20.959.391 \leq 83.902.500 \text{ kgcm (OK)}$$

o Kekuatan lentur dan aksial orde kedua

1. Arah sumbu X

a) Kontrol momen terhadap beban gravitasi

Dari analisa ETABS diperoleh sebagai berikut

$$M_1 = 5998,27 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 9338,88 \text{ kgm}$$

$$M_{lt} = 9338,88 \text{ kgm}$$

$$M_{nt} = 209593,91 \text{ kgm}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left(\frac{5998,27}{9338,88} \right) = 0,34$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{(\pi)^2 \times 2 \times 10^6 \times 1492000}{(1 \times 400)^2} = 184068122 \text{ kg}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$B_1 = \frac{0,34}{1 - \frac{5811280}{184068122}} \geq 1$$

$$B_1 = 0,35 \geq 1$$

$$B_1 = 1$$

b) Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari ETABS diperoleh output sebagai berikut

$$P_{mf} = 579118,97 \text{ kg}$$

$$P_{story} = 706553,75 \text{ kg}$$

$$R_m = 1 - 0,15 \left(\frac{P_{mf}}{P_{story}} \right) = 0,877$$

$$P_{e \text{ story}} = \frac{R_m \cdot H \cdot L}{\Delta H} = \frac{0,877 \times 4000 \times 4000}{3,29} = 4268422,7 \text{ kg}$$

$$B2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}\right)} = \frac{1}{\left(1 - \frac{579118,97}{4268422,7}\right)} = 1,16 \geq 1$$

c) Momen terfaktor terhadap sumbu

$$M_{rx} = B_1 M_{lt} + B_2 M_{nt} = 1 \times 9338,88 + 1,16 \times 209593,91$$

$$M_{rx} = 251833,26 \text{ kgm}$$

2. Arah sumbu Y

a) Kontrol momen terhadap beban gravitasi

Dari analisa ETABS diperoleh sebagai berikut

$$M1 = 1017,4 \text{ kgm}$$

$$M2 = 2462,07 \text{ kgm}$$

$$M_{lt} = 2462,07 \text{ kgm}$$

$$M_{nt} = 63242,69 \text{ kgm}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M1}{M2} \right) = 0,6 - 0,4 \left(\frac{1017,4}{2462,07} \right) = 0,43$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{(\pi)^2 \times 2 \times 10^6 \times 1492000}{(1 \times 400)^2} = 184068122 \text{ kg}$$

$$B1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$B1 = \frac{0,43}{1 - \frac{579118,97}{184068122}} \geq 1$$

$$B1 = 0,45 \geq 1$$

$$B1 = 1$$

b) Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari ETABS diperoleh output sebagai berikut

$$P_{mf} = 579118,97 \text{ kg}$$

$$P_{story} = 706553,75 \text{ kg}$$

$$R_m = 1 - 0,15 \left(\frac{P_{mf}}{P_{story}} \right) = 0,877$$

$$P_{e\ story} = \frac{Rm. H. L}{\Delta H} = \frac{0,93 \times 4000 \times 4000}{3,82} = 1117154,2 \text{ kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}\right)} = \frac{1}{\left(1 - \frac{579118,97}{1117154,2}\right)} = 2,076 \geq 1$$

c) Momen terfaktor terhadap sumbu

$$M_{ry} = B_1 M_{lt} + B_2 M_{nt} = 1 \times 2462,07 + 2,076 \times 63242,69$$

$$M_{ry} = 133776,59 \text{ kgm}$$

o Kuat aksial orde kedua

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} = 579118,97 + 1 \times 706553,75$$

$$P_r = 1285672,72 \text{ kg}$$

• Kontrol interaksi aksial momen

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{1285672,72}{0,9 \times 5811280} = 0,27 \geq 0,2$$

Maka digunakan rumus interaksi pertama sebagai berikut:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b \cdot M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b \cdot M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$0,27 + \frac{8}{9} \left(\frac{251833,26}{839025} + \frac{133776,59}{839025} \right) \leq 1$$

$$0,68 \leq 1 \text{ (OK)}$$

Tabel 4. 18 Rekapitulasi Dimensi Kolom

Kode Gambar	Posisi	Profil yang digunakan
K1	Lobby-6	CFT 800 x 800 x 60
K2	7-12	CFT 700 x 700 x 60
K3	13-18	CFT 600 x 600 x 50
K4	19-Atap	CFT 500 x 500 x 36

4.5 Perencanaan Sambungan

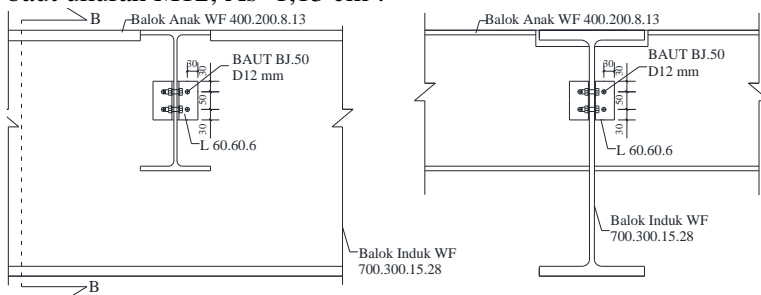
Perencanaan sambungan pada tugas akhir in menggunakan peraturan SNI 1729:2015 tentang spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural dengan metode DFBK (Desain Faktor Beban dan Ketahanan).

4.5.1 Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak

Sambungan balok induk dengan balok anak menggunakan tipe sambungan *simple connection*. Sambungan ini di desain hanya untuk menerima beban geser dari balok anak.

4.5.1.1 Sambungan Atap Apartemen

Dari perhitungan balok anak untuk struktur sekunder sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak lantai atap sebesar 5827,6 kg, dengan dimensi balok anak WF 400x200x8x13 dan balok induk WF 700x300x15x28. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan baut ukuran M12; $A_s=1,13 \text{ cm}^2$.



Gambar 4. 54 Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk

- Sambungan pada badan balok induk
Mutu baut A325 ($F_{nv}=4570 \text{ kg/cm}^2$) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2
Kuat geser baut:
 $\phi \cdot R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m = 0,75 \times 4570 \times 1,13 \times 2$
 $= 7752,822 \text{ kg (menentukan)}$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 30 - 0,5 \times (12 + 1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \times \ell_c \times t \times F_u \leq 2,4 \times d \times t \times F_u$$

$$= 1,2 \times 2,325 \times 1,5 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,2 \times 1,5 \times 4100$$

$$= 17158,5 \text{ kg} \leq 17712 \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset.R_n = 0,75 \times 17158,5 = 12868,88 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 5854,13 / 7752,82 = 0,75 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Sambungan pada badan balok anak
Mutu baut A325 ($F_{nv}=4570\text{kg/cm}^2$) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\emptyset.R_n = \emptyset \times F_{nv} \times A_b \times m = 0,75 \times 4570 \times 1,13 \times 2$$

$$= 7752,822 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 30 - 0,5 \times (12 + 1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \times \ell_c \times t \times F_u \leq 2,4 \times d \times t \times F_u$$

$$= 1,2 \times 2,325 \times 0,8 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,2 \times 0,8 \times 4100$$

$$= 9151,2 \text{ kg} \leq 9446,4 \text{ kg (OK)}$$

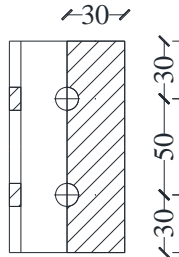
$$\emptyset.R_n = 0,75 \times 9151,2 = 6863,4 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 5854,13 / 6863,4 = 0,85 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Kontrol jarak baut
Jarak tepi : (S1) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 18 mm s/d 150 mm
Pakai S1 = 30 mm
Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
= 36 mm s/d 200 mm
Pakai S = 50 mm
- Kontrol kekuatan siku penyambung
Dipakai siku penyambung 60x60x6
BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

Ø lubang = 12 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 13,5 mm = 1,35 cm



Gambar 4. 55 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 11 \times 0,6 = 6,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = (11 - 2 \times 1,35) \times 0,6 = 4,98 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,9 \cdot 6,6 \cdot 2500 = 14850 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,75 \cdot 4,98 \cdot 4100 = 15313,5 \text{ kg}$$

Dikarenakan terdapat 2 siku, sehingga:

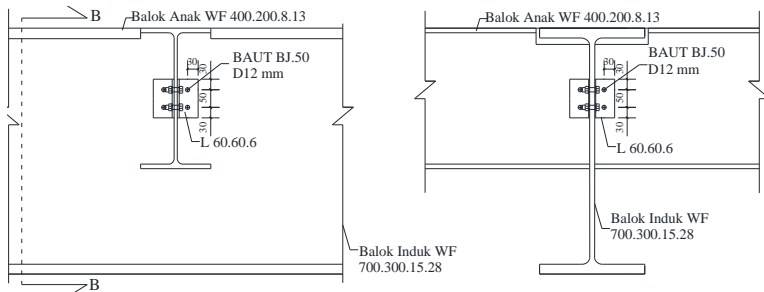
$$\phi P_u = 2 \times 14850 = 29700 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2 \phi P_u \rightarrow 5827,6 \text{ kg} < 29700 \text{ kg (OK)}$$

4.5.1.2 Sambungan Lantai Hunian Apartemen

Dari perhitungan balok anak untuk struktur sekunder sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak lantai apartemen sebesar 7611,121 kg, dengan dimensi balok anak WF 400×200×8×13 dan balok induk WF 800×300×16×30. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan baut ukuran M12; $A_s=1,13 \text{ cm}^2$.



Gambar 4. 56 Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk

- Sambungan pada badan balok induk
Mutu baut A325 ($F_{nv}=4570\text{kg/cm}^2$) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.R_n &= \emptyset \times F_{nv} \times A_b \times m = 0,75 \times 4570 \times 1,13 \times 2 \\ &= 7752,822 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 30 - 0,5 \times (12 + 1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \times \ell_c \times t \times F_u \leq 2,4 \times d \times t \times F_u$$

$$\begin{aligned}&= 1,2 \times 2,325 \times 1,6 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,2 \times 1,6 \times 4100 \\ &= 18302,4 \text{ kg} \leq 18892,8 \text{ kg (OK)}\end{aligned}$$

$$\emptyset.R_n = 0,75 \times 18302,4 = 13726,8 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 7686,17 / 7752,82 = 0,99 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Sambungan pada badan balok anak
Mutu baut A325 ($F_{nv}=4570\text{kg/cm}^2$) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.R_n &= \emptyset \times F_{nv} \times A_b \times m = 0,75 \times 4570 \times 1,13 \times 2 \\ &= 7752,822 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 30 - 0,5 \times (12 + 1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \times \ell_c \times t \times F_u \leq 2,4 \times d \times t \times F_u$$

$$= 1,2 \times 23,25 \times 0,8 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,2 \times 0,8 \times 4100$$

$$= 9151,2 \text{ kg} \leq 9446,4 \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset \cdot R_n = 0,75 \times 9151,2 = 6863,4 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 7686,17 / 6863,4 = 1,12 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S1)} &= 1,5 \text{ db atau Tabel J3.4 s/d } 12 \text{ tp atau } 150 \text{ mm} \\ &= 18 \text{ mm s/d } 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 30 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak baut : (S)} &= 3 \text{ db s/d } 15 \text{ tp atau } 200 \text{ mm} \\ &= 36 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

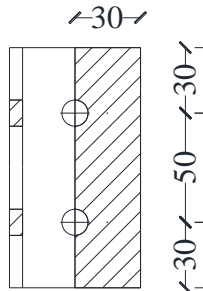
$$\text{Pakai S} = 50 \text{ mm}$$

- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60x60x6

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned} \emptyset \text{ lubang} &= 12 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 13,5 \text{ mm} = 1,35 \text{ cm} \end{aligned}$$



Gambar 4. 57 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 11 \times 0,6 = 6,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (11 - 2 \times 1,35) \times 0,6 = 4,98 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\emptyset Pu = \emptyset Ag fy = 0,9 \cdot 6,6 \cdot 2500 = 14850 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\emptyset Pu = \emptyset An fu = 0,75 \cdot 4,98 \cdot 4100 = 15313,5 \text{ kg}$$

Dikarenakan terdapat 2 siku, sehingga:

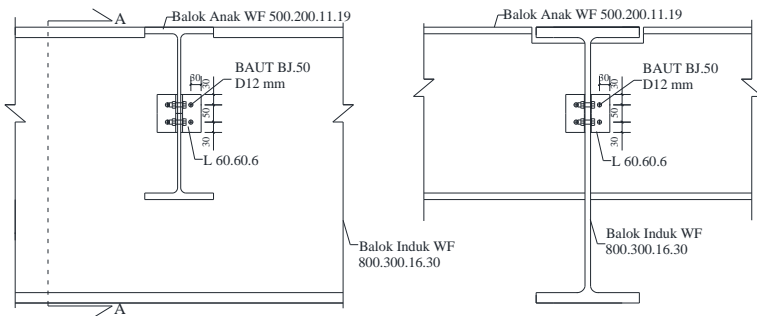
$$\emptyset Pu = 2 \times 14850 = 29700 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2 \emptyset Pu \rightarrow 7611,121 \text{ kg} < 29700 \text{ kg (OK)}$$

4.4.1.3 Sambungan Lantai Lobby Apartemen

Dari perhitungan balok anak untuk struktur sekunder sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak lantai apartemen sebesar 12327,11 kg, dengan dimensi balok anak WF 500×200×11×19 dan balok induk WF 800×300×16×30. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan baut ukuran M12; $A_s=1,13 \text{ cm}^2$.



Gambar 4. 58 Sambungan Balok Anak Lobby dengan Balok Induk

- Sambungan pada badan balok induk
Mutu baut A325 ($F_{nv}=4570\text{kg/cm}^2$) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\emptyset.Rn = \emptyset \times F_{nv} \times A_b \times m = 0,75 \times 4570 \times 1,13 \times 2$$

$$= 7752,822 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 30 - 0,5 \times (12 + 1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \times \ell_c \times F_u \leq 2,4 \times d \times t \times F_u$$

$$= 1,2 \times 2,325 \times 1,6 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,2 \times 1,6 \times 4100$$

$$= 18302,4 \text{ kg} \leq 18892,8 \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset.R_n = 0,75 \times 18302,4 = 13726,8 \text{ kg}$$

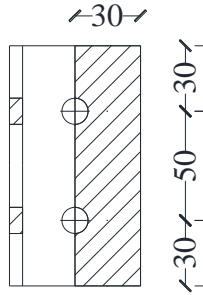
$$n = V_u / \emptyset V_n = 12279,45 / 7752,82 = 1,58 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Sambungan pada badan balok anak
Mutu baut A325 ($F_{nv}=4570\text{kg/cm}^2$) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2
Kuat geser baut:
 $\emptyset.R_n = \emptyset \times F_{nv} \times A_b \times m = 0,75 \times 4570 \times 1,13 \times 2$
 $= 7752,822 \text{ kg (menentukan)}$
Kuat tumpu baut
 $\ell_c = 30 - 0,5 \times (12 + 1,5) = 23,25 \text{ mm}$
 $R_n = 1,2 \times \ell_c \times F_u \leq 2,4 \times d \times t \times F_u$
 $= 1,2 \times 2,325 \times 0,9 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,2 \times 0,9 \times 4100$
 $= 10295,1 \text{ kg} \leq 10627,2 \text{ kg (OK)}$
 $\emptyset.R_n = 0,75 \times 10295,1 = 7721,325 \text{ kg}$
 $n = V_u / \emptyset V_n = 12279,45 / 772,325 = 1,59 \approx 2 \text{ buah}$
Dipasang 2 buah baut M12.
- Kontrol jarak baut
Jarak tepi : (S1) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
 $= 18 \text{ mm s/d } 150 \text{ mm}$
Pakai S1 = 30 mm
Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
 $= 36 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm}$
Pakai S = 50 mm
- Kontrol kekuatan siku penyambung
Dipakai siku penyambung 60x60x6

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

\emptyset lubang = $12 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm}$ (lubang dibuat dengan bor)
 $= 13,5 \text{ mm} = 1,35 \text{ cm}$



Gambar 4. 59 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Lobby dengan Balok Induk

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 11 \times 0,6 = 6,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = (11 - 2 \times 1,35) \times 0,6 = 4,98 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_g f_y = 0,9 \cdot 6,6 \cdot 2500 = 14850 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,75 \cdot 4,98 \cdot 4100 = 15313,5 \text{ kg}$$

Dikarenakan terdapat 2 siku, sehingga:

$$\emptyset P_u = 2 \times 14850 = 29700 \text{ kg}$$

Syarat:

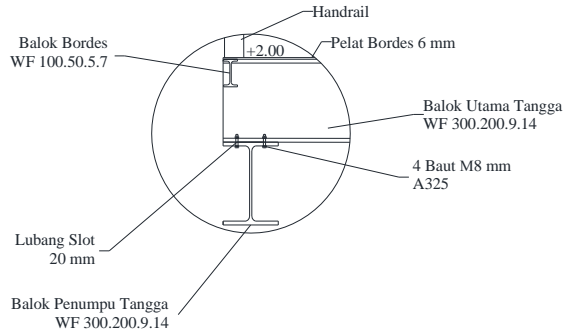
$$V_u \leq 2 \emptyset P_u \rightarrow 12327,11 \text{ kg} < 29700 \text{ kg (OK)}$$

4.5.2 Sambungan Balok Tangga

Sambungan balok tangga menggunakan tipe sambungan *simple connection*.

4.5.2.1 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

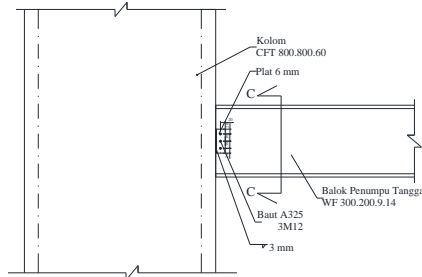
Sambungan antara balok tangga utama dengan balok penumpu tangga direncanakan sebagai perletakan rol. Sehingga, dimensi balok utama tangga WF 300x200x9x14 berada diatas balok penumpu tangga WF 300x200x9x14 dan dipasang baut ukuran M8 dengan lubang slot sepanjang 2,5db = 20 mm.



Gambar 4. 60 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

4.5.2.2 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar 5059,52 kg, dengan dimensi balok penumpu tangga WF 300x200x9x14 dan dimensi kolom CFT 800x800x60.



Gambar 4. 61 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

- Sambungan balok penumpu tangga dengan pelat:

Profil pelat 6 mm

baut = M12; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$

Mutu baut A325 ($F_{nv}=4750\text{kg/cm}^2$) berdasarkan SNI 1729:2015
Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset. F_{nv}.A_b.m = 0,75 \cdot 4570 \cdot 1,13 \cdot 1 \\ &= 3876,41 \text{ kg (Menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 20 - 0,5 (12+1,5) = 13,25 \text{ mm}$$

$$Rn = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 1,325 \cdot 0,9 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 4100$$

$$= 5867,1 \text{ kg} \leq 10627,2 \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset.Rn = 0,75 \cdot 5867,1 = 4400,325 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 5059,52 / 3876,41 = 1,14 \approx 3 \text{ buah}$$

Dipasang 3 buah baut M12.

Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S1)} &= 1,5db \text{ atau Tabel J3.4 s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 12 \text{ mm s/d } 60 \text{ mm}\end{aligned}$$

Pakai S1 = 20 mm

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S2)} &= 1,5 db \text{ atau Tabel J3.4 s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 12 \text{ mm s/d } 60 \text{ mm}\end{aligned}$$

Pakai S2 = 20 mm

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d } 15tp \text{ atau } 200 \text{ mm} = 36 \text{ mm s/d } 75 \text{ mm}$$

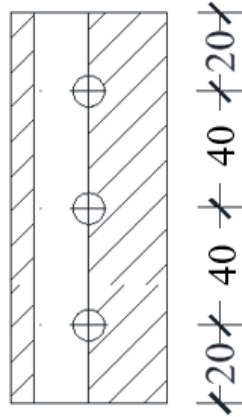
Pakai S = 40 mm

Kontrol kekuatan pelat penyambung

Tebal pelat penyambung 6 mm

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned}\emptyset \text{ lubang} &= 12 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 13,5 \text{ mm} = 1,35 \text{ cm}\end{aligned}$$



Gambar 4. 62 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 12 \times 0,6 = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (12 - 3 \times 13,5) \times 0,6 = 5,58 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,9 \cdot 7,2 \cdot 2500 = 16200 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,75 \cdot 5,58 \cdot 4100 = 17158,5 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq \phi P_u \rightarrow 5059,52 \text{ kg} < 16200 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan Las Kolom dengan Pelat

Direncanakan las dengan $t_e = 1 \text{ cm}$

Panjang Pelat (d plat) = 12 cm

Mutu las yang digunakan F_{E70xx}

$$A_{we} = t_e \cdot (d_{\text{plat}})$$

$$= 1 \times (12)$$

$$= 12 \text{ cm}^2$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{5059,52}{12} = 421,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset F_{nw} = \emptyset \times 0,6 \times F_{EXX} = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{421,63}{2214,45} = 0,19 \text{ cm}$$

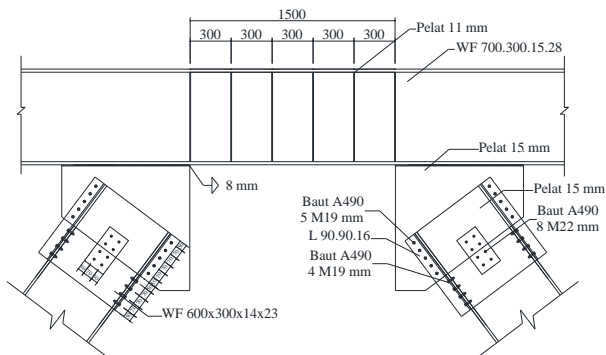
$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,19}{0,707} = 0,269 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga $a_{\min} = 3 \text{ mm}$

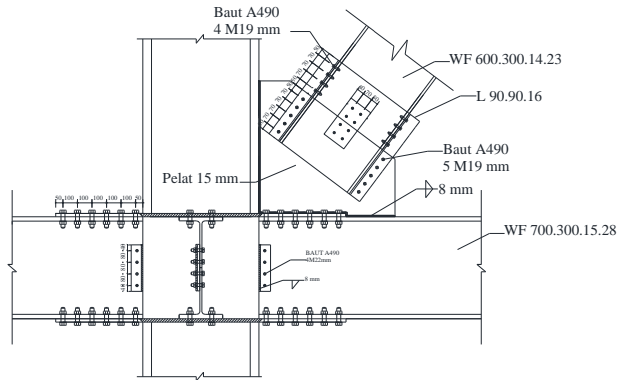
Maka dipakai las sudut dengan tebal 3 mm.

4.5.3 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. Ry.Vn. Perhitungan didasarkan pada kekuatan nominal tekan dan nominal tarik yang telah dihitung pada perencanaan bresing. Dimensi balok link adalah WF 700x300x15x28 sedangkan dimensi batang bresing adalah WF 600x300x14x23 dengan tebal pelat buhul (gusset) sebesar 16 mm.



Gambar 4. 63 Sambungan Bresing dengan Balok Link



Gambar 4. 64 Sambungan Bresing dengan Balok dan Kolom

- Gaya pada bresing

$$P_u = 306134,23 \text{ kg}$$

Gaya pada satu sayap

$$P_{uf} = \frac{P_u \cdot b_f \cdot t_f}{A} = \frac{306134,23 \times 30 \times 2,3}{222,4} = 94978,7 \text{ kg}$$

Gaya pada badan

$$P_{uw} = P_u - 2P_{uf} = 306134,23 - (2 \times 94978,7) = 116176,8 \text{ kg}$$

- Sambungan geser pada sayap balok dengan pelat siku (A)

Profil siku 90x90x16

baut = M19; $A_s = 2,84 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ($F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m = 0,75 \cdot 5790 \cdot 2,84 \cdot 1 \\ &= 12312,24 \text{ kg (Menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 50 - 0,5(19 + 1,5) = 39,75 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 39,75 \cdot 1,6 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,9 \cdot 1,6 \cdot 4100$$

$$= 31291,2 \text{ kg} \geq 29913,6 \text{ kg}$$

$\emptyset.Rn = 0,75 \cdot 29913,6 = 22435,2 \text{ kg}$
 $n = Vu / \emptyset Vn = 94978,8 / 12312,24 = 7,71 \approx 8 \text{ buah}$
 Dipasang 8 buah baut M19.

Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
 = 22 mm s/d 96 mm

Pakai S1 = 50 mm

Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
 = 22 mm s/d 96 mm

Pakai S2 = 50 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 48 mm s/d 120 mm

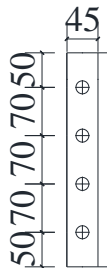
Pakai S = 70 mm

Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 90x90x10

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$\emptyset \text{ lubang} = 19 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm}$ (lubang dibuat dengan bor)
 = 20,5 mm = 2,05 cm



Gambar 4. 65 Detail Pelat Siku Sambungan Sayap Balok

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 31 \times 1,6 = 49,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (31 - 4 \times 2,05) \times 1,6 = 43,04 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_g f_y = 0,9 \cdot 49,6 \cdot 2500 = 111600 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,75 \cdot 43,04 \cdot 4100 = 132348 \text{ kg}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\emptyset P_u = 2 \cdot 111600 = 223200 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\emptyset P_u \rightarrow 94978,7 \text{ kg} < 223200 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan geser pada pelat siku dengan pelat buhul (B)

Profil siku 90x90x16

$$\text{baut} = \text{M19}; A_s = 2,84 \text{ cm}^2$$

Mutu baut A490 ($F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned} \emptyset.R_n &= \emptyset.F_{nv}.A_b.m = 0,75 \cdot 5790 \cdot 2,84 \cdot 2 \\ &= 24624,47 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 50 - 0,5 (19 + 1,5) = 39,75 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 3,975 \cdot 1,6 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,9 \cdot 1,6 \cdot 4100$$

$$= 31291,2 \text{ kg} \leq 43000,8 \text{ kg}$$

$$\emptyset.R_n = 0,75 \cdot 31291,2 = 23468,4 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 94978,8 / 23468,4 = 4,05 \approx 5 \text{ buah}$$

Dipasang 5 buah baut M19.

Kontrol jarak baut

$$\text{Jarak tepi : (S1)} = \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm}$$

$$= 28 \text{ mm s/d 96 mm}$$

Pakai S1 = 50 mm

$$\text{Jarak tepi : (S2)} = \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm}$$

$$= 28 \text{ mm s/d 96 mm}$$

Pakai S2 = 60 mm

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d 15tp atau 200 mm} = 48 \text{ mm s/d 120 mm}$$

Pakai $S = 70 \text{ mm}$

Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung $90 \times 90 \times 16$

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

\emptyset lubang = $19 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm}$ (lubang dibuat dengan bor)
 $= 20,5 \text{ mm} = 2,05 \text{ cm}$



Gambar 4. 66 Detail Pelat Siku Sambungan dengan Pelat Buhul

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 38 \times 1,6 = 60,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (38 - 5 \times 20,5) \times 1,6 = 44,4 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_g f_y = 0,9 \cdot 60,8 \cdot 2500 = 136800 \text{ kg}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,75 \cdot 44,4 \cdot 4100 = 136530 \text{ kg (Menentukan)}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\emptyset P_u = 2 \cdot 136530 = 273060 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\emptyset P_u \rightarrow 94978,7 \text{ kg} < 273060 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan geser pada badan balok

Tebal pelat = 15 mm

baut = M22; $A_s = 3,801 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ($F_{nv}=5790 \text{ kg/cm}^2$) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned}\emptyset.R_n &= \emptyset. F_{nv} \cdot A_b \cdot m = 0,75 \cdot 5790 \cdot 3,801 \cdot 2 \\ &= 33014,53 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 50 - 0,5(22+1,5) = 38,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 3,825 \cdot 1,5 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2,2 \cdot 1,5 \cdot 4100$$

$$= 28228,5 \text{ kg} \leq 32472 \text{ kg}$$

$$\emptyset.R_n = 0,75 \cdot 28228,5 = 21171,38 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 116176,8 / 21171,38 = 5,5 \approx 8 \text{ buah}$$

Dipasang 4 baris 2 buah baut pada pelat gusset dan pada badan dengan diameter M22 mm

Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S1)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 22 \text{ mm s/d 96 mm}\end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S2)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 22 \text{ mm s/d 96 mm}\end{aligned}$$

$$\text{Pakai S2} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d 15tp atau } 200 \text{ mm} = 48 \text{ mm s/d } 120 \text{ mm}$$

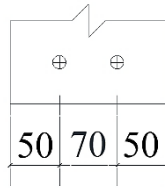
$$\text{Pakai S} = 70 \text{ mm}$$

Kontrol kekuatan pelat penyambung

Dipakai plat 10 mm

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned}\emptyset \text{ lubang} &= 22 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 23,5 \text{ mm} = 2,35 \text{ cm}\end{aligned}$$



Gambar 4. 67 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 59 \times 1,5 = 88,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (59 - 8 \times 23,5) \times 1,5 = 60,3 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_g f_y = 0,9 \cdot 88,5 \cdot 2500 = 199125 \text{ kg}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,75 \cdot 60,3 \cdot 4100 = 185422,5 \text{ kg (Menentukan)}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\emptyset P_u = 2 \cdot 185422,5 = 370845 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\emptyset P_u \rightarrow 116176,8 \text{ kg} < 370845 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan las sudut pada plat buhul dan balok

Direncanakan pelat dilas pada kedua sisi pelat buhul. Bahan las sudut yang digunakan adalah E80xx.

Panjang pelat 100 dan 90 cm.

Tebal efektif las sudut rencana $t_e = 1 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot F_{nw} &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot F_{EXX} \\ &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot 80 \cdot 70,3 \\ &= 2531,88 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$A = t_e \cdot (2d_{\text{plat}})$

$$\begin{aligned} &= 1 \times 2 \times (100 + 90) \\ &= 380 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut

$$\text{Sin } \emptyset = \text{Sin } 54,53 = 0,81$$

$$\cos \phi = \cos 54,53 = 0,58$$

$$f_v = \frac{P \times \sin \phi}{A} = \frac{0,81 \times 306134,23}{380} = 656,11 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_h = \frac{P \times \cos \phi}{A} = \frac{0,58 \times 306134,23}{380} = 467,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(f_v)^2 + (f_h)^2}$$

$$= \sqrt{(656,11)^2 + (467,48)^2}$$

$$= 805,62 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{f_{ulas}} = \frac{805,62}{2531,88} = 0,45 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,45}{0,707} = 0,45 \text{ cm} = 4,5 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga $a_{\min} = 8 \text{ mm}$

Maka dipakai las sudut dengan tebal 8 mm

- Sambungan las sudut pada buhul dan link

Direncanakan pelat dilas pada kedua sisi pelat buhul. Bahan las sudut yang digunakan adalah E80xx.

Panjang pelat 90 cm.

Tebal efektif las sudut rencana $t_e = 1 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \phi \cdot F_{nw} &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot F_{EXX} \\ &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot 80 \cdot 70,3 \\ &= 2531,88 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= t_e \cdot (2 \cdot \text{dplat}) \\ &= 1 \times 2 \times (90) \\ &= 180 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut

$$\sin \phi = \sin 54,53 = 0,81$$

$$\cos \phi = \cos 54,53 = 0,58$$

$$f_v = \frac{P \times \sin \phi}{A} = \frac{0,81 \times 306134,23}{180} = 1385,123 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_h = \frac{P_{ux} \cos \theta}{A} = \frac{0,58 \times 306134,23}{180} = 986,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(f_v)^2 + (f_h)^2}$$

$$= \sqrt{(1385,123)^2 + (986,9)^2}$$

$$= 1700,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{f_{u_{las}}} = \frac{1700,75}{2531,88} = 0,67 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,67}{0,707} = 0,95 \text{ cm} = 9,5 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga $a_{\min} = 8 \text{ mm}$

Maka dipakai las sudut memakai dengan tebal 10 mm

4.5.4 Sambungan balok induk dengan kolom

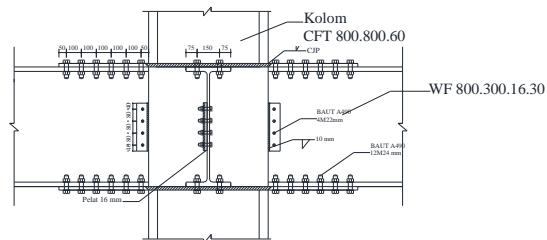
Sambungan antar balok induk – kolom direncanakan sebagai *rigid connection*, yang mana tumpuan pada balok induk terletak sebagai tumpuan yang diberi pelat pengaku.

Balok Induk = WF 800 x 300 x 16 x 30

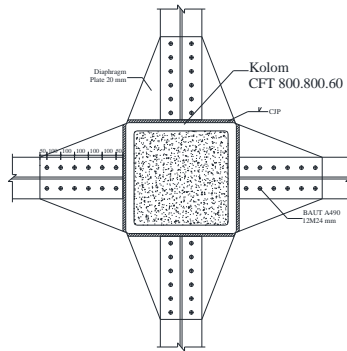
Kolom = CFT 800 x 800 x 60

Mutu Las = FE_{90xx}

Mutu baut A490 ($F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$) Berdasarkan Tabel J3.2



Gambar 4. 68 Tampak Samping Sambungan Balok Induk dengan Kolom



Gambar 4. 69 Tampak Atas Sambungan Balok Induk dengan Kolom

- Perhitungan gaya geser pada sambungan

o Dari Program Etabs diperoleh,

$$M_u = 17415721 \text{ kgcm}$$

$$V_u = 61176 \text{ kg}$$

- Sambungan geser pada badan balok

Pelat tebal 16 mm

baut = M22; $A_s = 3,801 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ($F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned} \emptyset.R_n &= \emptyset.F_{nv}.A_b.m = 0,75 \cdot 5790 \cdot 3,801 \cdot 1 \\ &= 16507,26 \text{ kg (Menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$l_c = 40 - 0,5(22+1,5) = 28,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 28,25 \cdot 1,6 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 22 \cdot 1,6 \cdot 4100$$

$$= 22238,4 \text{ kg} \leq 34636,8 \text{ kg}$$

$$\emptyset.R_n = 0,75 \cdot 22238,4 = 16678,8 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 61176 / 16678,8 = 3,71 \approx 4 \text{ buah}$$

Dipasang 4 buah baut dengan ukuran M22.

Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S1)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 26 \text{ mm s/d 132 mm} \end{aligned}$$

Pakai S1 = 40 mm

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S2)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 26 \text{ mm s/d 132 mm} \end{aligned}$$

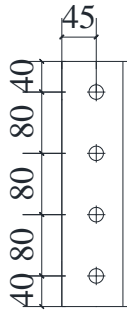
Pakai S2 = 40 mm

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d 15tp atau 200 mm} = 48 \text{ mm s/d 165 mm}$$

Pakai S = 80 mm

Kontrol kekuatan siku penyambung

$$\begin{aligned} \text{Ø lubang} &= 22 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 23,5 \text{ mm} = 2,35 \text{ cm} \end{aligned}$$



Gambar 4. 70 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok Induk

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 32 \times 1,6 = 51,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (32 - 4 \times 2,35) \times 1,6 = 36,16 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\text{Ø Pu} = \text{Ø Ag fy} = 0,9 \cdot 51,2 \cdot 2500 = 115200 \text{ kg}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\text{Ø Pu} = \text{Ø An fu} = 0,75 \cdot 36,16 \cdot 4100 = 111192 \text{ kg (Menentukan)}$$

Syarat:

$$V_u \leq \emptyset P_u \rightarrow 61176 \text{ kg} < 111192 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan geser pada kolom
Direncanakan las dengan $t_e = 1 \text{ cm}$

Panjang Pelat (d_{plat}) = 32 cm

Mutu las yang digunakan F_{E90xx}

$$A_{we} = t_e \cdot (d_{\text{plat}})$$

$$= 1 \times (32)$$

$$= 32 \text{ cm}^2$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{P_u}{A} = \frac{61176}{32} = 1911,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset F_{nw} = \emptyset \times 0,6 \times F_{EXX} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 = 2847,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{1911,75}{2847,15} = 0,67 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,67}{0,707} = 0,95 \text{ cm} = 9,5 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga $a_{\text{min}} = 8 \text{ mm}$ dan menurut pasal J2.2b.b ukuran maksimum las sudut didapatkan $a_{\text{max}} = 16 - 2 = 14 \text{ mm}$.

Maka dipakai las sudut dengan tebal 10 mm.

- Sambungan pada diaphragm plat dengan kolom

$$P_u = \frac{M_u}{D_{balok}} = \frac{17415721}{80 - 2 \times 3,0} = 235347,6 \text{ kg}$$

Kekuatan rencana las tumpul

$$t_e = 2 \text{ cm}$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 \times 2 = 2847,15 \text{ kg/cm}^2$$

Luas las tumpul

$$A_1 = t_e \cdot d_{\text{plat}}$$

$$= 2 \times 74 = 148 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{P_u}{A} = \frac{235347,6}{148} = 1590,2 \text{ kg/cm}^2 \leq F_{nw} \text{ (OK)}$$

- Sambungan pada diaphragm plat dengan sayap balok
Plate tebal 20 mm

baut = M24; $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ($F_{nv}=5790 \text{ kg/cm}^2$) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned}\emptyset.R_n &= \emptyset. F_{nv} \cdot A_b \cdot m = 0,75 \cdot 5790 \cdot 4,52 \cdot 1 \\ &= 19645,01 \text{ kg (Menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 50 - 0,5(24+1,5) = 37,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 3,725 \cdot 3,0 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2,4 \cdot 3,0 \cdot 4100$$

$$= 54981 \text{ kg} \leq 70848 \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset.R_n = 0,75 \cdot 54981 = 41235,75 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 235347,6 / 19645,01 = 11,98 \approx 12 \text{ buah}$$

Dipasang 12 buah baut dengan ukuran M24.

Kontrol jarak baut

$$\text{Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm}$$

$$= 34 \text{ mm s/d 150 mm}$$

Pakai S1 = 50 mm

$$\text{Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm}$$

$$= 34 \text{ mm s/d 150 mm}$$

Pakai S2 = 50 mm

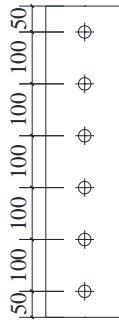
$$\text{Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 81 mm s/d 200 mm}$$

Pakai S = 100 mm

Kontrol kekuatan siku penyambung

$$\emptyset \text{ lubang} = 24 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)}$$

$$= 25,5 \text{ mm} = 2,55 \text{ cm}$$



Gambar 4. 71 Detail Sambungan Diaphragm Plat dengan Sayap Balok

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 60 \times 2,0 = 120 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (60 - 6 \times 2,55) \times 2,0 = 89,4 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,9 \cdot 120 \cdot 2500 = 270000 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,75 \cdot 89,4 \cdot 4100 = 274905 \text{ kg}$$

Terdapat 2 pelat sehingga

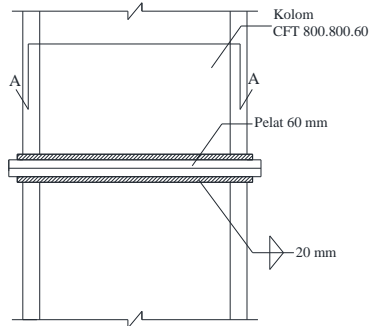
$$2\phi P_u = 2 \cdot 270000 = 540000 \text{ kg}$$

Syarat:

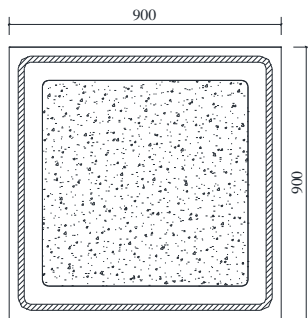
$$V_u \leq 2\phi P_u \rightarrow 235347,6 \text{ kg} < 540000 \text{ kg (OK)}$$

4.5.5 Sambungan antar kolom

Kolom disambung menggunakan sambungan las dengan pelat tambahan tebal 60 mm. Profil kolom yang digunakan yaitu HSS 800x800x60.



Gambar 4. 72 Sambungan Antar Kolom Tampak Samping



Gambar 4. 73 Sambungan Antar Kolom Tampak Atas

Mutu las yang digunakan F_{E90xx} .

• Hasil Output ETABS

$$P_u = 579118,97 \text{ kg}$$

$$V_{u_x} = 89470,46 \text{ kg}$$

$$V_{u_y} = 28242,61 \text{ kg}$$

$$M_{u_x} = 209592,91 \text{ kgm}$$

$$M_{u_y} = 63242,69 \text{ kgm}$$

Dimisalkan $t_e = 2 \text{ cm}$

$$A_{las} = A_s \text{ CFT} = 1683 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(b + d)^3}{6} = \frac{(80 + 80)^3}{6} = 682666,67 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{(b + d)^3}{6} = \frac{(80 + 80)^3}{6} = 682666,67 \text{ cm}^4$$

$$S_x = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 80 \times 80 + \left(\frac{80^2}{3}\right) = 8533,3 \text{ cm}^3$$

$$S_y = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 80 \times 80 + \left(\frac{80^2}{3}\right) = 8533,3 \text{ cm}^3$$

- Akibat P_u

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x}$$

$$f_v = \frac{579118,97}{1683} + \frac{20959391}{8533,33}$$

$$f_v = 2800,28 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat V_u

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{89470,46}{1683} = 53,16 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(f_v)^2 + (f_h)^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{(2800,28)^2 + (53,16)^2} = 2800,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 \times 2 = 5694,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{2800,78}{5694,3} = 0,492 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,492}{0,707} = 0,696 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las

$$t_{plat} = 60 \text{ mm}, a_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{eff} = \frac{0,6 \times f_u \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E90xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 6}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 90 \times 70,3}$$

$$a_{eff} = 2,75 \text{ cm}$$

Digunakan las sudut dengan $a = 2 \text{ cm}$

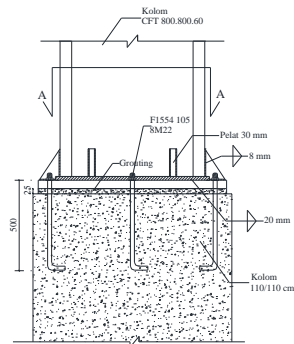
4.5.6 Sambungan kolom dengan *base plate*

Perencanaan *base plate* menggunakan *fixed plate* untuk profil CFT 800x800x60 dengan data sebagai berikut:

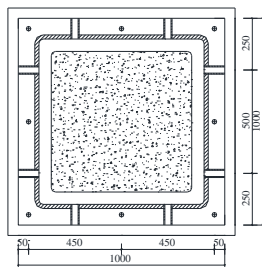
$H = 1000 \text{ mm}$

$B = 1000 \text{ mm}$

$t_p = 80 \text{ mm}$



Gambar 4. 74 Sambungan Kolom dengan *Base Plate*



Gambar 4. 75 Tampak Atas *Base Plate*

Dari hasil analisa ETABS didapat gaya- gaya yang bekerja adalah sebagai berikut:

$P_u = 2080152 \text{ kg}$

$M_{u_x} = 20959391 \text{ kg.cm}$

$M_{u_y} = 6324269 \text{ kg.cm}$

$V_u = 89470,46 \text{ kg}$

- Perencanaan sambungan pada *base plate*

Direncanakan las sudut pada daerah yang diarsir pada profil kolom.

Dimisalkan $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A_{\text{las}} = A_s \text{ CFT} = 1683 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(b + d)^3}{6} = \frac{(80 + 80)^3}{6} = 682666,67 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{(b + d)^3}{6} = \frac{(80 + 80)^3}{6} = 682666,67 \text{ cm}^4$$

$$S_x = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 80 \times 80 + \left(\frac{80^2}{3}\right) = 8533,3 \text{ cm}^3$$

$$S_y = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 80 \times 80 + \left(\frac{80^2}{3}\right) = 8533,3 \text{ cm}^3$$

- Akibat P_u

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x}$$

$$f_v = \frac{2080151,9}{1683} + \frac{20959391}{8533,33}$$

$$f_v = 3692,16 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat V_u

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{89470,46}{1683} = 53,16 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{(f_v)^2 + (f_h)^2}$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{(3692,16)^2 + (53,16)^2} = 3692,54 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{\text{nw}} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 \times 1 = 2847,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{\text{total}}}{F_{\text{nw}}} = \frac{3692,54}{2847,25} = 1,297 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{1,297}{0,707} = 1,83 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las

$t_{\text{plat}} = 60 \text{ mm}$, $a_{\text{min}} = 8 \text{ mm}$

$$a_{\text{eff}} = \frac{0,6 \times fu \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E90xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 6}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 90 \times 70,3}$$

$a_{\text{eff}} = 2,75 \text{ cm}$

Digunakan las sudut dengan $a = 2 \text{ cm}$

- Perhitungan *base plate*

Periksa eksentrisitas gaya:

$$e = \frac{Muy}{Pu} = \frac{20959391}{2080151,9} = 10,08 \text{ cm}$$

$$1/6 h = 1/6 \cdot 100 = 16,67 \text{ cm} > e = 10,08 \text{ cm}$$

Karena $1/6 h > e$, maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga tidak perlu memasang gaya angkur (dipasang angkur praktis).

Direncanakan diameter baut : $22 \text{ mm} = 2,2 \text{ cm}$

$$h' \geq we + c1$$

$$we = \text{jarak baut ke tepi} = 2 \cdot db = 2 \cdot 2 = 4 \text{ cm}$$

$$c1 = \text{jarak minimum untuk kunci} = 27/16 \cdot 2 = 3,375 \text{ cm}$$

$$h' \geq 5 + 3,375 = 8,375 \text{ cm}$$

$$h \geq H - 0,5 \cdot h' = 100 - 0,5 \times 8,375 = 95,81 \text{ cm}$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

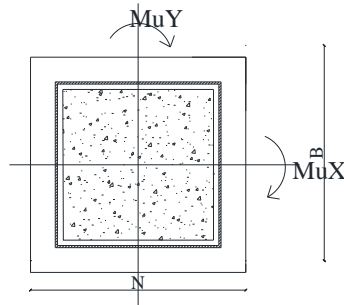
Dimensi beton :

Panjang : 1100 mm

Lebar : 1100 mm

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{110 \cdot 110}{100 \cdot 100}} = 1,1$$

- Perencanaan akibat beban sumbu X



Gambar 4. 76 Arah Beban Sumbu X Pada Base Plate

- Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{2080151,9}{100 \cdot 100} = 208,02 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat beban M_u

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_u}{B \cdot N^2} = \frac{6 \cdot 20959391}{100 \cdot 100^2} = 94,48 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

- Tekanan maksimal

$$f_{p \max} = f_{pa} + f_{pb} = 208,02 + 94,48 = 302,49 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan yang dapat diterima kolom

$$f_{p \text{ avail}} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,90 \times 0,85 \times 40 = 30,6 \text{ Mpa}$$

$$f_{p \text{ avail}} = 306 > f_{p \max} = 302,49 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

- Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{100 - 0,95 \cdot 75}{2} = 14,375 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left(f_{p \max} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \left(\frac{m^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = \left(302,49 - 2 \times 94,48 \times \frac{14,375}{100} \right) \left(\frac{14,375^2}{2} \right) + \left(2 \times 94,48 \times \frac{14,375}{100} \right) \left(\frac{14,375^2}{3} \right)$$

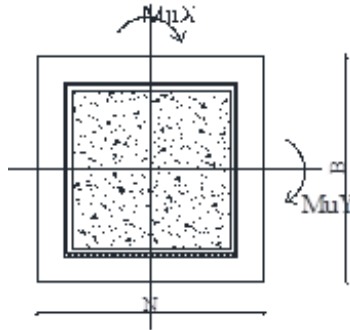
$$M_{upl} = 30008,99 \text{ kg.cm/cm}$$

- o Menentukan tebal *base plate*

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

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{0,9 \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 30008,99}{0,9 \cdot 2500}} = 7,3 \text{ cm} < 8 \text{ cm (OK)}$$

- Perencanaan akibat beban sumbu Y



Gambar 4. 77 Arah Beban Sumbu Y Pada Base Plate

- o Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{2080151,9}{100 \cdot 100} = 208,02 \text{ kg/cm}^2$$

- o Akibat beban M_u

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_u}{B \cdot N^2} = \frac{6 \cdot 6324269}{100 \cdot 100^2} = 31,36 \frac{\text{kg}^2}{\text{cm}}$$

- o Tekanan maksimal

$$f_p \text{ max} = f_{pa} + f_{pb} = 208,02 + 31,36 = 239,38 \text{ kg/cm}^2$$

- o Tekanan yang dapat diterima kolom

$$f_p \text{ avail} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,90 \times 0,85 \times 40 = 30,6 \text{ Mpa}$$

$$f_p \text{ avail} = 306 > f_{p_{max}} = 239,38 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

- o Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{100 - 0,95 \cdot 75}{2} = 14,375 \text{ cm}$$

$$\text{Mupl} = \left(f_{p_{max}} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{3} \right)$$

$$\text{Mupl} = \left(208,02 - 2 \times 31,36 \times \frac{14,375}{100} \right) \left(\frac{14,375^2}{2} \right) + \left(2 \times 31,36 \times \frac{14,375}{100} \right) \left(\frac{14,375^2}{3} \right)$$

$$\text{Mupl} = 23487,14 \text{ kg.cm/cm}$$

- Menentukan tebal *base plate*

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

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{0,9 \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 23487,14}{0,9 \cdot 2500}} = 6,46 \text{ cm} < 8 \text{ cm (OK)}$$

- Perencanaan pelat pengaku

Pelat pengaku direncanakan seperti dengan dengan balok yang menerima beban momen dari pelat landas

Tebal pelat pengaku minimum (ts)

$$t_s \geq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 0,5 \times 8 = 4 \text{ cm}$$

Tebal pelat pengaku (ts) = 4 cm dengan las minimum (a = 8 mm)

- Perencanaan baut angkur

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan $1/6 h > e$, maka dipasang angkur praktis.

- Perhitungan baut angkur

Dipakai baut angkur M20 mm ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$) mutu F1554 Grade 105 dengan $f_u = 7240 \text{ kg/cm}^2$.

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot R_n &= \emptyset \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m = 0,75 \cdot 7240 \cdot 3,14 \cdot 1 \\ &= 17058,8 \text{ kg (Menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 50 - 0,5 (20 + 1,5) = 39,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 3,925 \cdot 8 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2 \cdot 8 \cdot 4100$$

$$= 154488 \text{ kg} \leq 157440 \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset.R_n = 0,75 \cdot 154488 = 115866 \text{ kg}$$

Kuat rencana Tarik

$$T_d = 0,75 \cdot F_{nt} \cdot A_b = 0,75 \times 7240 \times 3,14$$

$$= 17058,85 \text{ kg}$$

Jumlah baut

$$n = V_u / \emptyset V_n = 89470,46 / 17058,85 = 5,24 \approx 8 \text{ buah}$$

Dipasang 8 baut angkur M20 mm mutu F1554 Grade 105 untuk menjaga stabilitas struktur.

o Panjang baut angkur (panjang penyaluran struktur Tarik)

$$l_d = \frac{3fy \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \lambda}{5 \cdot \sqrt{f'c}} = \frac{3 \times 250 \times 1 \times 1 \times 1}{5 \cdot \sqrt{40}}$$

$$l_d = 23,717 \text{ db} = 23,717 \times 2 = 47,43 \text{ cm}$$

Maka panjang angkur yang dibutuhkan 50 cm.

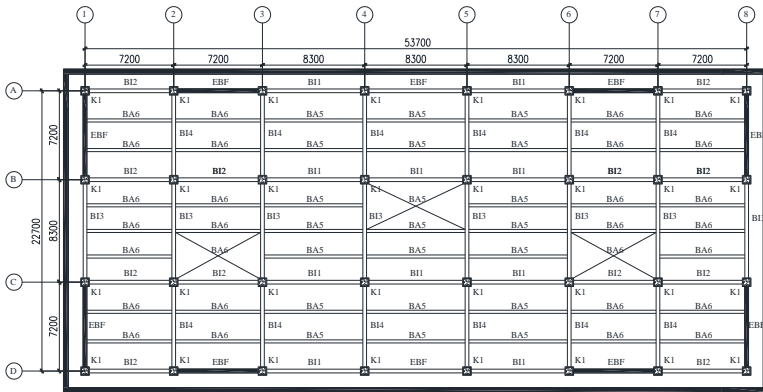
4.6 Perencanaan Struktur Bawah

4.6.1 Perencanaan *Basement*

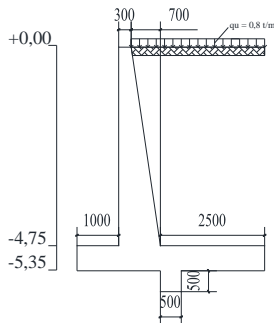
4.6.1.1 Perencanaan dimensi dinding penahan tanah

Dinding penahan tanah harus direncanakan dengan tepat, sehingga perlu diketahui gaya horizontal yang bekerja antar konstruksi penahan dengan massa tanah yang ditahan. Pada perencanaan ini, direncanakan dengan kondisi muka air tertinggi dengan adanya *surcharge load* beban kendaraan sebesar $q = 0,8 \text{ t/m}^2$.

- Data Perencanaan



Gambar 4. 78 Denah Dinding Penahan Tanah



Gambar 4. 79 Tampak Samping Dinding Penahan Tanah

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,638 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{air}} = 1 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = 1 - 1,638 = 0,638 \text{ t/m}^3$$

$$\theta = 20^\circ$$

$$c' = 0,1 \text{ t/m}^2$$

- Tekanan Aktif Tanah

$$\sigma v'(0) = q + \gamma' x h = 0,8 + 0,683 x 0 = 0,8 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma v'(-5,35) = \sigma v(0) + \gamma' x h = 0,8 + 0,683 x 5,35 = 4,21 \text{ t/m}^2$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{20}{2} \right) = 0,49$$

$$\begin{aligned}\sigma h'(0) &= (\sigma v' x K a) - (2 x c' x \sqrt{K a}) \\ \sigma h'(0) &= 0,8 - (2 \times 0,1 \times \sqrt{0,49}) = 0,25 \text{ t/m}' \\ \sigma h \text{ total } (0) &= \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 0,25 \text{ t/m}'\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma h'(-5,35) &= (\sigma v' x K a) - (2 x c' x \sqrt{K a}) \\ \sigma h'(-5,35) &= (4,21 \times 0,49) - (2 \times 0,1 \times \sqrt{0,49}) = 1,93 \text{ t/m}' \\ \sigma h \text{ total } (-4,6) &= \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 1,93 + 5,35 = 7,28 \text{ t/m}'\end{aligned}$$

- Tekanan Pasif Tanah

$$\begin{aligned}\sigma v'(-0,6) &= \gamma' \times h = 0,638 \times 0,6 = 0,38 \text{ t/m}' \\ K p &= \tan^2 \left(45 + \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{20}{2} \right) = 2,04 \\ \sigma h'(0) &= (\sigma v' x K p) + (2 x c' x \sqrt{K p}) \\ \sigma h'(0) &= 0 + (2 \times 0,1 \times \sqrt{2,04}) = 0,14 \text{ t/m}' \\ \sigma h \text{ total } (0) &= \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 0,14 \text{ t/m}'\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma h'(-0,6) &= (\sigma v' x K p) + (2 x c' x \sqrt{K p}) \\ \sigma h'(-0,6) &= (0,38 \times 2,04) + (2 \times 0,1 \times \sqrt{2,04}) = 0,33 \text{ t/m}' \\ \sigma h \text{ total } (-0,6) &= \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 0,33 + 0,6 = 0,93 \text{ t/m}'\end{aligned}$$

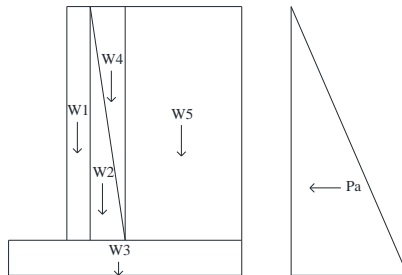
Dinding penahan tanah direncanakan dengan dimensi seperti pada gambar 4.79 dan harus mampu menahan geser dan guling.

- Kontrol Guling

- Akibat tekanan aktif tanah

$$\begin{aligned}P a &= \frac{1}{2} \times \sigma h \times h = \frac{1}{2} \times 7,27 \times 5,32 = 19,46 \text{ t} \\ M o &= \frac{1}{3} \times h \times P a = \frac{1}{3} \times 5,32 \times 19,46 = 34,71 \text{ tm}\end{aligned}$$

- Akibat berat penahan tanah dan tanah



Gambar 4. 80 Sketsa Beban Dinding Penahan Tanah

Tabel 4. 19 Perhitungan Momen Dinding Penahan Tanah

Berat (t)	Jarak (m)	Momen (tm)
$W1 = (2,4) (0,3) (4,75) = 3,42$	1,15	3,933
$W2 = (2,4) (0,5) (4,75) (0,6) = 3,99$	1,53	6,118
$W3 = (2,4) (0,6) (4,5) = 6,48$	2,25	14,58
$W4 = (1,638) (0,6) (0,5) (4,75) = 2,72$	1,76	4,81
$W5 = (1,638)(2)(4,75) = 19,45$	3,25	63,217
Total = 36,06		92,66

Titik berat dinding (X_w) = $M_w / W = 92,66 / 36,06 = 2,57$ m

$$FS_{guling} = \frac{Mr}{Mo} = \frac{W(L - X_w)}{Mo} = \frac{36,06 (4 - 2,57)}{34,71} = 2,01$$

$FS_{guling} = 2,01 \geq 1,5$ (OK)

- Kontrol Geser

- Akibat tekanan aktif tanah

$$Pa = \frac{1}{2} \times \sigma h \times h = \frac{1}{2} \times 7,28 \times 5,35 = 19,46 \text{ t}$$

- Akibat berat penahan tanah dan tanah

$W_{total} = 36,06 \text{ t}$

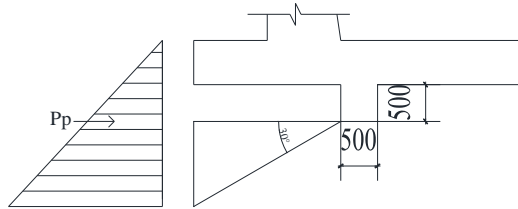
$$P_p = \frac{1}{2} \times \sigma h \times h = \frac{1}{2} \times (0,14 + 0,93) \times 0,6 = 0,32 \text{ t}$$

$$FS_{geser} = \frac{(W_{beton}) \tan 30^\circ}{P_a - P_p} = \frac{36,06 \tan 30^\circ}{19,46 - 0,32} = \frac{20,82}{19,14}$$

$$FS_{geser} = 1,09 \geq 1,5 \text{ (NOT OK)}$$

Sehingga diperlukan penambahan kekuatan pada struktur dinding penahan. Penambahan kekuatan dapat dilakukan dengan menambah gaya pasif pada tanah dengan memasang *Shearkey*.

Nilai P_p yang diperlukan adalah $(1,5 \times 19,14) - 20,82 = 7,89 \text{ t}$. Direncanakan dimensi *Shearkey* 0,5x0,5 m pada 2 m dari toe.



Gambar 4. 81 *Shearkey*

$$h_2 = 0,6 + 0,5 + 2 \tan 30 = 2,25 \text{ m}$$

$$\sigma v'(h_2) = \gamma \times h = 0,638 \times 2,25 = 1,44 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h'(h_2) = (\sigma v' \times K_p) + (2xc' \times \sqrt{K_p})$$

$$\sigma h'(h_2) = (1,37 \times 2,04) + (2 \times 0,1 \times \sqrt{2,04}) = 3,529 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h \text{ total } (h_2) = \sigma h' + \gamma_{air} \times h = 3,529 + (1 \times 2,25) = 5,78 \text{ t/m'}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \times \sigma h \times h = \frac{1}{2} \times (0,14 + 0,93 + 5,78) \times (0,5 + 1,15)$$

$$= 5,67 \text{ t}$$

$$FS_{geser} = \frac{(W_{total}) \tan 30^\circ}{P_a - P_p} = \frac{36,06 \tan 30^\circ}{19,46 - 5,67}$$

$$FS_{geser} = \frac{20,82}{13,79} = 1,51$$

$$FS_{geser} = 1,51 \geq 1,5 \text{ (OK)}$$

4.6.1.2 Penulangan dinding penahan tanah

- Penulangan pada *toe* dan *heel* dinding penahan

$$Mu = 1,6 \times Mo = 1,6 \times 34,71 = 55532,99 \text{ tm} = 555329918,2 \text{ Nmm}$$

Tebal pelat = 600 mm

Selimut beton = 40 mm

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Diameter tulangan = 19 mm

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,0364$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0364 = 0,0273$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0033 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,00376$$

ρ_{min} dipakai 0,00376

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,352$$

dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan

$$dx = 600 - 40 - (0,5 \times 19) = 550,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{555329918,2}{0,9 \times 1000 \times 550,5^2} = 2,04$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,352 \times 2,04}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,005$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,005$$

$$A_{sperlu} = \rho b d = 0,005 \times 1000 \times 550,5 = 2753,8 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{2753,8} = 102,96 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D19-100.

- Penulangan pada *stem* dinding penahan

$$Mu = 1,6 \times Mo = 1,6 \times 34,71 = 55532,99 \text{ tm} = 555329918,2 \text{ Nmm}$$

Tebal pelat = 300 mm

Selimut beton = 40 mm

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Diameter tulangan = 22 mm

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,764 \times 40 \left(\frac{600}{600 + 420} \right)}{420} = 0,0364$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0364 = 0,0273$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0033 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,00376$$

ρ_{min} dipakai 0,00376

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,352$$

dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan

$$dx = 300 - 40 - (0,5 \times 22) = 249 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{555329918,2}{0,9 \times 1000 \times 249^2} = 9,95$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,352 \times 9,95}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,029$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,029$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,029 \times 1000 \times 249 = 7178,245 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 22^2 \times 1000}{7178,245} = 152,96 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D22-100 mm.

4.6.1.3 Perencanaan pelat dasar *basement*

Pada perencanaan lantai *basement* gedung ini menggunakan tabel perencanaan praktis dari *Super Floor Deck*. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Tebal = 0,75 mm
- Berat = 10,1 kg/m²
- Mutu baja tulangan U-48 ($f_y = 4800 \text{ kg/cm}^2$)

Pembebanan yang ditinjau pada lantai ini diakibatkan oleh beban parkir karena permukaan pelat tidak bersentuhan langsung dengan tanah dasar sehingga beban *uplift* air diabaikan.

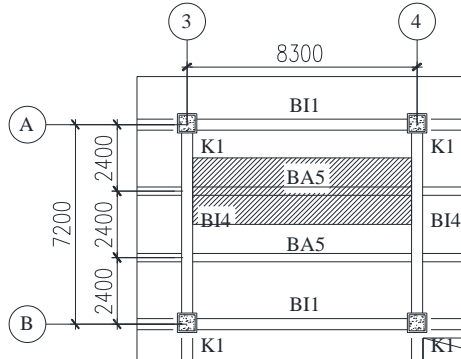
- Akibat beban parkir

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

- Beban Mati
 - Berat spesi 1 cm = 21 kg/m² +
 - Total (q_D) = 21 kg/m²
- Beban Hidup
 - Lantai gedung parkir untuk lantai bawah = 400 kg/m²
 - Total (q_L) = 400 kg/m²
- Beban Berguna
 - $q_U = 1,2q_D + 1,6q_L$
 - = 25,2 + 640
 - = 665,2 kg/m² $\approx 1000 \text{ kg/m}^2$
- Data-data perencanaan pelat bondek
 - Bentang = 2,50 m
 - Beban berguna = 1000 kg/m²
 - Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat = 14 cm dan tulangan negatif ($A_s \text{ min}$) = 3,69 cm²/m
- Digunakan wiremesh PT. Union Metal dengan mutu U-50
Menentukan tulangan negatif
 - Konversi tulangan
 - $A_s \text{ pakai} = 3,69 \times \frac{4800}{5000} = 3,54 \text{ cm}^2/\text{m}$
 - Menentukan wiremesh pakai

Dari Tabel Wiremesh produksi PT. Union Metal didapatkan menggunakan M8-100 mm ($A_s = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$) Sehingga, dipasang tulangan negatif M8-100 mm.

4.6.1.4 Perencanaan balok anak basement



Gambar 4. 82 Balok Anak yang Direncanakan

Balok anak yang terletak pada atap direncanakan menggunakan profil WF 450x300x10x15, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 106 \text{ kg/m}$	$r = 24 \text{ mm}$	$h = d - 2(t_f + r)$
$A = 135 \text{ cm}^2$	$Z_x = 2287 \text{ cm}^3$	$= 356 \text{ mm}$
$d = 434 \text{ mm}$	$Z_y = 681 \text{ cm}^3$	$S_x = 2160 \text{ cm}^3$
$b_f = 299 \text{ mm}$	$i_x = 18,6 \text{ cm}$	$S_y = 448 \text{ cm}^3$
$t_w = 10 \text{ mm}$	$i_y = 7,04 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 15 \text{ mm}$	$I_x = 46800 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 6690 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

1. Perhitungan Pembebanan

Peraturan pembebanan pada struktur balok anak lantai atap ini menggunakan SNI 1727-2013 dan PPIUG 1983

- **Beban Mati**
 - Berat pelat bondek $= 10,1 \text{ kg/m}^2$
 - Berat beton (0,14x2400) $= 336 \text{ kg/m}^2$
 - Berat spesi 1 cm $= 21 \text{ kg/m}^2$ +
 - Total $= 367,1 \text{ kg/m}^2$

Berat perhitungan pelat lantai

$$\text{Total x lebar pelat} = 367,1 \times 2,4 = 881,04 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil} = 106 \text{ kg/m} +$$

$$= 987,04 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sambungan (10\%)} = 98,704 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Total (q}_D) = 1085,7 \text{ kg/m}$$

- **Beban Hidup**

- Lantai atap (800x2,4) = 1920 kg/m

$$\text{Total (q}_L) = 1920 \text{ kg/m}$$

- **Beban Berfaktor**

- $q_U = 1,2q_D + 1,6q_L$

$$= 1,2(1085,7) + 1,6(1920)$$

$$= 4374,9 \text{ kg/m}$$

2. Gaya dalam pada balok anak atap

- **Momen yang terjadi**

- $M_u = \frac{1}{8} x q_U x L^2 = \frac{1}{8} x 4374,9 x 8,3^2 = 37673,3 \text{ kgm}$

- **Gaya geser yang terjadi**

- $V_u = \frac{1}{2} x q_U x L = \frac{1}{2} x 4374,9 x 8,3 = 18155,81 \text{ kg}$

-

3. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- **Pelat sayap**

- $\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{299}{2 \times 15} = 9,96$

- $\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,75$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 9,96 < 10,75 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- **Pelat badan**

- $\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{356}{10} = 35,6$

- $\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 35,6 < 106,35 \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}
 - M_p &= f_y \times Z_x \\
 &= 2500 \times 2287 \\
 &= 5717500 \text{ kg.cm} \\
 &= 57175 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned}
 - \phi_b \times M_n &\geq M_u \\
 \phi_b \times M_n &= 0,9 \times 57175 \\
 &= 51457,5 \text{ kg.m} > 37673,3 \text{ kg.m} \dots \text{OK!}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 830 \text{ cm}$$

$$L_p = 357,423 \text{ cm}$$

$$L_r = 1118,741 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \rightarrow \text{Bentang Menengah}$$

Karena bentang menengah, maka

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

$$M_{\max} = 37673,3 \text{ kg.m}$$

$$M_B = M_{\max} = 37673,3 \text{ kg.m}$$

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

$$= \frac{1}{4} \times 18155,81 \times 8,3 - \frac{1}{2} \times 18155,81 \times \left(\frac{1}{4} \times 8,3 \right)^2$$

$$= 28354,97 \text{ kg.cm}$$

$$M_C = M_A = 28354,97 \text{ kg.cm}$$

$$M_p = Z_x \times F_y = 2287 \times 2500 = 57175 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned}
 - C_b &= \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3 \\
 &= \frac{12,5 \times 37673,3}{2,5 \times 37673,3 + 3 \times 28354,97 + 4 \times 37673,3 + 3 \times 28354,97} \leq 2,3 \\
 &= 1,14 \leq 2,3
 \end{aligned}$$

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

$$= 51304,83 < 57175 \text{ kgm (OK)}$$

- Cek kemampuan penampang

$$- \quad Mu \leq \phi_b Mn$$

$$37673,3 \leq 0,9 \times 51304,83$$

$$37673,3 \text{ kgm} \leq 46174,35 \text{ kgm (OK)}$$

4. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{314}{9} = 34,89$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,36$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

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

$$= 0,6 \times 2500 \times 35,6 \times 1$$

$$= 53400 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$V_u \leq 0,9 \times 53400$$

$$18091,68 \text{ kg} \leq 48060 \text{ kg (OK)}$$

5. Kontrol lendutan

$$L = 830 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{830}{360} = 2,306 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(30,057) \times 830^4}{2000000 \times 46800} = 1,98 \text{ cm}$$

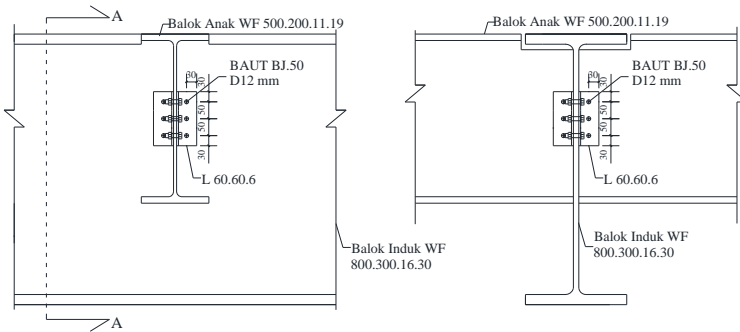
$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 1,98 \text{ cm} < 2,306 \text{ cm (OK)}$$

Tabel 4. 20 Rekapitulasi Profil Balok Anak pada Basement

Kode Gambar	Bentang		Profil yang digunakan
	Panjang Balok	Jarak Antar Balok	
	(m)	(m)	
BB 1	8,3	2,4	WF 450x300x10x15
BB 2	7,2	2,075	WF 450x300x10x15

4.6.1.5 Perencanaan sambungan balok *basement*

Dari perhitungan balok anak untuk struktur sekunder sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak lantai apartemen sebesar 18155,81 kg, dengan dimensi balok anak WF 500×200×11×19 dan balok induk WF 800×300×16×30. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan baut ukuran M12; $A_s=1,13 \text{ cm}^2$



Gambar 4. 83 Sambungan Balok Induk dan Balok Anak
Basement

- Sambungan pada badan balok induk
Mutu baut A325 ($F_{nv}=4570 \text{ kg/cm}^2$) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \emptyset.R_n &= \emptyset \times F_{nv} \times A_b \times m = 0,75 \times 4570 \times 1,13 \times 2 \\ &= 7752,822 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 30 - 0,5 \times (12 + 1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 1,2 \times \ell_c \times t \times F_u \leq 2,4 \times d \times t \times F_u \\ &= 1,2 \times 2,325 \times 1,6 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,2 \times 1,6 \times 4100 \\ &= 18302,4 \text{ kg} \leq 18892,8 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

$$\emptyset.R_n = 0,75 \times 18302,4 = 13726,8 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 18155,81 / 7752,82 = 2,34 \approx 3 \text{ buah}$$

Dipasang 3 buah baut M12.

- Sambungan pada badan balok anak
Mutu baut A325 ($F_{nv}=4570\text{kg/cm}^2$) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut:

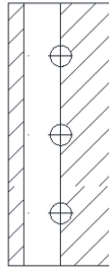
$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset \times F_{nv} \times A_b \times m = 0,75 \times 4570 \times 1,13 \times 2 \\ &= 7752,822 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\ell_c &= 30 - 0,5 \times (12 + 1,5) = 23,25 \text{ mm} \\ Rn &= 1,2 \times \ell_c \times t \times F_u \leq 2,4 \times d \times t \times F_u \\ &= 1,2 \times 2,325 \times 1 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,2 \times 1 \times 4100 \\ &= 11439 \text{ kg} \leq 11808 \text{ kg (OK)} \\ \emptyset.Rn &= 0,75 \times 11439 = 8579,25 \text{ kg}\end{aligned}$$

$n = V_u / \emptyset V_n = 18115,81 / 7752,82 = 2,34 \approx 3$ buah
Dipasang 3 buah baut M12.

- Kontrol jarak baut
Jarak tepi : (S1) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 18 mm s/d 150 mm
Pakai S1 = 30 mm
Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
= 36 mm s/d 200 mm
Pakai S = 50 mm
- Kontrol kekuatan siku penyambung
Dipakai siku penyambung 60x60x6
BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)
 \emptyset lubang = 12 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 13,5 mm = 1,35 cm



Gambar 4. 84 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Lobby dengan Balok Induk

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{siku} = 16 \times 0,6 = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (16 - 2 \times 1,35) \times 0,6 = 7,17 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,9 \cdot 9,6 \cdot 2500 = 21600 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,75 \cdot 7,17 \cdot 4100 = 22048 \text{ kg}$$

Dikarenakan terdapat 2 siku, sehingga:

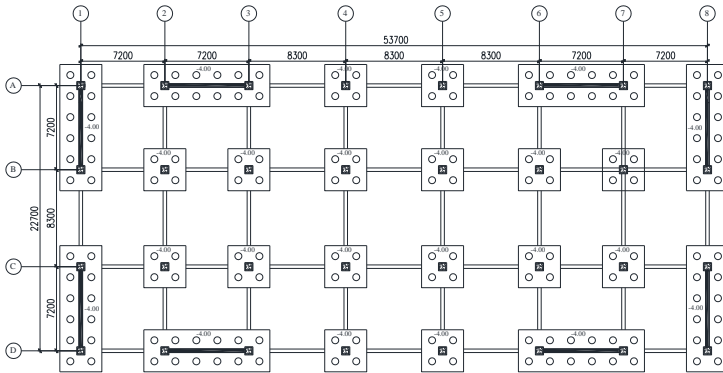
$$\phi P_u = 2 \times 21600 = 43200 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2 \phi P_u \rightarrow 18115,81 \text{ kg} < 43200 \text{ kg (OK)}$$

4.6.2 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.



Gambar 4. 85 Denah Pondasi

Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin.

- D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75(0,7E) + 0,75L
- 0,6D + 0,7E

4.6.2.1 Data perencanaan pondasi

Pondasi pada gedung ini direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang beton (*Spun pile*) produk dari PT. Wijaya Karya Beton. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter tiang : 600 mm
- *Wall thickness* : 120 mm
- Klasifikasi : A
- *Concrete cross section* : 1571 cm²
- Berat : 393 kg/m
- *Bending moment crack* : 19,3 tm
- *Bending momen ultimate* : 22,7 tm

- *Allowable axial load* : 253 t

4.6.2.2 Daya dukung tanah tiang pancang tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s.$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

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

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$

a. $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$

b. $N_1 = 0.6 N$

Kemudian pilih harga N_1 yang terkecil

2. Koreksi terhadap *overburden pressure* dari tanah

Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal

$$N_2 = \frac{4N_1}{(1 + 0,4 P_o)} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

$$N_2 = \frac{4N_1}{(3,25 + 0,1 P_o)} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

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:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = C_n \times A_{ujung} = 40 \times \tilde{N} \times A_{ujung}$$

$$Q_s = \sum C_{li} \times A_{si}$$

Dimana :

\tilde{N} = Harga rata – rata N_2 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.

$$P \text{ ijin 1 tiang} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

Dimana :

SF = safety factor = 3

Tabel 4. 21 Daya Dukung Tanah Kedalaman 2 – 12 m

Depth (m)	N (blow/ft)	Qp (ton)	S Qs (ton)	Qult = Qp + Qs	Qijin = Qult/SF
2	1	22,619	0,942	0,942	23,562
2,5	1	22,619	0,942	0,942	23,562
3	1	22,619	0,942	0,942	23,562
3,5	1	22,619	0,942	0,942	23,562
4	1	22,619	0,942	0,942	23,562
4,5	1	22,619	0,942	1,885	24,504
5	1	22,619	0,942	2,827	25,447
5,5	1	22,619	0,942	3,770	26,389
6	1	22,619	0,942	4,712	27,332
6,5	1	22,619	0,942	5,655	28,274
7	1	22,619	0,942	6,597	29,217
7,5	1	22,619	0,942	7,540	30,159
8	1	22,619	0,942	8,482	31,102
8,5	1	22,619	0,942	9,425	32,044
9	1	22,619	0,942	10,367	32,987
9,5	1	22,619	0,942	11,310	33,929
10	1	22,619	0,942	12,252	34,872
10,5	1	22,619	0,942	13,195	35,814
11	1	22,619	0,942	14,137	36,757
11,5	1	39,315	0,942	15,080	54,394
12	1	72,705	0,942	16,022	88,728

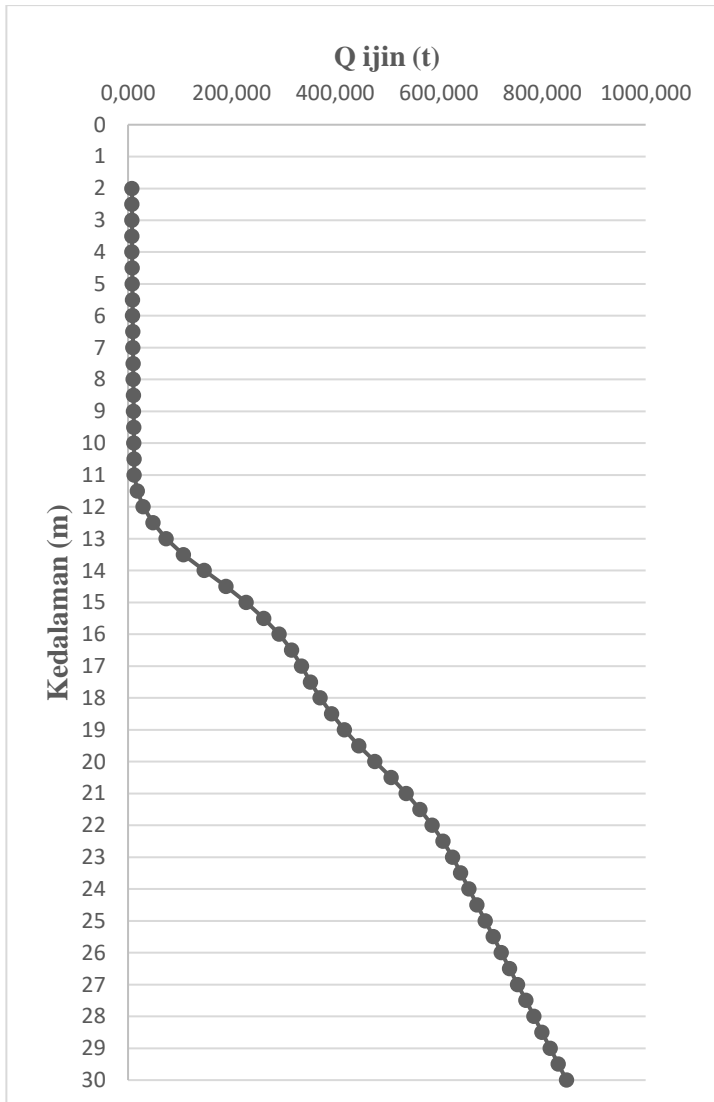
Tabel 4. 22 Daya Dukung Tanah Kedalaman 12,5 – 24 m

Depth (m)	N (blow/ft)	Qp (ton)	S Qs (ton)	Qult = Qp + Qs	Qijin = Qult/SF
12,5	6,17	122,791	5,812	21,834	144,625
13	11,33	189,573	10,681	32,515	222,088
13,5	16,50	273,049	15,551	48,066	321,116
14	21,67	373,221	20,420	68,487	441,708
14,5	26,83	475,009	25,290	93,777	568,785
15	32,00	561,717	30,159	123,936	685,653
15,5	32,50	633,345	30,631	154,566	787,911
16	33,00	689,894	31,102	185,668	875,562
16,5	33,50	731,363	31,573	217,241	948,604
17	34,00	757,752	32,044	249,285	1007,038
17,5	34,50	775,525	32,515	281,801	1057,325
18	35,00	799,760	32,987	314,788	1114,547
18,5	37,50	830,458	35,343	350,131	1180,588
19	40,00	867,618	37,699	387,830	1255,448
19,5	42,50	911,241	40,055	427,885	1339,126
20	45,00	961,327	42,412	470,296	1431,624
20,5	47,50	1009,798	44,768	515,064	1524,862
21	50,00	1050,190	47,124	562,188	1612,378
21,5	50,00	1082,503	47,124	609,312	1691,815
22	50,00	1106,738	47,124	656,436	1763,174
22,5	50,00	1122,895	47,124	703,560	1826,455
23	50,00	1130,973	47,124	750,684	1881,657
23,5	50,00	1130,973	47,124	797,807	1928,781
24	50,00	1130,973	47,124	844,931	1975,905

Tabel 4. 23 Daya Dukung Tanah Kedalaman 24,5 - 30 m

Depth (m)	N (blow/ft)	Qp (ton)	S Qs (ton)	Qult = Qp + Qs	Qijin = Qult/SF
24,5	50,00	1130,973	47,124	892,055	2023,029
25	50,00	1130,973	47,124	939,179	2070,152
25,5	50,00	1130,973	47,124	986,303	2117,276
26	50,00	1130,973	47,124	1033,427	2164,400
26,5	50,00	1130,973	47,124	1080,551	2211,524
27	50,00	1130,973	47,124	1127,675	2258,648
27,5	50,00	1130,973	47,124	1174,799	2305,772
28	50,00	1130,973	47,124	1221,922	2352,896
28,5	50,00	1130,973	47,124	1269,046	2400,020
29	50,00	1130,973	47,124	1316,170	2447,144
29,5	50,00	1130,973	47,124	1363,294	2494,267
30	50,00	1130,973	47,124	1410,418	2541,391

Berdasarkan hasil perhitungan daya dukung tanah, maka tiang pancang direncanakan berhenti sampai elevasi -18 m yang memiliki nilai daya dukung sebesar 314,788 ton.

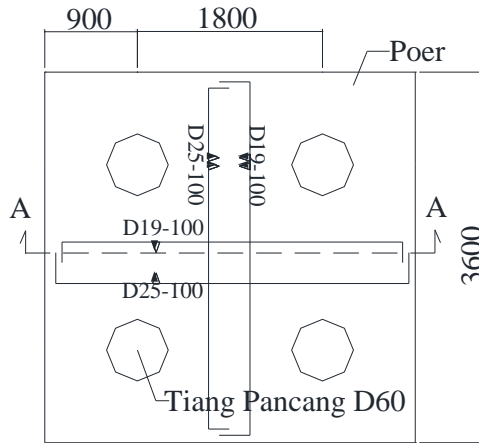


Gambar 4. 86 Grafik Antara Daya dukung Tanah dengan Kedalaman

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, diambil output semua reaksi perletakkan.

Tabel 4. 24 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1

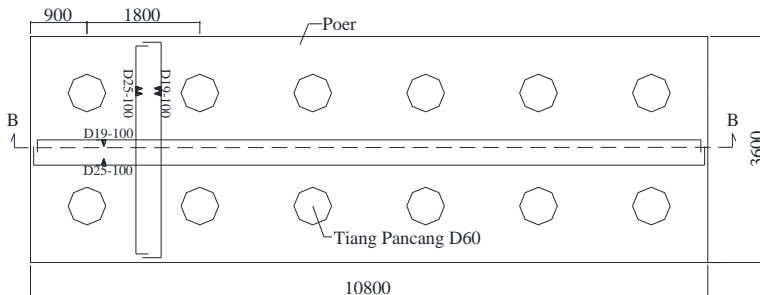
Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	Jumlah tiang pancang	Jumlah tiang pancang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN		
D	3,009	5,576	5867,22	10,35	6,40	2481,93	2,36	4
D+L	4,118	8,259	8177,20	12,91	8,61	2481,93	3,29	4
D+0,75L	3,841	7,588	7599,71	12,27	8,05	2481,93	3,06	4
D+0,7Ex	312,307	88,884	6396,47	473,25	1477,75	2481,93	2,58	4
D+0,7Ey	95,807	309,043	6411,10	1553,20	447,90	2481,93	2,58	4
D+0,75(0,7Ex)+L	220,626	57,863	8547,68	336,94	1038,55	2481,93	3,44	4
D+0,75(0,7Ey)+L	69,077	211,975	8557,92	1092,91	317,66	2481,93	3,45	4
0,6D+0,7Ex	290,483	84,817	4014,30	438,25	1377,10	2481,93	1,62	4
0,6D+0,7Ey	88,417	290,299	4027,96	1446,21	415,90	2481,93	1,62	4



Gambar 4. 87 Pondasi Tiang Pancang Tipe 1

Tabel 4. 25 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 2

Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	Jumlah tiang pancang	Jumlah tiang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN		
D	7,215	32,441	3374,45	8,24	12,74	2481,93	1,36	6
D+L	12,271	55,091	4246,73	13,84	19,28	2481,93	1,71	6
D+0,75L	11,007	49,429	4028,66	12,44	17,64	2481,93	1,62	6
D+0,7Ex	275,469	223,673	7230,66	483,92	1442,37	2481,93	2,91	6
D+0,7Ey	90,534	669,819	12396,43	1631,59	445,16	2481,93	4,99	6
D+0,75(0,7Ex)+L	200,049	188,954	6946,08	330,68	1020,02	2481,93	2,80	6
D+0,75(0,7Ey)+L	70,594	501,256	10562,12	1134,05	321,97	2481,93	4,26	6
0,6D+0,7Ex	254,699	197,948	5623,80	454,41	1341,97	2481,93	2,27	6
0,6D+0,7Ey	82,094	614,351	10445,19	1525,57	411,24	2481,93	4,21	6



Gambar 4. 88 Pondasi Tiang Pancang Tipe 2

Berdasarkan table diatas sehingga jumlah tiang pancang digunakan 4 buah untuk tipe 1 dan 12 buah untuk tipe 2.

4.6.2.3 Daya dukung tanah tiang pancang kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang.

Terdapat beberapa tipe susuan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1,2 meter.

Untuk daya dukung ini diambil nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang didesain :

$$\bar{P}_{\text{tiang}} = 253 \text{ ton}$$

- Daya dukung tanah :

$$\bar{P}_{\text{tiang}} = 371,52 \text{ ton}$$

Maka daya dukung satu tiang pondasi adalah 253 ton. Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η) menurut Converse-Labarre.

$$C_e = 1 - \frac{\arctan(\phi/S)}{90^\circ} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

$$C_e = 1 - \frac{18,43}{90} \times \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2}\right) = 0,795$$

Dimana :

\emptyset = diameter tiang pancang

S = Jarak antar tiang pancang

m = Jumlah baris tiang pancang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang pancang dalam grup

Sehingga perhitungan efisiensinya menjadi

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times C_e = 253 \times 9.81 \times 0,795 = 1973,55 \text{ kN}$$

4.6.2.4 Kontrol beban maksimum 1 tiang pancang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{\text{max}} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{\text{max}}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{\text{max}}}{\Sigma y^2} \leq P_{\text{ijin tanah}} (1 \text{ tiang})$$

Perhitungan jarak tiang

$$2D \leq S \leq 3D$$

dengan S = jarak antar tiang

$$120 \leq S \leq 180$$

dipakai $S = 180$ cm

$$1D \leq S \leq 2D$$

dengan S = jarak tepi

$$60 \leq S \leq 120$$

dipakai $S = 90$ cm

$$P = 8557,92 \text{ kN}$$

$$N = 4 \text{ tiang}$$

$$M_x = 1092,91 \text{ kNm}$$

$$M_y = 317,66 \text{ kNm}$$

$$X_{max} = 0,9 \text{ m}$$

$$Y_{max} = 0,9 \text{ m}$$

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

$$P_{max} = \frac{8557,92}{4} \pm \frac{317,66 \times 0,9}{1,8^2} \pm \frac{1092,91 \times 0,9}{1,8^2}$$

$$P_{max} = 1818,14 \text{ kN} \leq 1973,55 \text{ kN (1 tiang)} \dots \text{OK}$$

Tabel 4. 26 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 1

Kombinasi beban	P	M _x	M _y	P/n	$\frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2}$	$\frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$	P _{max} (kN)	P _{ijin} (kN)	P _{ijin} ≥ P _{max}
	kN	kNm	kNm						
D	5867,22	10,35	6,40	1466,81	1,78	2,88	1471,46	1973,55	OK
D+L	8177,20	12,91	8,61	1635,44	2,39	3,59	1641,42	1973,55	OK
D+0,75L	7599,71	12,27	8,05	1519,94	2,24	3,41	1525,59	1973,55	OK
D+0,7Ex	6396,47	473,25	1477,75	1163,00	410,49	131,46	1704,94	1973,55	OK
D+0,7Ey	6411,10	1553,20	447,90	1165,66	124,42	431,45	1721,52	1973,55	OK
D+0,75(0,7Ex)+L	8547,68	336,94	1038,55	1424,61	288,49	93,60	1806,70	1973,55	OK
D+0,75(0,7Ey)+L	8557,92	1092,91	317,66	1426,32	88,24	303,59	1818,14	1973,55	OK
0,6D+0,7Ex	4014,30	438,25	1377,10	1003,58	382,53	121,74	1507,84	1973,55	OK
0,6D+0,7Ey	4027,96	1446,21	415,90	1006,99	115,53	401,72	1524,24	1973,55	OK

Tabel 4. 27 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 2

Kombinasi beban	P	Mx	My	P/n	$M_y \times x_{max}$	$M_x \times y_{max}$	Pmax (kN)	Pijin (kN)	Pijin \geq Pmax
	kN	kNm	kNm		Σx^2	Σy^2			
D	3374,45	8,24	12,74	562,41	3,54	2,29	568,24	1973,5	OK
D+L	4246,73	13,84	19,28	707,79	5,35	3,84	716,99	1973,5	OK
D+0,75L	4028,66	12,44	17,64	671,44	4,90	3,45	679,80	1973,5	OK
D+0,7Ex	7230,66	483,92	1442,37	1205,11	400,66	134,42	1740,19	1973,5	OK
D+0,7Ey	12396,43	1631,59	445,16	1377,38	123,66	453,22	1954,26	1973,5	OK
D+0,75(0,7Ex)+L	6946,08	330,68	1020,02	1157,68	283,34	91,85	1532,87	1973,5	OK
D+0,75(0,7Ey)+L	10562,12	1134,05	321,97	1508,87	89,44	315,01	1913,32	1973,5	OK
0,6D+0,7Ex	5623,80	454,41	1341,97	937,30	372,77	126,22	1436,29	1973,5	OK
0,6D+0,7Ey	10445,19	1525,57	411,24	1305,65	114,23	423,77	1843,65	1973,5	OK

4.6.2.5 Kontrol Kekuatan tiang

- Kontrol terhadap Gaya Aksial

Untuk tiang pancang diameter 60 cm kelas A1 pada produk dari PT. Wijaya Karya Beton, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 253 ton.

$$P_{max} = 195,4 \text{ ton} < P_{ijin} = 253 \text{ ton}$$

- Kontrol terhadap Gaya Momen

Perumusan yang dipakai diambil dari buku “Daya Dukung Pondasi Dalam (Herman Wahyudi)” :

$$M_{max} = H (e + 1,5d + 0,5f)$$

$$f = \frac{H}{9 C_u d}$$

Dimana:

H = Lateral Load

e = jarak antara lateral load (H) dengan muka tanah

D = diameter pondasi

dari lampiran data tanah di ketahui $C_u = 2,28 \text{ kg/cm}^2$

$$f = \frac{H}{9 C_u d} = \frac{7961,48}{9 \times 2,28 \times 60} = 6,47 \text{ cm}$$

$$M_{max} = H (e + 1,5d + 0,5f) = 7961,48 (0 + 1,5 \times 60 + 0,5 \times 6,47) = 742274,03 \text{ kgcm} = 7,423 \text{ tm}$$

Untuk diameter 600 mm kelas A pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi $M_{crack} = 19,3 \text{ tm}$.

Cek kekuatan momen tiang :

$M_{crack} = 7,423 \text{ tm} > M = 19,3 \text{ tm} \dots\dots\dots (OK)$

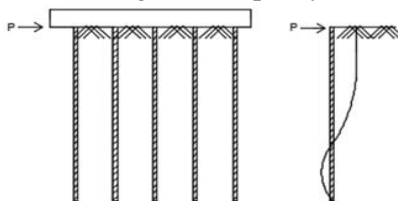
Tabel 4. 28 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 1

Kombinasi beban	Hx	Hy	H	e	D	Cu	f	Mmax	Mijin
	Kg	Kg	Kg		cm	kg/m ²	cm	tm	tm
D	306,82	568,59	142,15	0	60	2,28	0,12	0,128	19,3
D+L	419,89	842,16	210,54	0	60	2,28	0,17	0,190	19,3
D+0,75L	391,63	773,77	193,44	0	60	2,28	0,16	0,174	19,3
D+0,7Ex	31845,90	9063,50	7961,48	0	60	2,28	6,47	7,423	19,3
D+0,7Ey	9769,46	31513,15	7878,29	0	60	2,28	6,40	7,343	19,3
D+0,75(0,7Ex)+L	22497,25	5900,30	5624,31	0	60	2,28	4,57	5,190	19,3
D+0,75(0,7Ey)+L	7043,74	21615,06	5403,77	0	60	2,28	4,39	4,982	19,3
0,6D+0,7Ex	29620,57	8648,80	7405,14	0	60	2,28	6,01	6,887	19,3
0,6D+0,7Ey	9015,89	29601,80	7400,45	0	60	2,28	6,01	6,883	19,3

Tabel 4. 29 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 2

Kombinasi beban	Hx	Hy	H	e	D	Cu	f	Mmax	Mijin
	Kg	Kg	Kg		cm	kg/m ²	cm	tm	tm
D	735,71	3308,00	827,00	0	60	2,28	0,67	0,747	19,3
D+L	1251,26	5617,66	1404,41	0	60	2,28	1,14	1,272	19,3
D+0,75L	1122,37	5040,24	1260,06	0	60	2,28	1,02	1,141	19,3
D+0,7Ex	28089,54	22807,95	7022,39	0	60	2,28	5,70	6,520	19,3
D+0,7Ey	9231,76	68301,46	17075,37	0	60	2,28	2,87	13,613	19,3
D+0,75(0,7Ex)+L	20398,95	19267,62	5099,74	0	60	2,28	4,14	4,695	19,3
D+0,75(0,7Ey)+L	7198,49	51113,08	12778,27	0	60	2,28	8,38	12,036	19,3
0,6D+0,7Ex	25971,67	20184,76	6492,92	0	60	2,28	5,27	6,015	19,3
0,6D+0,7Ey	8371,07	62645,37	15661,34	0	60	2,28	3,72	14,387	19,3

- Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 4. 89 Diagram Gaya Lateral Tiang

4.6.3 Perencanaan Poer

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data-data perancangan poer.

$P_u = 855,79$ ton

P_{\max} (1 tiang) = 181,81 ton

Jumlah tiang pancang = 4 buah

Dimensi poer = 3,6 x 3,6 x 1,2 m

Mutu beton (f_c') = 40 MPa

Mutu baja (f_y) = 420 MPa

Diameter tulangan = 25 mm

Selimut beton = 70 mm

$\lambda = 1$ (beton normal)

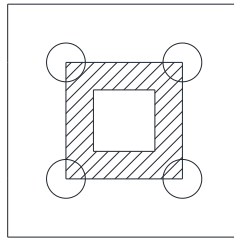
Tinggi efektif (d):

$d_x = 1200 - 70 - \frac{1}{2} 25 = 1117,5$ mm

$d_y = 1200 - 70 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1092,5$ mm

4.6.3.1 Kontrol Geser Ponds

- Akibat Kolom



Gambar 4. 90 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:

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

dimana :

$\alpha_s = 20$ untuk kolom sudut, $\alpha_s = 30$ untuk kolom tepi, $\alpha_s = 40$ untuk kolom interior

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek = $950/950 = 1$

b_o = Keliling penampang kritis :

$$b_o = 2 (b_{kolom} + d) + 2 (h_{kolom} + d)$$

$$b_o = 2 (1100 + 1117,5) + 2 (1100 + 1117,5) = 8870 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1\sqrt{40} \times 8870 \times 1117,5 = 31972112 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1117,5}{8870} + 2 \right) 1\sqrt{40} \times 8870 \times 1117,5$$

$$V_{c2} = 366284477 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 8870 \times 1117,5 = 20875908,3 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

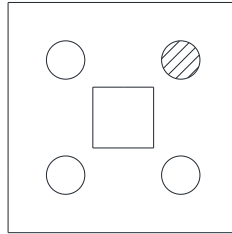
$$\phi V_c \geq P_u$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 20875908,3 \text{ N} = 15656931 \text{ N} = 1565,7 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 1565,7 \geq 855,79 \text{ ton (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

- Akibat Tiang Pancang



Gambar 4. 91 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek = $1100/1100 = 1$

$b_o = (0,25 \times \pi \times (600 + 1117,5)) = 1348,921 \text{ mm}$

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1\sqrt{40} \times 1348,921 \times 1117,5 = 4862217 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1117,5}{1348,921} + 2 \right) 1\sqrt{40} \times 1348,921 \times 1117,5$$

$$V_{c2} = 278044427 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 1348,921 \times 1117,5 = 3174742 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$$\phi V_c \geq P_{pile}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 3174742 \text{ N} = 2381056 \text{ N} = 238,1056 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 238,1056 \geq 181,81 \text{ (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

4.6.4 Penulangan Poer

Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis.

$$d_x = 1200 - 70 - \frac{1}{2} 25 = 1117,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 70 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1092,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0.764$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{410} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0363$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0363 = 0.0273$$

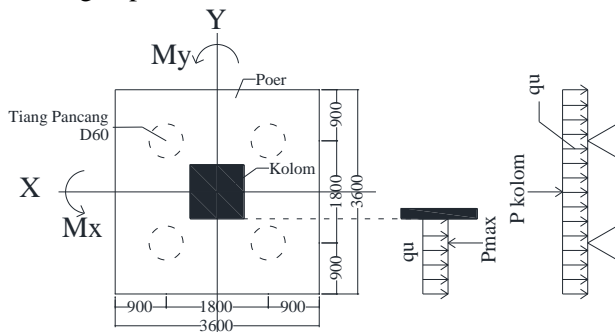
$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.0038$$

ρ_{min} dipakai 0.0038

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.352$$

4.6.4.1 Penulangan poer tipe 1

1. Penulangan poer arah sumbu X



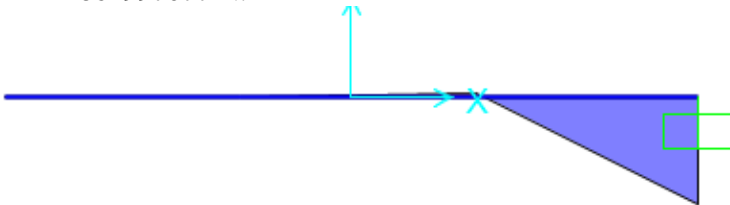
Gambar 4. 92 Pembebanan Poer Tipe I (Arah Sumbu X)

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= 181,81 \text{ ton} \\
 P_{\text{kolom}} &= 855,79 \text{ ton} \\
 q &= 3,6 \times 1,2 \times 2,4 = 10.368 \text{ ton/m} \\
 q_u &= 10.368 \text{ ton/m} \times (1,8 - 1,1/2) = 12,96 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

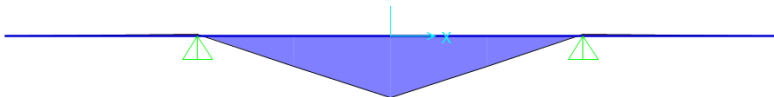
Pada sumbu X, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 Mu_1 &= P_{\max} \cdot a - \frac{1}{2} q_u \cdot L^2 \\
 &= (2 \times 181,81 \times 0,55) - (\frac{1}{2} \times 12,96 \times (1,25)^2) \\
 &= 189,87 \text{ t.m} \\
 &= 1861997077 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 93 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 1 Sumbu X



Gambar 4. 94 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 2 Sumbu X

$$Mu_2 = 385,11 \text{ tm} = 3776638981 \text{ Nmm}$$

- Penulangan tarik

$$Rn = \frac{Mu_2}{\phi b d x^2} = \frac{3776638981}{0,9 \cdot 3600 \cdot 1117,5^2} = 0,93$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12.352 \cdot 0,93}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0022$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,00376$$

$$AS_{perlu} = \rho b d = 0,00376 \times 1000 \times 1117,5 = 4206,959 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{AS_{perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4206,959} = 116,68 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan tarik D25-100 mm.

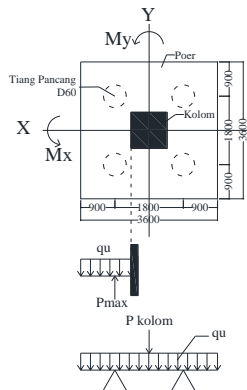
- Penulangan tekan

$$AS_{perlu} = \frac{1}{2} \cdot AS_{perlu} \text{ penulangan negatif} = 2103,5 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{AS_{perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{2103,5} = 134,79 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan tekan D19-100 mm.

2. Penulangan poer arah sumbu Y



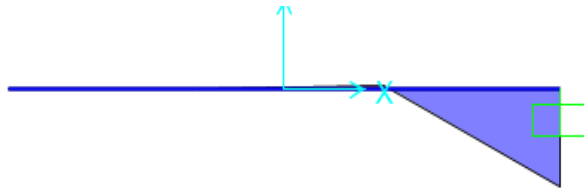
Gambar 4. 95 Pembebanan Poer Tipe I (Arah Sumbu Y)

Pada sumbu Y, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang

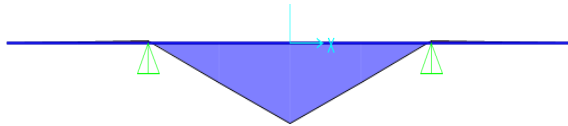
menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakkannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} Mu_1 &= P_{\max} \cdot a - \frac{1}{2} q_u \cdot L^2 \\ &= (2 \times 181,81 \times 0,55) - (\frac{1}{2} \times 12,96 \times (1,25)^2) \\ &= 189,87 \text{ t.m} \\ &= 1861997077 \text{ N.mm} \end{aligned}$$



Gambar 4. 96 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 1 Sumbu Y



Gambar 4. 97 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 2 Sumbu Y

$$Mu_2 = 385,11 \text{ tm} = 3776638981 \text{ Nmm}$$

- Penulangan tarik

$$Rn = \frac{Mu_2}{\phi b d x^2} = \frac{3776638981}{0,9 \cdot 3600 \cdot 1117,5^2} = 0,93$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,93}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0022$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,00376$$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0,00376 \times 1000 \times 1117,5 = 4206,959 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4206,959} = 116,68 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan tarik D25-100 mm.

- Penulangan tekan

$A_{Sperlu} = \frac{1}{2} \cdot A_{Sperlu} \text{ penulangan negatif} = 2103,5 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{0,25 \pi x \phi^2 x 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \pi x 19^2 x 1000}{2103,5} = 134,79 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan tekan D19-100 mm.

4.6.4.2 Penulangan poer tipe 2

$P_{kolom} = 1239,64 \text{ ton}$

$P_{max} = 195,43 \text{ ton}$

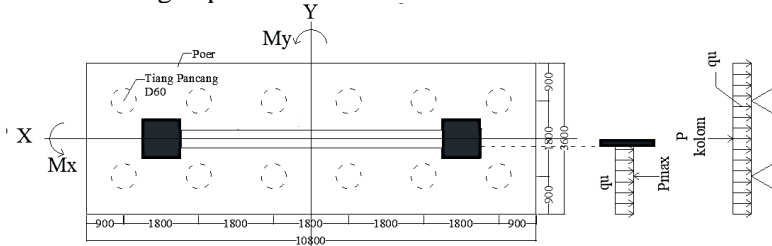
$q_1 = 10,8 \times 1,2 \times 2,4 = 31,104 \text{ ton/m}$

$qu_1 = 31,104 \text{ ton/m} \times 1,25 = 38,88 \text{ ton/m}$

$q_2 = 3,6 \times 1,2 \times 2,4 = 10,368 \text{ ton/m}$

$qu_2 = 10,368 \text{ ton/m} \times 1,25 = 12,96 \text{ ton/m}$

1. Penulangan poer arah sumbu X



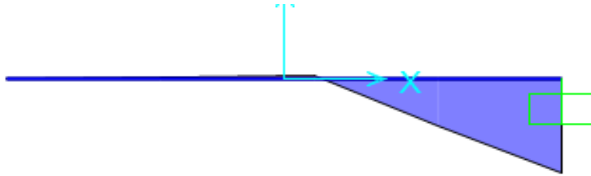
Gambar 4. 98 Pembebanan Poer Kolom Tipe II (Arah Sumbu X)

Pada sumbu X, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada tepi dinding geser dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakkannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

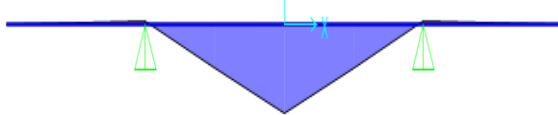
Momen yang bekerja :

$$Mu_1 = 6 \cdot P_{max} \cdot a - \frac{1}{2} qu_1 \cdot L^2$$

$$\begin{aligned}
 &= (6 \times 195,43 \times 0,55) - (\frac{1}{2} \times 38,88 \times (1,25)^2) \\
 &= 614,53 \text{ t.m} \\
 &= 6026482537 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 99 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 1 Sumbu X



Gambar 4. 100 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 2 Sumbu X

$$Mu_2 = 557,84 \text{ tm} = 5470541636 \text{ Nmm}$$

- Penulangan tarik

$$Rn = \frac{Mu_1}{\phi b d x^2} = \frac{6026482537}{0,9 \cdot 10800 \cdot 1117,5^2} = 0,52$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12.352 \cdot 0,52}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,00125$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0038$$

$$As_{perlu} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 1117,5 = 4207 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{As_{perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4207} = 116,68 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan tarik D25-100 mm.

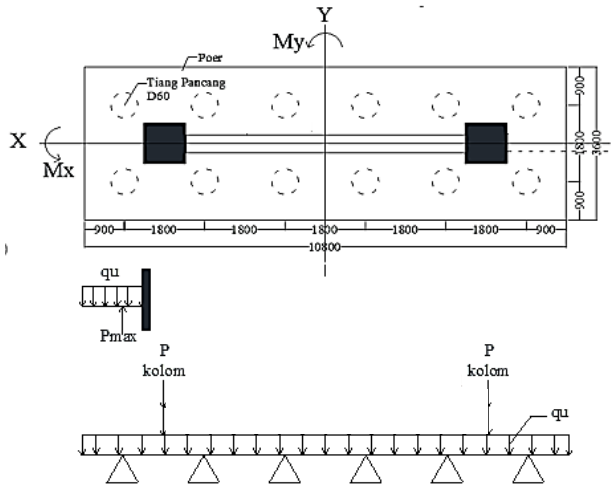
- Penulangan tekan

$$As_{perlu} = \frac{1}{2} \cdot As_{perlu} \text{ penulangan negatif} = 2103,5 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{As_{perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{2103,5} = 134,79 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan tekan D19-100 mm.

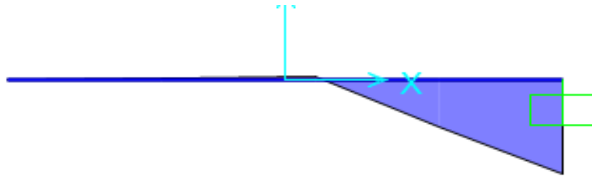
2. Penulangan poer arah sumbu Y



Gambar 4. 101 Pembebanan Poer Kolom Tipe II (Arah Sumbu Y)

Pada sumbu Y, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom, beban terbagi merata serta momen dari dinding geser dan berat sendiri poer.

$$\begin{aligned}
 Mu_1 &= 6.P_{\max} \cdot a - \frac{1}{2} qu_1 \cdot L^2 \\
 &= (6 \times 195,43 \times 0,55) - (\frac{1}{2} \times 12,96 \times (1,25)^2) \\
 &= 634,77 \text{ t.m} \\
 &= 6224967220 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 102 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 1 Sumbu X



Gambar 4. 103 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 2 Sumbu X

$$Mu_2 = 459,07 \text{ tm} = 4501938815 \text{ Nmm}$$

- Penulangan tarik

$$Rn = \frac{Mu_1}{\phi b d x^2} = \frac{6224967220}{0,9 \cdot 10800 \cdot 1117,5^2} = 0,54$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12.352 \cdot 0,54}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0013$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0038$$

$$AS_{\text{perlu}} = \rho b d = 0,0038 \cdot 1000 \cdot 1117,5 = 4107 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot \phi^2 \cdot x \cdot 1000}{AS_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot x \cdot 1000}{4207} = 116,68 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan tarik D25-100 mm.

- Penulangan tekan

$$AS_{\text{perlu}} = \frac{1}{2} \cdot AS_{\text{perlu}} \text{ penulangan negatif} = 2103,5 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot \phi^2 \cdot x \cdot 1000}{AS_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 19^2 \cdot x \cdot 1000}{2103,5} = 134,79 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan tekan D19-100 mm.

4.6.5 Perencanaan Kolom Pedestal Beton

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder

maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi.

Dimensi Kolom = 110/110 cm

Tebal decking (d') = 40 mm

Mutu tulangan (f_y) = 420 Mpa

Mutu beton (f'_c) = 40 Mpa

4.6.5.1 Kontrol dimensi kolom

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diperoleh beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom:

Pu_{max} : 12396,43 kN

Vu_{max} : 894,70 kN

Tu_{max} : 16,7023 kNm

My : 445,16 kNm

Mx : 1631,59 kNm

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f'_c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.

$$1100 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi besar dari 0.4

$$\text{Rasio } b/h = 1100/1100 = 1 > 0.4$$

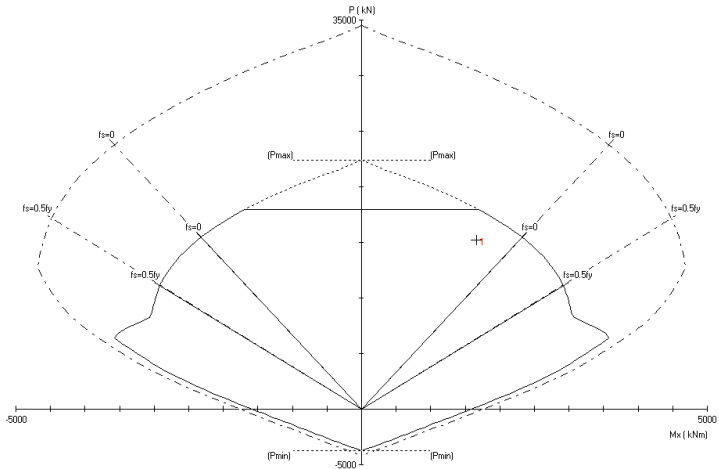
Dari hasil program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 12396,43 kN

$$12396,43 \text{ kN} \geq 1100 \times 1100 \times \frac{40}{10} \times \frac{1}{1000}$$

$$12396,43 \text{ kN} \geq 4840 \text{ kN (OK)}$$

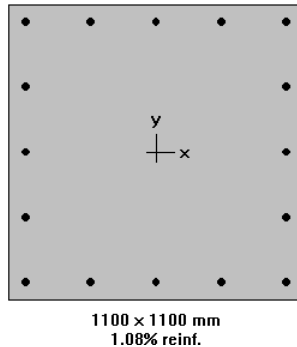
4.6.5.2 Penulangan longitudinal kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu spColumn, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut:



Gambar 4. 104 Diagram Interaksi Kolom 110/110 cm

Dari hasil spColumn Design diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah **16D32**.



Gambar 4. 105 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn

Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom

$$\phi M_n = 4698,77 \text{ kNm} > M_u = 1631,591 \text{ kNm} \text{ (OK)}$$

4.6.5.3 Kontrol rasio tulangan longitudinal pada kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari $0.01 A_g$ atau lebih dari $0.06 A_g$.

$$A_{st} = 13109,7 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 1210000 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program spColumn diperoleh Tulangan longitudinal: 16D32, dengan rasio tulangan = 1,08 %.

$$0.01A_g < A_s < 0.06 A_g$$

$$12100 \text{ mm}^2 < 13109,7 \text{ mm}^2 < 72600 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

4.6.5.4 Kontrol kapasitas beban aksial kolom terhadap beban aksial terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2: kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$P_u = 12396,43 \text{ KN}$$

$$\phi = 0.65$$

$$A_g = 1100 \times 1100 = 1210000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 13109,7 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

$$\phi P_n = 0,8 \times 0,65 (0,85 \times 40 (1210000 - 13109,7) + 420 (13109,7))$$

$$\phi P_n = 24024179 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 24024,18 \text{ kN} > P_u = 12396,43 \text{ kN (OK)}$$

4.6.5.5 Perhitungan tulangan geser

Dari PCACOL didapat nilai $\rho = 1,08 \%$

$$A_s \text{ perlu} = 0,0108 \times 1100 \times 1032$$

$$= 12260,16 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 16 D32, $A_s = 13109,7 \text{ mm}^2$ dipasang merata 4 sisi. $A_s \text{ pakai} = 13109,7 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (OK)}$

- Penulangan Geser Kolom

$$N_u = 1239643 \text{ kg}$$

$$V_u = 89470 \text{ kg}$$

Kekuatan geser :

$$V_c = 0,167 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b d$$

$$= 0,167 \left(1 + \frac{1239643}{14 \times 1210000} \right) 1 \sqrt{40} \times 1100 \times 1032$$

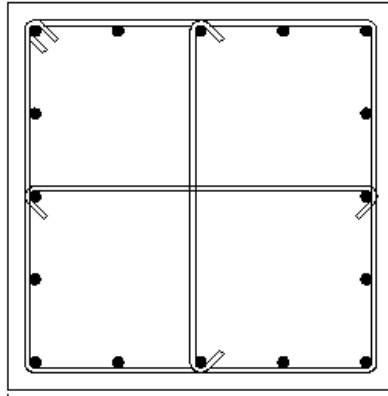
$$= 1286739,98 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,75 V_c$$

$$= 0,75 \times 1286739,98 \text{ kg}$$

$$= 965054,98 \text{ kg} > V_u = 89470 \text{ kg}$$

Sehingga tidak perlu tulangan geser. Jadi dipasang tulangan geser praktis Ø12 – 200, sengkang tiga kaki.



Gambar 4. 106 Penulangan Kolom Pedestal

4.6.6 Perencanaan Sloof Pondasi

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

Data perencanaannya sebagai berikut :

Dimensi sloof = 450×650 mm

Mutu beton (f_c) = 40 MPa

Mutu baja (f_y) = 420 Mpa

Tulangan utama = D22

Tulangan sengkang = $\emptyset 10$

Selimut beton = 40 mm

Bentang = 8,3 m

Gaya aksial kolom = 12398,43 kN

P_U sloof = $10\% \times 12398,43 = 1239,843$ kN = 1239843 N

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horizontal antara *poer* harus diporoposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil

harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450

$$\frac{l}{20} = \frac{8300}{20} = 415 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 450 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

4.6.6.1 Penulangan lentur sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom.

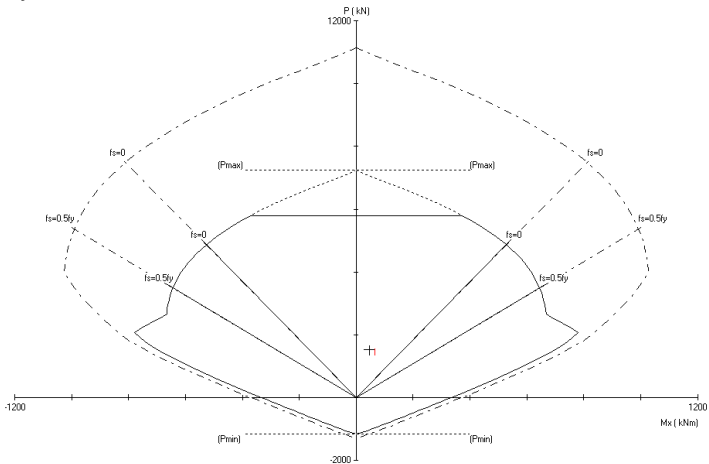
Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

$$q_d = 0,45 \times 0,65 \times 2400 = 702 \text{ kg/m}$$

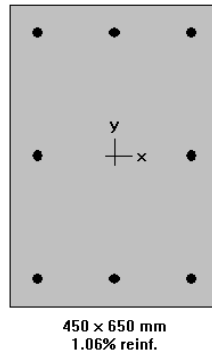
$$q_u = 1,2 \times 702 = 842,4 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} M_{u \text{ tumpuan}} &= \frac{1}{12} \times q_u \times l^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 842,4 \times 8,3^2 \\ &= 4836,078 \text{ kgm} = 47.42572432 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$P_u \text{ Sloof} = 1239,843 \text{ kN}$$



Gambar 4. 107 Diagram Interaksi Sloof



Gambar 4. 108 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn

Dari analisis spColumn didapat :

$$\rho = 0,0106$$

Dipasang tulangan = 8 D22 ($A_s = 3096 \text{ mm}^2$)

- Cek lebar sloof

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$2 \times \text{selimut beton (c = 40 mm)} = 2 \times 40 = 100 \text{ mm}$$

$$2 \times \text{sengkang } (\varnothing = 10 \text{ mm}) = 2 \times 10 = 20 \text{ mm}$$

$$3 \times \text{D22} = 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

$$2 \text{ kali jarak antara } 25 \text{ mm} = \underline{2 \times 25 = 50 \text{ mm}}$$

$$\text{Total} = 216 \text{ mm}$$

Total lebar < Lebar balok 450 mm ternyata cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

4.6.6.2 Penulangan geser sloof

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut:

$$A_g = 450 \times 650 = 292500 \text{ mm}^2$$

$$d = 650 - 40 - 10 - 22/2 = 589 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{Pu}{14 Ag} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times bw \times d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{1239843}{14.292500} \right) 1\sqrt{40} \times 450 \times 589$$

$$V_c = 321506 N$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 321506 = 241129 N = 24588,35 kg$$

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot qu \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 842,28,3 = 3495,96 kg$$

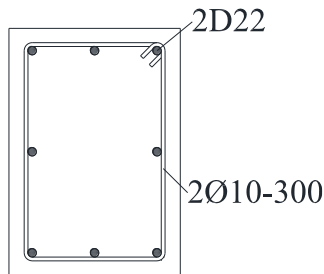
$$\phi V_c > V_u$$

24588,35 kg > 3495,96 kg (tidak perlu tulangan geser)

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $\frac{d}{2} = \frac{589}{2} = 294,5 mm$
- $s = 300 mm$

Dipasang sengkang 2Ø10 – 300 mm.



Gambar 4. 109 Penulangan Sloof

4.6.7 Perencanaan Tulangan Tusuk Konde pada Tiang Pancang

Perencanaan tulangan tusuk konde menggunakan cara yang sama dengan merencanakan tulangan pada kolom. Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban

yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi.

Diameter kolom = $600 - 2 \times 100 = 400$ mm

Tebal decking (d') = 50 mm

Mutu tulangan (f_y) = 420 Mpa

Mutu beton (f'_c) = 50 Mpa

4.6.7.1 Kontrol dimensi kolom

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diperoleh beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom:

Pu : 1818,14 kN (Pmax)

Mu : 74,23 kNm (Mcrack)

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f'_c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.

$$400 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi besar dari 0.4

$$\text{Rasio } b/h = 400/400 = 1 > 0.4$$

Dari hasil program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 1818,14 kN

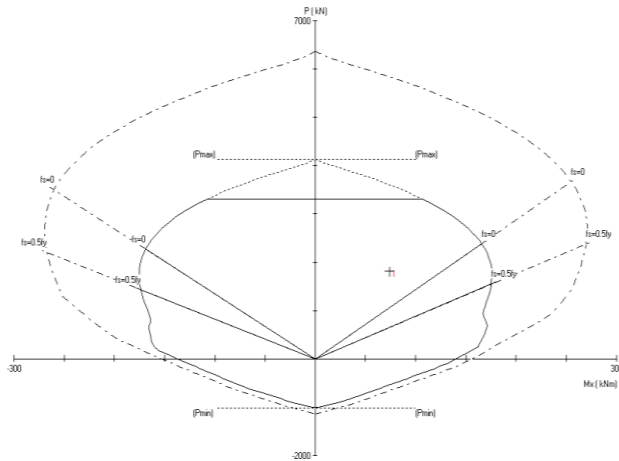
$$1818,14 \text{ kN} \geq \pi \times \left(\frac{400}{2}\right)^2 \times \frac{50}{10} \times \frac{1}{1000}$$

$$1818,14 \text{ kN} \geq 628,32 \text{ kN (OK)}$$

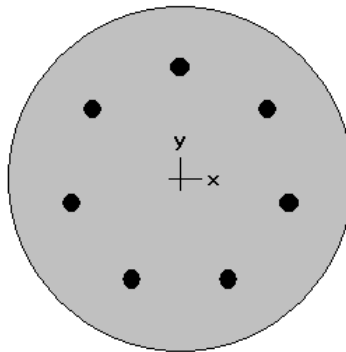
4.6.7.2 Penulangan longitudinal kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu spColumn, didapatkan diagram

interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut:



Gambar 4. 110 Diagram Interaksi Kolom Diameter 400 mm



400 mm diam.
2.16% reinf.

Gambar 4. 111 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn
Dari hasil spColumn Design diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah **7D22**.

$$\phi M_n = 175,82 \text{ kNm} > M_u = 74,23 \text{ kNm (OK)}$$

4.6.7.3 Kontrol rasio tulangan longitudinal pada kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari $0.01 A_g$ atau lebih dari $0.06 A_g$.

$$A_{st} = 2709 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 125.664 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program spColumn diperoleh Tulangan longitudinal: 16D32, dengan rasio tulangan = 2,16 %.

$$0.01A_g < A_s < 0.06 A_g$$

$$1256,64 \text{ mm}^2 < 2709 \text{ mm}^2 < 7539,84 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

4.6.7.4 Kontrol kapasitas beban aksial kolom terhadap beban aksial terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2: kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$P_u = 1818,14 \text{ kN}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$A_g = \frac{1}{2} \times \pi \times \left(\frac{400}{2}\right)^2 = 125664 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 2709 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

$$\phi P_n = 0,8 \times 0,65 (0,85 \times 50 (125664 - 2709) + 420 (2709))$$

$$\phi P_n = 3308951 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 3308,951 \text{ kN} > P_u = 1818,14 \text{ kN (OK)}$$

4.6.7.5 Perhitungan tulangan geser

Syarat sengkang spiral $25 \text{ mm} \leq s \leq 75 \text{ mm}$.

$$D_c = 400 - 2 \times 50 - 19 = 281 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 281^2 = 62015,82 \text{ mm}^2$$

ρ harus memenuhi persyaratan di SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4, pasal 10.9.3 dan , diambil nilai yang terbesar dari rumus berikut ini:

$$\begin{aligned}
 \rho_s &= 0,12 \times \left(\frac{f_c'}{f_{yt}} \right) \\
 &= 0,12 \times \left(\frac{50}{420} \right) \\
 &= 0,014 \\
 \rho_s &= 0,45 \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{f_c'}{f_{yt}} \\
 &= 0,45 \times \left(\frac{125664}{62015,82} - 1 \right) \times \frac{50}{420} \\
 &= 0,055 \text{ (menentukan)} \\
 A_{s \text{ perlu}} &= \rho_s \times A_g \\
 &= 0,055 \times 125664 \\
 &= 6909,197 \text{ mm}^2 \\
 s &= \frac{\pi/4 \times d_b^2 \times 1000}{A_{s \text{ perlu}}} \\
 &= \frac{\pi/4 \times 19^2 \times 1000}{6909,197} \\
 &= 41,04 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Didapat tulangan sengkang D19 – 40 mm

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 90 mm dengan tulangan $\varnothing 6-100$ pada atap, $\varnothing 6-100$ mm pada lantai 2-23 dan $\varnothing 8-100$ pada lantai 1 (Lobby).
 - b. Dimensi balok anak atap menggunakan profil WF 400x200x8x13, balok anak lantai 2-23 menggunakan profil WF 400x200x8x13 dan balok anak lantai 1 menggunakan WF 500x200x11x19.
 - c. Dimensi balok penggantung lift menggunakan profil WF 600x200x13x23.
 - d. Pelat anak tangga menggunakan pelat baja dengan tebal 4 mm pada anak tangga dan 6 mm pada bordes. Balok bordes menggunakan profil WF 100x50x5x7, balok utama tangga dan balok penumpu menggunakan profil WF 300x200x9x14.
2. Analisis ETABS menggunakan permodelan tipe Short Link telah memenuhi kontrol partisipasi massa, kontrol waktu getar alami fundamental, kontrol nilai akhir respon spectrum, kontrol simpangan (drift) dan sistem ganda pada struktur yang direncanakan di kota Surabaya telah memenuhi syarat.
3. Hasil analisa perilaku terhadap jenis permodelan Short Link menunjukkan bahwa deformasi lateral yang dihasilkan pada model gedung Short Link lebih kecil. Perilaku yang sama juga berlaku pada drift yang dihasilkan pada model gedung Short Link, dimana tidak terjadi loncatan yang terlalu tinggi di tiap lantainya.
4. Hasil perhitungan struktur primer:
 - a. Link menggunakan panjang 150 cm dengan profil WF 700x300x15x28.

- b. Bressing menggunakan WF 600x300x14x23.
 - c. Balok Induk lantai Lobby-12 menggunakan profil WF 800x300x16x30 untuk Lantai 13-Atap menggunakan profil WF 700x300x15x28
 - d. Kolom menggunakan tipe Concrete Filled Tube dengan dimensi CFT 800 x 800 x 60, CFT 700 x 700 x 60, 600 x 600 x 50, dan 500 x 500 x 36
5. Hasil Perhitungan sambungan
- a. Sambungan balok anak atap dan balok induk menggunakan 2 buah baut M12 mm A325 dan pelat siku 60x60x6.
 - b. Sambungan balok anak lantai 2-23 (Hunian) dan balok induk menggunakan 2 buah baut M12 mm A325 dan pelat siku 60x60x6.
 - c. Sambungan balok anak lantai 1 (Lobby) dan balok induk menggunakan 2 buah baut M12 mm A325 dan pelat siku 60x60x6.
 - d. Sambungan balok utama tangga dan balok tumpu tangga diberikan lubang slot 20 mm dan baut 4M8 mm A325.
 - e. Sambungan balok penumpu tangga dan kolom menggunakan baut 3M12 mm A325 dan pelat ketebalan 6 mm dan las sudut 3 mm.
 - f. Sambungan bresing menggunakan 8M22 mm A490 pada badan dengan pelat sambung 15 mm, 8M19 mm A490 pada sayap dengan pelat siku L.90.90.16, 5M19 mm A490 pada pelat siku L.90.90.16 dengan pelat buhul serta menggunakan pelat gusset tebal 15 mm dengan las 10 mm pada link serta 8 mm pada balok dan kolom,
 - g. Sambungan Balok Induk dan Kolom menggunakan 4M22 mm dan 12M24 mm serta las tumpul pada diaphragm plate setebal 20 mm.
 - h. Sambungan antar kolom menggunakan las sudut dan pelat dengan tebal 60 mm

- i. Sambungan Base Plate menggunakan pelat dengan ukuran 1000 x 1000 mm dengan ketebalan 80 mm dan menggunakan baut angkur F1554 M20 8 buah.
6. Hasil Perhitungan struktur bawah
- a. Dinding penahan tanah menggunakan jenis cantilever wall.
 - b. Penulangan *toe* dan *heel* menggunakan D19-100 sedangkan penulangan *stem* menggunakan D22-100
 - c. Pondasi menggunakan tiang pancang produk dari PT. Wika Beton dengan diameter 600 mm dengan mencapai kedalaman -18 m.
 - d. Lantai dasar (*basement*) menggunakan bondek dari SUPER FLOOR DECK, tebal 140 mm dengan tulangan Ø8-100
 - e. Balok anak *basement* menggunakan WF 500x200x11x19
 - f. Sambungan balok anak *basement* dan balok induk menggunakan 3 buah baut M12 mm A325 dan pelat siku 60x60x6.
 - g. Penulangan poer menggunakan D25-100 mm pada tulangan tarik dan D19-100 pada tulangan tekan.
 - h. Dimensi Kolom Pedestal sebesar 110/110 cm menggunakan jumlah tulangan 16D32 .
 - i. Dimensi sloof sebesar 45/65 cm menggunakan tulangan 8D22.

5.2 Saran

Saran untuk Tugas Akhir ini adalah:

1. Perlu ditinjau lebih lanjut mengenai perilaku struktur seklain menggunakan *link short* dengan menggunakan program bantu (Perform3D) untuk menghasilkan analisa yang lebih akurat.
2. Perilaku Link dengan membandingkan panjangnya dapat pula menggunakan analisa yang lain seperti *Time history analysis*.
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

- American Institute of Steel Construction, 2005. **Seismic Provision for Structural Steel Buildings**. AISC, Inc.
- American Institute of Steel Construction, 2011. **Design Examples Version 14.1**. AISC, Inc
- ATC 40, 1996, **Seismic Evaluation and retrofit of Concrete Buildings, Volume 1**, California.
- Badan Standardisasi Nasional . 2015 . **SNI 1729:2015 Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural** . Jakarta . Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standardisasi Nasional. 2002. **Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002)**. Bandung : BSN
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. **SNI 1727:2013 Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain**. Bandung : BSN
- Badan Standardisasi Nasional . 2012 . **SNI 1726:2012 : Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung**. Jakarta . Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standardisasi Nasional . 2015 . **SNI 2847:2013 Persyaratan beton structural untuk bangunan gedung**. Jakarta . Badan Standardisasi Nasional
- Bruneau M, Uang, C.M., Whittaker, A., 1998. **Ductile Design of Steel Structures**. USA : McGraw-Hill.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung (PPIUG 1983)**. Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.
- Engelhardt, Michael D., 2007. **Design Of Seismic Resistant Steel Building Structures**. USA : University of Texas
- Engelhardt, Michael D., Popov, Egor P. 1989. **On Design of Eccentrically Braced Frames**, Earthquake Spectra Vol. 5, No.3.

- FEMA, 440. 2005, **Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures**. Applied Technology Council (ATC-55 Project), Washington, D.C.
- G. Salmon, Charles & E. Johnson, Jhon . 1991 .**Struktur Baja desain dan Perilaku Jilid 2 Edisi Kedua**. Jakarta : Erlangga
- Isdarmanu, Marwan. 2006. **Buku Ajar Struktur Baja I. Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan**. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember
- Nidiasari dan Budiono, 2010. **Kajian Numerik Perilaku Link Panjang Dengan Pengaku Diagonal Badan Pada Sistem Rangka Baja Berpengaku Eksentris**. Seminar dan Pameran HAKI.
- Popov, E. P., and C. W. Roeder, 1978. **Design of an Eccentrically Braced Steel Frame**. AISC Engineering Journal. 3rd Quarter, Vol. 15, No. 3.
- Popov, E. P., and Engelhardt M. D., 1988. **Seismic Eccentrically Braced Frames**. J.Construct. Steel Research.
- Setiawan, Agus. 2008. **Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD (Berdasarkan SNI 03 – 1729 – 2002)**. Jakarta : Erlangga.
- Sosrodarsono, Suyono dan Nakazawa, Kazuto. 1994. **Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi**. Jakarta: PT Pradnya Paramita.
- Wahyudi, Herman .1999 . **Daya Dukung Pondasi Dangkal**. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS
- Widiarsa, Ida Bagus Rai, & Putu Deskarta . 2007 . **Kuat Geser Baja Komposit Dengan Variasi Tinggi Penghubung Geser Tipe – T ditinjau Dari Uji Geser Murni** . Jurnal Ilmiah Teknik Sipil Vol. 11, No 1
- Wijaya, Yan Parta. 2010. **Studi Stabilitas Pada Sistem Portal Baja Berpengaku Eksentrik (Eccentrically Braced Frame)**. Rekayasa Sipil Volume VI, Nomor 1, April 2010.

LAMPIRAN



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

K4 = Kolom CFT 500.500.36
B13 = Balok Induk WF 700.300.15.28
B14 = Balok Induk WF 700.300.18.28
BA5 = Balok Anak WF 400.200.8.13
BA6 = Balok Anak WF 400.200.8.13
BL = Balok Lift WF 600.200.13.23
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala

Denah Balok
Kolom Atap

1 : 300

Kode

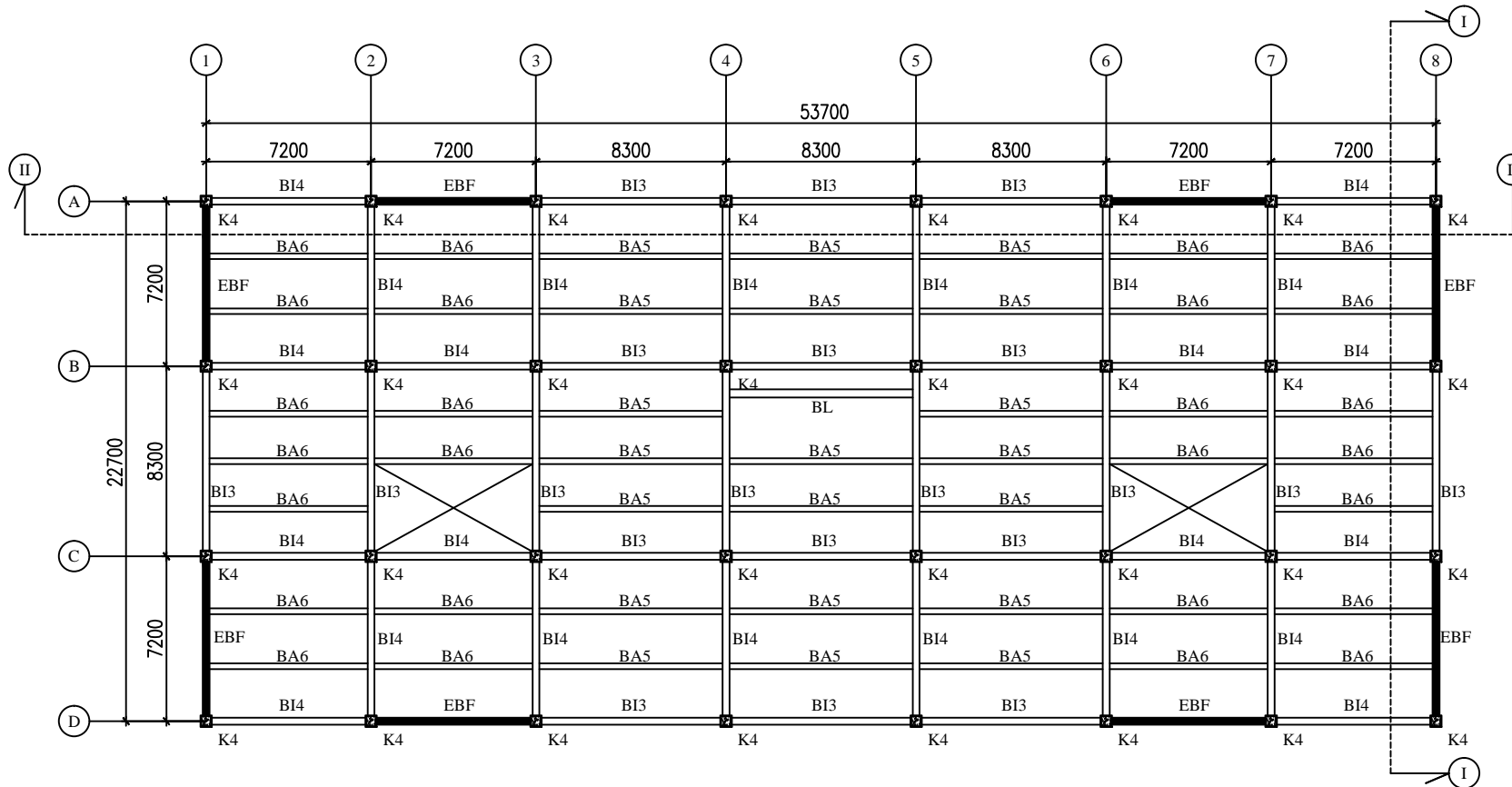
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

1

33



Denah Balok Kolom Atap

SKALA 1 : 300





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

K4 = Kolom CFT 500.500.36
BI3 = Balok Induk WF 700.300.15.28
BI4 = Balok Induk WF 700.300.18.28
BA3 = Balok Anak WF 400.200.8.13
BA4 = Balok Anak WF 400.200.8.13
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala

Denah Balok
Kolom Lantai 19-23

1 : 300

Kode

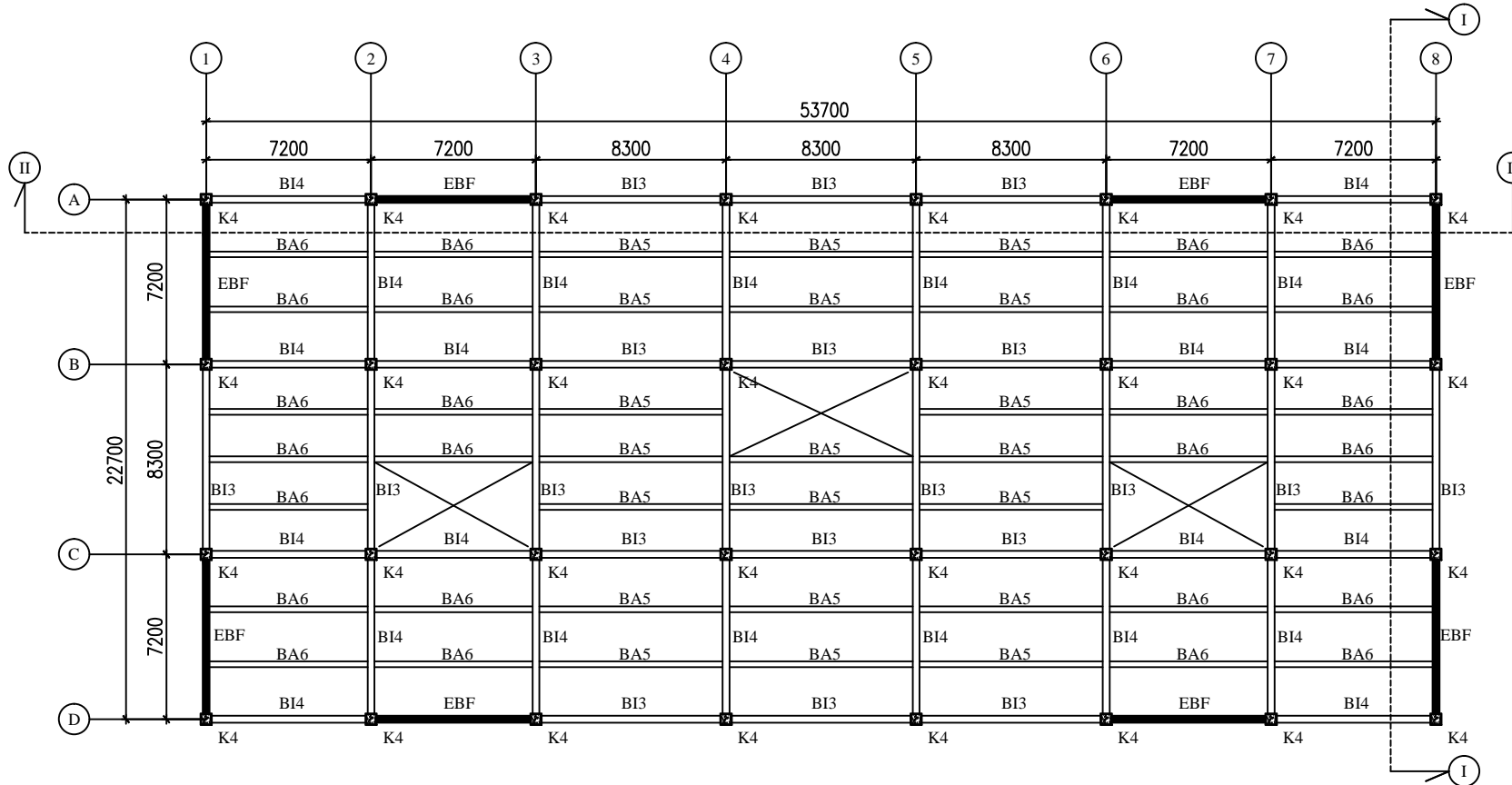
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

2

33



Denah Balok Kolom Lantai 19-23

SKALA 1 : 300





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAY TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

K3 = Kolom CFT 600.600.50
BI3 = Balok Induk WF 700.300.15.28
BI4 = Balok Induk WF 700.300.15.28
BA3 = Balok Anak WF 400.200.8.13
BA4 = Balok Anak WF 400.200.8.13
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala

Denah Balok
Kolom Lantai 10-18

1 : 300

Kode

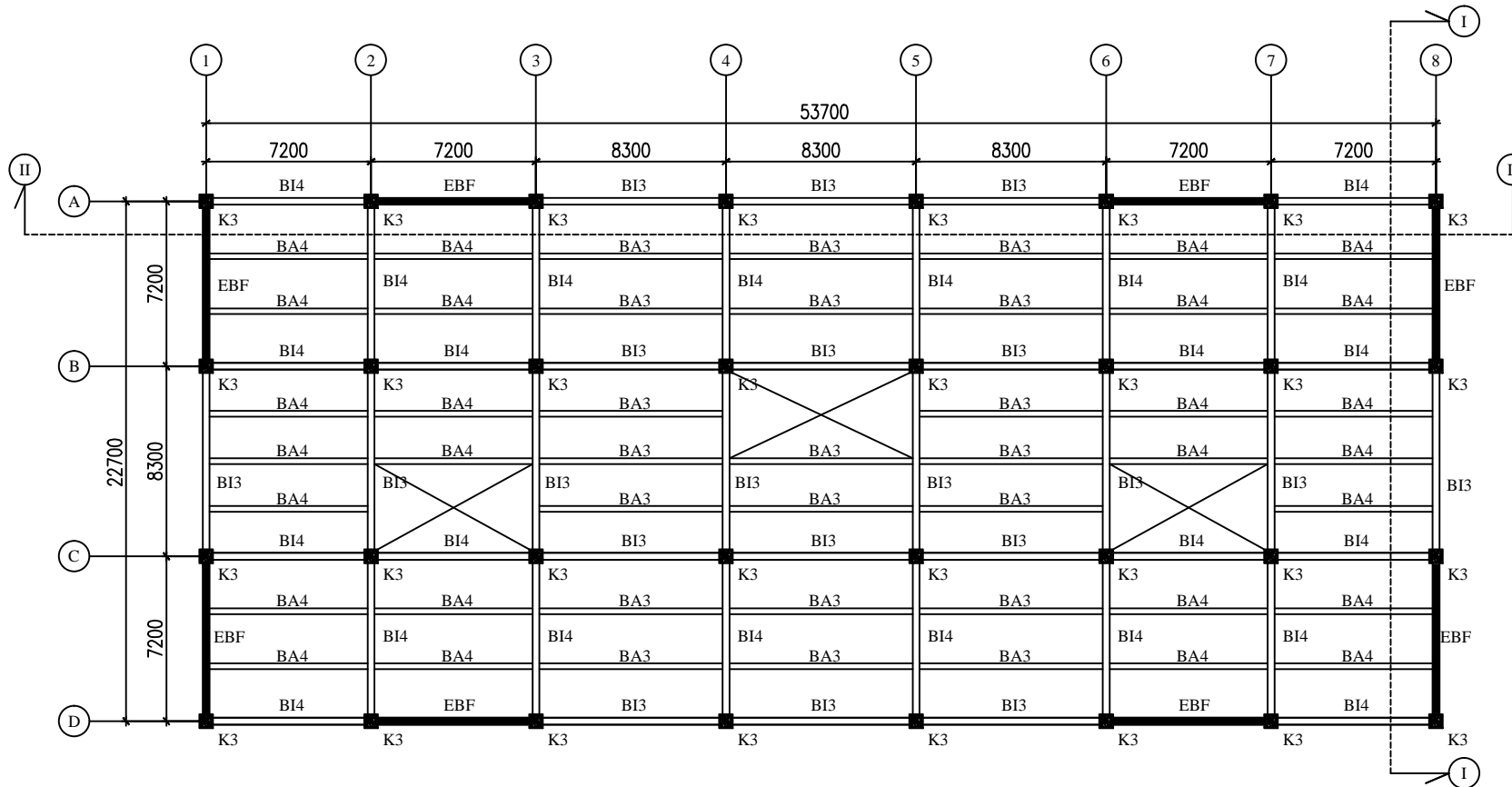
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

3

33



Denah Balok Kolom Lantai 13-18

SKALA 1 : 300





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

K2 = Kolom CFT 700.700.60
BI1 = Balok Induk WF 800.300.16.30
BI2 = Balok Induk WF 800.300.16.30
BA3 = Balok Anak WF 400.200.8.13
BA4 = Balok Anak WF 400.200.8.13
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala

Denah Balok
Kolom Lantai 2-9

1 : 300

Kode

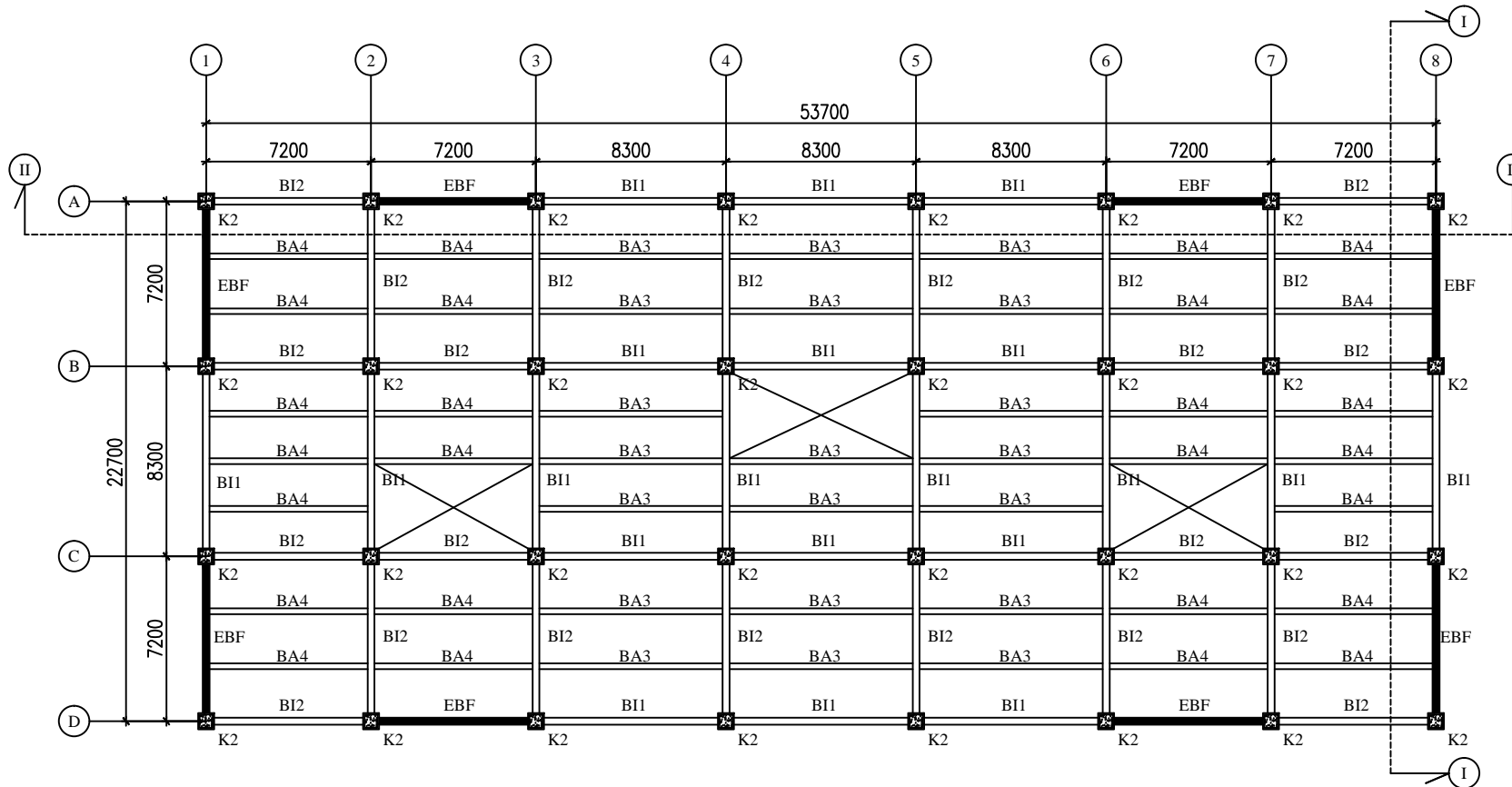
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

4

33



Denah Balok Kolom Lantai 7-12

SKALA 1 : 300





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

K1 = Kolom CFT 800.800.60
BI1 = Balok Induk WF 800.300.16.30
BI2 = Balok Induk WF 800.300.16.30
BA3 = Balok Anak WF 400.200.8.13
BA4 = Balok Anak WF 400.200.8.13
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala

Denah
Basement

1 : 300

Kode

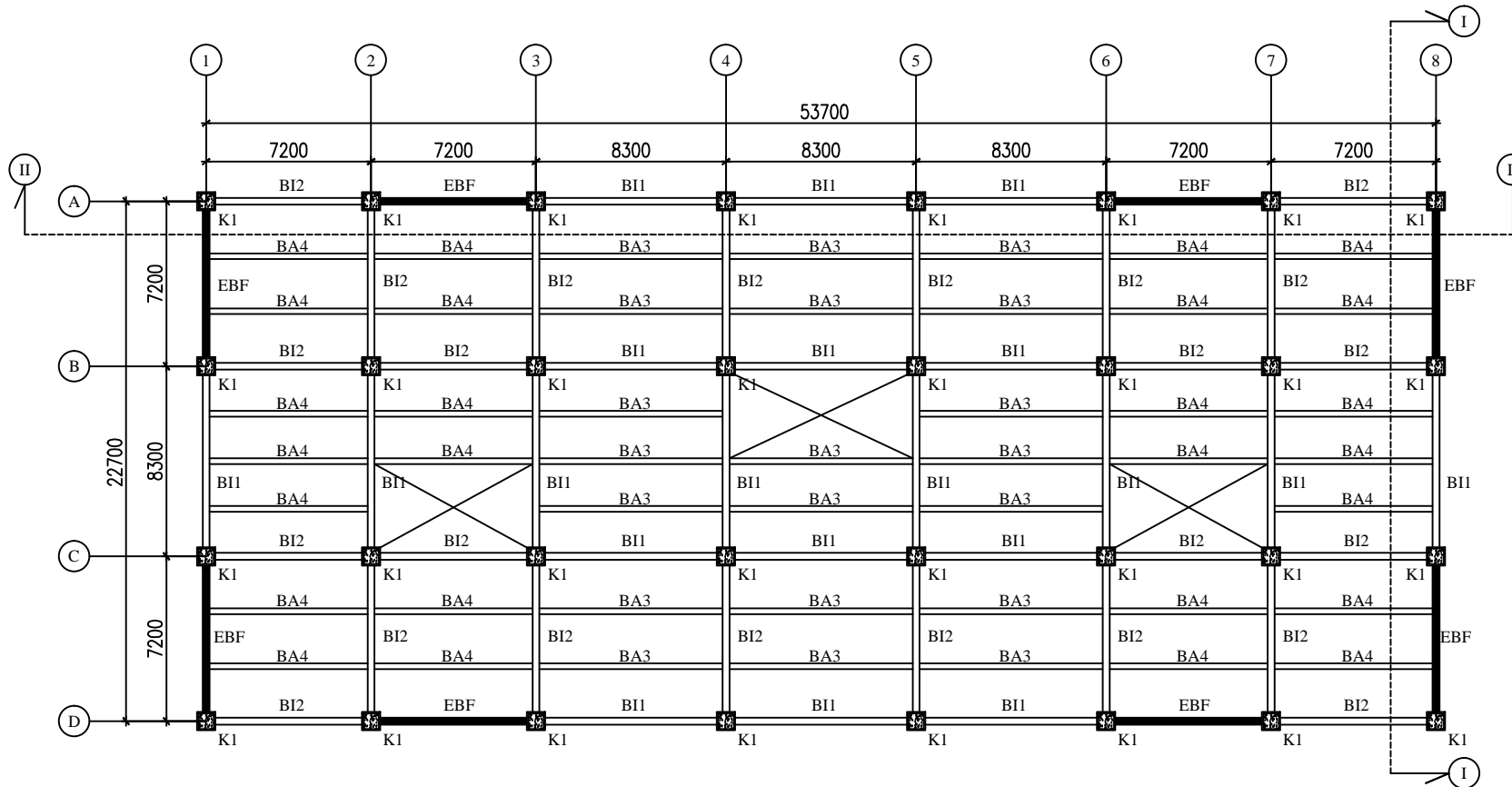
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

5

33



Denah Balok Kolom Lantai 2-6

SKALA 1 : 300





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

K1 = Kolom CFT 800.800.60
BI1 = Balok Induk WF 800.300.16.30
BI2 = Balok Induk WF 800.300.16.30
BA1 = Balok Anak WF 500.200.11.19
BA2 = Balok Anak WF 500.200.11.19
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala

Denah Lantai
Lobby

1 : 300

Kode

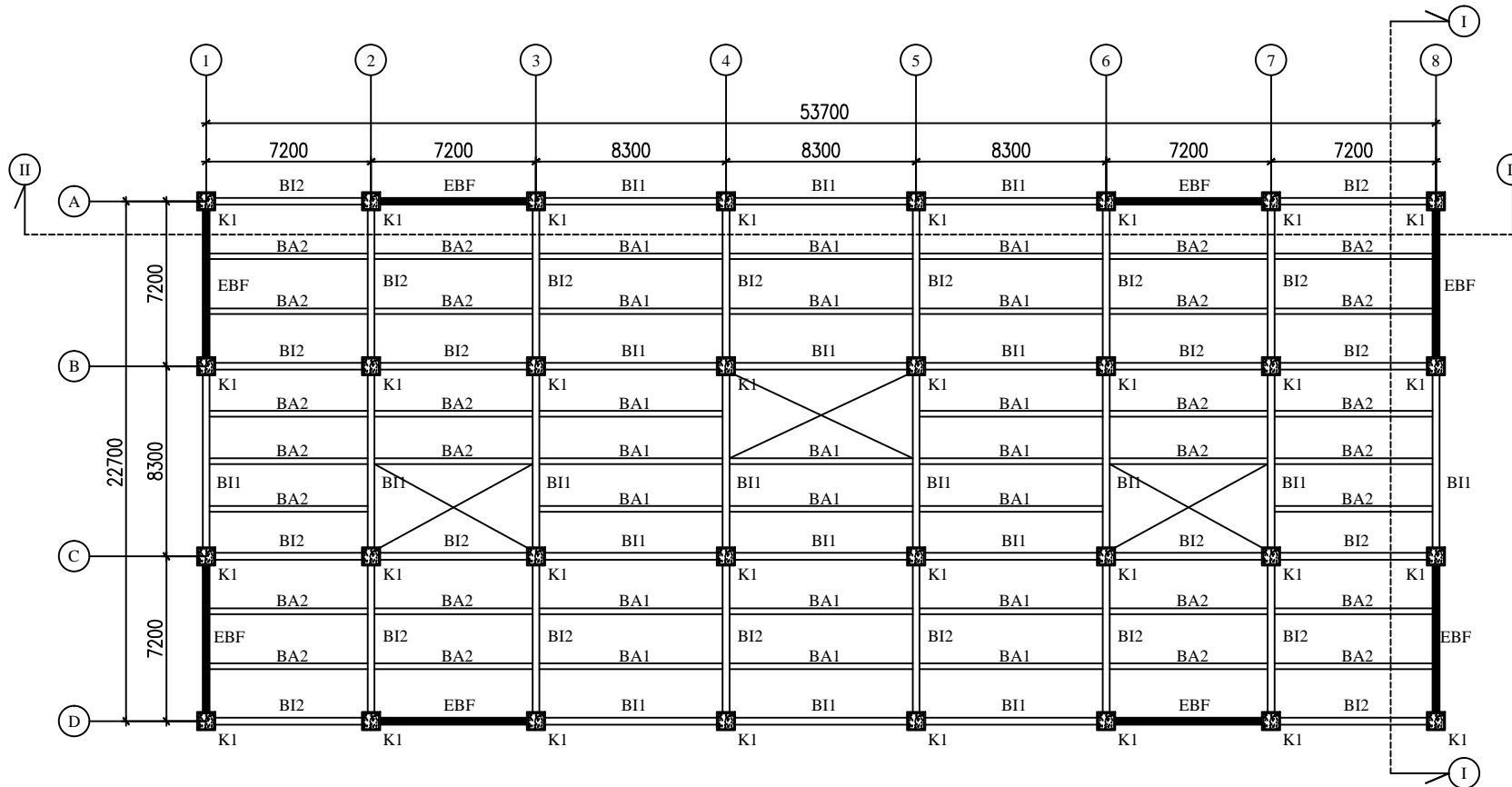
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

6

33



Denah Lantai Lobby

SKALA 1 : 300





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

K1 = Kolom CFT 800.800.60
BI1 = Balok Induk WF 800.300.16.30
BI2 = Balok Induk WF 800.300.16.30
BB1 = Balok Anak Basement WF 500.200.11.19
BB2 = Balok Anak Basement WF 500.200.11.19
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala

Denah Pondasi

1 : 300

Kode

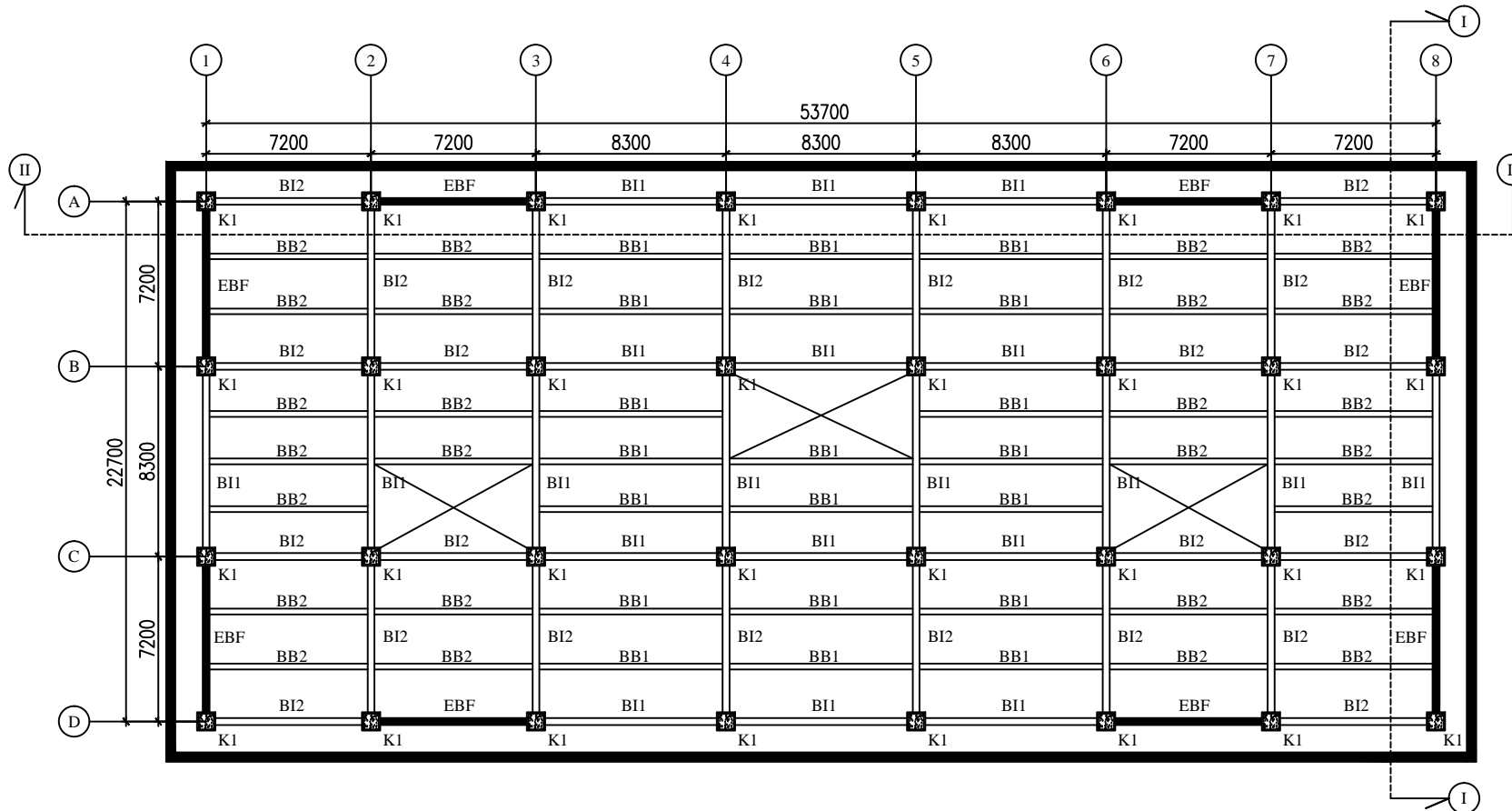
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

7

33



Denah Basement

SKALA 1 : 300





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAY TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

PR1 = Poer 360x360x120
PR2 = Poer 1080x360x120
SL = Sloof 45/65

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala

Denah Pondasi

1 : 300

Kode

No
Gambar

Jumlah
Gambar

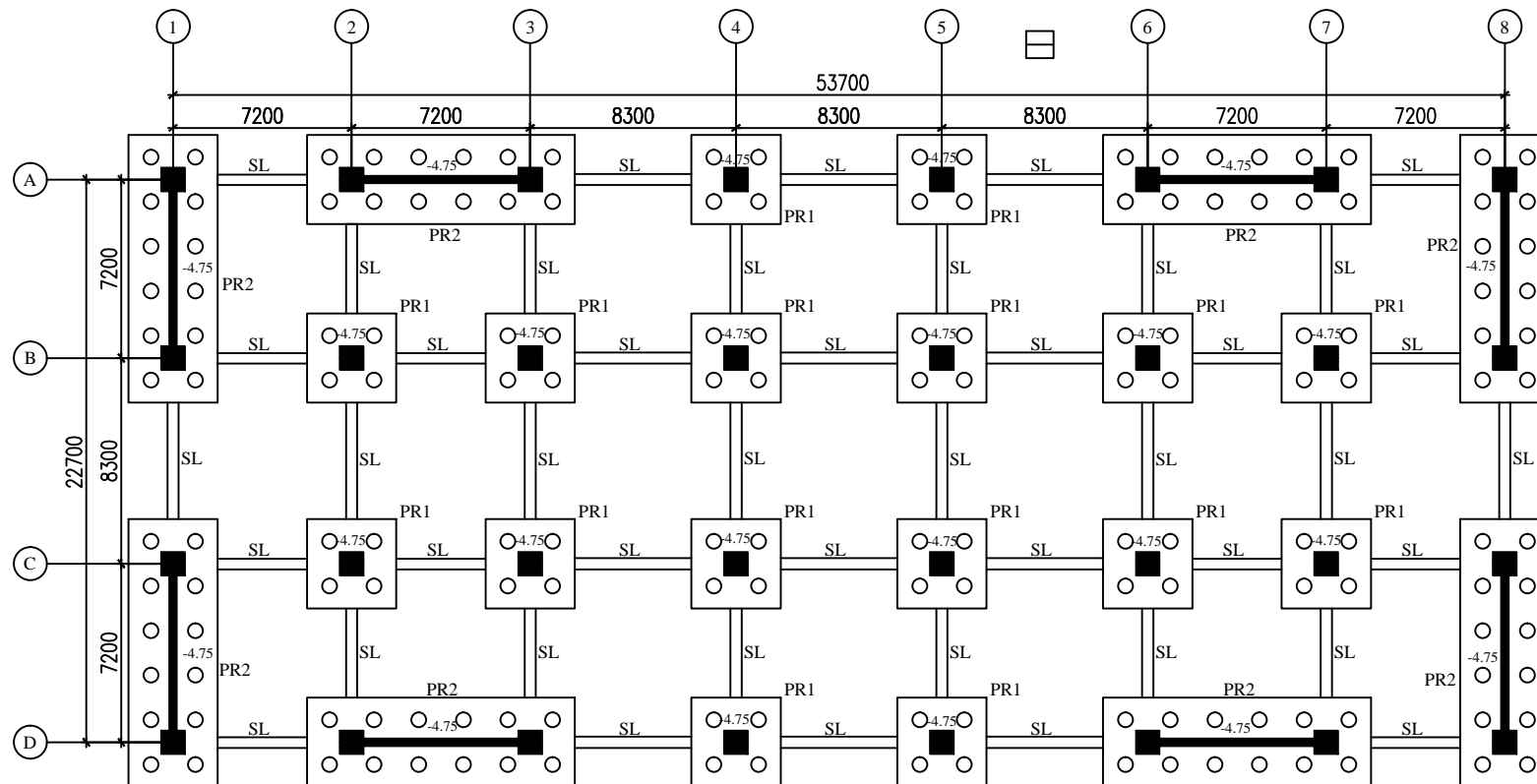
STR

8

33

Denah Pondasi

SKALA 1 : 300





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

K1 = Kolom CFT 800.800.60
B11 = Balok Induk WF 800.300.16.30
B12 = Balok Induk WF 800.300.16.30
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala

Denah
Basement

1 : 300

Kode

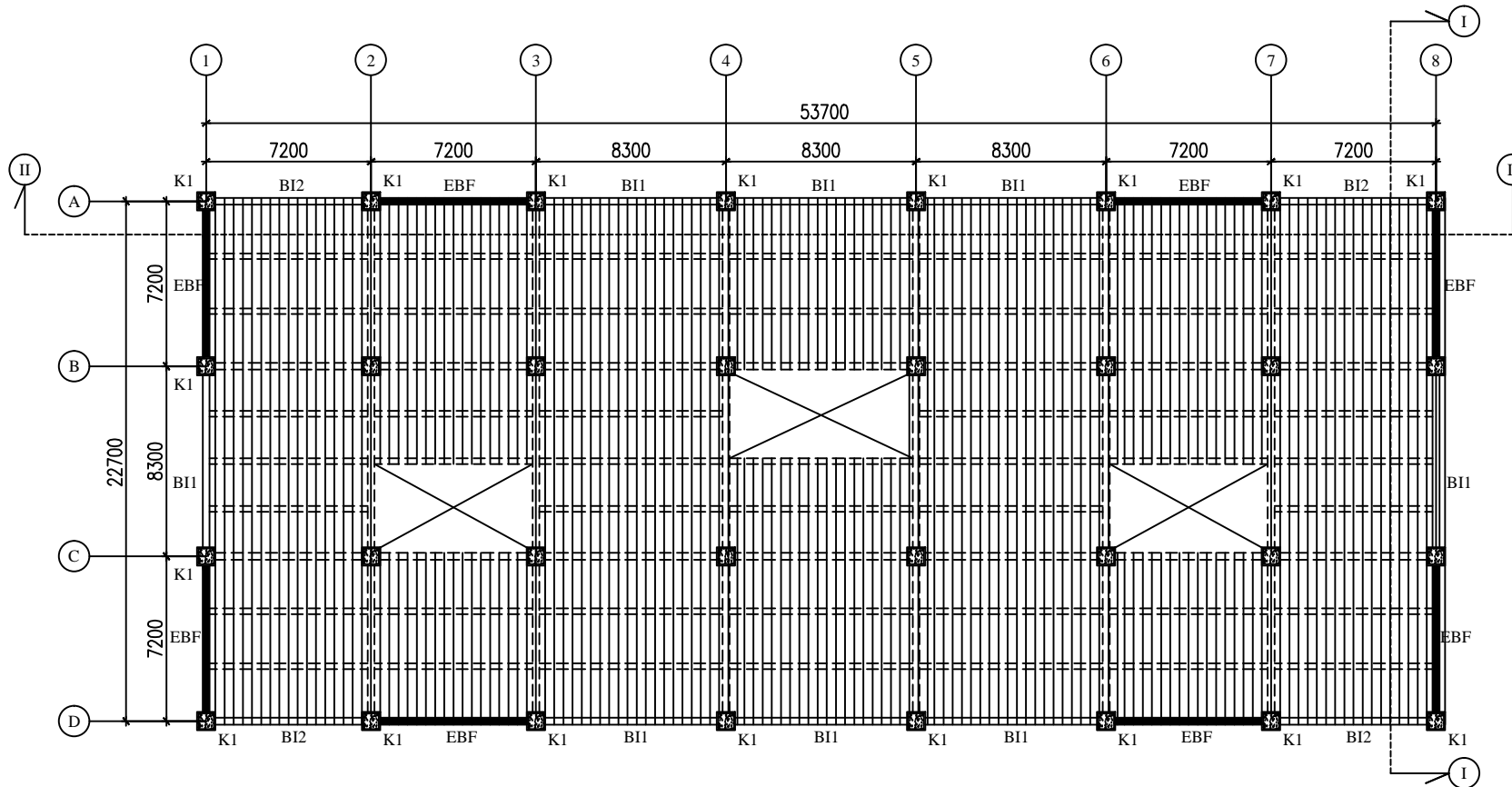
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

9

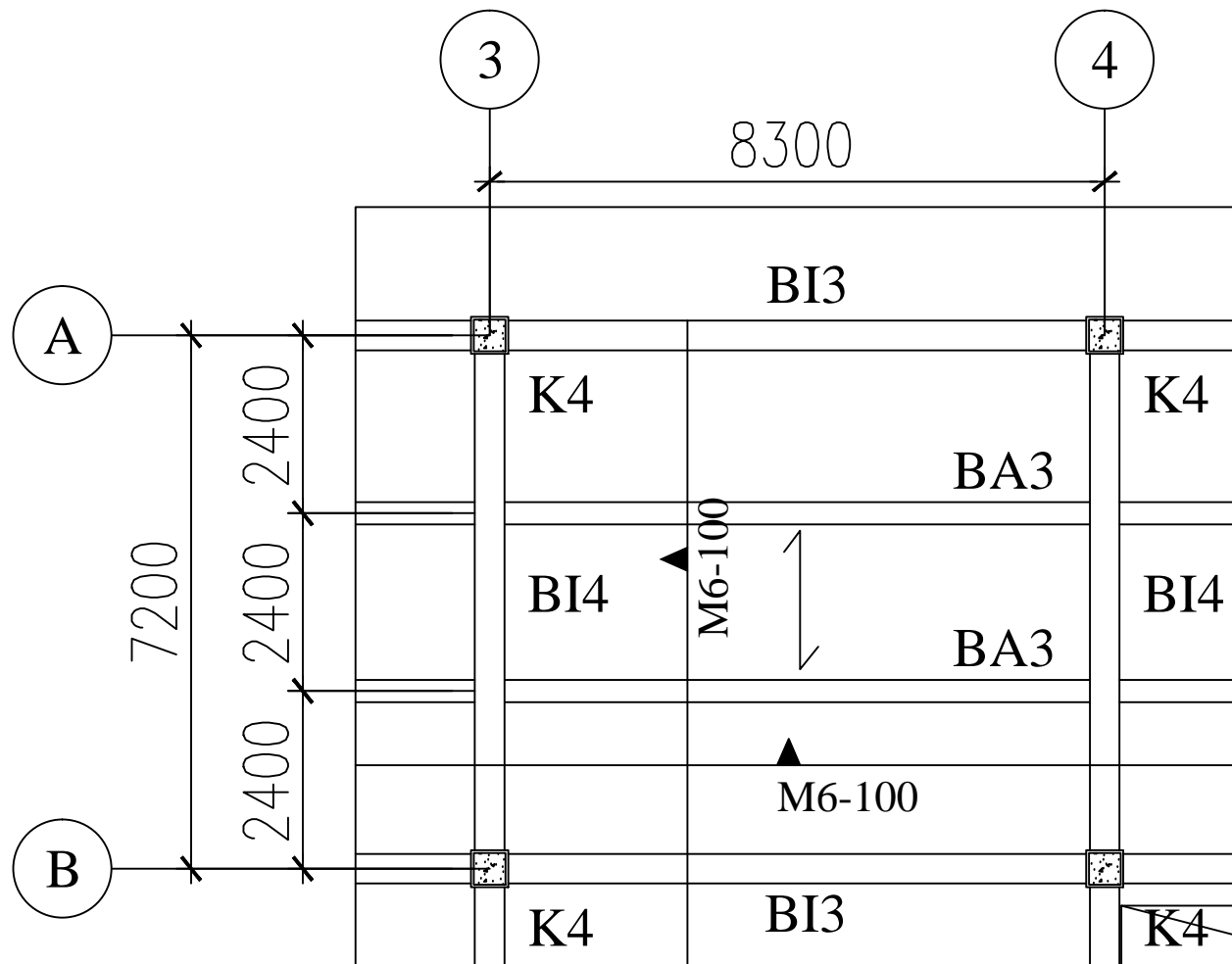
33



Denah Arah Pelat Bondok

SKALA 1 : 300





Detail Pelat Atap
SKALA 1 : 100



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

K4 = Kolom CFT 500.500.36
BI3 = Balok Induk WF 700.300.15.28
BI4 = Balok Induk WF 700.300.18.28
BA5 = Balok Anak WF 400.200.8.13

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Pelat
Atap

1 : 100

Kode

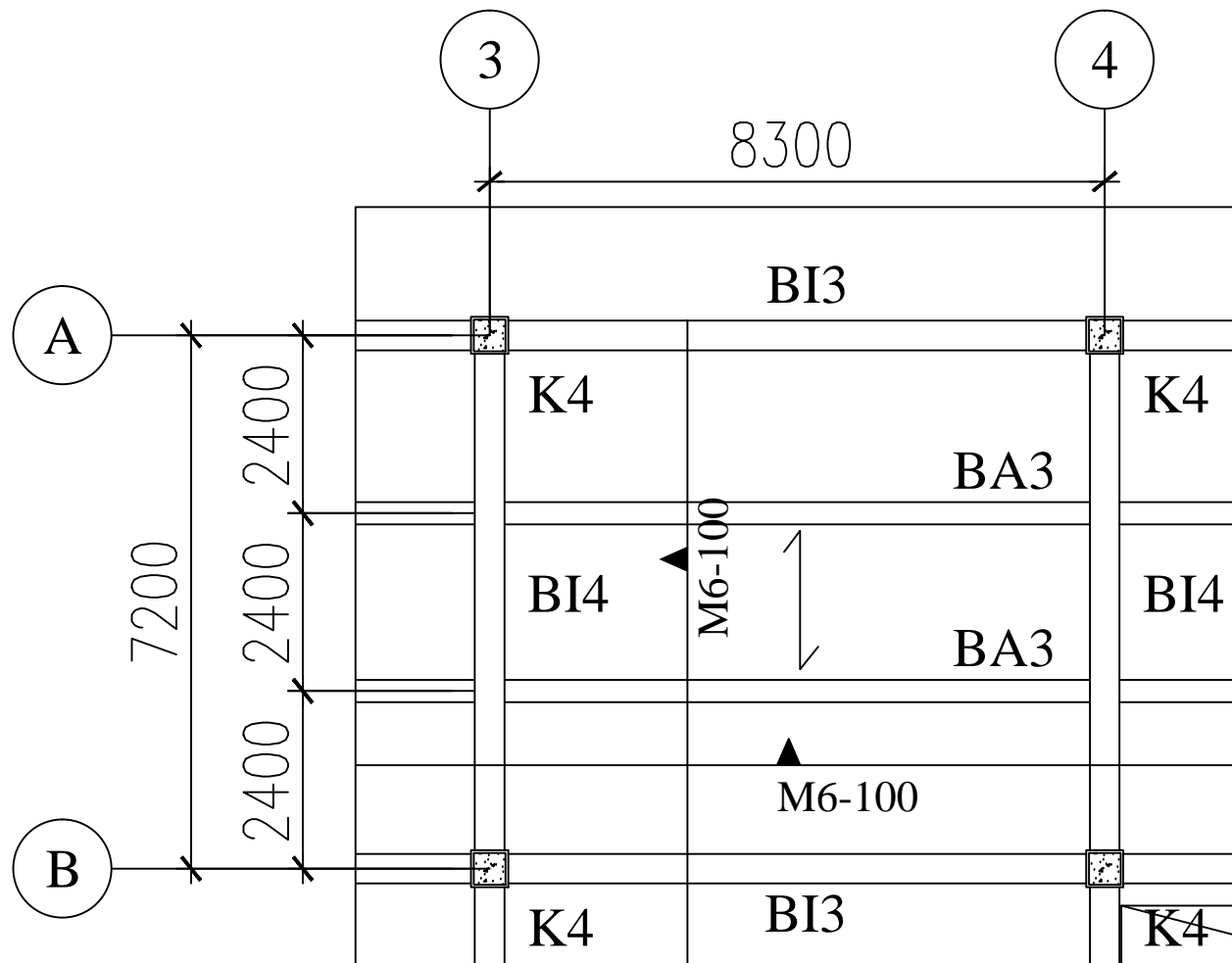
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

10

33



Detail Pelat Lantai Hunian

SKALA 1 : 100



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

K4 = Kolom CFT 500.500.36
BI3 = Balok Induk WF 700.300.15.28
BI4 = Balok Induk WF 700.300.18.28
BA3 = Balok Anak WF 400.200.8.13

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Pelat
Lantai Hunian

1 : 100

Kode

No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

11

33



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

K1 = Kolom CFT 800.800.60
BI1 = Balok Induk WF 800.300.16.30
BI2 = Balok Induk WF 800.300.16.30
BA1 = Balok Anak WF 500.200.11.19

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Pelat
Lantai Atap

1 : 100

Kode

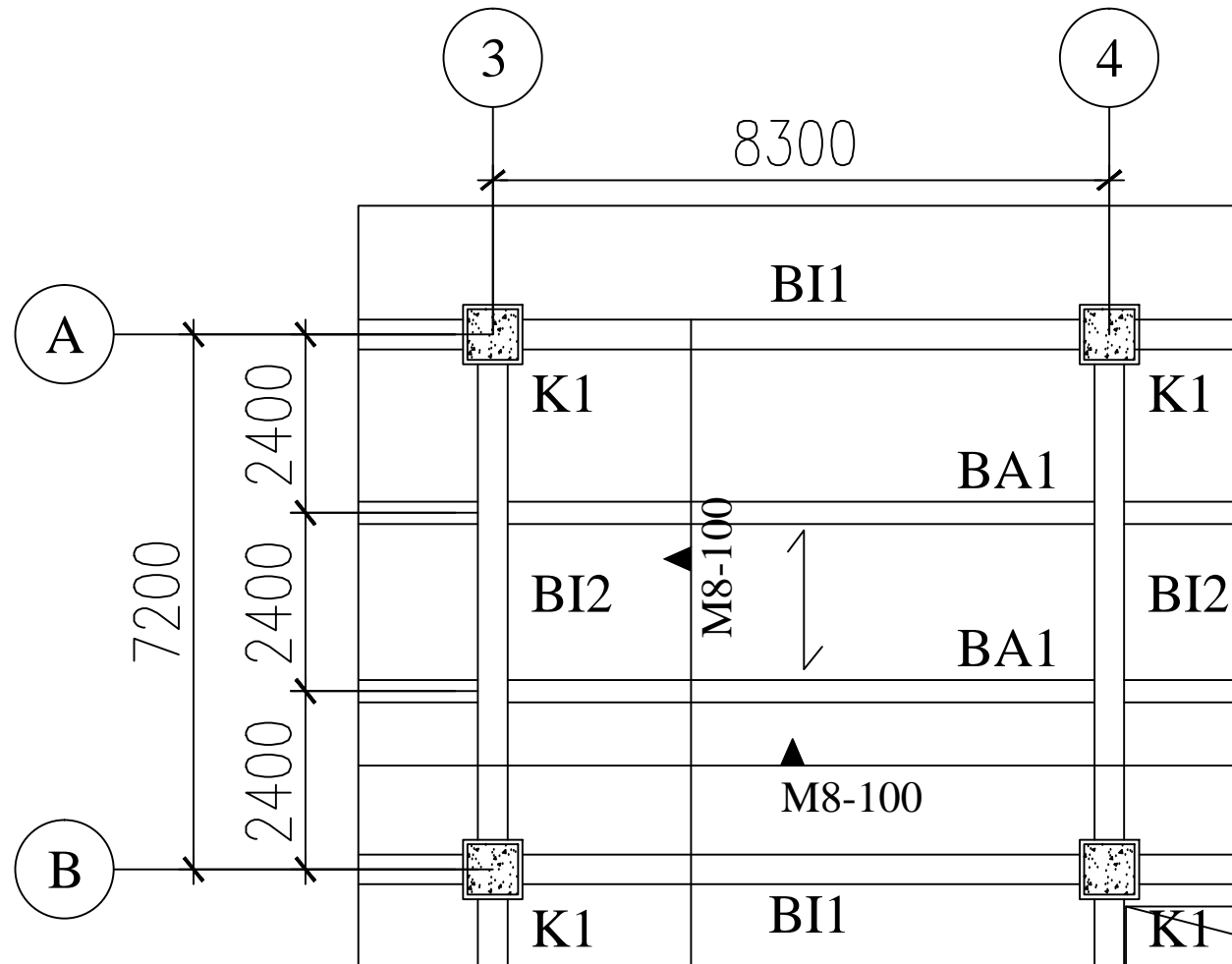
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

12

33



Detail Pelat Lantai Lobby

SKALA 1 : 100





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

K1 = Kolom CFT 800.800.60
BI1 = Balok Induk WF 800.300.16.30
BI2 = Balok Induk WF 800.300.16.30
BB1 = Balok Anak WF 500.200.11.19

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Pelat
Lantai
Basement

1 : 100

Kode

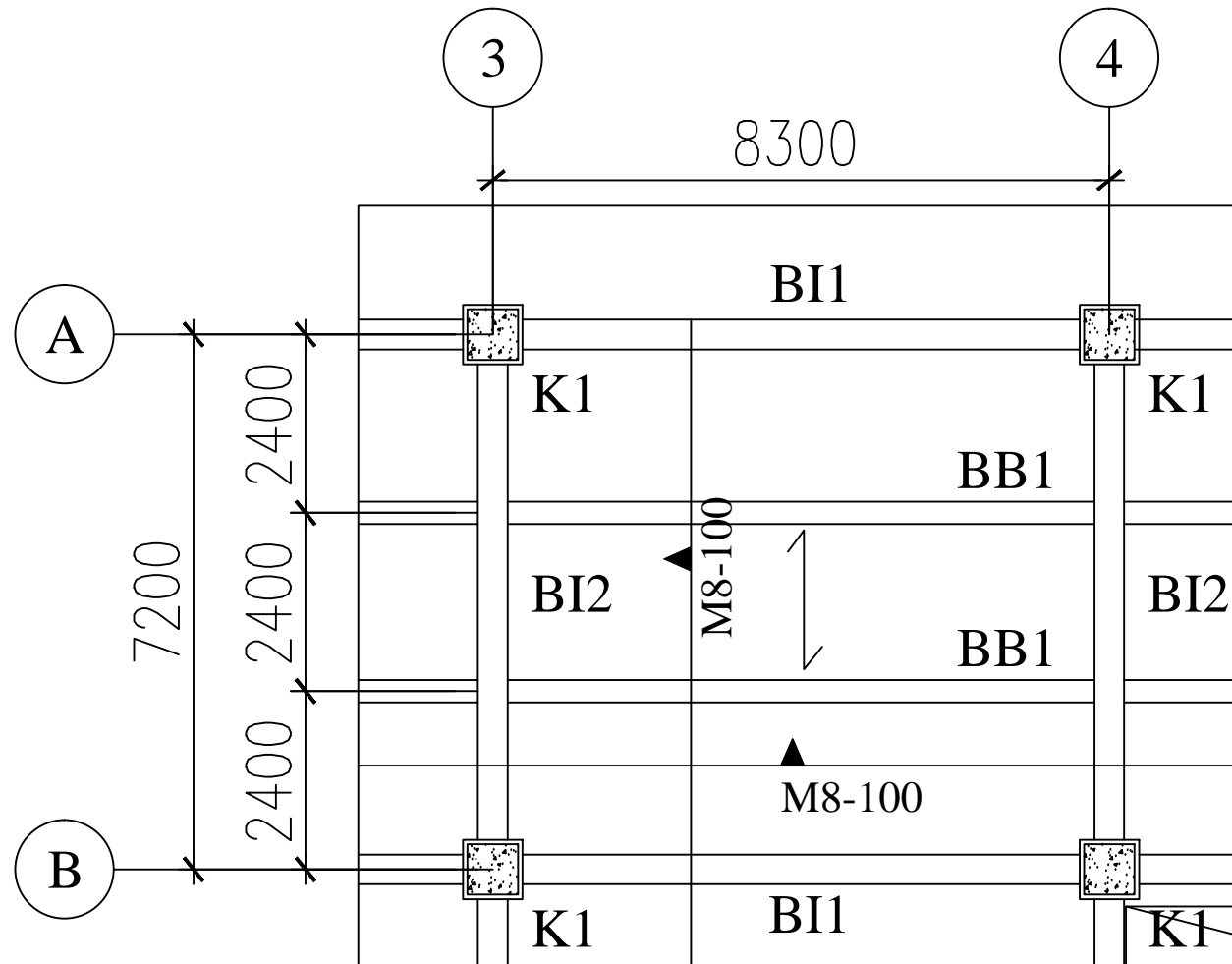
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

13

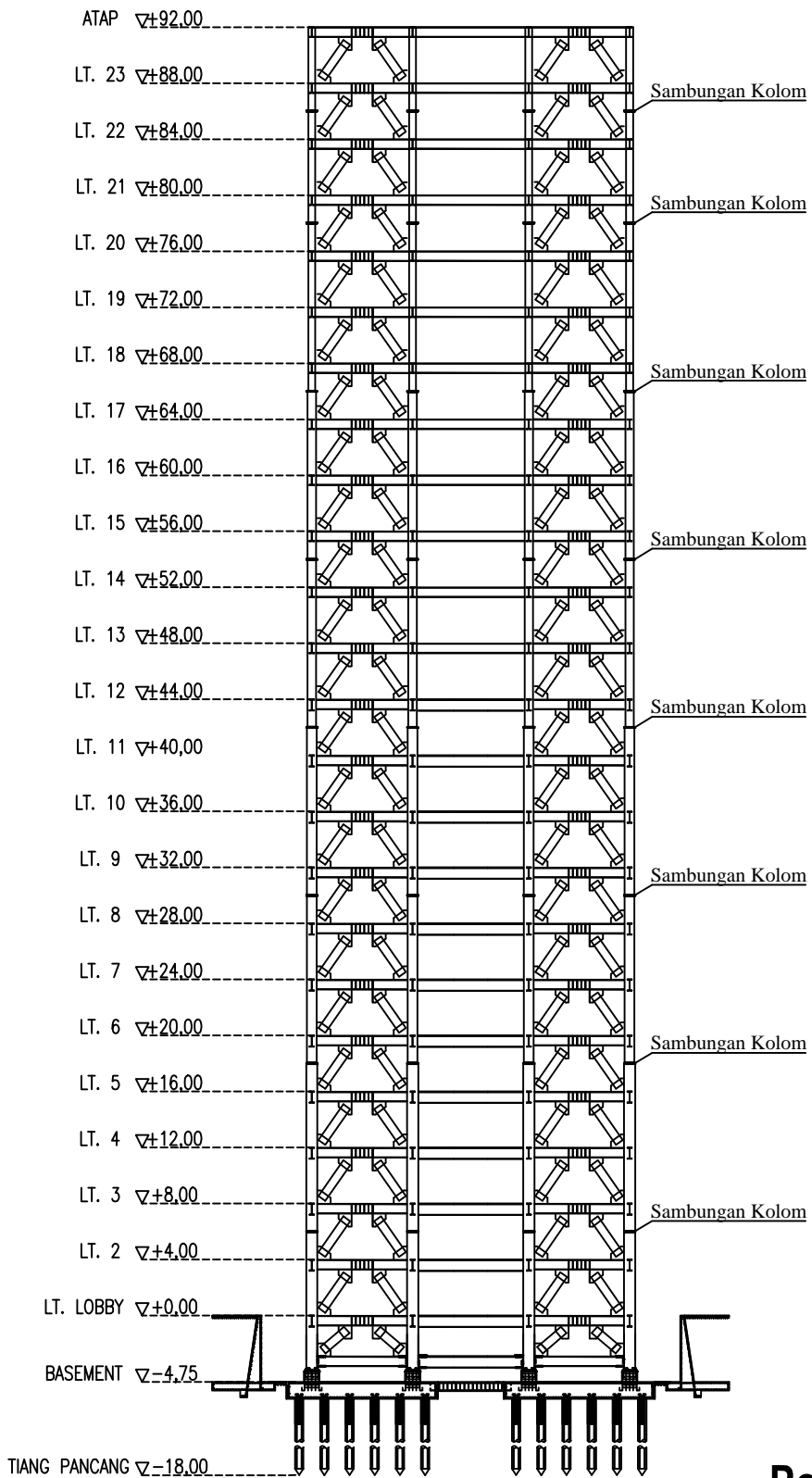
33



Detail Pelat Lantai Basement

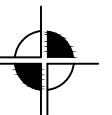
SKALA 1 : 100



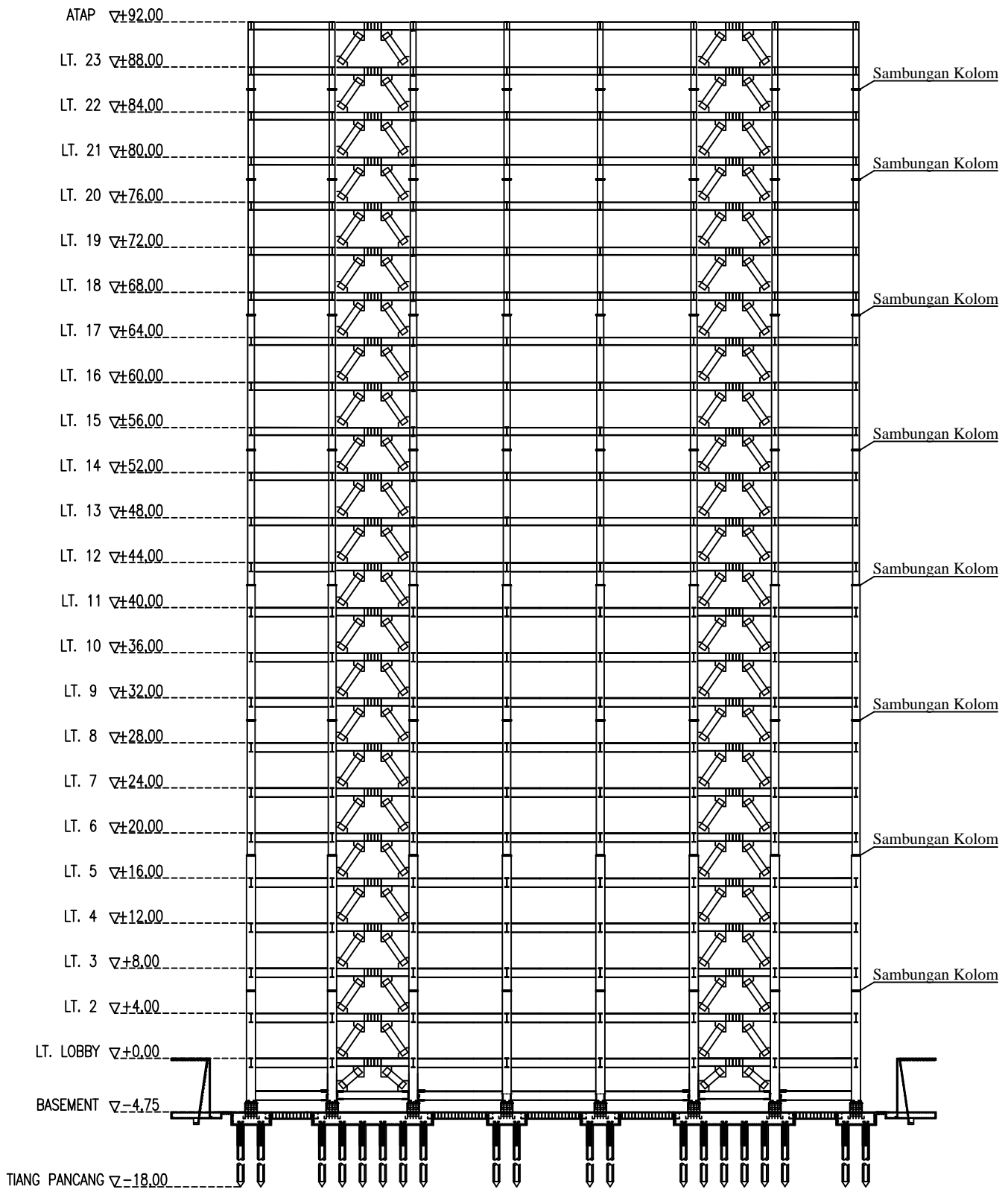


Potongan I-I

SKALA 1 : 400

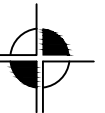


			Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumiharian Institut Teknologi Sepuluh Nopember	
			Judul Tugas Akhir MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIS	
Dosen Konsultasi Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D		Keterangan		
Nama Mahasiswa				
Agil Aditya Arba Saputra 0311154000042				
Nama Gambar		Skala		
Potongan I-I		1 : 500		
Kode	No Gambar	Jumlah Gambar		
STR	14	33		



Potongan II-II

SKALA 1 : 400



STR	Kode	No Gambar	Jumlah Gambar	Potongan II-II	Skala	Nama Gambar	Nama Mahasiswa	Agil Aditya Arba Saputra 0311154000042	Keterangan	Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D	Dosen Konsultasi	MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIS	Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumiharian Institut Teknologi Sepuluh Nopember	Judul Tugas Akhir	
	15														



Departemen Teknik Sipil
 Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
 dan Kebumihan
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
 STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
 ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
 MENGGUNAKAN STRUKTUR
 KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
 SISTEM RANGKA BRESING
 EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

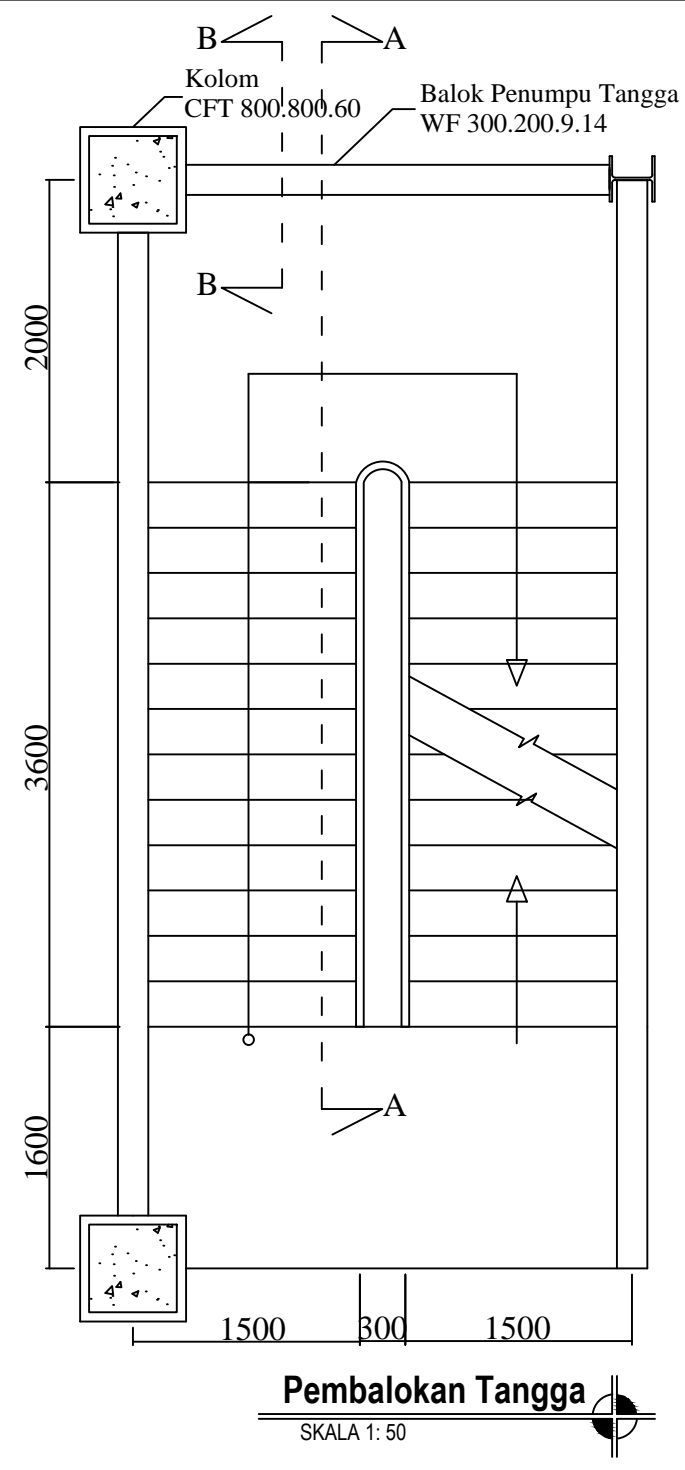
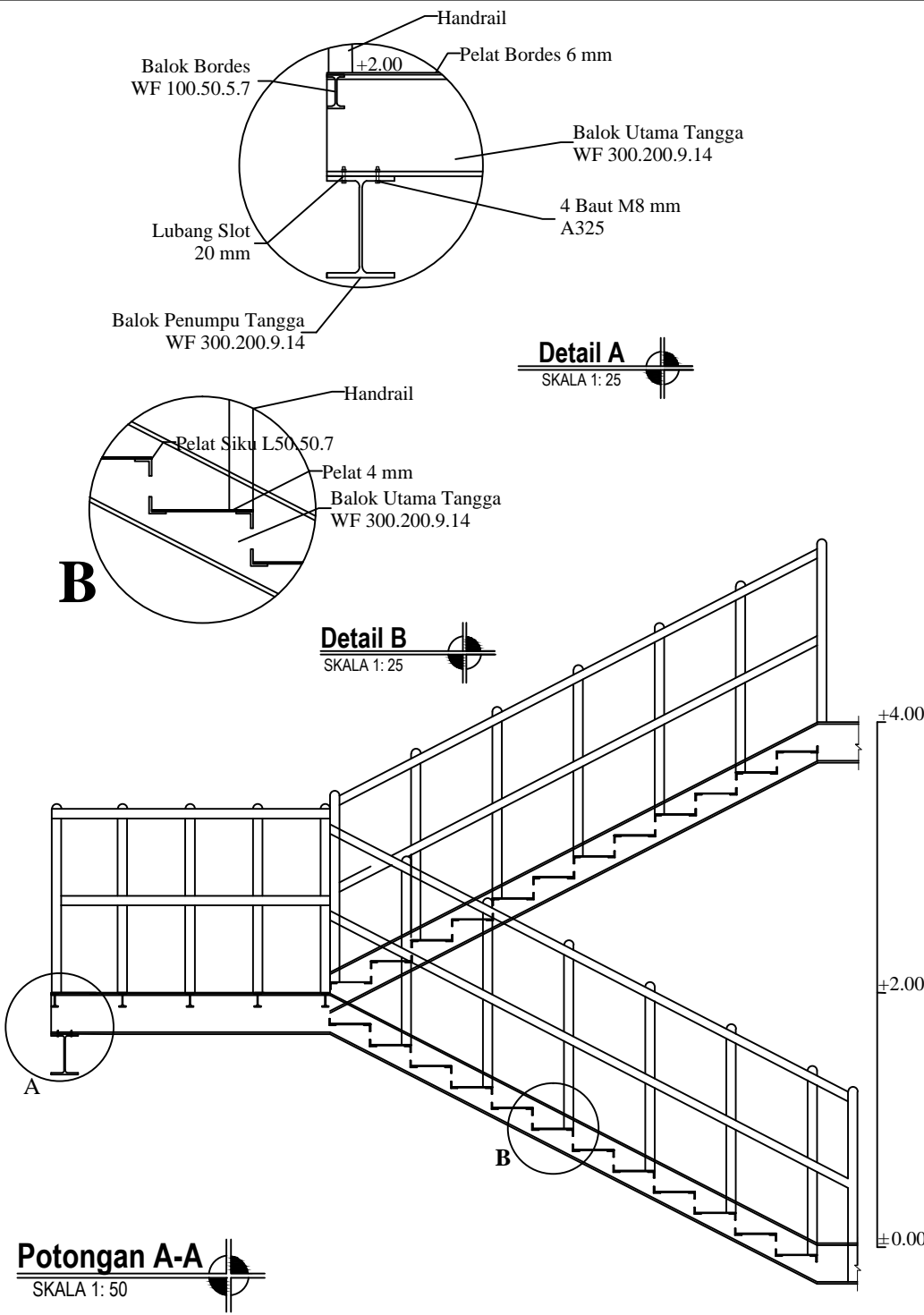
Keterangan

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
 0311154000042

Nama Gambar	Skala Gambar
Pembalokan Tangga	1 : 50
Potongan A-A	1 : 50
Detail A	1 : 25
Detail B	1 : 25

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	16	33





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala Gambar

Potongan B-B

1 : 50

Potongan C-C

1 : 50

Kode

No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

17

33

Balok Penumpu Tangga
WF 300.200.9.14

Kolom
CFT 800.800.60

Baut A325
3M12

3 mm

Pelat 6mm

Potongan C-C

SKALA 1 : 50

Kolom
CFT 800.800.60

Plat 6 mm

Balok Penumpu Tangga
WF 300.200.9.14

Baut A325
3M12

3 mm

Potongan B-B

SKALA 1 : 40



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

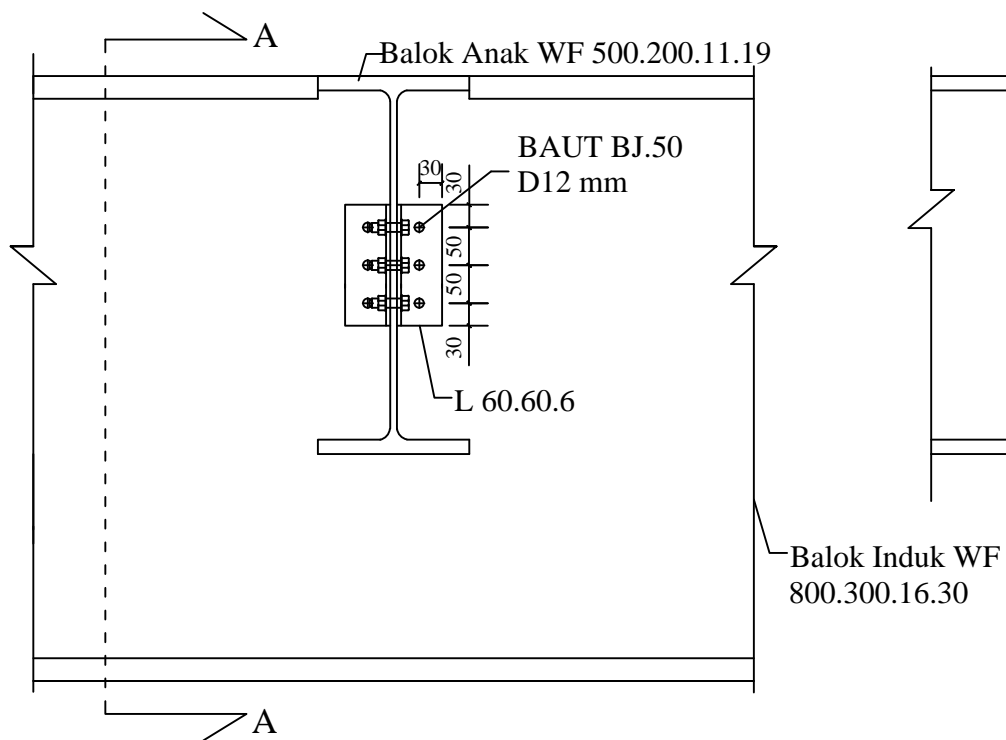
Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

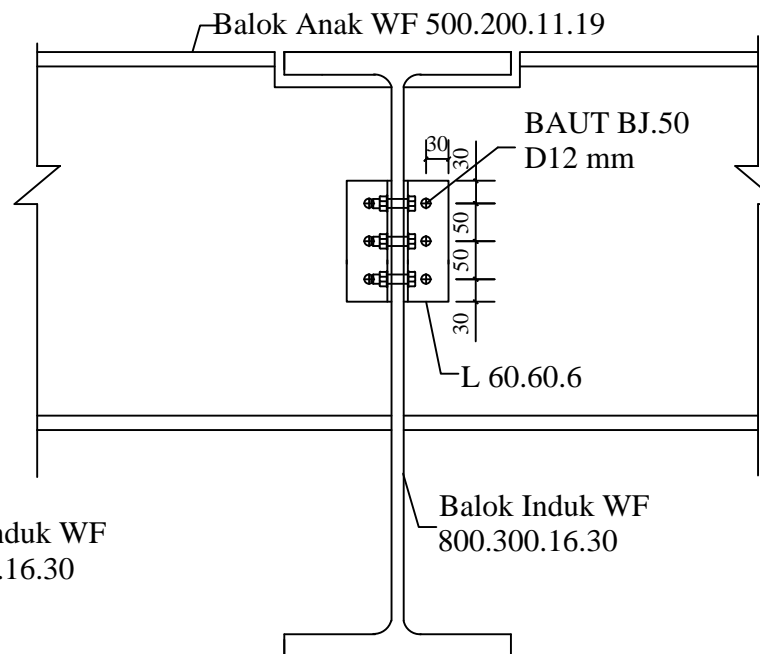
Sambungan Balok Induk	1:10
Sambungan Balok Anak	1:10
Potongan A-A	1:10
Potongan B-B	1:10

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	18	33



Sambungan Balok Anak Basement ke Balok Induk

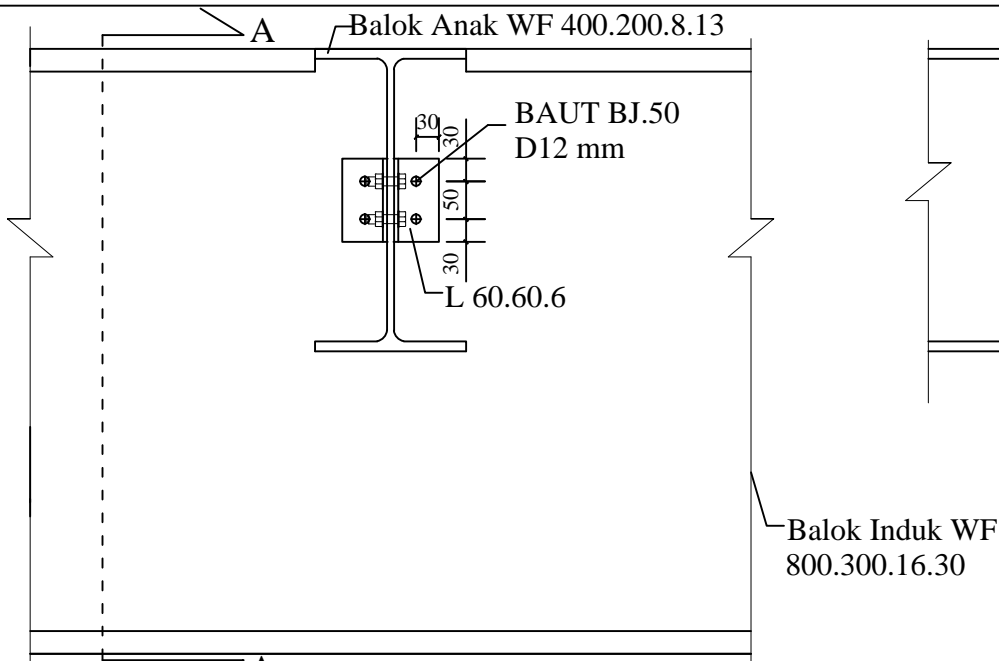
SKALA 1 : 10



Potongan A-A

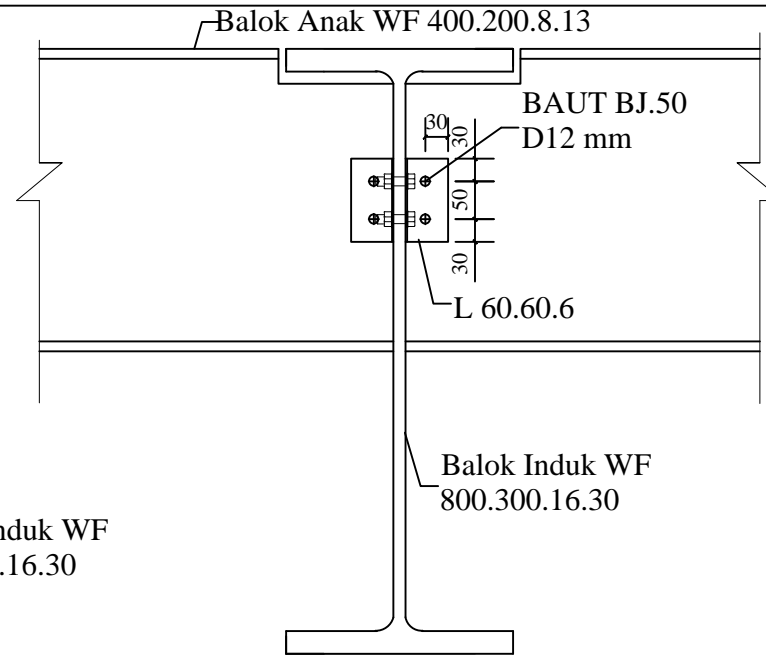
SKALA 1 : 10





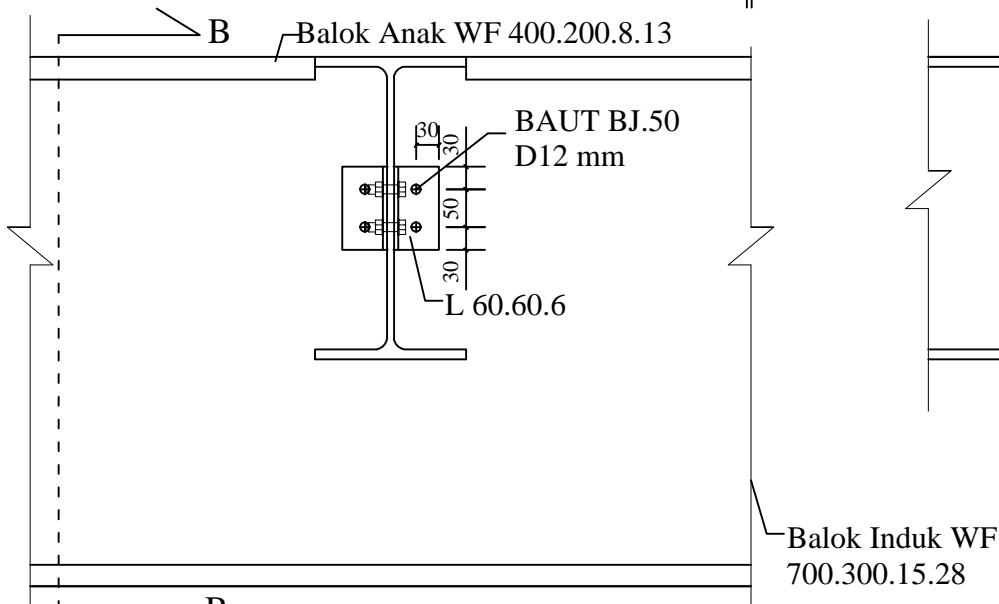
Sambungan Balok Anak Hunian ke Balok Induk

SKALA 1 : 10



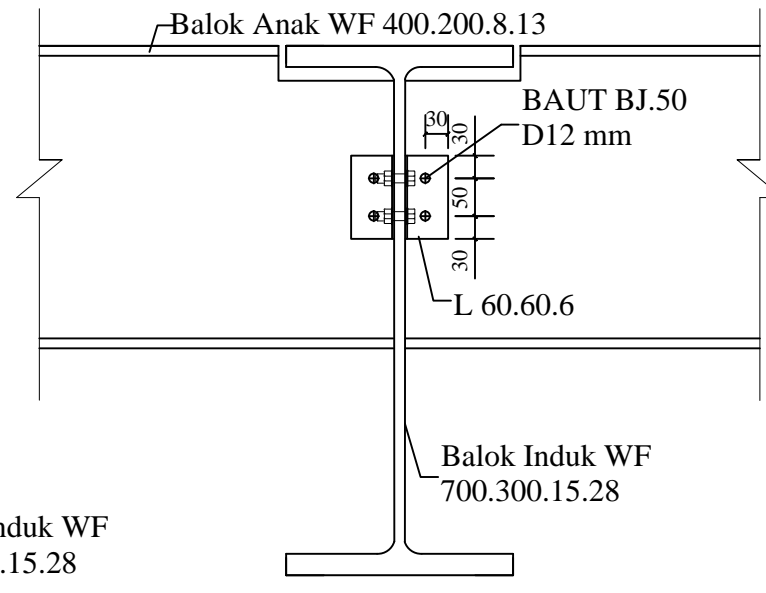
Potongan A-A

SKALA 1 : 10



Sambungan Balok Anak Hunian ke Balok Induk

SKALA 1 : 10



Potongan B-B

SKALA 1 : 10



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

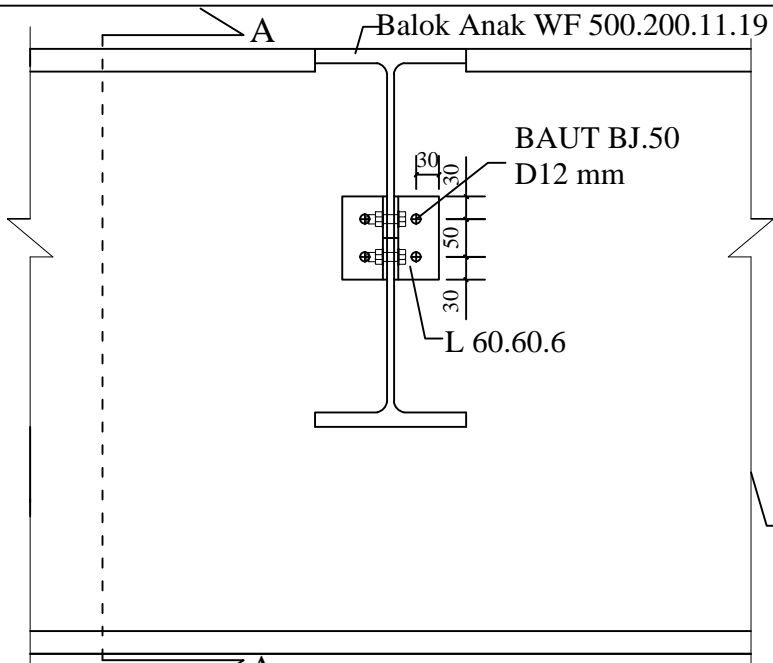
Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

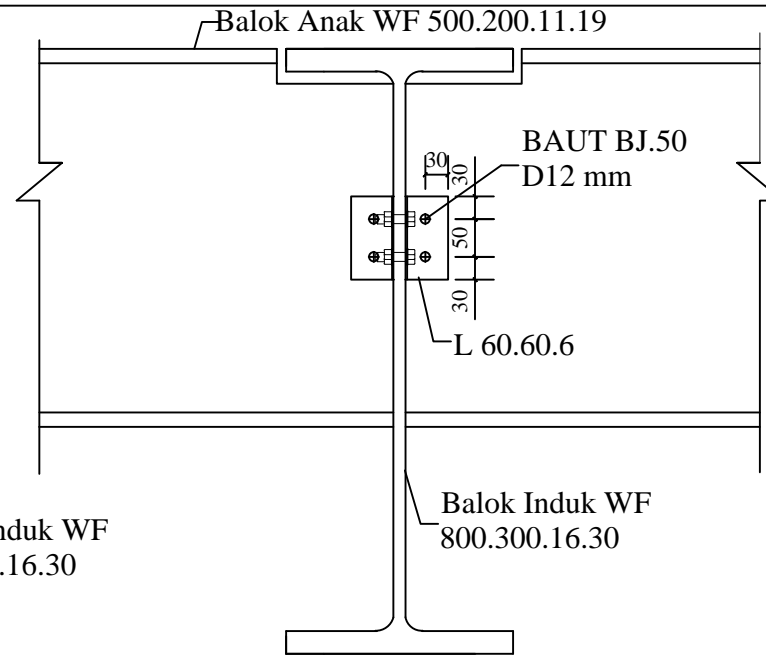
Sambungan Balok Induk	1:10
Sambungan Balok Induk	1:10
Potongan A-A	1:10
Potongan B-B	1:10

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	19	33



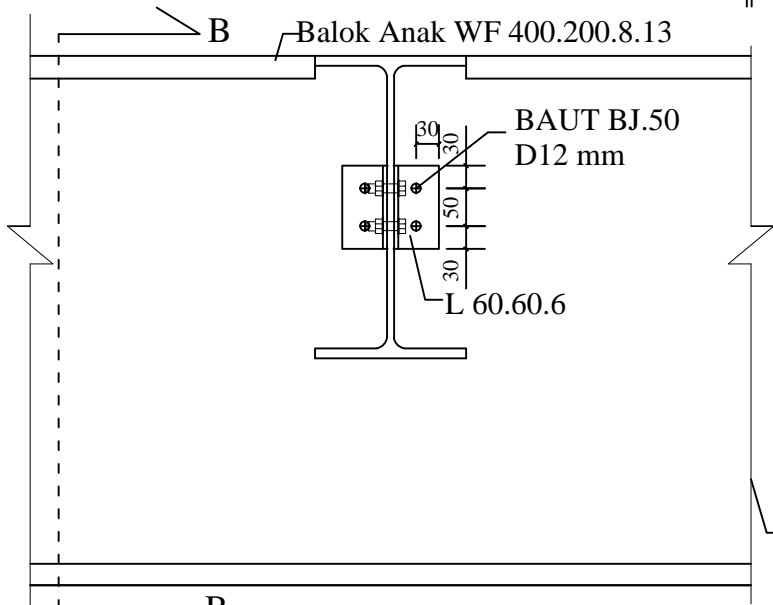
Sambungan Balok Anak Lobby ke Balok Induk

SKALA 1 : 10



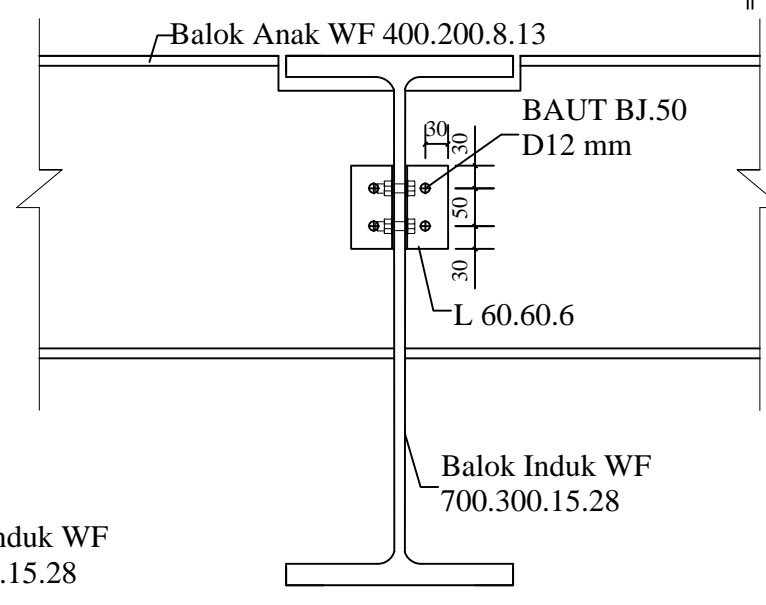
Potongan A-A

SKALA 1 : 10



Sambungan Balok Anak Atap ke Balok Induk

SKALA 1 : 10



Potongan B-B

SKALA 1 : 10



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Sambungan Balok Induk	1:10
Sambungan Balok Induk	1:10
Potongan A-A	1:10
Potongan B-B	1:10

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	20	33



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala Gambar

Balok Induk
Memanjang

1:40

Potongan A-A

1:10

Potongan B-B

1:10

Kode

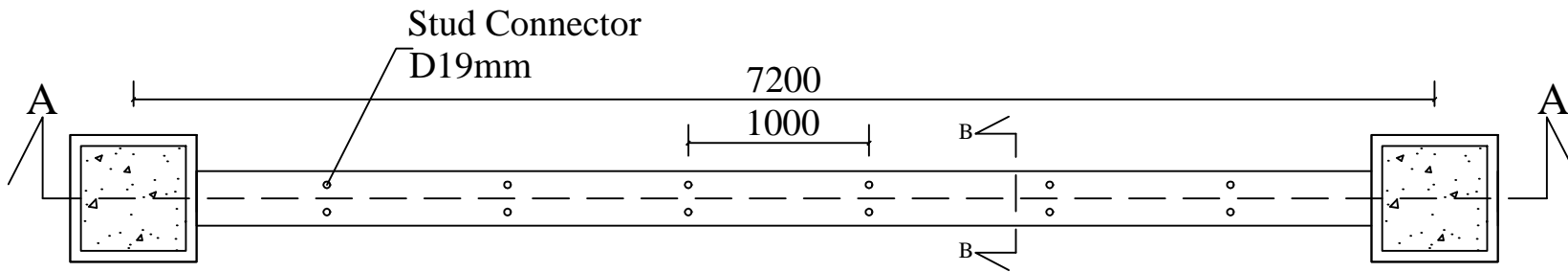
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

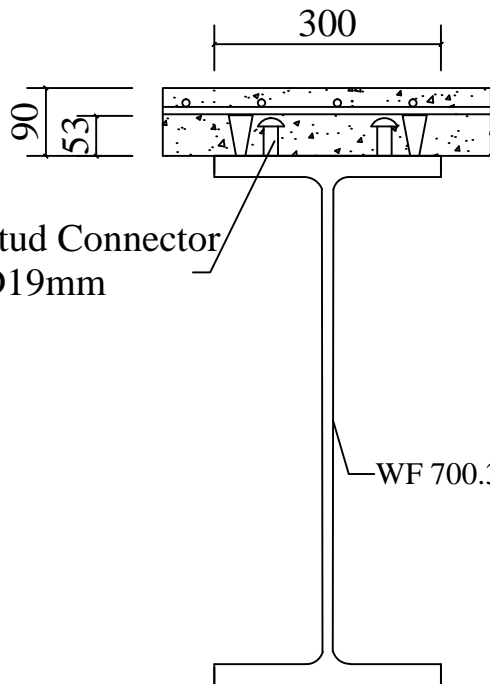
21

33



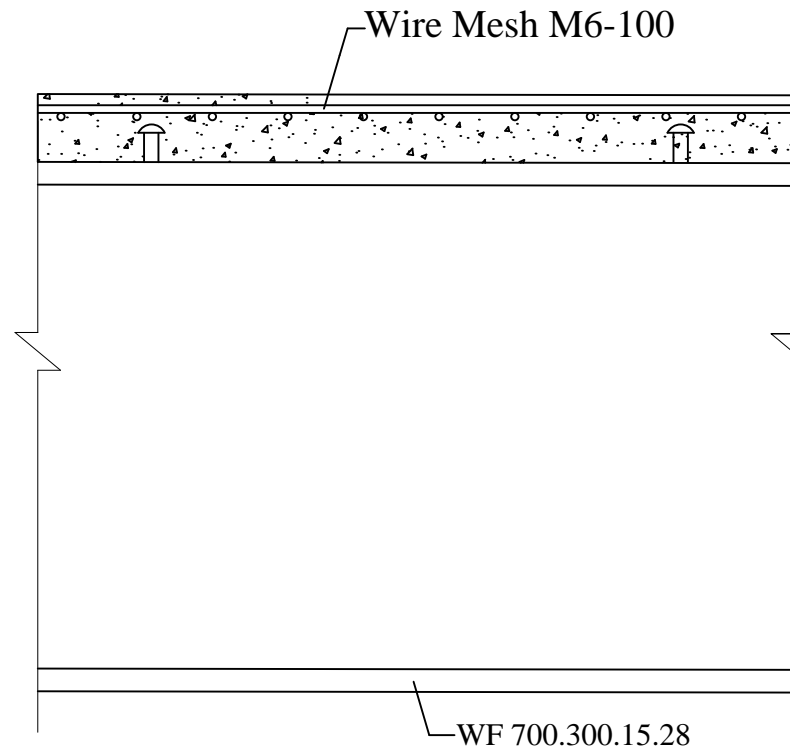
Balok Induk Hunian dan Atap

SKALA 1 : 40



Potongan B-B

SKALA 1 : 10



Potongan A-A

SKALA 1 : 10



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala Gambar

Balok Induk
Memanjang

1:40

Potongan A-A

1:10

Potongan B-B

1:10

Kode

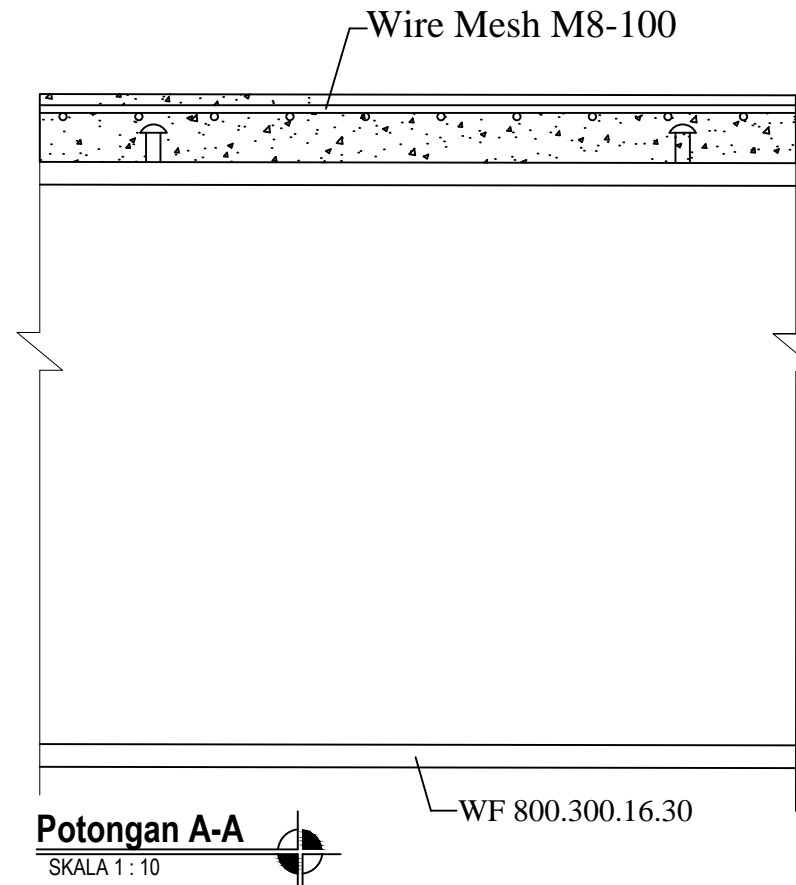
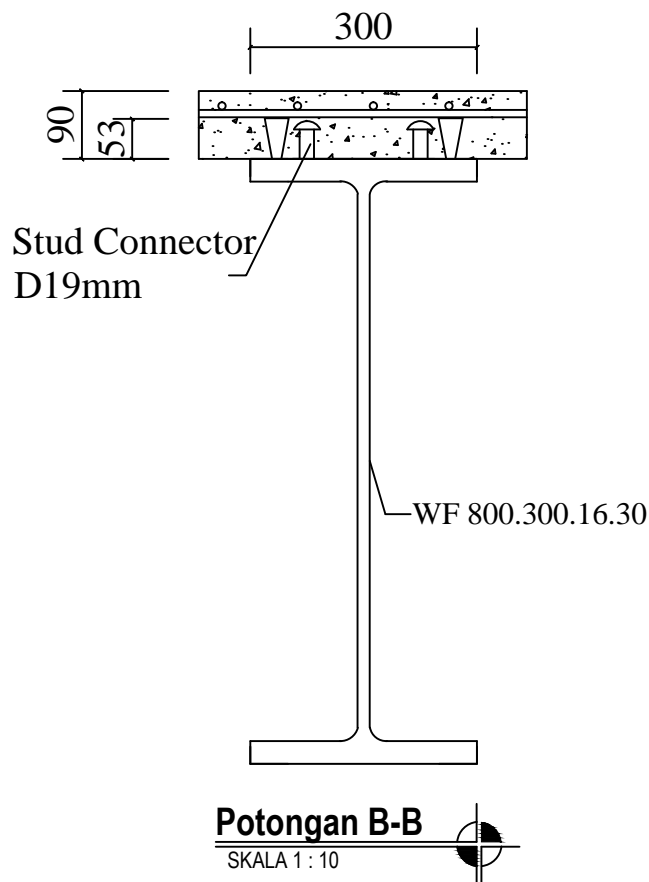
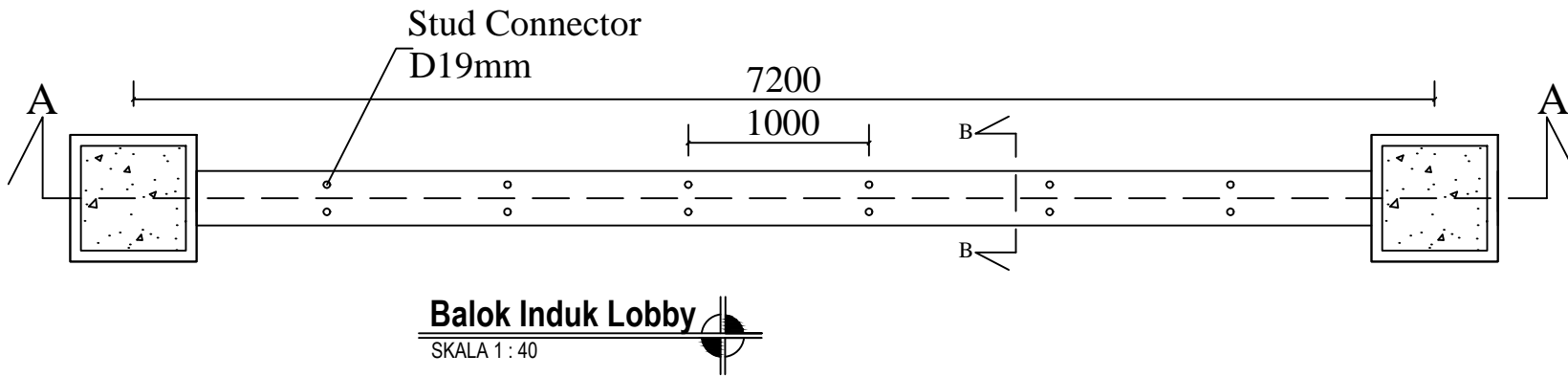
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

22

33





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala Gambar

Balok Induk
Memanjang

1:40

Potongan A-A

1:10

Potongan B-B

1:10

Kode

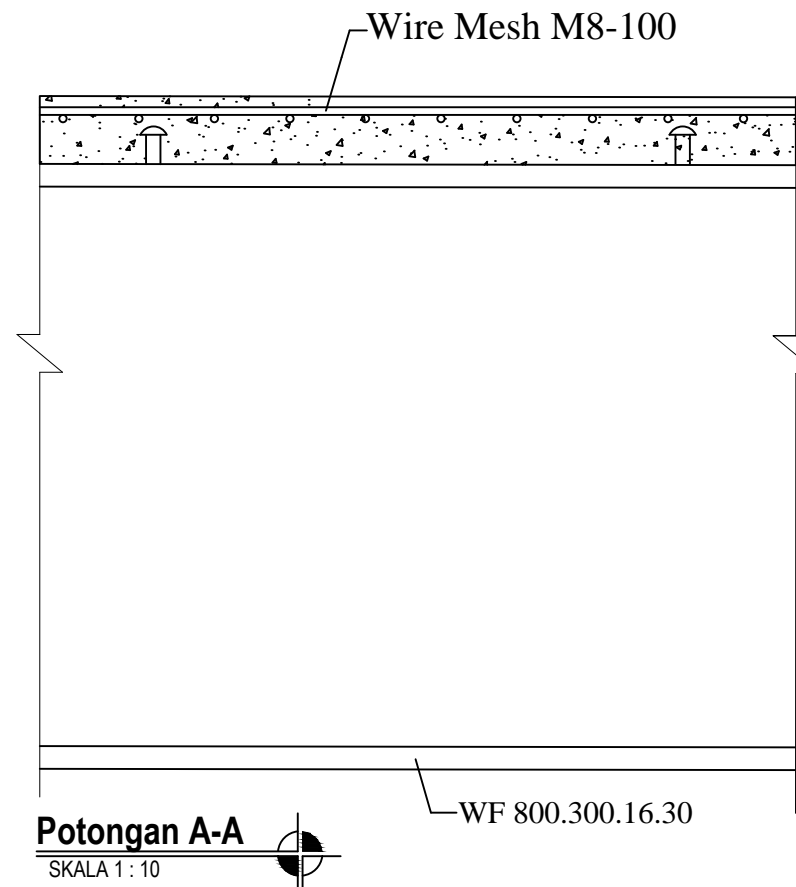
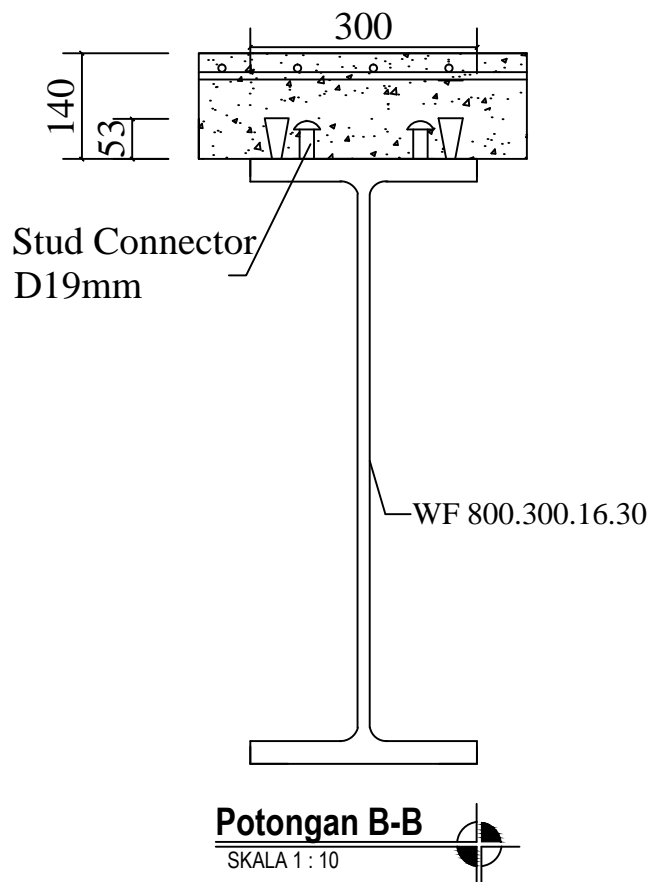
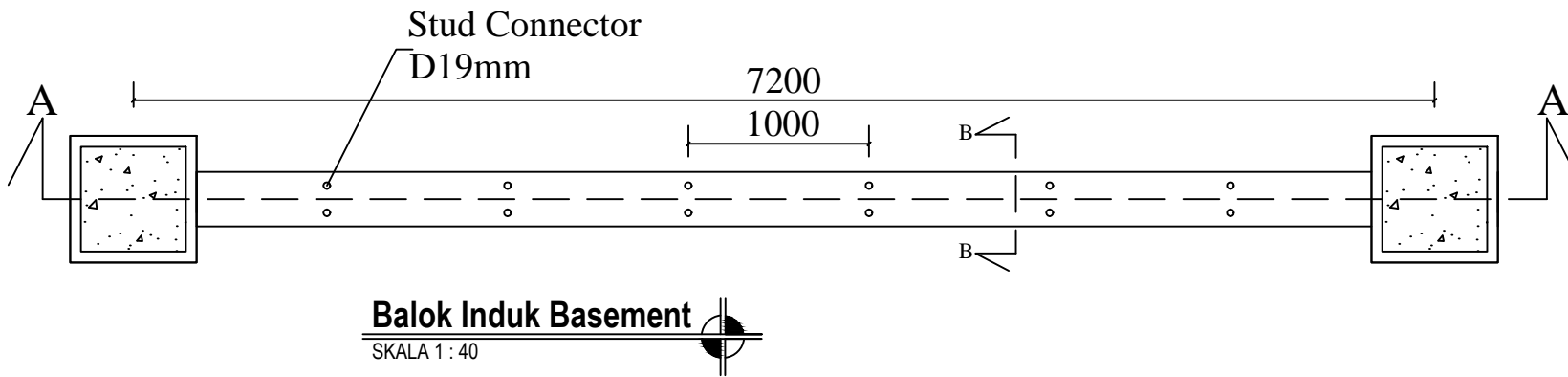
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

23

33





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Mutu Las: E90xx
CJP = Complete Joint Penetration

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan Balok
Induk- Kolom

1: 20

Potongan A-A

1: 20

Kode

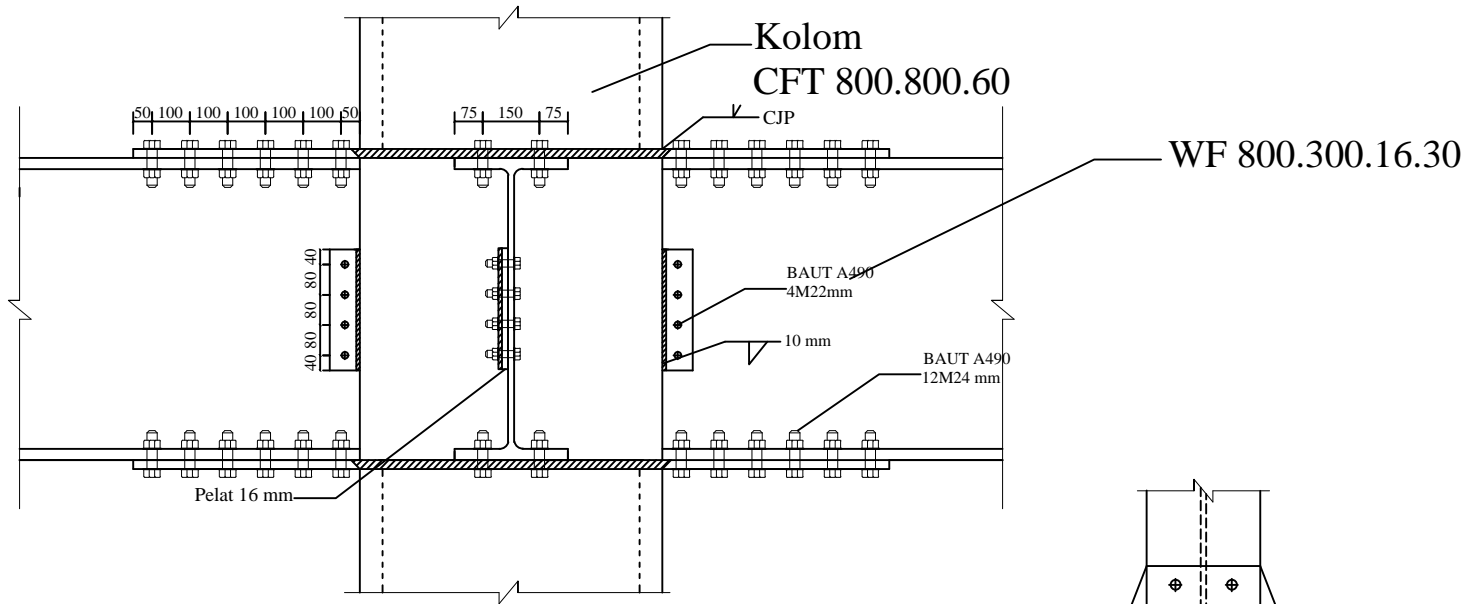
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

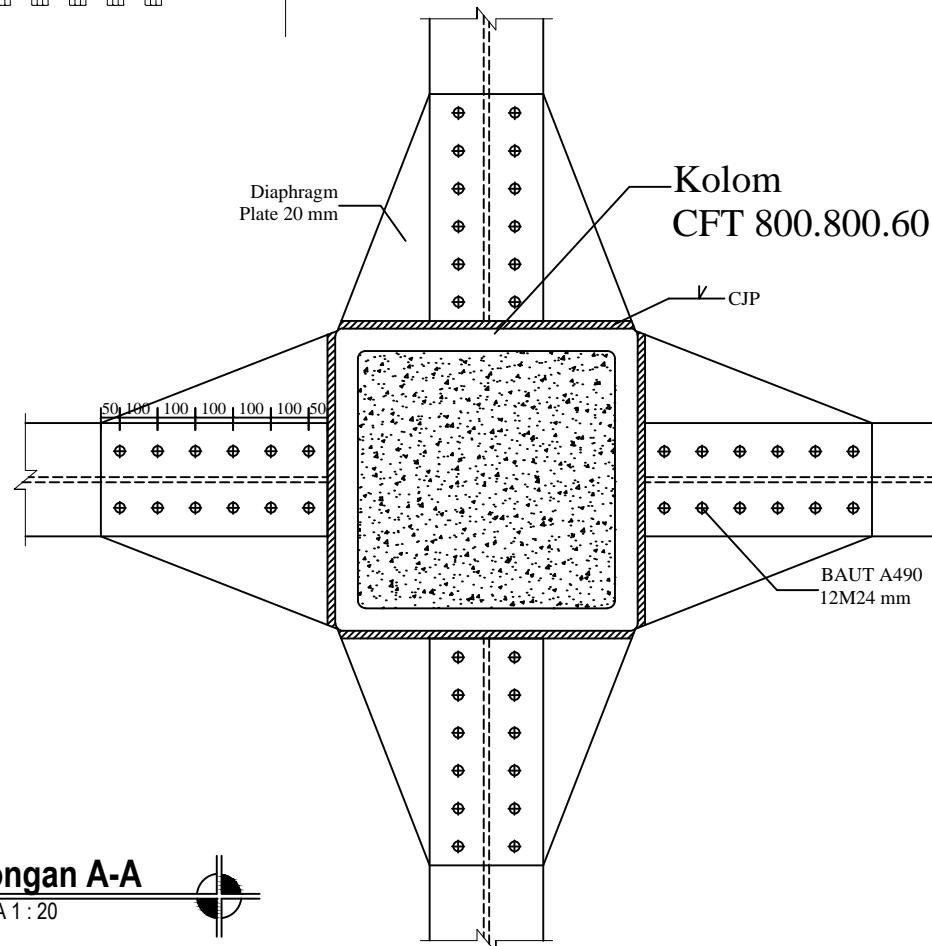
24

33



Sambungan Balok Induk

SKALA 1 : 20



Potongan A-A

SKALA 1 : 20





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Mutu Las: E90xx

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan Bresing
dengan Link

1: 20

Kode

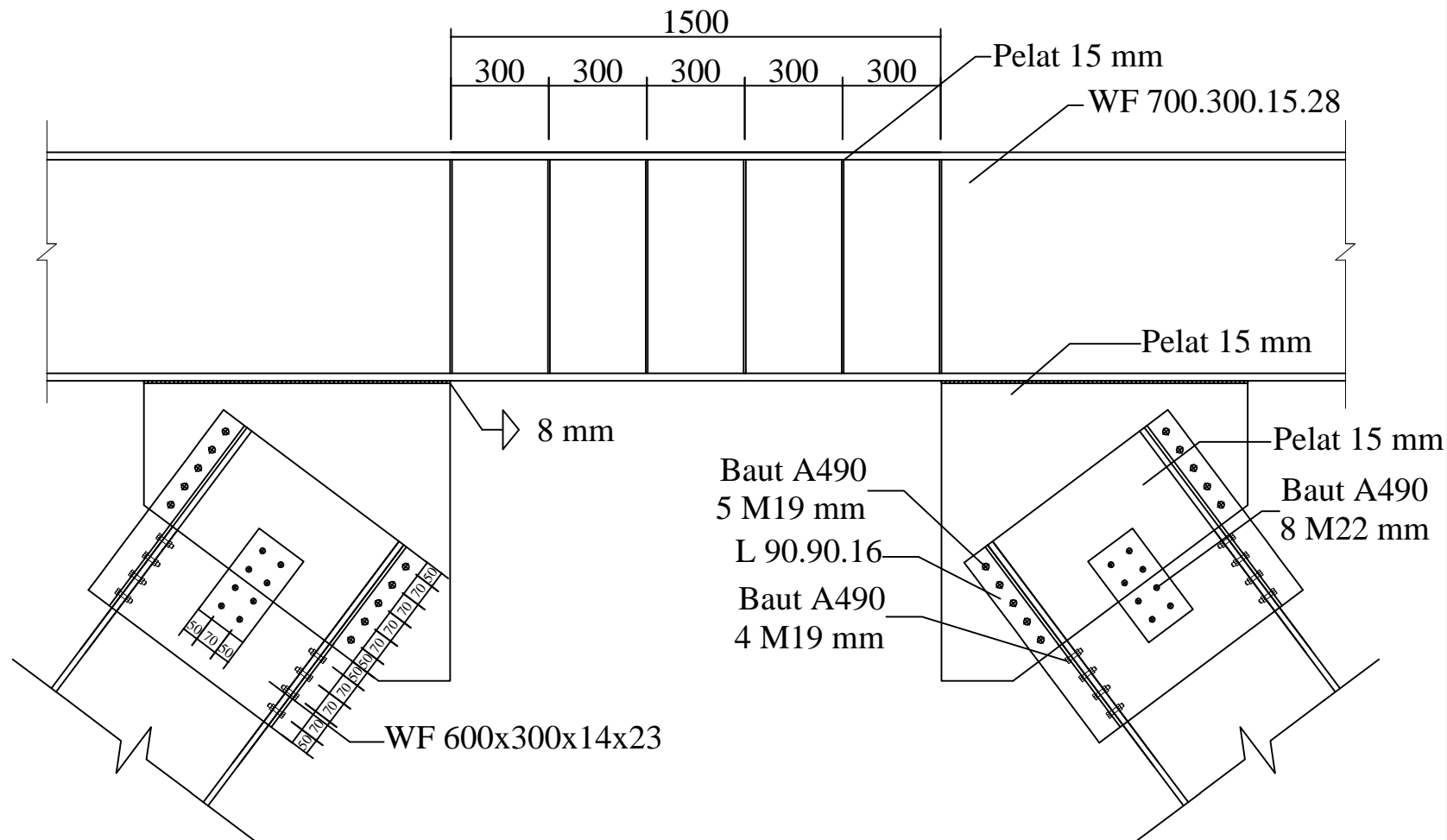
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

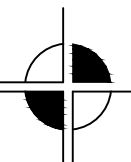
25

33



Sambungan Bresing dengan Link

SKALA 1 : 20





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Mutu Las: E90xx

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan Bresing
dengan Balok
dan Kolom

1: 20

Kode

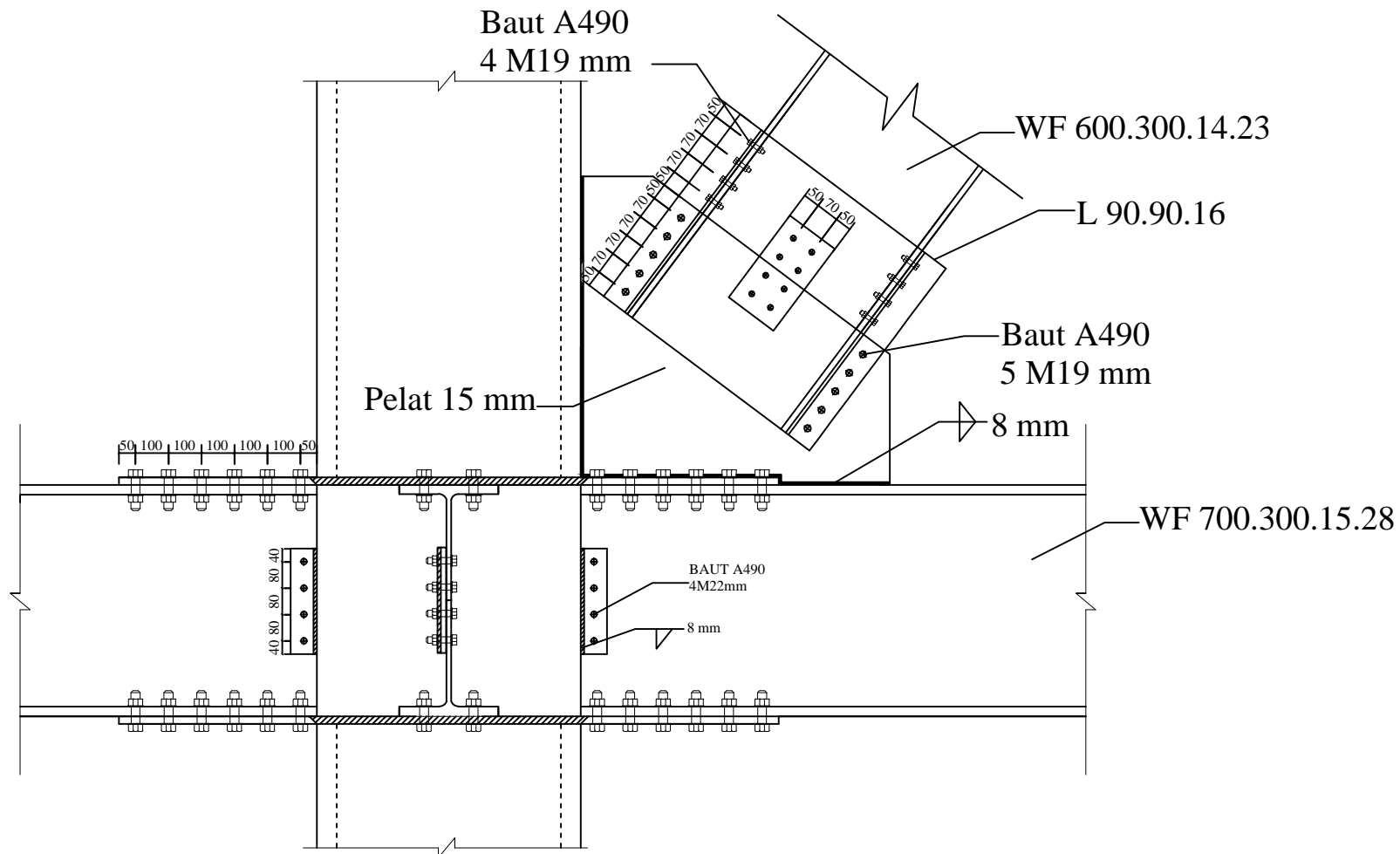
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

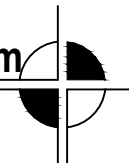
26

33



Sambungan bresing dengan Balok Kolom

SKALA 1 : 20





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Mutu Las: E90xx
CJP = Complete Joint Penetration

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan
Antar Kolom
Potongan A-A

1 : 15

1 : 15

Kode

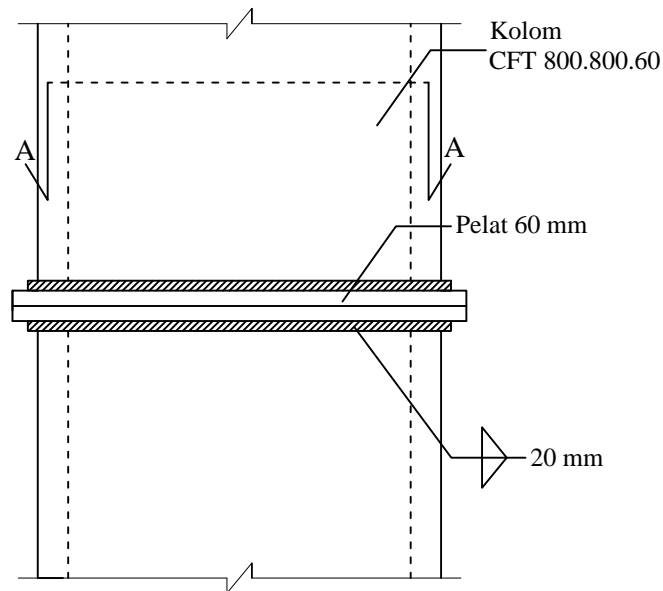
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

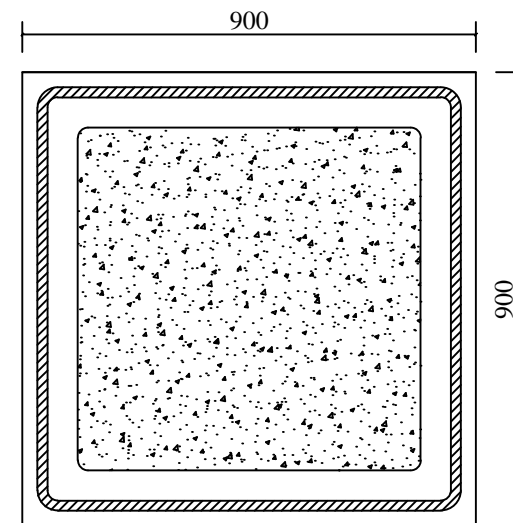
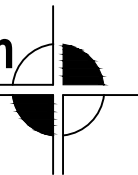
27

33



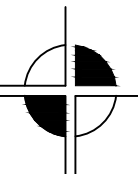
Sambungan Antar Kolom

SKALA 1 : 15



Potongan A-A

SKALA 1 : 15





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Mutu Las: E90xx
CJP = Complete Joint Penetration

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan
Antar Kolom
Potongan A-A

1 : 15

1 : 15

Kode

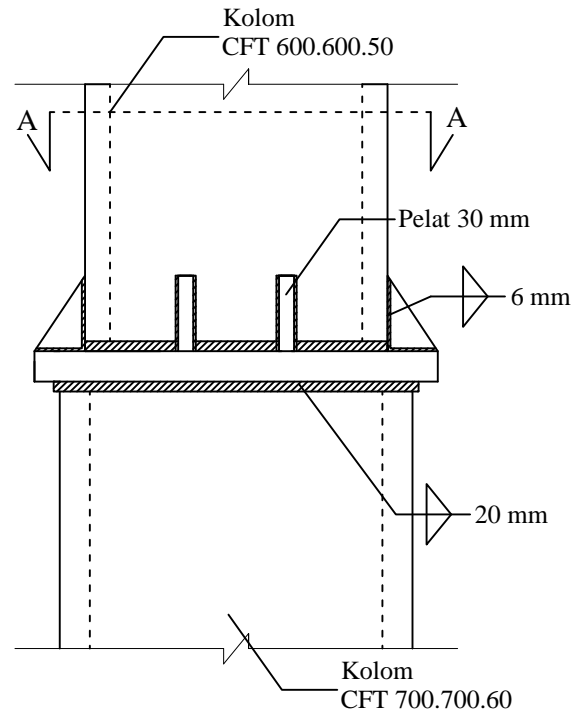
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

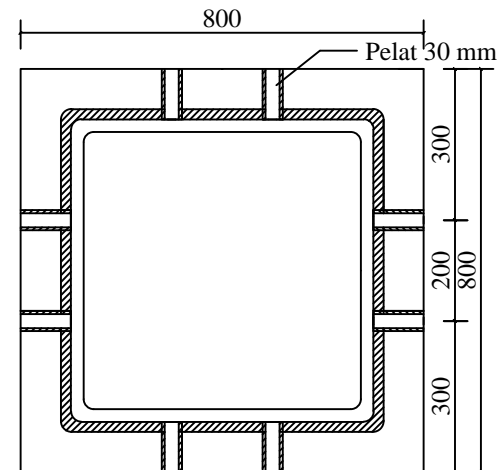
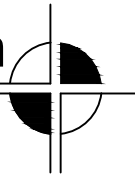
28

33



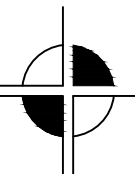
Sambungan Antar Kolom

SKALA 1 : 15



Potongan A-A

SKALA 1 : 15





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Mutu Las: E90xx
CJP = Complete Joint Penetration

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala Gambar

Baseplate

1 : 15

Potongan A-A

1 : 15

Kode

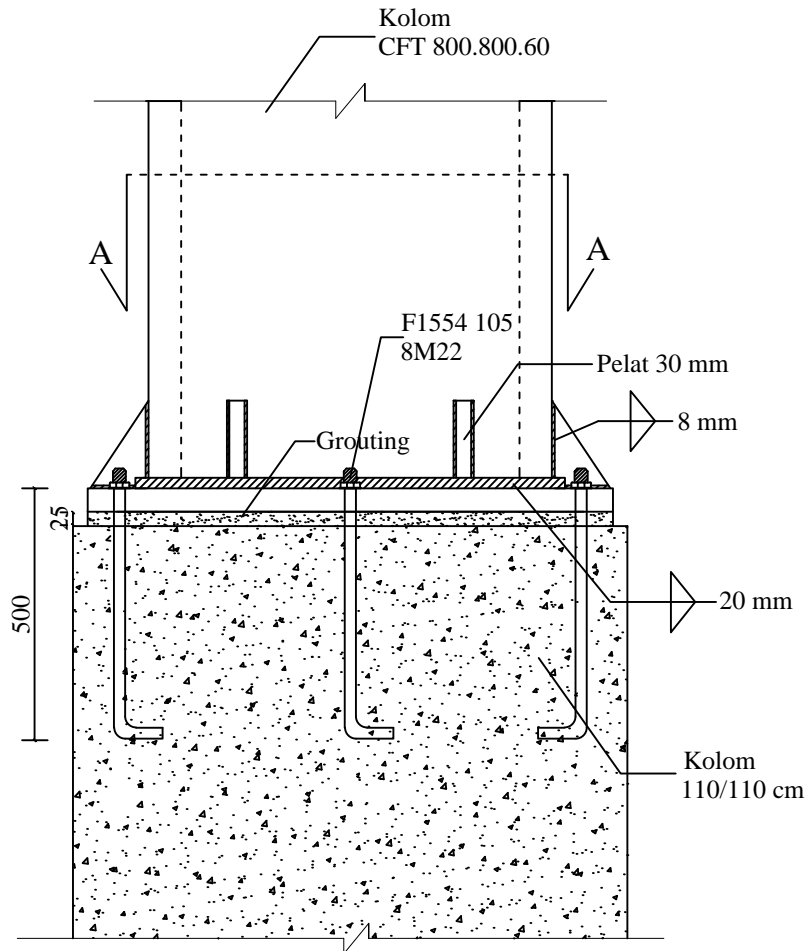
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

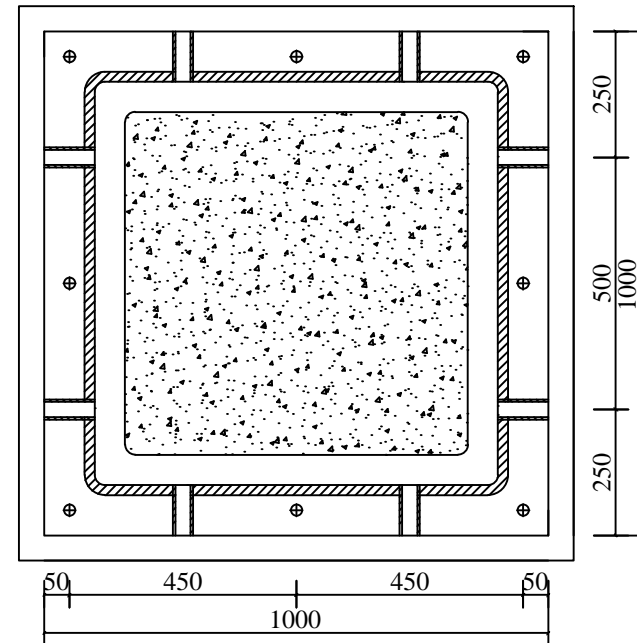
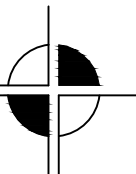
29

33



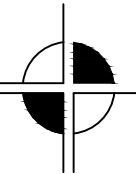
Baseplate

SKALA 1 : 15



Potongan A-A

SKALA 1 : 15





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala Gambar

Dinding Penahan
Tahan
Detail A
Detail B
Detail C

1 : 50
1 : 25
1 : 25
1 : 25

Kode

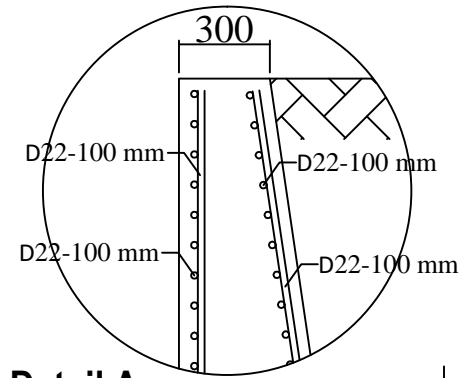
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

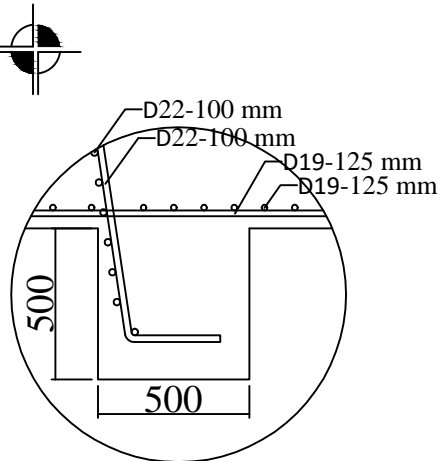
30

33



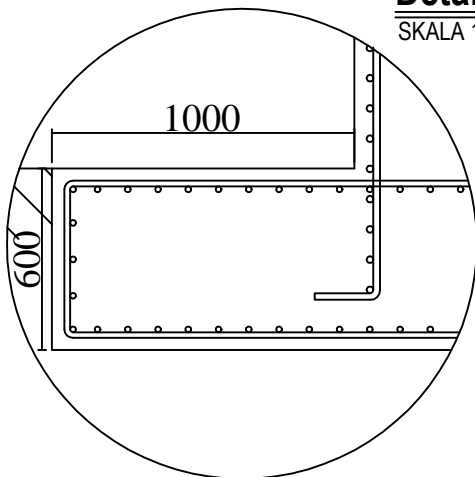
Detail A

SKALA 1 : 25



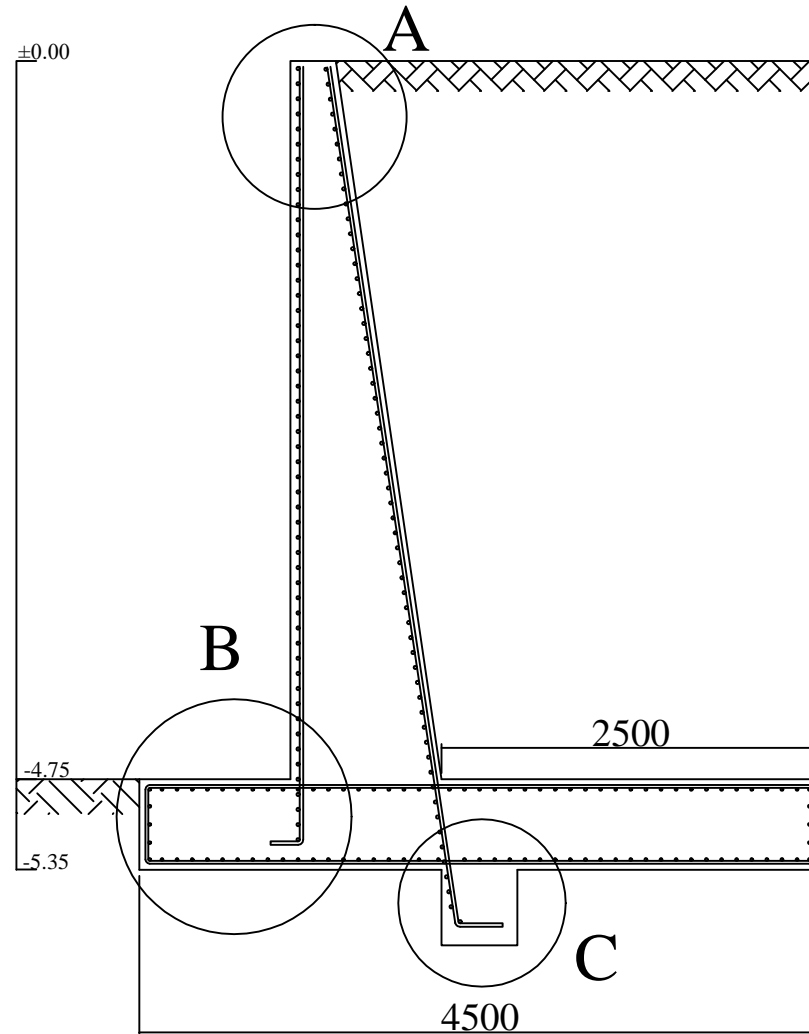
Detail C

SKALA 1 : 25



Detail B

SKALA 1 : 25



Dinding Penahan Tanah

SKALA 1 : 50



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Sloof

1:15

Kode

No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

31

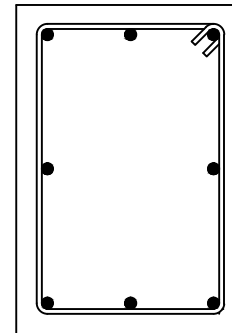
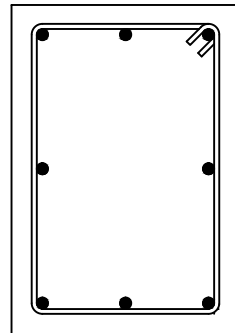
33

KETERANGAN

TUMPUAN

LAPANGAN

SLOOF
450 x 650 mm



TUL. ATAS

3D22

3D22

TUL. BAWAH

2D22

2D22

TUL. PINGGANG

3D22

3D22

SENGKANG

2Ø10-300

2Ø10-300

Detail Sloof

SKALA 1 : 15





Departemen Teknik Sipil
 Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
 dan Kebumihan
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
 STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
 ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
 MENGGUNAKAN STRUKTUR
 KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
 SISTEM RANGKA BRESING
 EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
 0311154000042

Nama Gambar

Skala Gambar

Potongan A-A
 Detail Pondasi 1

1 : 75
 1 : 75

Kode

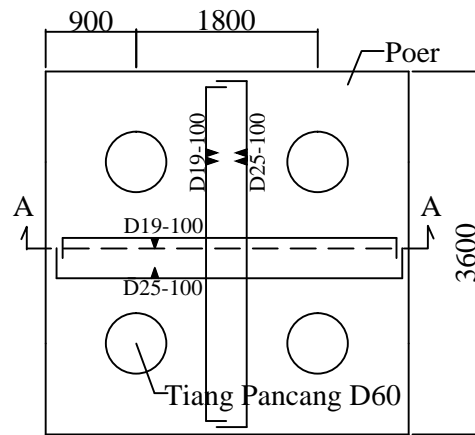
No
 Gambar

Jumlah
 Gambar

STR

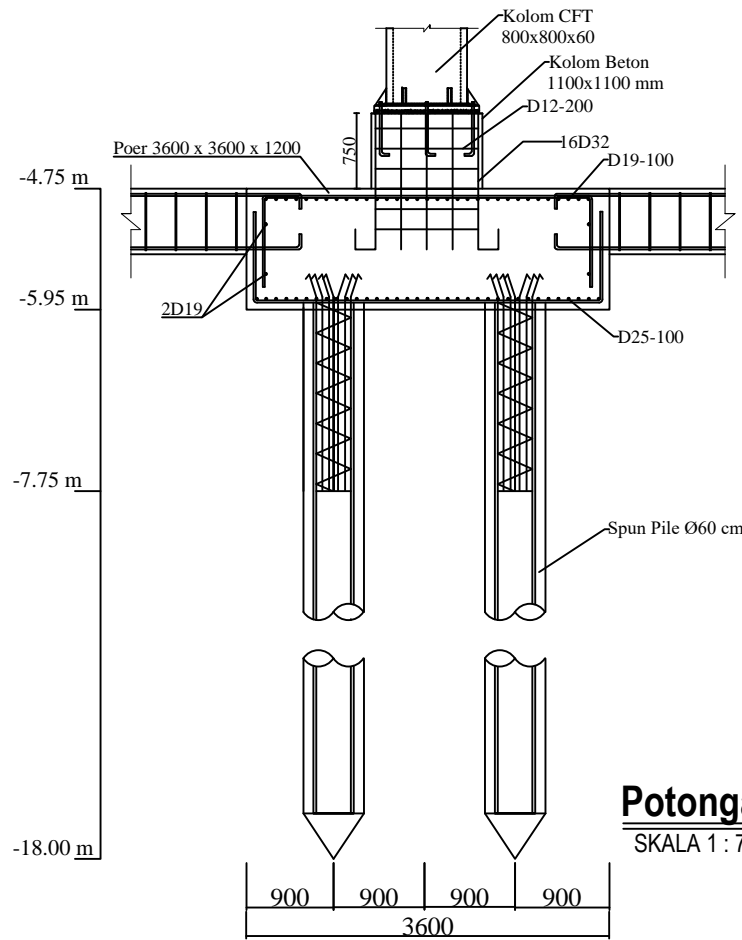
32

33



Detail Pondasi 1

SKALA 1 : 75



Potongan A-A

SKALA 1 : 75





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
ARUNDAYA TOWER 2 SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA BETON DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Agil Aditya Arba Saputra
0311154000042

Nama Gambar

Skala Gambar

Potongan B-B

1 : 75

Detail Pondasi 2

1 : 75

Kode

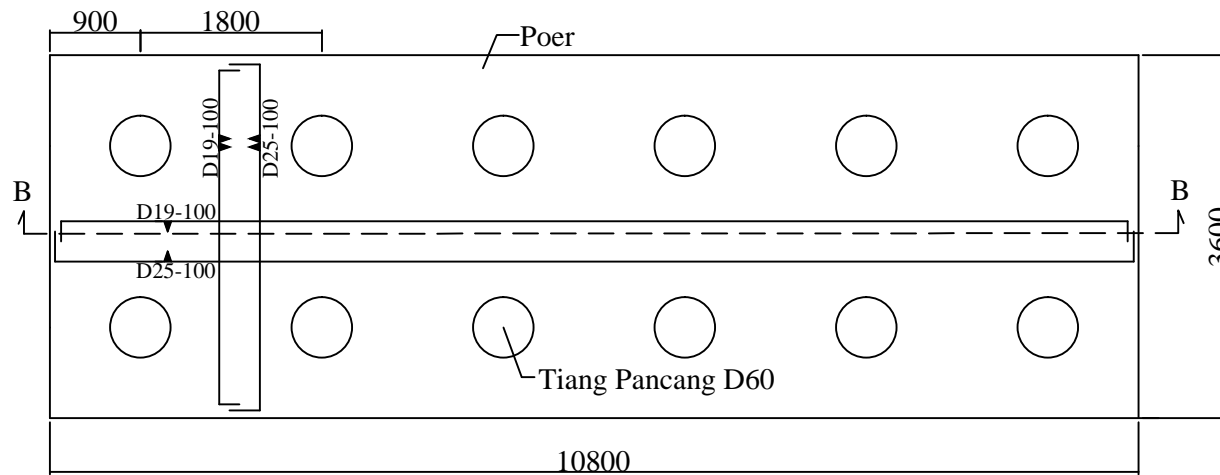
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

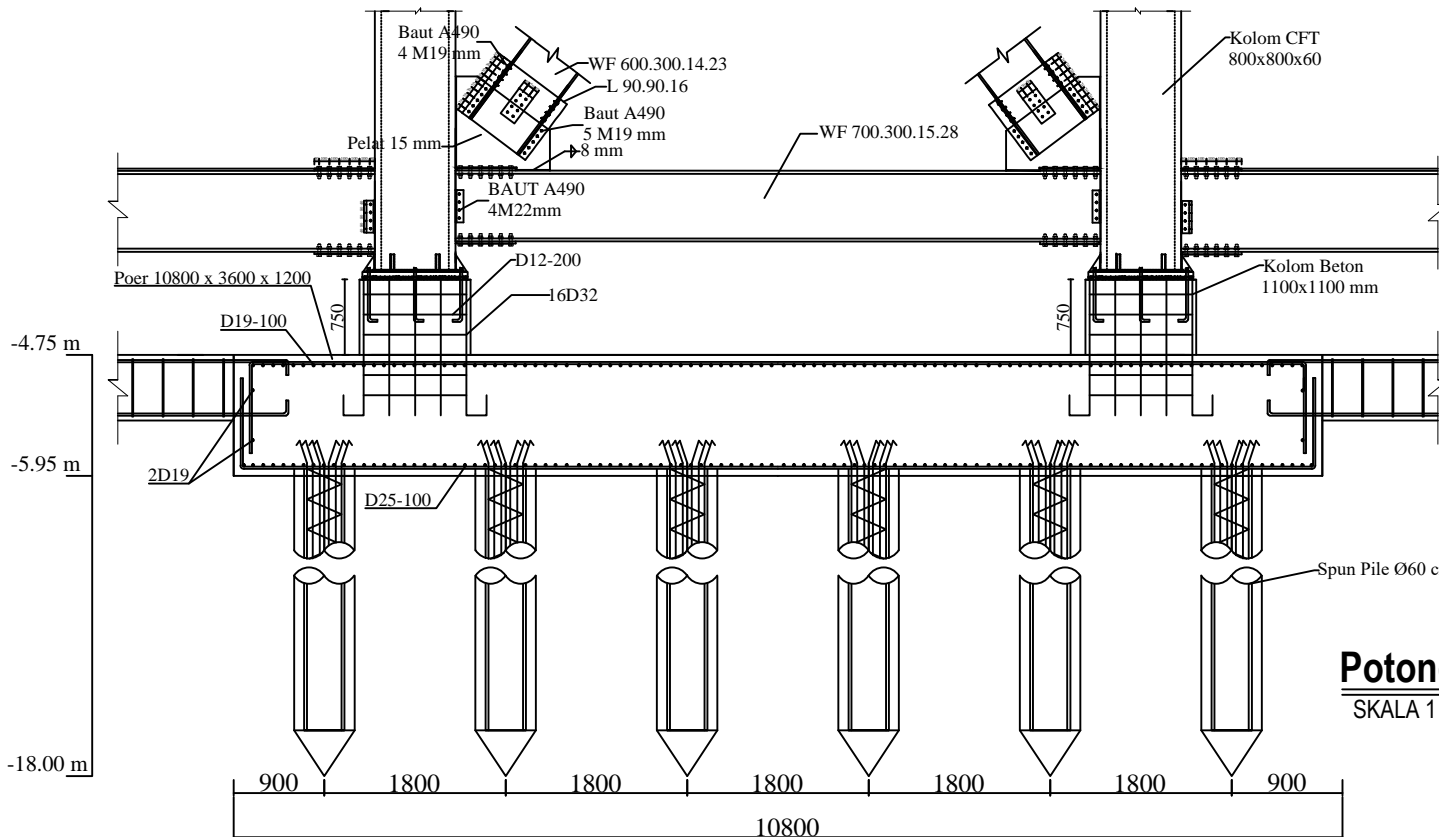
33

33



Detail Pondasi 2

SKALA 1 : 75



Potongan B-B

SKALA 1 : 75





LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL

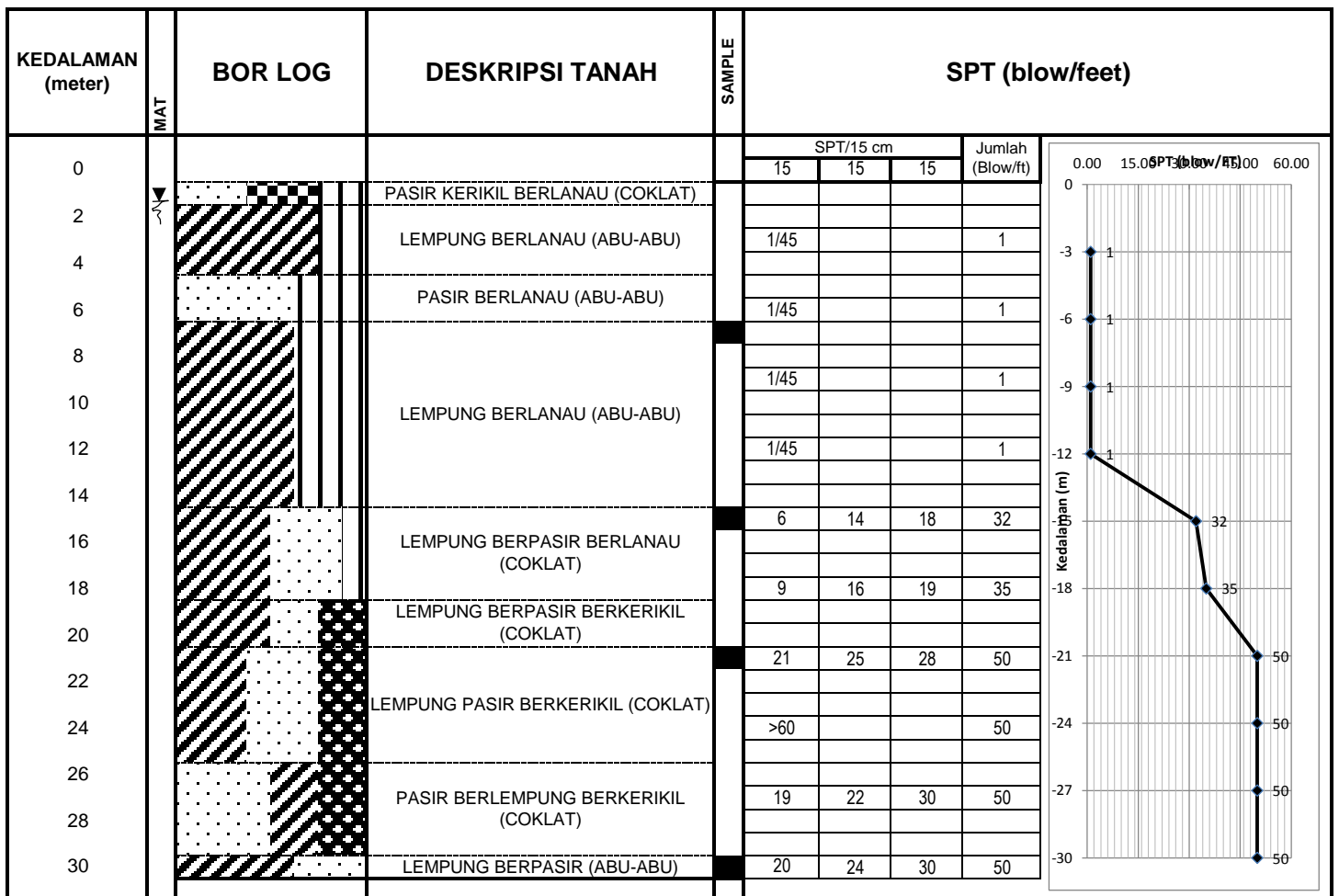
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS

Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya 60111, Telp. 031 5994251-55 Psw 1140 Telp/Fax 031 592 8601, e-mail : tanah.its@gmail.com

LEGEND	PASIR	LEMPUNG	LANAU	KERIKIL	BATU BARA	UNDISTURBED SAMPLE	MAT

KLIEN : PT. KOPEL LAHAN ANDALAN
PROYEK : PEMBANGUNAN APARTEMEN
LOKASI : JL. KENJERAN 504 SURABAYA
TITIK BOR No. : BH - 5

TANGGAL : 22 - 23 Agustus 2016
MASTER BOR : Ropii Cs
ELEVASI : ±0.00 m - MT
MAT : - 1,0 m





LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS

Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya

Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,

Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

REKAP HASIL TEST LABORATORIUM

KLIENT : PT. KOPEL LAHAN ANDALAN
 PROYEK : PEMBANGUNAN APARTEMEN
 LOKASI : JL. KENJERAN 504 SURABAYA

TITIK BOR : BH - 5
 MASTER BOR : Ropii Cs

DEPTH (Meter)	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	γ_t	γ_d	γ_{sat}	Pp	Cc	Cv
-7.50	2.637	1.567	100.00	59.42	61.04	1.638	1.027	1.638	1.07	0.841	5.20E-03
-15.00	2.597	1.197	100.00	46.09	54.48	1.727	1.182	1.727	*	*	*
-21.50	2.615	0.879	100.00	33.61	46.78	1.859	1.392	1.859	*	*	*
-30.00	2.729	0.772	100.00	28.29	43.57	1.976	1.540	1.976	*	*	*

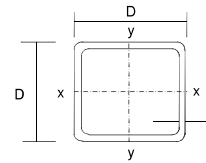
DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			DIRECT TEST		Unconfined test		TRIAXIAL CD		VANE TEST		k (cm/sec)
	G	S	S+CI	LL	PL	IP	C	ϕ	C _u	ϕ_u	C _d	ϕ_d	S _u	C _u	
-7.50	0.00	11.09	88.91	63.45	28.65	34.80	*	*	*	0	*	*	*	0.05	*
-15.00	0.00	32.77	67.23	53.28	30.75	22.53	*	*	1.53	0	*	*	*	*	*
-21.50	12.35	30.87	56.78	42.87	29.68	13.19	*	*	2.61	0	*	*	*	*	*
-30.00	0.00	29.45	70.55	59.37	31.25	28.12	*	*	2.55	0	*	*	*	*	*

REMARK	G	= Gravel (%)	LL	= Liquid Limit (%)	C	= Cohesion of direct shear (kg/cm ²)
	S	= Sand (%)	PL	= Plastic Limit (%)	C _d	= Drained cohesion triaxial test(kg/cm ²)
	S + CI	= Silt + Clay (%)	IP	= Plastic Index (%)	C _u	= Undrained cohesion (kg/cm ²)
	e	= Void ratio	Cc	= Compression Index	S _u	= Strength of vane test (kg/cm ²)
	Gs	= Specific Gravity	Cv	= Coefficient of Consolidation (cm ² /det)	ϕ	= Angle of internal friction direct shear test (degree)
	n	= Porosity (%)	Pp	= Preconsolidation Pressure (kg/cm ²)	ϕ_d	= Angle of internal friction drained triaxial test (degree)
	Sr	= Degree of saturation (%)	*	= Not test	ϕ_u	= Angle of internal friction undrained triaxial test (degree)
	W _c	= Water content (%)	k	= Coeficient of permeability (cm/sec)		
	γ_t	= Moisture density (gr/cc)				
	γ_{sat}	= Saturated density (gr/cc)				
γ_d	= Dry density (gr/cc)					

SEC. IND	W	A	d	bf	tw	tf	r	lx	ly	ix	iy	Sx	Sy	Zx	Zy	BJ34		BJ37		BJ41		BJ50		BJ55	
(mm)	(kg/m)	(cm2)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm4)	(cm4)	(cm)	(cm)	(cm3)	(cm3)	(cm3)	(cm3)	Lp (cm)	Lr (cm)	Lp (cm)	Lr (cm)	Lp (cm)	Lr (cm)	Lp (cm)	Lr (cm)	Lp (cm)	Lr (cm)
350x250	79,7	101,5	340	250	9	14	20	21700	3650	14,6	6	1280	292	1360	444	325,889	1136,359	304,841	977,388	298,682	936,253	277,319	808,907	233,231	602,746
	69,2	88,15	336	249	8	12	20	18500	3090	14,5	5,92	1100	248	1163	377	321,543	1039,451	300,776	903,515	294,699	868,078	273,622	757,465	230,122	574,480
350x175	49,6	63,14	350	175	7	11	14	13600	984	14,7	3,95	775	112	841	172	214,543	675,864	200,687	592,505	196,632	570,599	182,568	501,663	153,544	385,405
	41,4	52,68	346	174	6	9	14	11100	792	14,5	3,88	641	91	689	139	210,741	624,380	197,130	552,940	193,148	533,944	179,333	473,487	150,823	368,960
300x300	106	134,8	304	301	11	17	18	23400	7730	13,2	7,57	1540	514	1669	778	411,163	1794,791	384,608	1508,272	376,837	1434,575	349,884	1208,542	294,260	854,920
	106	134,8	300	305	15	15	18	21500	7100	12,6	7,26	1440	466	1577	713	394,325	1747,769	368,858	1470,310	361,405	1398,948	335,556	1180,055	282,210	837,289
	94	119,8	300	300	10	15	18	20400	6750	13,1	7,51	1360	450	1465	682	407,904	1621,840	381,559	1373,106	373,850	1309,110	347,111	1112,553	291,928	802,531
	87	110,8	298	299	9	14	18	18800	6240	13	7,51	1270	417	1353	631	407,904	1526,091	381,559	1298,859	373,850	1240,328	347,111	1060,203	291,928	773,922
300x200	65,4	83,36	298	201	9	14	18	13300	1900	12,6	4,77	893	189	963	288	259,081	1004,720	242,349	854,936	237,452	816,357	220,469	697,643	185,419	509,027
	56,8	72,38	294	200	8	12	18	11300	1600	12,5	4,71	771	160	823	244	255,823	901,464	239,300	775,490	234,465	742,890	217,696	641,955	183,087	478,495
300x150	36,7	46,78	300	150	6,5	9	13	7210	508	12,4	3,29	481	67,7	522	104	178,696	565,569	167,154	496,400	163,777	478,200	152,063	420,856	127,889	323,877
	32	40,8	298	149	5,5	8	13	6320	442	12,4	3,29	424	59,3	455	91	178,696	537,290	167,154	474,954	163,777	458,415	152,063	405,895	127,889	315,508
250x250	82,2	104,7	250	225	14	14	16	11500	3880	10,5	6,09	919	304	1015	466	330,777	1573,680	309,414	1318,007	303,162	1252,217	281,479	1050,441	236,730	735,491
	72,4	92,18	250	250	9	14	16	10800	3650	10,8	6,29	867	292	937	442	341,640	1489,724	319,575	1251,946	313,118	1190,786	290,723	1003,205	244,504	709,732
	66,5	84,7	248	249	8	13	16	9930	3350	10,8	6,29	801	269	859	407	341,640	1393,395	319,575	1176,566	313,118	1120,794	290,723	949,618	244,504	680,523
	64,4	82,06	244	252	11	11	16	8790	2940	10,3	5,98	720	233	781	356	324,802	1314,660	303,825	1114,083	297,686	1062,470	276,395	903,898	232,454	653,471
250x175	44,1	56,24	244	175	7	11	16	6120	984	10,4	4,18	502	113	535	171	227,036	844,185	212,373	720,983	208,082	689,211	193,199	591,269	162,485	434,723
250x125	29,6	37,66	250	125	6	9	12	4050	294	10,4	2,79	324	47	352	72	151,538	513,643	141,751	445,869	138,887	428,221	128,953	373,197	108,453	282,438
	25,7	32,68	248	124	5	8	12	3540	255	10,4	2,79	285	41,1	305	63	151,538	479,837	141,751	420,204	138,887	404,550	128,953	355,344	108,453	272,566
200x200	65,7	83,69	208	202	10	16	13	6530	2200	8,83	5,13	628	218	698	331	278,635	1680,937	260,639	1393,176	255,373	1318,866	237,108	1090,276	199,413	732,622
	56,2	71,53	200	204	12	12	13	4980	1700	8,35	4,88	498	167	553	256	265,056	1402,161	247,937	1168,172	242,928	1107,881	225,553	922,807	189,695	634,231
	49,9	63,53	200	200	8	12	13	4720	1600	8,62	5,02	472	160	513	243	272,660	1277,395	255,050	1068,926	249,897	1015,274	232,024	850,714	195,137	593,960
200x150	30,6	39,01	194	150	6	9	13	2690	507	8,3	3,61	277	67,6	296	103	196,076	747,829	183,413	636,869	179,707	608,282	166,854	520,285	140,328	380,290
200x100	21,3	27,16	200	100	5,5	8	11	1840	134	8,24	2,22	184	26,8	200	41	120,579	437,936	112,791	376,921	110,512	361,127	102,608	312,209	86,296	232,915
	18,2	23,18	198	99	4,5	7	11	1580	114	8,26	2,21	160	23	170	35	120,036	397,517	112,283	345,917	110,015	332,453	102,146	290,384	85,907	220,620
175x175	40,2	51,21	175	175	7,5	11	12	2880	984	7,5	4,38	330	112	360	171	237,899	1171,081	222,534	977,547	218,038	927,709	202,443	774,796	170,259	536,375
175x125	23,3	29,65	169	125	5,5	8	12	1530	261	7,18	2,97	181	41,8	193	64	161,315	629,916	150,896	535,490	147,848	511,175	137,273	436,386	115,450	317,736
175x90	18,1	23,04	175	90	5	8	9	1210	97,5	7,26	2,06	139	21,7	152	33	111,888	434,301	104,662	370,363	102,547	353,884	95,213	303,122	80,076	222,189
150x150	31,5	40,14	150	150	7	10	11	1640	563	6,39	3,75	219	75,1	240	114	203,680	1070,354	190,526	891,042	186,676	844,826	173,324	702,928	145,770	481,632
150x100	21,1	26,84	148	100	6	9	11	1020	151	6,17	2,37	138	30,1	150	46	128,726	631,214	120,412	527,831	117,979	501,220	109,541	419,594	92,126	292,272
150x75	14	17,85	150	75	5	7	8	666	49,5	6,11	1,66	88,8	13,2	98	21	90,163	370,632	84,339	314,812	82,635	300,441	76,725	256,253	64,527	186,238
125x125	23,8	30,31	125	125	6,5	9	10	847	293	5,29	3,11	136	47	149	71	168,919	966,503	158,009	802,312	154,817	759,944	143,744	629,718	120,892	426,301
125x60	13,2	16,84	125	60	6	8	9	413	29,2	4,95	1,32	66,1	9,73	74	15	71,696	401,958	67,065	334,758	65,710	317,441	61,010	264,277	51,311	181,375
100x100	17,2	21,9	100	100	6	8	10	383	134	4,18	2,47	76,5	26,7	84	41	134,158	869,523	125,493	719,761	122,957	681,061	114,163	561,926	96,014	375,192
100x50	9,3	11,85	100	50	5	7	8	187	14,8	3,98	1,12	37,5	5,91	42	9	60,833	364,647	56,904	302,865	55,754	286,927	51,766	237,949	43,537	161,478

SUPER HOT COLUMNS

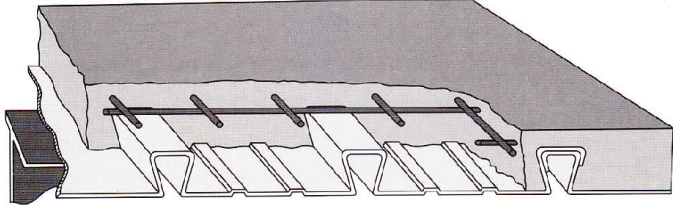
Super Hot Columns



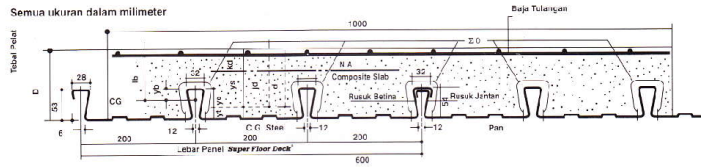
Submerged arc welded steel tubes

Designation	Mass	Area	Second	Radius	Elastic	Plastic	Torsional		Surface	
Size	Per	Of	Moment	Of	Modulus	Modulus	Constant		Area	
D	Metre	Section	Of Inertia	Gyration	Z	S	J	C	Per Metre	
D	t	A	I	r	Z	S	J	C	m ² /m	
mm	mm	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ³	m ² /m	
450x450	25	321	409	120600	17.2	5359	6427	197700	8088	1.71
	28	355	452	131200	17.0	5830	7047	217300	8813	1.70
	32	399	509	144100	16.8	6404	7826	242000	9707	1.69
500x500	25	360	459	169400	19.2	6778	8074	275300	10220	1.91
	28	399	508	184900	19.1	7396	8874	303300	11160	1.90
	32	450	573	204000	18.9	8161	9886	338900	12340	1.89
	36	498	635	221500	18.7	8860	10840	372500	13430	1.88
550x550	25	399	509	230000	21.3	8362	9909	371000	12590	2.11
	28	443	564	251600	21.1	9149	10910	409400	13790	2.10
	32	500	637	278600	20.9	10130	12190	458600	15300	2.09
	36	555	707	303500	20.7	11040	13400	505400	16700	2.08
	40	608	775	326500	20.5	11870	14540	549800	18000	2.06
600x600	25	439	559	303400	23.3	10110	11930	486600	15220	2.31
	28	487	620	332700	23.2	11090	13160	537700	16700	2.30
	32	550	701	369400	23.0	12310	14730	603400	18570	2.29
	36	611	779	403700	22.8	13460	16220	666300	20330	2.28
	40	671	855	435500	22.6	14520	17640	726400	21970	2.26
	45	743	947	472000	22.3	15730	19320	797600	23880	2.25
	50	813	1036	504900	22.1	16830	20880	864200	25610	2.23
650x650	25	478	609	391000	25.3	12030	14140	623900	18100	2.51
	28	531	676	429500	25.2	13220	15620	690300	19890	2.50
	32	600	765	478100	25.0	14710	17510	775900	22170	2.49
	36	668	851	523700	24.8	16110	19320	858200	24320	2.48
	40	734	935	566400	24.6	17430	21050	937200	26340	2.46
	45	814	1037	615900	24.4	18950	23100	1031000	28700	2.45
	50	891	1136	661000	24.1	20340	25030	1120000	30880	2.43
	60	1040	1323	739100	23.6	22740	28530	1282000	34720	2.39
700x700	25	517	659	494100	27.4	14120	16540	784900	21220	2.71
	28	575	732	543500	27.2	15530	18280	869200	23360	2.70
	32	651	829	606200	27.0	17320	20530	978300	26080	2.69
	36	724	923	665400	26.9	19010	22670	1084000	28660	2.68
	40	797	1015	721200	26.7	20610	24760	1185000	31110	2.66
	45	885	1127	786300	26.4	22470	27220	1307000	33980	2.65
	50	970	1236	846300	26.2	24180	29560	1422000	36650	2.63
	60	1130	1443	951700	25.7	27190	33830	1635000	41410	2.59
750x750	25	556	709	613800	29.4	16370	19120	971300	24600	2.91
	28	619	788	676000	29.3	18030	21160	1077000	27110	2.90
	32	701	893	755300	29.1	20140	23790	1213000	30320	2.89
	36	781	995	830600	28.9	22150	26320	1345000	33370	2.88
	40	859	1095	901900	28.7	24050	28760	1473000	36280	2.86
	45	955	1217	985500	28.5	26280	31680	1627000	39710	2.85
	50	1050	1336	1063000	28.2	28350	34460	1774000	42920	2.83
	60	1230	1563	1202000	27.7	32040	39590	2046000	48700	2.79
800x800	25	596	759	751500	31.5	18790	31900	1185000	28220	3.11
	28	663	844	828500	31.3	20710	34250	1315000	31140	3.10
	32	751	957	927100	31.1	23180	37290	1483000	34870	3.09
	36	837	1067	1021000	30.9	25530	40230	1646000	38440	3.08
	40	922	1175	1110000	30.7	27760	43070	1804000	41840	3.06
	45	1030	1307	1216000	30.5	30400	46480	1995000	45880	3.05
	50	1130	1436	1314000	30.3	32860	49740	2178000	49680	3.03
	60	1320	1683	1492000	29.8	37290	57900	2521000	56590	2.99

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 mererus.
- Kebutuhan tulangan negatif, serta perhitungan luas penampangnya, pada bentang ganda atau bentang mererus.
- Ketebalan plat beton pada bentang tertentu, serta berbagai beban (Super Imposed Load)
- Tiang penyangga sementara yang dibutuhkan untuk meniadakan lendutan awal pada paku water beton dan **Super Floor Deck®** belum berfungsi.

TABEL 1 : SIFAT PENAMPANG Super Floor Deck® PERLEBAR 1000 MM

Tipe/le	Berat per satuan luas	Luas penampang	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			Ia	Gaya reaksi sman untuk perletakan tepi			Gaya reaksi sman untuk perletakan tengah		
			Yc	Yt	Ip	Zpu	Zpt	In	Zno	Znt		10 mm perletakan 10 mm of Slabing	Pertambahan per 10 mm Isoran, Per 10 mm	max	10 mm of Beangin	Pertambahan per 10 mm Isoran, Per 10 mm	Max
			mm	mm	10 ⁴ x mm ⁴	10 ⁴ x mm ³	10 ⁴ x mm ³	10 ⁴ x mm ⁴	10 ⁴ x mm ³	10 ⁴ x mm ⁴		KN	KN	KN	KN	KN	KN
0.75	10.1	1241	38.6	15.4	0.511	13.15	33.14	0.309	10.21	10.73	3.425	3.76	0.99	0.11	15.11	1.14	19.19

Catatan: Ip = momen inersia profil panel untuk daerah momen positif Zno = isian, dasar dek dalam daerah momen negatif (pegangan tengah)
 In = isian untuk daerah momen negatif Zpt = isian, puncak rusuk dalam daerah momen positif (pegangan tengah)
 Znt = momen inersia, puncak rusuk dalam daerah momen negatif (pegangan tengah) Zpt = isian, dasar dek dalam daerah momen positif (pegangan tengah)

TABEL 2 : TABEL PERENCANAAN PRAKTIS

Super Floor Deck® 0.75 MM	DENTANG TUNJANG DENGAN TULANGAN NEGATIF TAMPAK SPAN CONDITION WITH NEGATIVE REINFORCEMENT										DENTANG CAKUP DENGAN TULANGAN NEGATIF SUPPORT SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT										RINTANG MERERUS DENGAN TULANGAN NEGATIF MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT														
	200		300		400		500		750		1000		200		300		400		500		600		730		1000										
	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT	TEBAL PELAT								
1.50	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9								
1.75	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9								
2.00	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9								
2.25	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9								
2.50	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9								
2.75	10	10	10	10	11	12	15	9	7.64	9	3.24	9	3.85	13	3.94	11	4.02	12	4.28	13	4.23	9	2.09	9	2.25	9	3.02	10	3.11	11	3.18	12	3.39	15	3.55
3.00	10	10	10	11	12	13	9	3.7	9	3.87	10	4.10	11	4.28	12	4.41	13	4.74	9	2.51	9	3.37	10	3.25	11	3.38	12	3.49	10	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	4	5.22	10	2.70	10	3.37	10	3.84	12	3.67	13	3.82	14	4.12					
3.50	12	12	12	12	12	15	11	3.88	11	4.42	11	5.16	12	5.44	13	5.64	15	5.71	11	2.90	11	3.49	11	4.03	12	4.29	13	4.46	15	4.51					
3.75	13	13	13	13	14		11	4.25	11	5.11	11	5.90	13	5.83	14	6.09			12	3.59	12	4.28	12	4.59	14	4.93	15	5.17							
4.00	14	14	14	14	15		12	4.56	12	5.43	12	6.33	14	5.24	15	6.55			13	4.34	13	5.14	14	5.58	15	5.95									
4.50							13	5.49	13	6.51	14	7.66	15	7.53					15	4.90	15	5.73	15	6.58											
5.00							15	6.20	15	7.27	15	8.90																							

Catatan: - BEBAN MATI / BEBAN SENDIRI **Super Floor Deck®** DAN PELAT BETON SUDAH DI PERHITUNGKAN
 - 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'

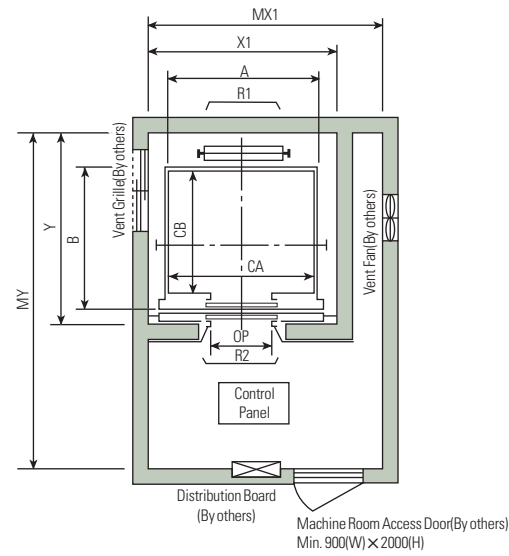
TABEL LUAS PENAMPANG KAWAT

WIRE AREA TABLE

Diameter Kawat Ø Wire Diameter (mm)	Luas Kawat Ø Wire Area (cm ²)	Jumlah Luas Penampang Kawat (cm ² /m ²) Menurut Spasinya Setiap Arah Total Wire Area (cm ² /m ²) 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

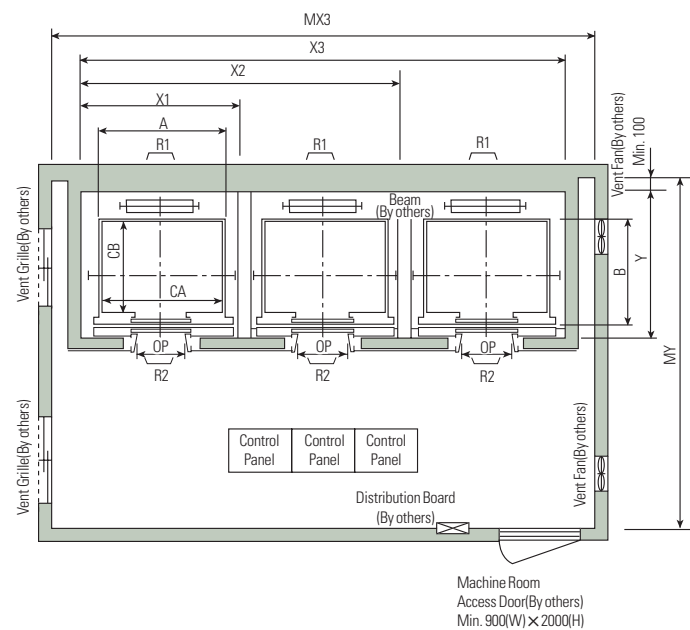
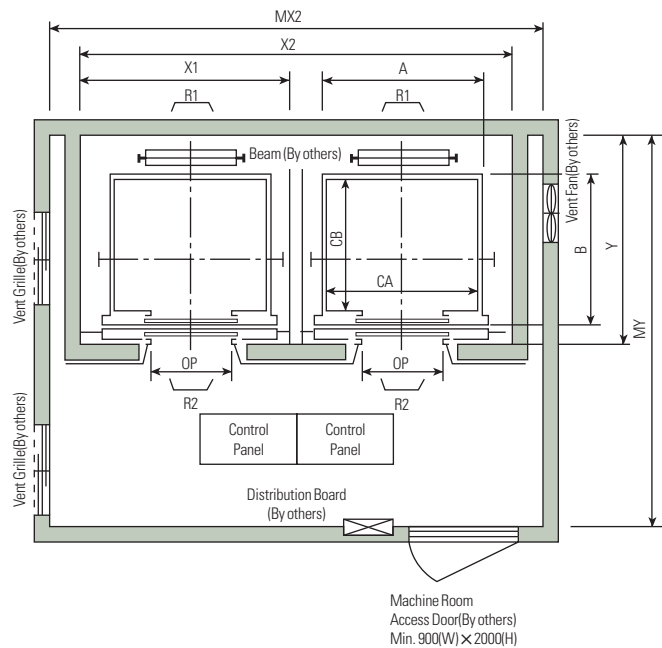
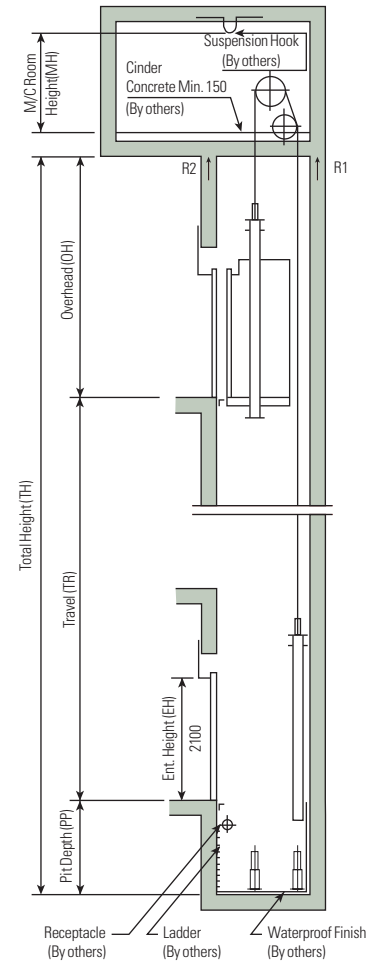
Layout Plan – Geared Elevators 1~1.75m/sec

Plan of Hoistway & Machine Room



Note: Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.

Section of Hoistway



Standard Dimensions & Reactions

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Clear Opening	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)		
	Persons	kg		Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth	R1	R2	R3	R4	
1.0	6	450	800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000	5200	4300	
	8	550	800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250	5800	4700	
	9	600	800	800	1400 × 1100	1460 × 1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450	6100	4900
	10	700	800	800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6600	5200
	11	750	800	800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800	6900	5400
1.5	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750	7900	6100	
	17	1150	1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100	10800	8500	
1.75	20	1350	1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	7250	2380	2600	4900	7500	4200	7800	6000	11800	9100	
			1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	7850	2180	2800	5250	8300	4000					
	24	1600	1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300	8500	6800	13100	9900	
			1100	2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	8300	2280	3000	5650	8700	4200					

- Notes:**
- Above hoistway dimensions are based on 15-storied buildings. For application to over 16-storied buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistways.
 - Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.
 - When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
 - The capacity in persons is calculated at 65kg/person. (EN81=75kg/person)

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Overhead (OH)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
1.0	4200	1400	2200
1.5	4400	1600	2400
1.75	4600	1800	2400

- Notes:**
- The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. Therefore, some allowances should be made considering the sloping of the hoistways.
 - Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.
 - The minimum machine room height should be 2800mm in case of the traction machine with double isolation pad.

PRE-TENSIONED SPUN CONCRETE PILES SPECIFICATION

Structural Properties

Outer Diameter (mm)	Concrete Wall Thickness (mm)	Class	PC. Bar			Concrete Sectional Area (cm ²)	Concrete Moment Inertia (cm ⁴)	Effective Prestress (kg/cm ²)	Allowable Axial Load (ton)		Bending Moment		Nominal Weight (kg/m)
			Diameter (mm)	Number (mm)	Sectional Area (cm ²)				BS.8004-1986	ACI 543-1979	Cracking (t.m)	Ultimate (t.m)	
300	60	A	7.4	6	2.40	452	35472	47.03	64	73	2.7	3.5	118
350	70	A	7.4	8	3.20	616	65683	46.15	87	99	4.3	5.5	161
400	75	A	7.4	10	4.00	766	109130	46.37	108	123	6.2	7.9	200
		B	9.2	12	7.68	766	111559	82.55	101	118	8.4	15.1	200
450	80	A	9.2	8	5.12	930	170951	48.65	131	149	8.8	11.4	242
		B	9.2	16	10.24	930	175332	89.27	121	141	12.2	22.7	242
500	90	A	9.2	10	6.40	1159	262048	48.77	163	186	12.2	15.8	302
		B	9.2	18	11.52	1159	267428	81.91	154	178	16.0	28.4	302
600	100	A	9.2	12	7.68	1571	522509	43.63	223	253	19.3	22.7	409
		B	9.2	24	15.36	1571	534509	80.79	209	242	26.4	45.4	409

Note : 1) TEKCON PC Piles are manufacture in compliance with JIS A 5335-1987 Pretensioned Spun Concrete Piles and generally conforming to other specification (ACI 543-1979 & BS.8004-1986 / BS.8110-1985) (ACI 543-1979)

2) PC Bar and Spiral Wires comply with JIS G 3137 -1994 and BS.4482 respectively

3) Allowable Axial Load is applicable for pile acting as a short strut. Calculation is based on BS.8004-1986 Foundation & ACI 543-1979

4) Minimum compressive strength of concrete at age 28 days shall be 60 N/mm²

5) Standard piles length is 6 M, 9 M, 10 M and 12 M

6) Modification of the properties can be made upon orders

7) We have a right to modify our manufacturing specification without any prior notice

PRE-TENSIONED SPUN HIGH STRENGTH CONCRETE PILES SPECIFICATION

Grade 80 Piles

Outer Diameter (mm)	Concrete Wall Thickness (mm)	Class	PC. Bar			Concrete Sectional Area (cm ²)	Concrete Moment Inertia (cm ⁴)	Effective Prestress (kg/cm ²)	Allowable Axial Load (ton)	Bending Moment		Nominal Weight (kg/m)
			Diameter (mm)	Number (mm)	Sectional Area (cm ²)				ACI 543-1979	Cracking (t.m)	Ultimate (t.m)	
300	60	A	7.1	6	2.37	452	35416	49.59	102	2.88	3.16	118
350	70	A	7.1	8	3.17	616	65533	48.71	139	4.54	6.75	161
400	75	A	7.1	10	3.96	766	108803	48.97	173	6.61	9.73	200
		B	9	12	7.63	766	111001	87.45	165	8.88	13.51	200
450	80	A	9	8	5.09	930	170556	51.59	209	9.41	10.13	242
		B	9	16	10.17	930	174626	94.54	198	12.97	20.27	242
		C	9	20	12.72	930	176660	112.77	194	14.55	25.34	242
500	90	A	9	10	6.36	1159	261750	51.78	261	13.02	14.08	302
		B	9	18	11.45	1159	266994	86.95	250	17.04	25.34	302
		C	9	24	15.26	1159	270927	109.67	243	19.75	33.78	302
600	100	A	9	12	7.63	1571	522308	44.38	356	20.36	29.87	409
		B	9	24	15.26	1571	534365	82.21	340	27.57	48.61	409
		C	9	32	20.35	1571	542404	103.80	331	31.89	55.53	409

Note : 1) TEKCON PC Piles are Class manufacture in compliance with JIS A 5335-1987 Pretensioned Spun Concrete Piles and generally conforming to other specification (ACI 543-1979)

2) PC Bar and Spiral Wires comply with JIS G 3137 -1994 and BS.4482 respectively

3) Allowable Axial Load is applicable for pile acting as a short strut. Calculation is based on ACI 543-1979

4) Minimum compressive strength of concrete at age 28 days shall be 80 N/mm²

5) Standard piles length is 6 M, 9 M, 10 M and 12 M

6) Modification of the properties can be made upon orders

7) We have a right to modify our manufacturing specification without any prior notice

BIODATA PENULIS



Agil Aditya Arba Saputra

Lahir di Kebumen, pada tanggal 27 Oktober 1996, merupakan anak ke empat dari empat bersaudara pasangan Farid Ma'ruf dan Siti Aminatun Zahroh.

Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD N 1 Kebumen, SMP N 1 Kebumen, dan SMA N 1 Kebumen. Kemudian penulis melanjutkan studinya di Program Studi S1 Departemen Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan, Institut

Teknologi Sepuluh Nopember (FTSLK-ITS) dengan NRP 03111540000042.

Penulis mengambil bidang studi struktur dengan judul tugas akhir **"Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Apartemen Arundaya Tower 2 Surabaya Menggunakan Struktur Komposit Baja-Beton dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris"**

Narahubung

Email : agiladitya96@gmail.com