



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG TAMANSARI ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM
RANGKA BRESING EKSENTRIS DI SURABAYA**

MUHAMMAD RIDWAN
NRP. 03111440000091

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

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2018



TUGAS AKHIR-RC14-1501

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG
TAMANSARI ISWARA MENGGUNAKAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA BRESING
EKSENTRIS DI SURABAYA**

MUHAMMAD RIDWAN
NRP. 0311144000091

Dosen Pembimbing
Budi Suswanto, ST. MT. Ph.D.
NIP. 197301281998021002

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2018



FINAL PROJECT-RC14-1501

**MODIFICATION DESIGN STRUCTURE OF TAMANSARI
ISWARA BUILDING USING COMPOSITE STEEL
STRUCTURE WITH BRACING ECCENTRIC
FRAMEWORK SYSTEM IN SURABAYA**

MUHAMMAD RIDWAN
NRP. 0311144000091

Dosen Pembimbing
Budi Suswanto, ST. MT. Ph.D.
NIP. 197301281998021002

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering, Environment, and Geotechnical
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2018

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG
TAMANSARI ISWARA MENGGUNAKAN STRUKTUR
BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA BRESING
DI SURABAYA**

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 Kebumihutan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

MUHAMMAD RIDWAN

NRP. 03111440000091

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D.(Pembimbing)



**SURABAYA
JULI, 2018**

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG TAMANSARI ISWARA MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIS DI SURABAYA

Nama Mahasiswa : Muhammad Ridwan
NRP : 03111440000091
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Konsultasi : Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.

Abstrak

Meningkatnya jumlah pertumbuhan penduduk berdampak pada kebutuhan lahan hunian yang semakin tinggi dengan keterbatasan lahan yang ada. Hal ini mengakibatkan kebutuhan akan gedung sebagai tempat tinggal semakin meningkat dan merata di seluruh kota-kota besar di Indonesia. Pada umumnya, pembangunan gedung apartemen di Indonesia menggunakan struktur beton bertulang. Sedangkan, kondisi wilayah di Indonesia termasuk dalam zona Ring of Fire dimana terdapat aktifitas seismik atau gempa bumi. Dalam pembangunan gedung bertingkat ini digunakan sistem konstruksi baja komposit dengan sistem rangka bresing eksentris sebagai salah satu alternatif penahan gempa.

Salah satu sistem alternatif penahan gempa yaitu menggunakan material baja komposit dengan Sistem Rangka Berpengaku Eksentris. Sistem Rangka Berpengaku Eksentris merupakan 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 baik. Kinerja dari balok link tersebut akan lebih maksimal jika elemen-elemen diluar balok link tersebut direncanakan lebih kuat.

Perhitungan modifikasi perencanaan struktur gedung apartement Tamansari Iswara menggunakan struktur baja

komposit dengan sistem rangka bresing eksentris (SRBE) telah dilakukan. Dimana perhitungan struktur mengacu pada SNI 1729-2015 “Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung”, SNI 1726-2012 “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung”, SNI 2847-2013 “Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung” dan “Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung” PPIUG 1983. Pemodelan dan analisis struktur dilakukan dengan program bantu SAP 2000. Dari hasil analisa yang telah dilakukan, diharapkan nantinya didapatkan kesimpulan dan keefektifan secara kekuatan yang ditinjau dari perilaku struktur dan pada akhirnya dapat digunakan sebagai perencanaan.

Kata Kunci : Sistem Rangka Bresing Eksentrik , Struktur Baja Komposit, Link

MODIFICATION DESIGN STRUCTURE OF TAMANSARI ISWARA BUILDING USING COMPOSITE STEEL STRUCTURE WITH ECCENTRICALLY BRACED FRAME SYSTEM IN SURABAYA

Name : Muhammad Ridwan
NRP : 03111440000091
Department : Civil Engineering, FTSLK – ITS
Supervisor : Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.

Abstract

The increasing number of population growth impact on the need of increasingly high land area with limited land available. This resulted in the need for building as a residence is increasing and evenly distributed in all major cities in Indonesia. In general, the construction of apartment buildings in Indonesia using a reinforced concrete structure. Meanwhile, the condition of the region in Indonesia is included in the Ring of Fire zone where there is seismic activity or earthquake. In the construction of this multi-storey building used a composite steel construction system with an eccentric bresing frame system as an alternative to earthquake retention.

One of the earthquake resistant alternative system is using composite steel material with Eccentric Braced Frame System (EBF). EBF is a system where the stern is not connected to the intersection of beams and columns but is connected to a beam with a distance "e" to the point of intersection of the beam and column. This short beam or link segment has high ductility that ensures the structure has an inelastic behavior as well as good energy absorption. The performance of the link beam will be more leverage if the elements outside the link beam is planned more strongly.

Calculation of the structure modification of Tamansari Iswara apartement building using a composite steel structure with an EBF system has been done. Where the calculation of the structure refers to the SNI 1729-2015 and SNI 1729-2002

"Procedures for Planning Steel Structure for Building Buildings", SNI 1726-2012 "Procedures Planning for Earthquake Resilience for Building Buildings", SNI 2847-2013 "Procedure Planning Concrete Structure For Buildings" and "PPdUG 1983 Building Regulations for Building". Modeling and structural analysis is done with ETABS auxiliary program. From the result of the analysis, it is hoped that the conclusion and effectiveness of the strength can be obtained from structural behavior and ultimately can be used as planning.

Keywords: *Eccentrically Braced Frame, Composite Steel Structure, 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 Tamansari Iswara Menggunakan Struktur Baja Komposit dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris di Surabaya”.

Dalam menyelesaikan Proposal 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 konsultasi proposal tugas akhir yang selalu sabar dan tulus dalam memberikan masukan dan motivasi.
3. Rekan – rekan mahasiswa S1 Teknik Sipil ITS serta semua pihak yang telah membantu penyusunan proposal Tugas Akhir ini.

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

Surabaya, Juli 2018

Penulis

DAFTAR ISI

ABSTRAK	i
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI.....	vi
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR TABEL.....	xii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. LATAR BELAKANG	1
1.2. RUMUSAN MASALAH	2
1.2.1. Permasalahan Utama.....	2
1.2.2. Rincian Permasalahan.....	2
1.3. TUJUAN	3
1.4. BATASAN MASALAH	3
1.5. MANFAAT.....	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1. SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIK	5
2.1.1. Pengertian	5
2.1.2. Konsep Perencanaan SRBE	6
2.1.3. Perilaku link beam	7
2.2. BALOK KOMPOSIT	12
2.3. KOLOM KOMPOSIT	13
2.3.1. Tipe Kolom Concrete Filled Steel Tube.....	13
2.3.2. Kelebihan Kolom Concrete Filled Steel Tube.....	14
2.4. PONDASI.....	15
BAB III METODOLOGI.....	19
3.1. FLOWCHART PENYELESAIAN TUGAS AKHIR	19
3.2. METODOLOGI Pengerjaan Tugas Akhir.....	20
3.2.1. Pengumpulan Data dan Studi Literatur	20
3.2.2. Preliminary Design	22
3.2.3. Perhitungan Beban Struktur	23

3.2.4. Permodelan dan Analisa Struktur	34
3.2.5. Kontrol Perencanaan Struktur Utama.....	34
3.2.6. Perencanaan <i>Basement</i> dan Pondasi.....	44
3.2.7. Penggambaran Output Desain	48
BAB IV HASIL PERENCANAAN	49
4.1. PRELIMINARY DESAIN.....	49
4.1.1. Perencanaan Dimensi Balok Induk Beton	49
4.1.2. Perencanaan Dimensi Tebal Pelat Beton	49
4.1.3. Perencanaan Dimensi Kolom <i>Basement</i>	51
4.1.4. Perencanaan Dimensi Shearwall <i>Basement</i>	52
4.2. PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER	52
4.2.1. Perencanaan Pelat	52
4.2.2. Perencanaan Balok Anak	56
4.2.3. Perencanaan Balok Lift	65
4.2.4. Perencanaan Tangga	70
4.3. PERMODELAN STRUKTUR.....	88
4.3.1. Penjelasan Umum	88
4.3.2. Pembebanan Struktur Utama.....	89
4.3.3. Pembebanan Gempa Dinamis	91
4.3.4. Kombinasi pembebanan	94
4.3.5. Kontrol desain.....	94
4.4. PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER.....	104
4.4.1. Perencanaan Link.....	104
4.4.2. Balok diluar link	109
4.4.3. Perencanaan bresing.....	113
4.4.4. Perencanaan balok induk	116
4.4.5. Perencanaan Kolom	131
4.4.6. Penulangan balok induk beton	134
4.4.7. Perencanaan Kolom Beton.....	139
4.5. PERENCANAAN SAMBUNGAN	143
4.5.1. Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak.....	143
4.5.2. Sambungan Balok Tangga	148
4.5.3. Sambungan Bresing	154
4.5.4. Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	161
4.5.5. Sambungan Antar Kolom.....	167

4.5.6. Sambungan Kolom dengan <i>Base Plate</i>	169
4.6. PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH	174
4.6.1. Perencanaan <i>Basement</i>	174
4.6.2. Perencanaan dinding geser <i>basement</i>	177
4.6.3. Perencanaan Pondasi	190
4.6.4. Perencanaan Poer Pada Kolom	203
4.6.5. Penulangan Poer	206
4.6.6. Perencanaan Sloof Pondasi	210
BAB V PENUTUP	215
5.1. KESIMPULAN	215
5.2. SARAN	217
DAFTAR PUSTAKA	218
LAMPIRAN.....	221

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1. Jenis-Jenis Konfigurasi SRBE	5
Gambar 2.2. Gaya yang bekerja pada <i>link</i>	8
Gambar 2.3. Mekanisme Energi Disipasi	9
Gambar 2.4. Link Geser dengan Pengaku Badan (<i>Web Stiffner</i>)	12
Gambar 2.5. Contoh Balok Komposit	13
Gambar 2.6. Gambar Kolom Komposit.....	14
Gambar 2.7. Kolom Baja Berselubung	14
Gambar 2.8. Jenis Pondasi Dangkal	17
Gambar 2.9. Jenis Pondasi Dalam : a). Pondasi Sumuran b). Pondasi Tiang.....	18
Gambar 3.1. <i>Flowchart</i> Penyelesaian Tugas Akhir	19
Gambar 3.2. Lanjutan <i>Flowchart</i> Penyelesaian Tugas Akhir	20
Gambar 3.3. Koefisien risiko terpetakan, perioda respon spektral 0.2 detik.....	29
Gambar 3.4. Koefisien risiko terpetakan, perioda respon spektral 1 detik	30
Gambar 3.5. Spektrum Respon Desain	33
Gambar 3.6. Penampang <i>Base Plate</i>	43
Gambar 3.7. Tekanan aktif pasif tanah	45
Gambar 3.8. Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Beban Kolom	48
Gambar 4. 1 Potongan Penampang Balok Induk 40/60	50
Gambar 4. 2 Denah Pelat Atap Apartemen.....	53
Gambar 4. 3 Potongan Pelat Atap Apartemen	54
Gambar 4. 4 Denah Pelat Lantai Apartemen	55
Gambar 4. 5 Potongan Pelat Atap Apartemen	56
Gambar 4. 6 Balok Anak Atap Apartemen	56
Gambar 4. 7 Diagram Momen Balok Anak Atap Apartemen	59
Gambar 4. 8 Balok Anak Lantai Apartement	61
Gambar 4. 9 Diagram Momen Balok Anak Lantai Apartement	63
Gambar 4. 10 Spesifikasi Lift.....	66
Gambar 4. 11 Potongan Spesifikasi Lift	66
Gambar 4. 12 Denah Tangga.....	71

Gambar 4. 13 Pelat Anak Tangga.....	71
Gambar 4. 14 Pelat Bordes dan Pembagian Balok Bordes	76
Gambar 4. 15 Balok Bordes Tangga A.....	77
Gambar 4. 16 Pembebanan Balok Utama Tangga	81
Gambar 4. 17 Pembebanan pada Balok Penumpu Tangga	85
Gambar 4. 18 Struktur 3D Gedung Apartemen Tamansari Iswara	88
Gambar 4. 19 Grafik Spektral Percepatan Gempa Surabaya	93
Gambar 4. 20 Gaya Dalam Link Memanjang	104
Gambar 4. 21 Gaya Dalam Link Melintang.....	107
Gambar 4. 22 Gaya Dalam Balok Diluar Link Memanjang.....	109
Gambar 4. 23 Gaya Dalam Balok Diluar Link Melintang	111
Gambar 4. 24 Gaya dalam Balok Induk Melintang Sebelum Komposit.....	118
Gambar 4. 25 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Setelah Komposit.....	119
Gambar 4. 26 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Sebelum Komposit.....	125
Gambar 4. 27 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Setelah Komposit.....	126
Gambar 4. 28 Gaya Dalam pada Balok Induk Beton.....	135
Gambar 4. 29 Diagram Interaksi Kolom 100/100.....	140
Gambar 4. 30 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn	140
Gambar 4. 31 Sambungan Balok Atap Apartemen dengan Balok Induk	143
Gambar 4. 32 Detail Pelat Penyambung Badan Balok Induk ...	145
Gambar 4. 33 Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk	146
Gambar 4. 34 Detail Pelat Penyambung Badan Balok Induk ...	147
Gambar 4. 35 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga.....	148
Gambar 4. 36 Detail Pelat Siku Penyambung	150
Gambar 4. 37 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom	151
Gambar 4. 38 Detail Pelat Penyambung	152

Gambar 4. 39 Sambungan pada Bresing.....	154
Gambar 4. 40 Detail Sambungan Pelat pada Sayap Balok Bresing	155
Gambar 4. 41 Detail Sambungan Pelat pada Pelat Buhul	157
Gambar 4. 42 Detail Sambungan Pelat pada Badan Bresing	159
Gambar 4. 43 Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	161
Gambar 4. 44 Detail <i>Single Plate</i> Penyambung.....	163
Gambar 4. 45 Detail Sambungan <i>Diaphragm Plate</i> dengan Sayap Balok	166
Gambar 4. 46 Sambungan Antar Kolom	167
Gambar 4. 47 Sambungan Kolom dengan <i>Baseplate</i>	169
Gambar 4. 48 Dimensi Dinding Penahan Tanah.....	180
Gambar 4. 49 Gaya pada Dinding Penahan Tanah	182
Gambar 4. 50 Ilustrasi Kekuatan Tiang terhadap Gaya Lateral	201
Gambar 4. 51 Area Kritis Geser Akibat Kolom.....	203
Gambar 4. 52 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang.....	205
Gambar 4. 53 Pembebanan Poer Kolom Tipe I (Arah Sumbu X)	207
Gambar 4. 54 Pembebanan Poer Kolom Tipe I (Arah Sumbu X)	208
Gambar 4. 55 Diagram Interaksi Sloof	211
Gambar 4. 56 Hasil Penulangan SpColumn	212

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. Klasifikasi <i>Link</i>	11
Tabel 3.1. Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa	25
Tabel 3.2. Faktor Keutamaan Gempa	28
Tabel 3.3. Klasifikasi Situs.....	28
Tabel 3.4. Koefisien Situs F_a	30
Tabel 3.5. Koefisien Situs F_v	31
Tabel 3.6. Kategori Resiko S_{DS}	31
Tabel 3.7. Kategori Resiko S_{D1}	31
Tabel 3.8. Faktor R , C_d , dan Ω untuk Sistem Penahan Gaya Gempa.....	32
Tabel 3.9. Nilai parameter perioda Pendekatan C_t dan x	35
Tabel 3.10. Batasan Rasio Lebar-terhadap-Ketebalan untuk Elemen Baja Tekan dalam Komponen Struktur Komposit yang Menahan Aksial Tekan.....	37
Tabel 4. 1 Beban Mati Keseluruhan Bangunan.....	51
Tabel 4. 2 Beban Hidup Keseluruhan Bangunan	52
Tabel 4. 3 Perhitungan N Rata-Rata.....	91
Tabel 4. 4 Parameter Gempa Surabaya untuk Situs E.....	92
Tabel 4. 5 Rekapitulasi Beban Mati Tambahan	95
Tabel 4. 6 Rekapitulasi Beban Mati	96
Tabel 4. 7 Rekapitulasi Beban Mati Kolom, Bracing, dan Shearwall	96
Tabel 4. 8 Rekapitulasi Beban Hidup.....	97
Tabel 4. 9 Hasil Perhitungan Berat Struktur	97
Tabel 4. 10 Partisipasi Massa	98
Tabel 4. 11 Gaya Geser Dasar.....	100
Tabel 4. 12 Kontrol Simpangan Antar Lantai Sumbu X ..	101
Tabel 4. 13 Kontrol Simpangan Antar Lantai Sumbu Y ..	102
Tabel 4. 14 Kontrol Sistem Ganda	103
Tabel 4. 15 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai 1	176

Tabel 4. 16 Gaya Aksial dan Momen dari ETABS	177
Tabel 4. 17 Perhitungan Momen pada Tanah Aktif	181
Tabel 4. 18 Perhitungan Momen pada Tanah Pasif.....	182
Tabel 4. 19 Perhitungan Momen Dinding Penahan Tanah	183
Tabel 4. 20 Rekapitulasi Penulangan Pelat Dasar <i>Basement</i>	189
Tabel 4. 21 Rekapitulasi Pengolahan Data Tanah.....	193
Tabel 4. 22 Lanjutan Tabel 4.21.....	194
Tabel 4. 23 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1	195
Tabel 4. 24 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 2	195
Tabel 4. 25 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 3	195
Tabel 4. 26 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 4	196
Tabel 4. 27 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 1	198
Tabel 4. 28 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 2	198
Tabel 4. 29 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 3	199
Tabel 4. 30 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 4	199
Tabel 4. 31 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 1.....	200
Tabel 4. 32 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 2.....	200
Tabel 4. 33 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 3.....	200
Tabel 4. 34 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 4.....	201
Tabel 4. 35 Rekapitulasi Penulangan Poer	209

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Meningkatnya jumlah pertumbuhan penduduk berdampak pada kebutuhan lahan hunian yang semakin tinggi dengan keterbatasan lahan yang ada. Hal ini mengakibatkan kebutuhan akan gedung sebagai tempat tinggal semakin meningkat dan merata di seluruh kota-kota besar di Indonesia. Pada umumnya, pembangunan gedung apartemen di Indonesia menggunakan struktur beton bertulang. Sedangkan, kondisi wilayah di Indonesia termasuk dalam zona Ring of Fire dimana terdapat aktifitas seismik atau gempa bumi. Dalam pembangunan gedung bertingkat ini digunakan sistem konstruksi baja komposit dengan sistem rangka bresing eksentris sebagai salah satu alternatif penahan gempa.

Baja memiliki sifat daktil (tidak getas), dimana baja mampu berdeformasi tanpa kehilangan kekuatan yang membuat struktur langsung mengalami keruntuhan. Konstruksi baja juga memiliki berat yang relatif lebih ringan dari pada material lain dan juga memiliki kemampuan yang cukup tinggi, dan dalam pelaksanaan jauh lebih cepat dibanding material lain. Perencanaan suatu struktur bangunan tahan gempa merupakan kebutuhan yang tidak dapat dihindari. Tujuan desain bangunan tahan gempa merupakan untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur dan jatuhnya korban jiwa. Salah satu rangka baja adalah Sistem Rangka Bresing Eksentrik (SRBE), SRBE mampu menahan gaya lateral yang terjadi dengan baik dikarenakan SRBE mempunyai nilai daktilitas yang tinggi seperti Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) dan memberikan tingkat kekakuan elastis yang tinggi seperti Sistem Rangka Bresing Konsentrik (SRPK) (Danesmand & Hashemi, 2011). Tinggi nya nilai daktilitas pada SRBE disebabkan oleh ada nya elemen link yang berfungsi sebagai pendisipasi energi ketika struktur menerima beban gempa. Pendisipasian energi ini diwujudkan dalam bentuk plastifikasi pada elemen link.

Dalam pengerjaan tugas akhir ini, akan dilakukan modifikasi gedung Apartemen Tamansari Iswara yang berlokasi di kota Surabaya. Apartemen Tamansari Iswara merupakan gedung dengan struktur utama beton bertulang dengan ketinggian 20 lantai dan 1 lantai basement. Dibutuhkan alternatif material seperti baja yang mampu mempertahankan struktur nya terhadap beban gempa Surabaya, maka diusulkan judul “Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Apartemen Tamansari Iswara Menggunakan Struktur Baja Komposit dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris di Surabaya”.

1.2. Rumusan Masalah

1.2.1. Permasalahan Utama

Bagaimana merencanakan modifikasi struktur gedung apartemen Tamansari Iswara dengan menggunakan struktur baja komposit dengan sistem rangka bresing eksentris?

1.2.2. Rincian Permasalahan

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* penampang elemen struktur gedung apartemen Tamansari Iswara?
2. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat, balok anak, tangga, dan balok penggantung lift?
3. Bagaimana memodelkan dan melakukan analisis struktur dengan program bantu?
4. Bagaimana merencanakan pengaku eksentris dan *link*?
5. Bagaimana merencanakan struktur primer yang meliputi balok dan kolom?
6. Bagaimana merencanakan sambungan yang akan diterapkan sesuai kriteria struktur?
7. Bagaimana merencanakan pondasi yang sesuai dengan beban dan kondisi tanah yang ada?
8. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dalam bentuk gambar teknik?

1.3. Tujuan

Tujuan dari modifikasi ini adalah :

1. Menentukan *preliminary design* penampang elemen struktur gedung apartemen Tamansari Iswara.
2. Merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat, balok anak, tangga, dan balok penggantung lift.
3. Memodelkan dan menganalisa struktur dengan program bantu.
4. Merencanakan pengaku eksentris dan *link*.
5. Merencanakan struktur primer yang meliputi balok dan kolom.
6. Merencanakan sambungan yang akan diterapkan sesuai kriteria struktur.
7. Merencanakan pondasi yang sesuai dengan beban dan kondisi tanah yang ada.
8. Menuangkan hasil perenanaan struktur dalam bentuk gambar teknik.

1.4. Batasan Masalah

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

1. Perencanaan struktur gedung apartemen Tamansari Iswara ini dimaksudkan sebagai bahan studi sehingga tidak mempertimbangkan aspek ekonomi.
2. Tidak membahas detail metode pelaksanaan.
3. Tidak meninjau dari segi arsitektur serta tidak mempertimbangkan sistem sanitasi dan *mechanical electrical plumbing*.

1.5. Manfaat

Manfaat yang diperoleh dari modifikasi ini, antara lain :

1. Menambah wawasan dan dapat mengaplikasikan teori yang didapat selama kuliah.

2. Tersedianya rancangan gedung Apartemen Tamansari Iswara dengan baja komposit dan Sistem Rangka Bresing Eksentris di Surabaya.
3. Memberikan alternatif sistem struktur lain yang lebih efisien

BAB II

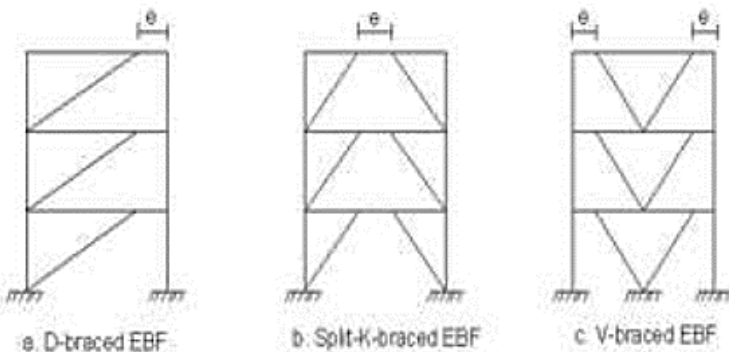
TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Sistem Rangka Bresing Eksentrik

2.1.1. Pengertian

Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE) 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. Konsep perencanaan SRBE yang berdasarkan keseimbangan mekanisme kelelahan akan mencegah terjadinya car acara keruntuhan yang tidak diinginkan yaitu elemen-elemen struktur tidak mengalami penurunan kekakuan dan kekuatan saat struktur menerima beban lateral (Fihari, 2010)



Gambar 2.1. Jenis-Jenis Konfigurasi SRBE
(Sumber: AISC, 2010)

2.1.2. Konsep Perencanaan SRBE

Untuk mendesain SRBE, pendekatan umum yang harus dilakukan agar mendapatkan kekuatan struktur yang baik adalah :

1. Tiga variable utama dalam mendesain SRBE adalah konfigurasi pengaku, panjang link, dan profil link yang dipakai (Roy Becker, 1996)
2. Link adalah elemen terlemah dalam SRBE, dan elemen struktur yang lain seperti balok, kolom, dan sambungan harus lebih kuat dari link (Engelhardt, 2007)
3. Dapat dipasang stiffener dan pengaku lateral untuk menunjang daktilitas (Engelhardt, 2007)
4. Cek link agar dapat memenuhi daktilitas yang diperlukan (Engelhardt, 2007)
5. Link harus memenuhi perbandingan lebar terhadap tebal sesuai dengan table 15.7-1 (SNI 03-1729-2002)
6. Tegangan leleh bahan baja yang digunakan pada link tidak boleh melebihi 350 Mpa (SNI 03-1729-2002)
7. Mendesain SRBE sesuai dengan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13

SRBE diharapkan dibangun dengan deformasi inelastis yang signifikan pada link saat subjek/struktur mengalami gaya yang dihasilkan oleh gaya gempa. Pengaku diagonal, kolom, dan bagian balok diluar elemen link harus didesain untuk memikul sisa tegangan elastis dibawah tegangan maksimum yang dihasilkan dari link pada saat leleh pemuh dan saat mencapai tegangan tinggi (Bruneau, dkk, 1998).

Dengan membuat link menjadi komponen terlemah dalam sebuah SRBE, elemen ini diijinkan mengalami deformasi yang cukup besar maka sistem bresing direncanakan untuk tidak mengalami kelelahan baik tarik maupun tekuk. Hal ini dimaksudkan agar kestabilan elemen link terjaga dengan baik.

2.1.3. Perilaku link beam

2.1.3.1. Gaya dalam pada link

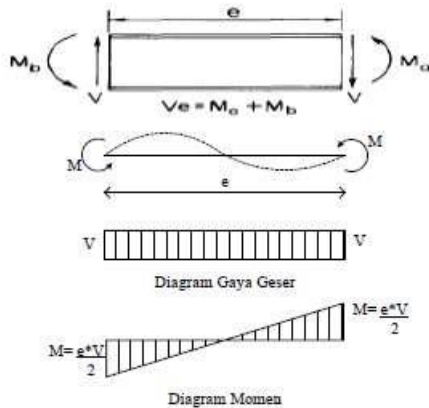
Link beam merupakan elemen balok pendek yang direncanakan mengalami kelelahan lebih awal pada saat bekerjanya beban lateral pada struktur. Pada bagian *link* ini bekerja gaya geser (*shear*) pada kedua ujung *link* dengan besar yang sama dan arah yang berlawanan. Gaya geser yang bekerja tersebut mengakibatkan 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

$$\ell = \frac{2M_p}{V_p}$$

2.1

Dimana:

- ℓ = 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 2.2. Gaya yang bekerja pada link
(Sumber : Engelhardt dan Popov, 1988; Becker dan Ishler, 1996)

2.1.3.2. 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 $M_p = Z_x f_y$, dan link leleh akibat geser membentuk sebuah sendi geser. Link geser mempunyai sifat sangat daktail 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 fraktur pada sambungan las ujung pada saat terjadi mode keruntuhan batas (Budiono, 2010)

2.1.3.3. Mekanisme Energi Disipasi pada Link

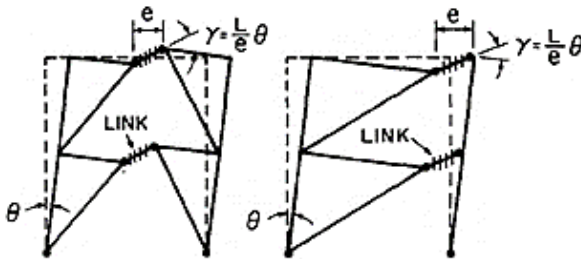
Menurut Engelhardt (2007) pada desain struktur penahan gempa dengan SRBE perlu diperhitungkan besar rotasi plastis yang akan dialami oleh link. Pada tahap ini lebih mudah menggunakan mekanisme disipasi energi (juga disebut mekanisme kehancuran). Gambar 2.3 menunjukkan mekanisme kehancuran dari SRBE.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

$$\gamma = \frac{L}{\ell} \theta$$

2.2

Dimana :

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



Gambar 2.3. Mekanisme Energi Disipasi
(Sumber : Engelhardt dan Popov, 1988)

2.1.3.4. Jenis-Jenis Link

Panjang link (e) yang disyaratkan disesuaikan dengan klasifikasi link berdasarkan perbedaan panjang pada AISC, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Mekanisme

kelelahan link, kapasitas energi disipasi dan mode kegagalan sangat erat hubungannya dengan faktor panjang dari link. Untuk link pendek, perilaku inelastic dominan terhadap gaya geser, sebaliknya untuk link panjang perilaku inelastik didominasi oleh lentur. Untuk link antara (intermediate link), kelelahan dipengaruhi oleh geser dan lentur. 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) sebelum momen ujung mencapai momen plastis (M_p) dan link leleh akibat geser membentuk sebuah sendi geser. Link geser mempunyai sifat sangat daktail dengan kapasitas inelastik yang melebihi kapasitas geser badan, sehingga kegagalan buckling terjadi pada web (Yurisman, 2010).

Berdasarkan ukuran panjang link, dikenal klasifikasi jenis link yang dapat dilihat pada **Tabel 2.1**.

Tabel 2.1. Klasifikasi *Link*

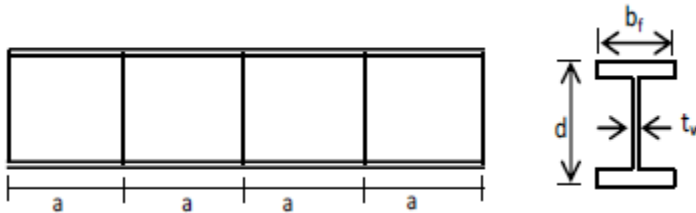
Jenis <i>Link</i>	Syarat <i>Link</i>	Rotasi	Jarak Pengaku Maksimum	Keterangan
Geser murni	$e \leq \frac{1,6Mp}{Vp}$	0,08	30.tw – d/5	Leleh pada <i>link</i> didominasi oleh geser penuh
Dominan geser	$\frac{1,6Mp}{Vp} \leq e \leq \frac{2,6Mp}{Vp}$	*Interpolasi Linier	1 dan 3 dipenuhi	Leleh pada <i>link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

(Sumber : SNI 1729-2002)

2.1.3.5. Pengaku Link

Pendetailan pada web link beam yaitu berupa pemberian web stiffner dapat memberikan perilaku link beam yang stabil, daktail serta terkontrol dibawah pembebanan cyclic (gempa). Full depth stiffner dibutuhkan pada kedua ujung link untuk mentransfer gaya geser pada elemen penahan, sehingga membutuhkan pengaku web untuk mencegah terjadinya tekuk (buckling). Dan full depth stiffner juga dibutuhkan ditengah-tengah link (intermediate web stiffner) agar efektif dalam menahan tekuk geser pada web link dan dalam membatasi pengurangan kekuatan (strength degradation) akibat adanya flange local buckling dan lateral torsional buckling.

Pengaku disambungkan ke link web dan link flanges dengan cara dilas (fillet welded). Gambar 2.4 menunjukkan link geser profil WF dengan jarak pengaku badan sebesar a . berdasarkan AISC 2010 jarak pengaku badan (intermediate web stiffner) untuk link geser tidak boleh kurang dari $30t_w - d/5$ dan ketebalan pengaku tidak boleh kurang dari t_w atau 10 mm.



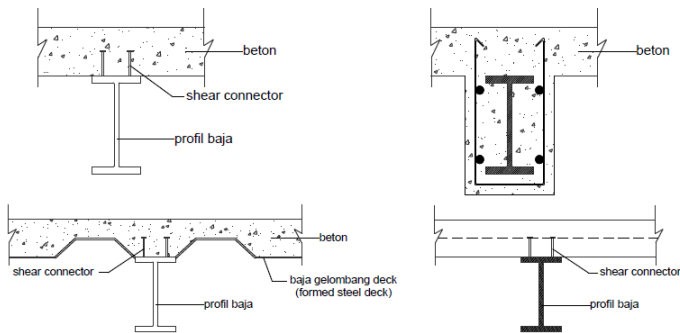
Gambar 2.4. Link Geser dengan Pengaku Badan (Web Stiffner)
(Sumber : Kasai dan Popov, 1986)

2.2. Balok Komposit

Balok adalah komponen struktur yang memikul beban-beban gravitasi, seperti beban mati dan beban hidup. Komponen struktur balok merupakan kombinasi dari elemen tekan dan elemen Tarik. Berikut beberapa jenis balok pada bangunan :

- Joist: Balok-balok tegak lurus dengan jarak kecil untuk memikul
- Lintel: Balok pada dinding terbuka
- Sprindel: Balok yang memikul dinding luar suatu bangunan
- Stringer: Balok tegak lurus arah jembatan pada lantai kendaraan jembatan
- Floor Beam: Balok tegak lurus arah jembatan yang berfungsi meneruskan beban dari “stringer” ke pemikul utama (rangka batang, balok girder)
- Girder: Balok besar yang biasanya dipakai untuk istilah balok utama pada struktur jembatan
- Gording: Balok untuk memikul atap pada struktur rangka batang (kuda-kuda atap)

Balok komposit adalah sebuah balok yang kekuatannya bergantung pada interaksi mekanis diantara dua atau lebih bahan. Pada dasarnya aksi komposit pada balok komposit dapat tercapai atau tidaknya tergantung pada penghubung gesernya. Biasanya penghubung geser diletakkan disayat atas profil baja. Hal ini bertujuan untuk mengurangi terjadinya slip pada pelat beton dengan balok baja. Beberapa contoh balok komposit ditunjukkan pada Gambar 2.5.



Gambar 2.5. Contoh Balok Komposit

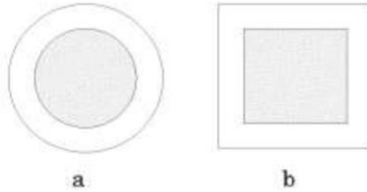
(Sumber : Isdarmanu, 2006)

2.3. Kolom Komposit

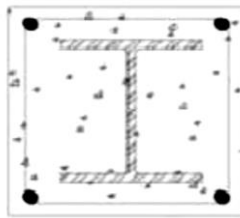
2.3.1. Tipe Kolom Concrete Filled Steel Tube

Kolom komposit didefinisikan sebagai kolom baja yang dibuat dari potongan baja giling (rolled) built-up dan di cor di dalam beton struktural atau terbuat dari tabung atau pipa baja dan diisi dengan beton struktural (Salmon & Jonson, 1996). Ada dua tipe komposit yaitu :

- Kolom komposit yang terbuat dari profil baja yang diberi selubung beton di sekelilingnya (kolom baja berselubung beton), seperti Gambar 2.6 (a) (Husada,2013)
- Kolom komposit terbuat dari penampang baja berongga (kolom baja berintikan beton), seperti gambar 2.6 (b) (Husada, 2013)



Gambar 2.6. Gambar Kolom Komposit
(Sumber: Husada, 2013)



Gambar 2.7. Kolom Baja Berselubung
(Sumber: Husada, 2013)

Kolom komposit baik itu kolom baja berselubung beton atau kolom baja berintikan beton merupakan suatu lokasi hemat untuk suatu kasus dimana kapasitas beban tambahan yang diinginkan lebih besar dibandingkan dengan penggunaan kolom baja sendiri. Kolom komposit juga menjadi solusi jika beban yang terjadi pada struktur kolom sangatlah besar, maka penambahan material beton pada struktur kolom dapat memikul beban yang terjadi, sehingga ukuran profil baja tidak perlu diperbesar lagi (Mursid, 2013)

2.3.2. Kelebihan Kolom Concrete Filled Steel Tube

Kolom CFT mempunyai beberapa keuntungan daripada baja dan beton yang dipisah. Berikut merupakan keuntungan utamanya :

1. Interaksi antara pipa baja & beton (Morino, 2001) :

- a. Peristiwa tekuk lokal dari pipa baja akan lambat, dan pengurangan kekuatan akibat tekuk lokal akan ditahan oleh beton.
 - b. Kekuatan beton akan bertambah akibat penggabungan dengan pipa baja.
 - c. Penyusutan dan retak dari beton akan jauh lebih kecil dari beton bertulang.
- 2. Penampang (Morino, 2001) :
 - a. Rasio baja dari CFT jauh lebih banyak dari beton bertulang.
 - b. Baja dari penampang CFT berperilaku plastis dengan baik saat tertekuk karena baja di penampang terluar.
- 3. Efisiensi Konstruksi (Morino, 2001) :
 - a. Tidak memerlukan tulangan dan bekisting sehingga tidak memerlukan banyak tenaga manusia dan menghemat biaya konstruksi.
 - b. Tempat konstruksi terjaga bersih.
- 4. Tahan Kebakaran (Morino, 2001) :
 Beton meningkatkan performa anti kebakaran yang dapat mengurangi jumlah bahan tahan api

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 :

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 telapak

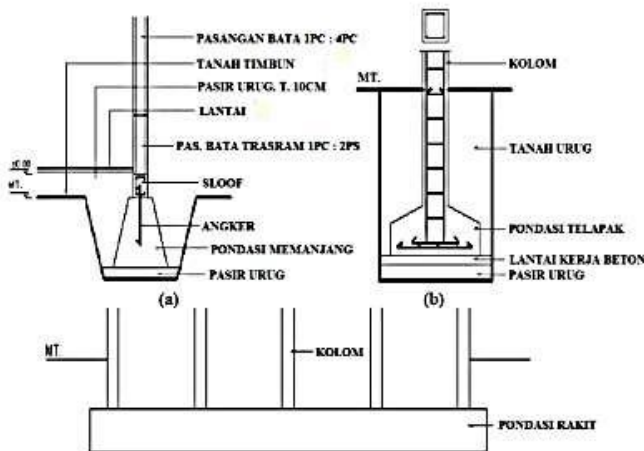
Pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom atau pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit dibawah permukaan tanah.

- b. Pondasi memanjang

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

c. Pondasi rakit (raft foundation)

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



Gambar 2.8. Jenis Pondasi Dangkal
(Sumber: Sostrodarsono, Nakazawa.1984)

2. Pondasi Dalam

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

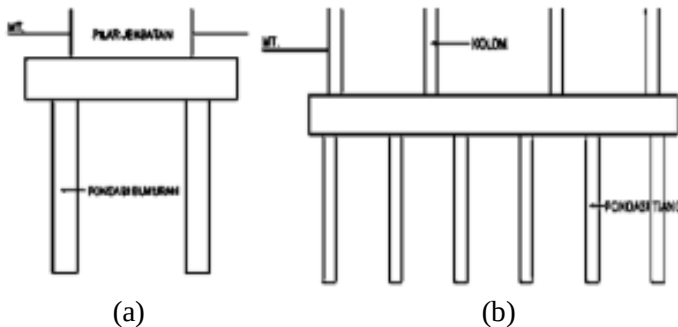
a. Pondasi Sumuran (Pier Foundation)

Pondasi sumuran merupakan pondasi peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relative dalam, dimana pondasi sumuran nilai kedalaman (D_f)

dibagi lebar (B) lebih kecil atau sama dengan 4, sedangkan pondasi dangkal $D_f/B \leq 1$.

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.



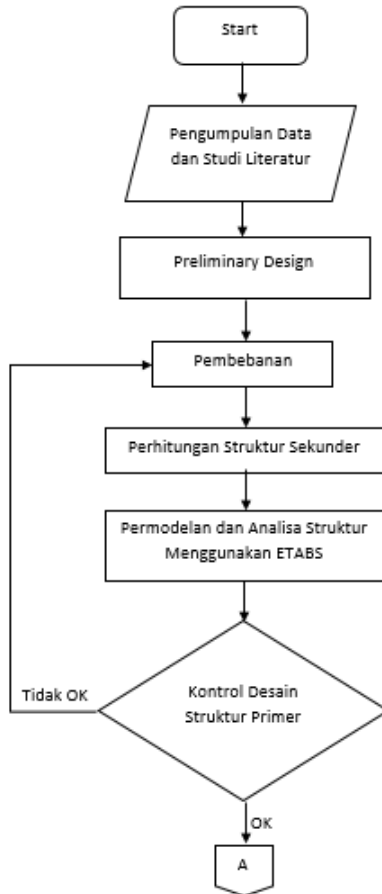
Gambar 2.9. Jenis Pondasi Dalam : a). Pondasi Sumuran b).
Pondasi Tiang

(Sumber : Sostrodarsono, Nakazawa.1984)

BAB III METODOLOGI

3.1. Flowchart Penyelesaian Tugas Akhir

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



Gambar 3.1. *Flowchart* Penyelesaian Tugas Akhir



Gambar 3.2. Lanjutan *Flowchart* Penyelesaian Tugas Akhir

3.2. Metodologi Pengerjaan Tugas Akhir

Data diagram alur di atas dapat dijelaskan dalam metodologi yang dipakai pada penyusunan tugas akhir ini, diantaranya adalah sebagai berikut :

3.2.1. Pengumpulan Data dan Studi Literatur

Data yang dibutuhkan dalam penyelesaian tugas akhir ini diantaranya adalah data umum bangunan, data bangunan setelah dimodifikasi, data gambar, dan data tanah.

3.2.1.1. Pengumpulan Data

Mencari data umum bangunan dan data tanah gedung Apartemen Tamansari Iswara.

- a. Data umum bangunan sebelum dimodifikasi
 - Nama Gedung : Apartemen Tamansari Iswara
 - Lokasi : Jl. Cut Meutia Raya No.2 Bekasi
 - Fungsi : Apartement
 - Jumlah Lantai : 31 lantai, 2 lantai basement
 - Tinggi Gedung : 106,3 m
 - Material : Beton Bertulang
 - Sistem Struktur : Sistem Ganda

- b. Data bangunan setelah dimodifikasi
 Nama Gedung : Apartemen Tamansari Iswara
 Lokasi : Surabaya
 Fungsi : Apartement
 Jumlah : 20 lantai, 1 lantai basement
 Tinggi Gedung : 70 m
 Material : Balok baja dengan dek dan kolom Concrete Filled-Steel Tube
 Sistem Struktur : Sistem Rangka Bresing Eksentrik berkonfigurasi inverted V-Braced (Sistem Ganda)
- c. Data Gambar
 Data gambar yang digunakan adalah gambar struktur dan arsitektur (terlampir).
- d. Data tanah
 Data tanah yang digunakan berupa data tanah boring. Data ini digunakan untuk mengetahui jenis tanah pada lokasi studi dimana nanti nya menjadi faktor pengaruh gempa terhadap bangunan yang ditinjau. Data pengujian tanah terlampir.

3.2.1.2. Studi Literatur

Melakukan studi terhadap literatur yang berkaitan dengan topik Tugas Akhir mengenai perencanaan bangunan struktur baja menggunakan Sistem Rangka Bresing Eksentrik. Literatur yang digunakan adalah sebagai berikut :

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

3.2.2. Preliminary Design

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

3.2.2.1. Perencanaan Struktur Sekunder

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen struktur, penentuan mutu bahan atau material struktur dan merencanakan dimensi profil yang akan digunakan yang meliputi :

1. Plat Lantai
2. Balok anak
3. Balok penggantung lift
4. Tangga

3.2.2.2. Perencanaan Struktur Utama

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen struktur, penentuan mutu bahan atau material struktur dan merencanakan dimensi profil yang akan digunakan yang meliputi :

1. Perencanaan panjang link

Ketentuan mengenai panjang link (ℓ) adalah sebagai berikut :

Link geser (*short links*) :

$$\ell \leq \frac{1,6Mp}{V_p} \quad 3.1$$

Link *medium* (*intermediate links*):

$$\frac{1,6Mp}{V_p} \leq \ell \leq \frac{2,6Mp}{V_p} \quad 3.2$$

Link lentur (*long links*)

$$\ell \geq \frac{2,6Mp}{V_p} \quad 3.3$$

2. Perencanaan dimensi balok.
3. Perencanaan dimensi kolom.

3.2.3. Perhitungan Beban Struktur

Perhitungan beban terhadap struktur adalah sebagai berikut :

3.2.3.1. Beban Mati

Beban mati adalah berat semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap. Beban mati ini terdiri dari berat sendiri bangunan yang diterima oleh oleh struktur gedung. Berdasarkan PPIUG 1983 Bab 2 Tabel 2.1 besarnya beban mati adalah sebagai berikut :

- Baja : 7850 kg/m^3
- Beton Bertulang : 2400 kg/m^3
- Dinding pasangan bata ringan : 200 kg/m^3
- Plafond : 11 kg/m^2
- Penggantung Plafond : 7 kg/m^2
- Berat volume AC dan pemipaan : 25 kg/m^2
- Penutup lantai : 24 kg/m^2
- Aspal : 14 kg/m^2

3.2.3.2. Beban Hidup

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penggunaan suatu gedung, termasuk beban-beban yang dapat bergerak atau bersifat sementara. Berdasarkan PPIUG 1983 Bab 3 Pasal 3.2 dan Tabel 3.1 besarnya beban hidup adalah sebagai berikut :

- Beban hidup pada atap : 100 kg/m^2
- Beban hidup pada lantai : 250 kg/m^2

3.2.3.3. Beban Gempa

Untuk peraturan yang digunakan pada pembebanan gempa adalah SNI 1726-2012. Berikut parameter-paramter yang perlu diperhatikan :

1. Mengklasifikasi Kategori Resiko Bangunan dan Faktor Keutamaan Gempa. Klasifikasi berdasarkan Kategori Resiko Bangunan dapat dilihat pada Tabel 1 SNI 1726-2012. Untuk faktor keutamaan gempa tertulis pada Tabel 2 SNI 1726-2012.
2. Definisi Kelas Situs. Tipe kelas situs ditetapkan sesuai Tabel 3 SNI 1726-2012.
3. Koefisien Situs dan Parameter Respons Spektral. Respon spektral terdiri dari dua parameter yaitu parameter spektral respons percepatan pada periode pendek (SMS) dan parameter spektral respons percepatan pada periode 1 detik (S1). Parameter-parameter tersebut disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs yang telah ditentukan dalam perumusan :

$$\text{SMS} = F_a S_s \text{ (Pasal 6.2 SNI 1726-2012)} \quad \mathbf{3.4}$$

$$\text{SM1} = F_v S_1 \text{ (Pasal 6.2 SNI 1726-2012)} \quad \mathbf{3.5}$$

Dimana :

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan pada periode pendek

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan pada periode 1 detik

F_a dan F_v adalah koefisien situs yang telah ditetapkan pada Tabel 4 dan 5 SNI 1726-2012.

Menentukan faktor keutamaan gempa:

Tabel 3.1. Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis Pemafaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk, antara lain: -Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan -Fasilitas sementara -Gudang penyimpanan -Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ Rumah susun - Pusat perbelanjaan/ Mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: -Bioskop -Gedung pertemuan -Stadion -Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat	III

Tabel 3.1. Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis Pemakaian	Kategori Resiko
-Fasilitas penitipan anak -Penjara -Bangunan untuk orang jompo Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: -Pusat pembangkit listrik biasa -Fasilitas penanganan air -Fasilitas penanganan limbah -Pusat telekomunikasi Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III
Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:	IV

Tabel 3.1. Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis Pemakaian	Kategori Risiko
- Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas public lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	IV

(Sumber: SNI 1726:2012 Pasal 4.1.2)

Menentukan klasifikasi situs:

Tabel 3.2. Faktor Keutamaan Gempa

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

(Sumber: SNI 1726:2012 Pasal 5.3)

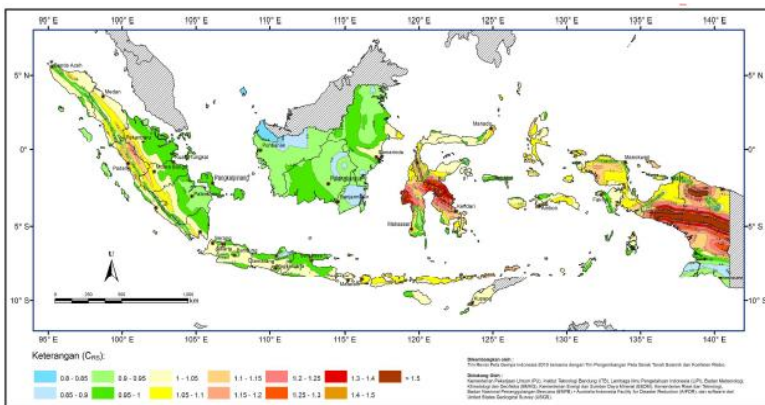
Tabel 3.3. Klasifikasi Situs

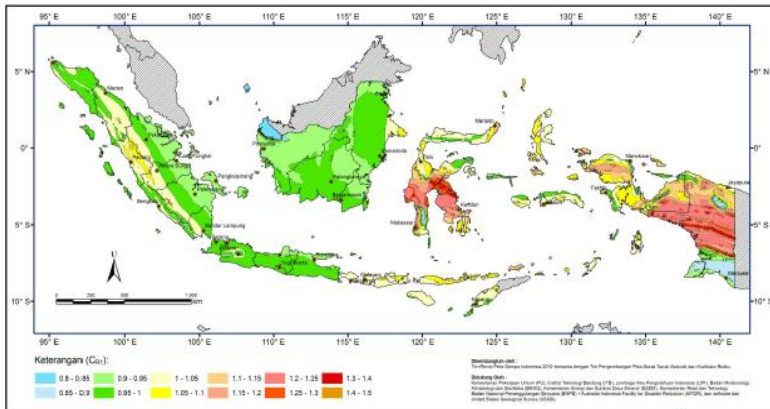
Kelas Situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500 m/s	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500 m/s	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750 m/s	>50	≥ 100 kN/m ²
SD (tanah sedang)	175 sampai 350 m/s	15-50	50 sampai 100 kN/m ²
SE (tanah lunak)	< 175 m/s	< 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		

Tabel 3.3. Klasifikasi Situs

Kelas Situs	N atau N_{ch}	S_u (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, tnaah 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 Pasal 5.3)





Gambar 3.4. Koefisien risiko terpetakan, perioda respon spektral 1 detik

4. Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, SDS dan pada perioda 1 detik, SD1, harus ditentukan melalui persamaan berikut :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (\text{Pasal 6.2 SNI 1726-2012}) \quad 3.6$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (\text{Pasal 6.2 SNI 1726-2012}) \quad 3.7$$

Menentukan koefisien situs:

Tabel 3.4. Koefisien Situs Fa

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 1726:2012 Pasal 6.2)

Tabel 3.5. Koefisien Situs Fv

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 1726:2012 Pasal 6.2)

Menentukan kategori desain seismik:

Tabel 3.6. Kategori Resiko S_{DS}

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

(Sumber: SNI 1726:2012 Pasal 6.5)

Tabel 3.7. Kategori Resiko S_{D1}

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

(Sumber: SNI 1726:2012 Pasal 6.5)

Memilih faktor koefisien modifikasi respons (R), faktor pembesaran defleksi (Cd) dan faktor kuat lebih sistem (Ω_0) untuk sistem penahan gaya gempa:

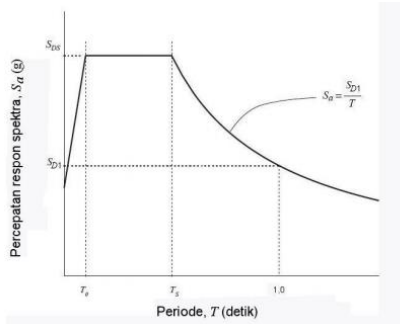
Tabel 3.8. Faktor R, Cd, dan Ω untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

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	

(Sumber: SNI 1726:2012 Pasal 7.2.2)

5. Spectrum Respons Desain

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



Gambar 3.5. Spektrum Respon Desain
(Sumber : SNI 1726-2012)

Berdasarkan Pasal 6.4 SNI 1726-2012

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad 3.8$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad 3.9$$

Untuk $T < T_0$

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad 3.10$$

Untuk $T_0 \leq T \leq T_s$

$$S_a = S_{DS} \quad 3.11$$

Untuk $T > T_s$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad 3.12$$

Dimana :

T = Periode getar fundamental struktur

S_a = Respons percepatan desain

6. Kategori Desain Seismik

Kategori Desain Seismik dievaluasi berdasarkan Tabel 6 SNI 1726-2012 untuk nilai SDS dan Tabel 7 untuk nilai SD1 kemudian diambil yang paling berat dari kedua table tersebut.

3.2.3.4. Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan SNI 1726-2012 kombinasi pembebanan harus dirancang sebagai berikut :

Kombinasi beban untuk metoda ultimit

1. $1,4D$
2. $1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$
3. $1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
4. $1,2D + 1,0W + 0,5(Lr \text{ atau } R)$
5. $1,2D + 1,0E + L$
6. $0,9D + 1,0W$
7. $0,9D + 1,0E$

3.2.4. Permodelan dan Analisa Struktur

Melakukan permodelan struktur menggunakan program bantu SAP2000 yang direncanakan sebagai struktur ruang 3 dimensi dengan input beban-beban di atas dan menghasilkan output gaya-gaya dalam yang digunakan untuk kontrol perhitungan elemen stuktur.

3.2.5. Kontrol Perencanaan Struktur Utama

Melakukan kontrol kemampuan struktur utama dari perencanaan yang sudah dilakukan.

3.2.5.1. Kontrol Desain

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

1. Kontrol partisipasi massa. Perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan repson total harus sekurang-kurangnya 90%.
2. Kontrol nilai akhir respon spectrum. Perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan repson total harus sekurang-kurangnya 90%.
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 dengan perumusan :

$$T = Ct \cdot hn^x \quad \mathbf{3.13}$$

Dimana nilai parameter untuk SRBE adalah :

$$Ct = 0,0731$$

$$x = 0,75$$

$$hn = \text{Tinggi gedung}$$

Tabel 3.9. Nilai parameter perioda Pendekatan Ct dan x

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

4. Kontrol kinerja struktur gedung

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.9.3.

3.2.5.2. Kontrol Perhitungan Elemen Struktur Primer

Desain elemen struktur primer dikontrol berdasarkan SNI 1729-2015 agar dapat memikul gaya-gaya yang terjadi. Perencanaan elemen struktur primer meliputi:

1. Kolom

Kolom komposit CFT menerima kombinasi normal dan lentur.

(a.) Kriteria untuk kolom komposit bagi struktur tekan.

- Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 1\% \quad 3.14$$

- Kontrol tebal minimum penampang baja berongga yang diisi beton

$$t \geq b \sqrt{\frac{f_y}{3E}} \quad 3.15$$

(b.) Kuat nominal tekan kolom komposit CFT.

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

- Untuk profil HSS yang diisi dengan beton dengan ketebalan profil baja sama di semua sisi. (SNI 1729-2015 pasal I1.4)

Tabel 3.10. Batasan Rasio Lebar-terhadap-Ketebalan untuk Elemen Baja Tekan dalam Komponen Struktur Komposit yang Menahan Aksial Tekan

Deskripsi Elemen	Rasio Lebar-terhadap-Ketebalan	λ_p Kompak / Nonkompak	λ_r Nonkompak / Langsing	Maksimum yang diizinkan
Dinding dari PSB Persegi dan Boks dengan Ketebalan Sama	b/t	$2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3,00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

(Sumber : SNI 1729-2015)

- Untuk Komponen struktur komposit yang terisi beton (SNI 1729-2015 pasal I2.2)
 - Untuk penampang kompak:

$$P_{no} = P_p \quad \mathbf{3.16}$$
 Dengan,

$$P_p = f_y A_s + C_2 f_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad \mathbf{3.17}$$
 - Untuk penampang non-kompak:

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad \mathbf{3.18}$$
 Dengan,

$$P_y = f_y A_s + 0,7 f_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad \mathbf{3.19}$$
 - Untuk penampang langsing

$$P_{no} = f_{cr} A_s + 0,7 f_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad \mathbf{3.20}$$
 - Penampang persegi diisi beton

$$f_{cr} = \frac{9E_s}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad 3.21$$

(c.) Amplifikasi momen (SNI 1729-2015 Lampiran 8.2).

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

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad 3.22$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad 3.23$$

- Pengali B_1 untuk Efek $P - \delta$ (SNI 1729-2015 Lampiran 8.2.1)

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}} \geq 1 \quad 3.24$$

Dengan,

$$\alpha = 1,00 \text{ (DFBK)}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad 3.25$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L)^2} \quad 3.26$$

Dimana EI^* adalah kekakuan lentur yang diperlukan yang harus digunakan dalam analisis ($= 0,8\tau_b EI$ bila digunakan dalam *metode analisis langsung dimana* τ_b adalah seperti ditetapkan dalam Bab C SNI 1729-2015; $= EI$ untuk panjang efektif dan metode analisis orde pertama)

- Pengali B_2 untuk Efek $P - \Delta$ (SNI 1729-2015 Lampiran 8.2.2)

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{\text{story}}}{P_{\text{estory}}}} \quad 3.27$$

Dengan,
 $\alpha = 1,00$ (DFBK)

$$P_{\text{estory}} = R_M \frac{HL}{\Delta H} \quad 3.28$$

(d.) Momen Nominal.

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

$$Mu \leq \phi Mn \quad 3.29$$

Dimana:

Mn = momen nominal

Mu = momen ultimate

Untuk profil HSS yang diisi dengan beton dengan ketebalan profil baja sama di semua sisi. (SNI 1729-2015 Pasal B4.1)

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad 3.30$$

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (kompak)} \quad 3.31$$

$$\lambda_r = 1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (tak kompak)} \quad 3.32$$

Untuk komponen struktur berpenampang kotak/persegi (SNI 1729-2015 Pasal F7)

- Untuk penampang kompak

$$Mn = Mp = f_y \times Z \quad 3.33$$

- Untuk penampang nonkompak

$$M_n = M_p - (M_p - f_y S) \left(3,57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4,0 \right) \leq M_p \quad 3.34$$

- Untuk penampang langsing
 $M_n = f_y \times S_e \quad 3.35$

$$b_e = 1,92 t_f \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(1 - \frac{0,38}{\frac{b}{t_f}} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq b \quad 3.36$$

(e.) Persamaan interaksi aksial momen

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

- Untuk $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad 3.37$$

- Untuk $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0 \quad 3.38$$

2. **Balok** (SNI 1729-2015 Pasal F1)

Pada elemen balok gaya yang bekerja adalah gaya lentur dan gaya geser. Kapasitas lentur dan gaya geser harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$\phi_b M_n > M_u \quad 3.39$$

$$\phi_v V_n > V_u \quad 3.40$$

Dengan ϕ_b adalah faktor reduksi lentur dan ϕ_v adalah faktor reduksi geser yang nilai nya sebesar 0,9. Pada perencanaan elemen balok harus dilakukan pengecekan terhadap hal-hal sebagai berikut :

(a.) Cek terhadap kelangsingan penampang (SNI 1729-2015 Tabel B4.1b)

Sayap (*flange*) :

- Penampang kompak
 $\lambda \leq \lambda_p$ 3.41
- Penampang tak kompak
 $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$ 3.42

Badan (*web*) :

- Penampang kompak
 $\lambda \leq \lambda_p$ 3.43
- Penampang tak kompak
 $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$ 3.44

(b.) Cek terhadap kapasitas lentur penampang

- Penampang kompak
 $M_n = F_y \times Z_x$ 3.45

- Penampang tak kompak

$$F_{cr} = \left[(F_y - 0,3F_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right]$$
 3.46

- Penampang langsing

$$F_{cr} = \frac{0,9E_{kc}}{\frac{b_f^2}{2t_f}}$$
 3.47

Secara umum harus dipenuhi persamaan:

$$M_u \leq \phi M_n \quad 3.48$$

Dimana :

M_n = momen nominal

M_u = momen ultimate

(c.) Cek terhadap tekuk torsi lateral (SNI 1729-2015 Pasal F2.2)

- Bentang pendek
 Syarat bentang pendek : $L_b < L_p$

- Bentang menengah
Syarat bentang menengah : $L_p \leq L_b \leq L_r$
- Bentang panjang
Syarat bentang panjang : $L_b > L_r$

(d.) Cek nominal geser (SNI 1729-2015 Pasal G2)

Kuat geser balok tergantung perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (t_w)

- Pelat badan leleh (plastis)

$$V_n = 0,6 \times f_y \times A_w \times C_v \quad \mathbf{3.49}$$

$$\phi_v V_n > V_u \text{ dengan } \phi = 0,9 \quad \mathbf{3.50}$$

3. Link

(a.) Kuat Elemen Link Beam

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

$$M_p = Z_x \cdot f_y \quad \mathbf{3.51}$$

$$V_p = 0,6 f_y (h - 2t_f) t_w \quad \mathbf{3.52}$$

(b.) Sudut Rotasi Link Beam

Sudut rotasi link beam seharusnya tidak melebihi nilai berikut :

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

3.2.5.3. Perencanaan Sambungan

1. Sambungan baut (SNI 1729-2015 pasal J3.6)

(a.) Kuat geser:

$$R_n = F_n \times A_b \quad \mathbf{3.53}$$

(b.) Kuat tumpu:

$$R_n = F_{nt} \times A_b \quad \mathbf{3.54}$$

Dari nilai di atas dipilih nilai terkecil dan dapat ditentukan jumlah baut. Jumlah baut (n) :

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} \quad 3.55$$

(c.) Kontrol jarak baut

- Jarak tepi minimum = 1,5 db atau tabel J3.4
- Jarak tepi maksimum = 12tp atau 150 mm
- Jarak minimum antar baut = 3db
- Jarak maksimum antar baut = 15 tp atau 200 mm

2. Sambungan Las (SNI 1729-2015 pasal J2.3.4)

$$R_u \leq \phi R_n \quad 3.56$$

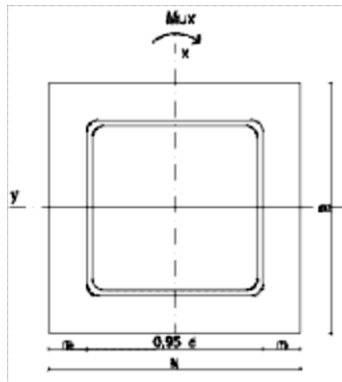
- Tahanan terhadap Bahan Dasar Las
 $R_n = F_{nw} A_{we}$ 3.57

- Tahanan terhadap Bahan Dasar Baja
 $R_n = F_{nBM} A_{BM}$ 3.58

3.2.5.4. Perencanaan *base plate*

Perhitungan *base plate*:

$$\ell = \frac{M_u x}{P_u} \quad 3.59$$



Gambar 3.6. Penampang Base Plate

Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \times N} \quad 3.60$$

- Akibat beban M_{ux}

$$f_{pb} = \frac{6M_{ux}}{B \times N^2} \quad 3.61$$

- Tekanan maksimal

$$f_{pmax} = f_{pa} + f_{pb} \quad 3.62$$

- Menentukan M_{upl}

$$m = \frac{(N - 0,95 \times D)}{2} \quad 3.63$$

$$M_{upl} = \left(f_p \left(f_{pmax} - 2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{2} \right) \right) + \left(\left(2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{3} \right) \right) \quad 3.64$$

- Menentukan tebal *base plate*

$$t = \sqrt{\frac{4M_{upl}}{\phi f_y}} \quad 3.65$$

3.2.6. Perencanaan *Basement* dan Pondasi

3.2.6.1. Perencanaan *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 :

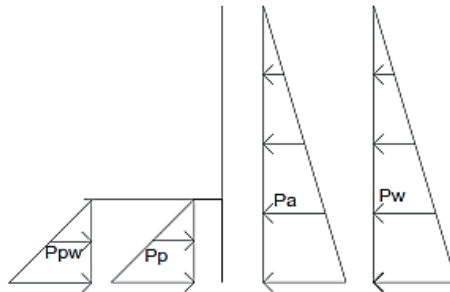
- Penulangan dinding *basement*. Penulangan dinding *basement* dihitung sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013.

- 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.

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 :

$$F_k = \frac{\sum \text{Momen penahan}}{\sum \text{Momen guling}} > 1 \quad 3.66$$

Analisa terhadap stabilitas lokal



Gambar 3.7. Tekanan aktif pasif tanah

3.2.6.2. 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.

3.2.6.3. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang 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 :

$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF} \quad 3.67$$

$$Q_l = Q_p + Q_s \quad 3.68$$

$$Q_p = C_n + A_{ujung} \quad 3.69$$

$$Q_s = \sum C_{li} \times A_{si} \quad 3.70$$

Dimana :

SF = Safety Factor = 3

C_n = 40 $\overline{N}$

C_{li} = f_{si} = N/2 ton/m² untuk tanah lempung/lanau;
N/5 ton/m² untuk tanah pasir

A_{si} = Luas selimut tiang pada segmen i = o_i x h_i

3.2.6.4. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

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

$$P_v = \frac{v}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\sum_{i=1}^n X_i^2} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\sum_{i=1}^n Y_i^2} \quad 3.71$$

Dimana:

X_i dan Y_i = 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 C_e .

$$C_e = \frac{1 - \arctan(\phi S)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \quad 3.72$$

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

$$Ql(\text{group}) = Ql (1 \text{ tiang}) \times n \times C_e \quad 3.73$$

3.2.6.5. Perencanaan Penulangan Lentur

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} \quad 3.74$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} \quad 3.75$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \quad 3.76$$

$$A_s = \rho \times b \times d \quad 3.77$$

3.2.6.6. Perencanaan Poer

(a.) Kontrol geser pons pada pile cap akibat beban kolom.

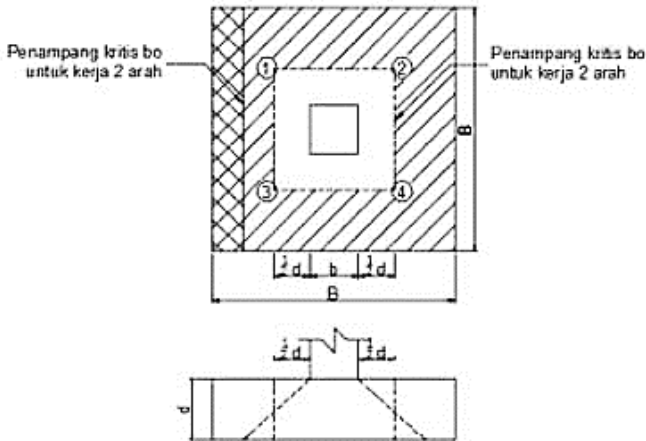
Kekuatan geser pondasi di sekitar kolom atau dinding yang dipikulnya harus ditentukan menurut mana yang lebih menentukan dari 2 (dua) kondisi

tinjauan, baik sebagai kerja balok lebar satu arah maupun sebagai kerja dua arah. Dengan kerja balok lebar, pondasi dianggap sebagai balok lebar dengan penampang kritis pada lebar sepenuhnya. Biasanya kondisi ini jarang menentukan dalam desain. Kerja dua arah pada pondasi dimaksudkan untuk memeriksa kekuatan geser pons. Penampang kritis untuk geser pons ini terletak pada sepanjang lintasan yang terletak sejauh $\frac{1}{2} d$ dari muka kolom yang dipikul pondasi. Gambar 2.10 menjelaskan cara menentukan penampang kritis, baik pada asumsi kerja lebar balok maupun dua arah.

Kontrol geser:

$$\phi_v V_n > V_u$$

3.78



Gambar 3.8. Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Beban Kolom

3.2.7. Penggambaran Output Desain

Menggambar hasil modifikasi perencanaan struktur menggunakan program AutoCad.

BAB IV

HASIL PERENCANAAN

4.1. Preliminary Desain

Preliminary desain merupakan proses perencanaan awal yang digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung.

4.1.1. Perencanaan Dimensi Balok Induk Beton

Tinggi minimum balok induk direncanakan sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps. 9.5.2 (tabel 9.5(a). Tebal minimum balok non prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung). Untuk f_y selain 420 MPa nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 f_y/700)$. Direncanakan menggunakan tulang $f_y=420$ Mpa, sehingga dimensi balok induk direncanakan:

- Balok induk memanjang

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{5500}{16} = 343,75 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2 \times 600}{3} = 400 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi balok induk memanjang sebesar 40/60 cm

- Balok induk melintang

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{6500}{16} = 406,25 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2 \times 600}{3} = 400 \text{ mm}$$

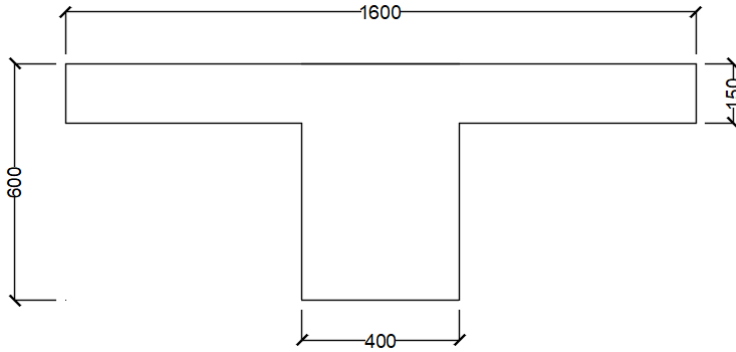
Direncanakan dimensi balok induk melintang sebesar 40/60 cm.

4.1.2. Perencanaan Dimensi Tebal Pelat Beton

Direncanakan tebal pelat 15 cm dan ukuran balok 40/60 cm.

Perhitungan lebar efektif:

1. $be1 = L/4 = 650/4 = 162,5$
2. $be2 = bw + 8t = 40 + 8 \times 15 = 160$
3. $be3 = bw + \frac{1}{2} S = 40 + 0,5 \times 550 = 315 \text{ cm}$



Gambar 4. 1 Potongan Penampang Balok Induk 40/60

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{hf}{hw} \right) \left[4 - 6 \left(\frac{hf}{hw} \right) + 4 \left(\frac{hf}{hw} \right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{hf}{hw} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{hf}{hw} \right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{160}{40} - 1 \right) \left(\frac{15}{60} \right) \left[4 - 6 \left(\frac{15}{60} \right) + 4 \left(\frac{15}{60} \right)^2 + \left(\frac{160}{40} - 1 \right) \left(\frac{15}{60} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{160}{40} - 1 \right) \left(\frac{15}{60} \right)}$$

$$k = 2,198$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times k \times b \times h^3$$

$$I_{pelat} = bs \times \frac{t^3}{12}$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 2,198 \times 40 \times 60^3$$

$$I_{pelat} = 610 \times \frac{15^3}{12}$$

$$I_{balok} = 1583035,71 \text{ cm}^4$$

$$I_{pelat} = 171562,5 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{1583035,71}{171562,5} = 9,22 > 2$$

Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5

$$\begin{aligned} h_{\min} &= \frac{L_n(0,8 + fy/1400)}{36 + 9\beta} \\ &= \frac{610(0,8 + 420/1400)}{36 + 9(\frac{610}{510})} \\ &= 14,34\text{cm} \approx 15\text{ cm} \end{aligned}$$

Tebal pelat yang direncanakan 15 cm telah memenuhi syarat

4.1.3. Perencanaan Dimensi Kolom *Basement*

Kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

Pembebanan pada kolom berdasarkan SNI 1727:2013 untuk beban mati dan SNI 1727:2013 untuk beban hidup, yang diberikan di tiap lantainya sebagai perencanaan pembebanan kolom.

1. Beban Mati

Tabel 4. 1 Beban Mati Keseluruhan Bangunan

[illegible]

2. Beban Hidup

Tabel 4. 2 Beban Hidup Keseluruhan Bangunan

Jenis	b(m)	l(m)	l	n	total	pengali	Berat(kg)
Atap	5.5	6.5	x	1	35.75	97.893	3499.675
Lantai	5.5	6.5	x	20	715	195.785	139986.3
Total							143485.9

3. Beban Berfaktor

$$q_u = 1,2 q_D + 1,6 q_L = 1,2 \times 565808,8 + 1,6 \times 143485,9 = 908548,101 \text{ kg}$$

4. Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.2 penampang terkendali tekan sebagai komponen struktur bertulang lainnya, maka faktor reduksi ($\phi=0.65$).

$$A = \frac{W}{\phi f'_c} = \frac{908548,101}{0,35 \times 40 \times 9.81} = 6615,32 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{6615,32} = 81,33 \approx 100 \text{ cm}$$

Direncanakan dimensi kolom pada *basement* menggunakan dimensi 100/100 cm.

4.1.4. Perencanaan Dimensi Shearwall Basement

Bedasarkan peraturan SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.1 ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral, diambil yang terkecil, dan tidak kurang daripada 100 mm.

$$T \geq H/25 = 3500/25 = 160 \text{ mm}$$

$$T \geq L/25 = 6500/25 = 260 \text{ mm} \approx 260 \text{ mm}$$

Direncanakan tebal dinding geser sebesar 300 mm

4.2. Perencanaan Struktur Sekunder

4.2.1. Perencanaan Pelat

Perencanaan pelat lantai pada gedung Apartemen Tamansari Iswara ini menggunakan bondek dengan tabel perencanaan praktis yang diambil dari Super Floor Deck. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut :

- Bondex menggunakan tebal 0,75 mm

- Beton menggunakan mutu $f'_c = 30 \text{ MPa}$

4.2.1.1 Perencanaan Pelat Lantai Atap

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

Beban mati :

- | | | |
|--------------------------------------|--------|--------------------------|
| - Berat aspal $t=2\text{cm}$ | (2x14) | = 28 kg/m ² |
| - Berat spesi $t=1\text{cm}$ | (1x21) | = 21 kg/m ² |
| - Berat plafond + penggantung (11+7) | | = 18 kg/m ² |
| - Berat ducting dan plumbing | | = 25 kg/m ² + |
| | q_D | = 92 kg/m ² |

Beban hidup :

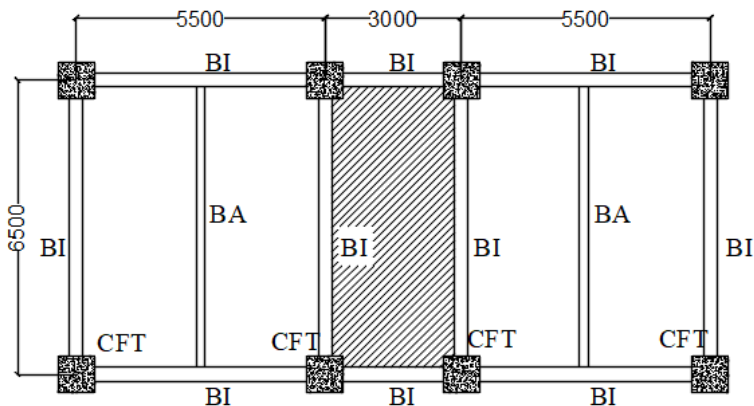
- | | | |
|---------------|-------|------------------------|
| - Lantai atap | q_L | = 97 kg/m ² |
|---------------|-------|------------------------|

Beban Berguna :

- | |
|---|
| - $Q_u = q_D + q_L = 92 + 97 = 189 \text{ kg/m}^2 \approx 200 \text{ kg/m}^2$ |
|---|

Data perencanaan pelat bondek :

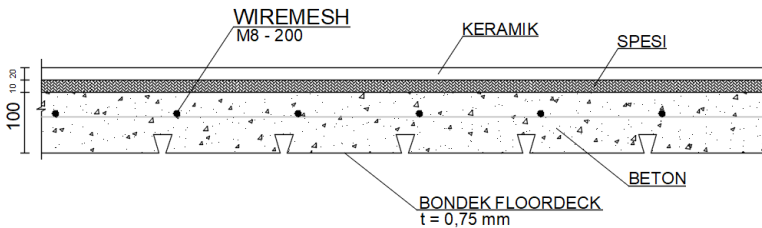
- Bentang = 3 m
- Beban berguna = 200 kg/m²



Gambar 4. 2 Denah Pelat Atap Apartemen

Direncanakan :

- Bentang menerus dengan tulangan negatif
- Tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif 2,51 cm²/m
- Digunakan tulangan M8 (As = 0,502 cm²)
Kebutuhan tulangan negatif pada pelat bondek :
 - Tulangan negatif = $2,51 \times \frac{4800}{5000} = 2,409 \text{ cm}^2/\text{m}$
 - Berdasarkan brosur wiremesh U-50 digunakan M8 dengan jarak 200 mm



Gambar 4. 3 Potongan Pelat Atap Apartemen

4.2.1.2 Pelat Lantai Apartemen

Pada lantai bangunan berfungsi sebagai apartemen. Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai Apartemen ini menggunakan PPIUG 1983 dan SNI 1727:2013.

Beban mati :

- Berat keramik t=2cm (2x24) = 48 kg/m²
 - Berat spesi t=1cm (1x21) = 21 kg/m²
 - Berat plafond + penggantung (11+7) = 18 kg/m²
 - Berat ducting dan plumbing = 25 kg/m² +
- $$q_D = 112 \text{ kg/m}^2$$

Beban hidup :

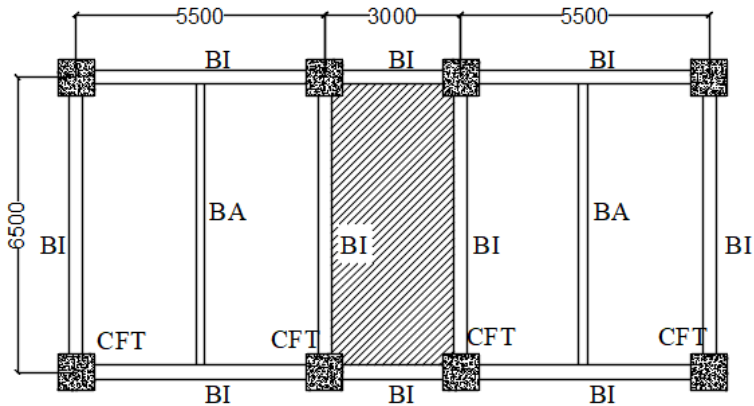
- Lantai Apartemen $q_L = 192 \text{ kg/m}^2$

Beban berguna :

$$q_T = q_D + q_L = 133 + 192 = 325 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{ kg/m}^2$$

Data perencanaan pelat bondek :

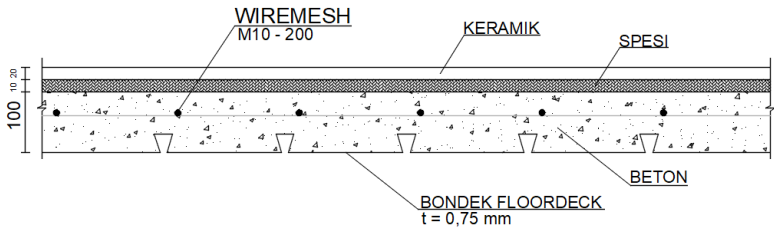
- Bentang = 3,m
- Beban berguna = 400 kg/m²



Gambar 4. 4 Denah Pelat Lantai Apartemen

Direncanakan :

- Bentang menerus dengan tulangan negatif
- Tebal pelat 10 cm, dan tulangan negatif 3,25 cm²/m
- Digunakan tulangan M10 (As = 0,738 cm²)
Kebutuhan tulangan negatif pada pelat bondek :
- Tulangan negatif = $3,25 \times \frac{4800}{5000} = 3,12 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Berdasarkan brosur wiremesh U-50 digunakan M10 dengan jarak 250 mm



Gambar 4. 5 Potongan Pelat Atap Apartemen

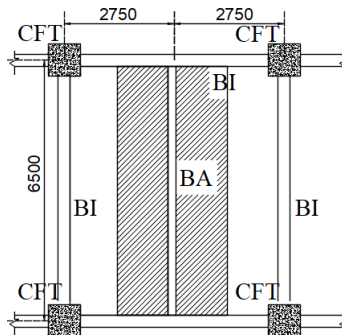
4.2.2. Perencanaan Balok Anak

Balok anak yang akan direncanakan adalah balok anak lantai atap dan balok anak lantai apartemen gedung Tamansari Iswara. Fungsi dari balok anak adalah meneruskan dan membagi beban yang dipikul pelat lantai ke balok induk, sehingga balok anak didesain sebagai struktur sekunder yang tidak menerima beban lateral akibat gempa.

4.2.2.1 Balok Anak Atap Apartemen

Menggunakan profil WF 300 x 200 x 8 x 12

$$\begin{aligned}
 W &= 56,8 \text{ kg/m} & r &= 18 \text{ mm} & h_w &= 294 - 2(12+18) \\
 A &= 72,38 \text{ cm}^2 & Z_x &= 823 \text{ cm}^3 & &= 234 \text{ mm} \\
 t_w &= 8 \text{ mm} & i_y &= 4,71 \text{ cm} & b_f &= 200 \text{ mm} \\
 t_f &= 12 \text{ mm} & I_x &= 11300 \text{ cm}^4 & A_w &= (294-2(12)) \times 8 \\
 d &= 294 \text{ mm} & I_y &= 1600 \text{ cm}^4 & &= 2160 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 6 Balok Anak Atap Apartemen

- a. Pembebanan pada balok anak lantai atap

Beban Mati

Berat spesi 1 cm	= 21 kg/m ²
Beban pelat bondek	= 10,1 kg/m ²
Berat aspal (2x14)	= 28 kg/m ²
Berat beton (0,1x2400)	= 240 kg/m ²
Berat plafon + penggantung (11+7)	= 18 kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	= 25 kg/m ² +
	= 342,1 kg/m ²

Berat perhitungan pelat lantai

$$= 321,1 \text{ kg/m}^2 \times 2,75 \text{ m} = 883,025 \text{ kg/m}$$

Berat profil = 56,8 kg/m

q_D = 939,825 kg/m

Beban Hidup (SNI 1727 – 2013)

q_L = 2,75m x 100 kg/m² = 275 kg/m

Beban berfaktor

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2D + 1,6L \\ &= (1,2 \times 939,825) + (1,6 \times 275) \\ &= 1567,791 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- b. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

Momen Ultimate

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{8} \times q_u \times L_{\text{balok anak}}^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 1567,791 \times 6,5^2 = 8279,89 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Gaya geser yang terjadi

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} \times q_u \times L_{\text{balok anak}} \\ &= \frac{1}{2} \times 1567,791 \times 6,5 = 5095,3 \text{ kg} \end{aligned}$$

- c. Kontrol penampang profil terhadap lentur

➤ Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2(12)} = 8,3$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{penampang sayap kompak}$$

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{hw}{tw} = \frac{234}{8} = 29,25$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,349$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{penampang balok kompak}$$

Mencari besar momen nominal

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \times 823 = 2057500 \text{ kg cm} \\ &= 20575 \text{ kg m} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} M_u &\leq \phi M_n \\ 8279,89 &\leq 0,9 \times 20575 \\ 8279,89 &\leq 18517,5 \text{ kg m (OK!)} \end{aligned}$$

➤ Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = 650 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,76 \times 4,71 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 234,465 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$L_r = 742,89 \text{ cm}$$

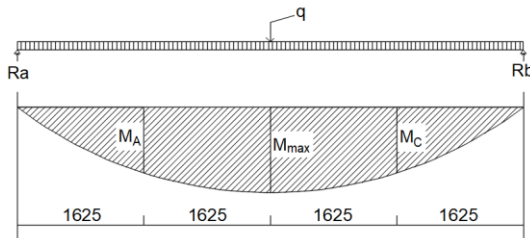
$$L_p \leq L_b \leq L_r \longrightarrow \text{Bentang menengah}$$

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

$$M_{max} = 1/8 \cdot q_u \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot 1567,791 \cdot (6,5^2)$$

$$= 8279,89 \text{ kgm}$$



Gambar 4. 7 Diagram Momen Balok Anak Atap Apartemen

Momen pada $\frac{1}{4}$ bentang:

$$M_A = R_A \cdot L/4 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot (L/4)^2$$

$$= 5985,3 \times 1,625 - \frac{1}{2} \cdot 1567,791 \cdot (1,625)^2$$

$$= 7656,138 \text{ kgm}$$

$$M_A = M_C = 7656,138 \text{ kgm}$$

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

$$= \frac{12,5 \times 8279,89}{2,5 \times 8279,89 + 3 \times 7656,138 + 4 \times 8279,89 + 3 \times 7656,138}$$

$$= \frac{103498,625}{99756,113} = 1,0375$$

Perhitungan momen lentur plastis

$$M_p = f_y \cdot Z_x$$

$$= 2500 \times 689 = 1722500 \text{ kg cm}$$

$$= 17225 \text{ kg m}$$

Momen lentur nominal

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

$$\begin{aligned}
 &= 1,0375 \left[1722500 - (1722500 - \right. \\
 &\quad \left. 0,72500.771) \left(\frac{650-234,465}{742,89-234,465} \right) \right] \\
 &= 1470713,053 \text{ kgcm} \\
 &= 14707,13 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned}
 M_u &\leq \phi M_n \\
 8279,89 &\leq 0,9 \times 14707,13 \\
 8279,89 &\leq 13236,417 \text{ kg m (OK!)}
 \end{aligned}$$

- d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser
Badan tanpa pengaku transversal

$$\lambda = \frac{hw}{tw} = \frac{234}{8} = 29,25$$

$$\frac{hw}{tw} \leq 260$$

$$29,25 \leq 260 \text{ (OK!)}$$

Maka koefisien tekuk geser pelat badan ($K_v = 5$)

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}}$$

$$\frac{234}{8} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot (2 \times 10^5)}{250}}$$

$$29,25 \leq 69,57 \text{ (OK!)}$$

Maka koefisien geser badan ($C_v = 1,00$), sehingga :

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v \\
 &= 0,6 \times 2500 \times 18,72 \times 1 \\
 &= 28080 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned}
 V_u &\leq \phi V_n \\
 5095,3 &\leq 0,9 \times 28080 \\
 5095,3 &\leq 25272 \text{ kg (OK)}
 \end{aligned}$$

- e. Kontrol Lendutan

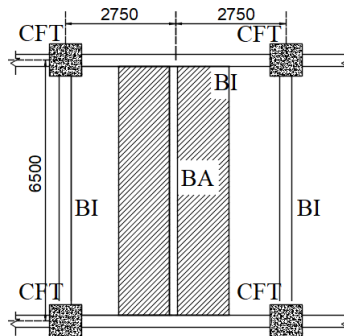
$$L = 650 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 f_{ijin} &= \frac{L}{360} = \frac{650}{360} = 1,805 \\
 f &= \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L)L^4}{E I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{12,14 \times 650^4}{2000000 \times 11300} \\
 f &= 1,248 \text{ cm} \\
 f &\leq f_{ijin} \quad 1,248 \leq 1,805 \text{ (OK!)}
 \end{aligned}$$

4.2.2.2 Balok Anak Lantai Apartemen

Menggunakan profil 300 x 200 x 8 x 12

$$\begin{array}{lll}
 W = 56,8 \text{ kg/m} & r = 18 \text{ mm} & h_w = 294 - 2(12+18) \\
 A = 72,38 \text{ cm}^2 & Z_x = 823 \text{ cm}^3 & = 234 \text{ mm} \\
 t_w = 8 \text{ mm} & i_y = 4,71 \text{ cm} & bf = 200 \text{ mm} \\
 t_f = 12 \text{ mm} & I_x = 11300 \text{ cm}^4 & A_w = (294 - 2(12)) \times 8 \\
 d = 294 \text{ mm} & I_y = 1600 \text{ cm}^4 & = 2160 \text{ mm}^2
 \end{array}$$



Gambar 4. 8 Balok Anak Lantai Apartement

a. Pembebanan pada balok anak lantai apartement

Beban Mati

$$\begin{array}{ll}
 \text{Berat Spesi 2 cm} & = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Beban pelat bondek} & = 10,1 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat beton (0,1x2400)} & = 240 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat plafon + penggantung (11+7)} & = 18 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat ducting dan plumbing} & = 25 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat keramik} & = 24 \text{ kg/m}^2 + \\
 & = 359,1 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

Berat perhitungan pelat lantai

$$= 359,1 \text{ kg/m}^2 \times 2,75 \text{ m} = 987,525 \text{ kg/m}$$

Berat profil

$$= 56,8 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 1044,325 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup (SNI 1727 – 2013)

$$q_L = 2,75 \text{ m} \times 200 \text{ kg/m}^2 = 550 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2D + 1,6L \\ &= (1,2 \times 1044,325) + (1,6 \times 550) \\ &= 2133,19 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- b. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

Momen ultimate

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{8} \times q_u \times L_{\text{balok anak}}^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 2133,19 \times 6,5^2 = 11265,9 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Gaya geser yang terjadi

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} \times q_u \times L_{\text{balok anak}} \\ &= \frac{1}{2} \times 2133,19 \times 6,5 = 6932,86 \text{ kg} \end{aligned}$$

- c. Kontrol penampang profil terhadap lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2(12)} = 8,3$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{penampang sayap kompak}$$

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} = \frac{234}{8} = 29,25$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,349$$

$$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow \text{penampang balok kompak}$$

Mencari besar momen nominal

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \times 689 = 1722500 \text{ kg cm} \\ &= 17225 \text{ kg m} \end{aligned}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} M_u &\leq \phi M_n \\ 11265,9 &\leq 0,9 \times 17225 \\ 11265,9 &\leq 15502,5 \text{ kg m (OK!)} \end{aligned}$$

➤ Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = 650 \text{ cm}$$

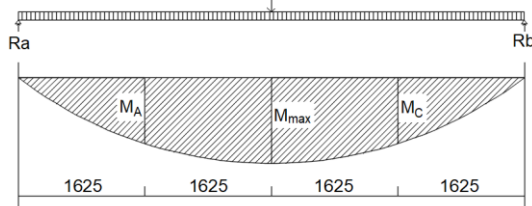
$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,76 \times 4,71 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 234,465 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$L_r = 742,89 \text{ cm}$$

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

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

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1/8 \cdot q_u \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \cdot 2133,19 \cdot (6,5^2) \\ &= 11265,9 \text{ kgm} \end{aligned}$$



Gambar 4. 9 Diagram Momen Balok Anak Lantai Apartement

Momen pada $\frac{1}{4}$ bentang:

$$\begin{aligned} M_A &= R_A \cdot L/4 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot (L/4)^2 \\ &= 6932,86 \times 1,625 - \frac{1}{2} \cdot 2133,19 \cdot (1,625)^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 8449,42 \text{ kgm} \\
 M_A = M_C &= 8449,42 \text{ kgm} \\
 C_b &= \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \\
 &= \frac{12,5 \times 11265,9}{2,5 \times 11265,9 + 3 \times 8449,42 + 4 \times 11265,9 + 3 \times 8449,42} \\
 &= \frac{140823,75}{123924,87} = 1,13
 \end{aligned}$$

Momen lentur nominal

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 \cdot F_y \cdot S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \\
 &= 1,13 \left[1722500 - (1722500 - \right. \\
 &\quad \left. 0,7 \cdot 2500 \cdot 771) \left(\frac{650 - 234,465}{742,89 - 234,465} \right) \right] \\
 &= 1601836,86 \text{ kgcm} \\
 &= 16018,36 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned}
 M_u &\leq \phi M_n \\
 11265,9 &\leq 0,9 \times 16018,36 \\
 11265,9 &\leq 14416,524 \text{ kg m (OK!)}
 \end{aligned}$$

- d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser
Badan tanpa pengaku transversal

$$\lambda = \frac{hw}{tw} = \frac{234}{8} = 29,25$$

$$\frac{hw}{tw} \leq 260$$

$$29,25 \leq 260 \text{ (OK!)}$$

Maka koefisien tekuk geser pelat badan ($K_v = 5$)

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}}$$

$$\frac{300}{6} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot (2 \times 10^5)}{250}}$$

$$29,25 \leq 69,57 \text{ (OK!)}$$

Maka koefisien geser badan ($C_v = 1,00$), sehingga :

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v \\
 &= 0,6 \times 2500 \times 18,72 \times 1
 \end{aligned}$$

$$= 28080 \text{ kg}$$

Cek kemampuan penampang

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$6932,86 \leq 0,9 \times 28080$$

$$6932,86 \leq 25272 \text{ kg (OK)}$$

e. Kontrol Lendutan

$$L = 650 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{650}{360} = 1,805$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L)L^4}{E I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{15,94 \times 650^4}{2000000 \times 11300}$$

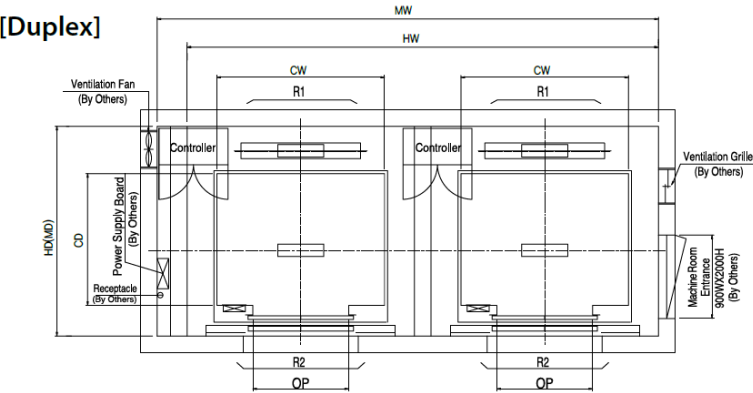
$$f = 1,64 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \quad 1,64 \leq 1,805 \text{ (OK!)}$$

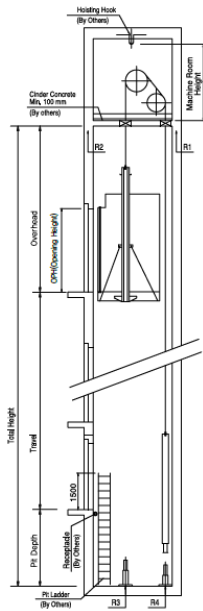
4.2.3. Perencanaan Balok Lift

Dalam perencanaan balok *lift* ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin *lift* yang terdiri dari balok penumpu dan balok penggantung *lift*. Perencanaan *Lift* dalam tugas akhir ini menggunakan brosur *lift* dari “SIGMA ELEVATOR” dengan data-data sebagai berikut :

- Tipe lift : *Passenger Elevators*
 - Merek : SIGMA
 - Kapasitas : 24 Orang / 1600 kg
 - Lebar pintu (*opening width*) : 1100 mm
 - Dimensi ruang luncur
(*hoistway inside*) 2 Car : 5550 x 2300 mm²
 - Dimensi sangkar (*Car size*) : 2150 x 1600 mm²
 - Dimensi ruang mesin : 5550 x 2300 mm²
 - Beban reaksi ruang mesin :
- R₁ = 10200 kg
R₂ = 7000 kg



Gambar 4. 10 Spesifikasi Lift



Gambar 4. 11 Potongan Spesifikasi Lift

4.2.3.1 Balok penggantung lift

Balok penggantung lift direncanakan menggunakan profil WF 300 x 200 x 9 x 14, dengan data-data sebagai berikut:

$$\begin{array}{lll}
 W = 65,4 \text{ kg/m} & r = 18 \text{ mm} & h_w = 298 - 2(14+18) \\
 A = 83,36 \text{ cm}^2 & Z_x = 963 \text{ cm}^3 & = 234 \text{ mm} \\
 t_w = 9 \text{ mm} & i_y = 4,77 \text{ cm} & bf = 201 \text{ mm} \\
 t_f = 14 \text{ mm} & I_x = 13300 \text{ cm}^4 & A_w = (298-2(14)) \times 9 \\
 d = 298 \text{ mm} & I_y = 1900 \text{ cm}^4 & = 2430 \text{ mm}^2
 \end{array}$$

➤ Pembebanan balok penggantung lift

Beban mati

Beban profil balok penggantung lift = 65,4 kg/m

Berat sambungan (10%) = 6,54 kg/m

$q_D = 71,94 \text{ kg/m}$

Beban merata ultimate

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1,4 \times q_D \\
 &= 1,4 \times 71,94 \\
 &= 100,716 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban terpusat lift

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

$$PU_1 = R_1 \cdot (1 + 50\%) = 10200 (1+0.5) = 15300 \text{ kg}$$

$$PU_2 = R_2 \cdot (1 + 50\%) = 7000 (1+0.5) = 10500 \text{ kg}$$

Gaya dalam pada balok penggantung

Momen yang terjadi

$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 + \frac{1}{4} \times P \times L \\
 &= \frac{1}{8} \times 100,716 \times 6,5^2 + \frac{1}{4} \times 15300 \times 6,5 \\
 &= 17106,906 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Gaya geser yang terjadi

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times L + \frac{1}{2} \times P$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{2} \times 100,716 \times 6,5 + \frac{1}{2} \times 10200 \\
 &= 5427,327 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

➤ Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{201}{2 \cdot 14} = 7,71$$

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

$$\lambda < \lambda_p \longrightarrow \text{Penampang sayap kompak}$$

➤ Pelat badan

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

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,914$$

$$\lambda < \lambda_p \longrightarrow \text{Penampang badan kompak, sehingga } M_n = M_p$$

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 963.2500 = 2407500 \text{ kg cm}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$17106,906 \leq 0,9 \times 24075$$

$$17106,906 \leq 21667,5 \text{ kg m (OK!)}$$

➤ Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = 650 \text{ cm}$$

$$L_p = 1,76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1,76 \times 4,77 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 237,45 \text{ cm}$$

$$L_r = 816,57 \text{ cm}$$

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

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

$$M_{\max} = 17106,906 \text{ kgm}$$

Momen pada $\frac{1}{4}$ bentang:

$$\begin{aligned}
 R_A &= \frac{(2.15300+100,716.6,5)}{2} = 15627,327 \\
 R_A = R_C &= 15627,327 \text{ kgm} \\
 C_b &= \frac{12,5 \text{ } M_{max}}{2,5M_{max}+3M_A+4M_B+3M_C} \\
 &= \frac{12,5 \times 17106,906}{2,5 \times 17106,906 + 3 \times 8686,42 + 4 \times 17106,906 + 3 \times 8686,42} \\
 &= \frac{213846,325}{163313,409} = 1,309
 \end{aligned}$$

Momen lentur nominal

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 \cdot F_y \cdot S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \\
 &= 1,309 \left[2407500 - (2407500 - \right. \\
 &\quad \left. 0,7 \cdot 2500 \cdot 893) \left(\frac{650 - 237,45}{816,57 - 237,45} \right) \right] \\
 &= 2366315,3 \text{ kgcm} \\
 &= 23663,153 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned}
 M_u &\leq \phi M_n \\
 17106,9 &\leq 0,9 \times 23663,153 \\
 17106,9 &\leq 21296,83 \text{ kg m (OK!)}
 \end{aligned}$$

Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

Badan tanpa pengaku transversal

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

$$\frac{hw}{tw} \leq 260$$

$$26 \leq 260 \text{ (OK!)}$$

Maka koefisien tekuk geser pelat badan ($K_v = 5$)

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}}$$

$$\frac{234}{9} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot (2 \times 10^5)}{250}}$$

$$26 \leq 69,57 \text{ (OK!)}$$

Maka koefisien geser badan ($C_v = 1,00$), sehingga :

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

$$= 0,6 \times 2500 \times 21,06 \times 1$$

$$= 31590 \text{ kg}$$

Cek kemampuan penampang

$$\begin{array}{rcl} V_u & \leq & \phi V_n \\ 5427,32 & \leq & 0,9 \times 31590 \\ 5427,32 & \leq & 28431 \text{ kg (OK)} \end{array}$$

Kontrol Lendutan

$$\begin{array}{rcl} L & = & 650 \text{ cm} \\ f_{ijin} & = & \frac{L}{240} = \frac{650}{240} = 2,708 \\ f & = & \left[\frac{5}{384} \times \frac{(q_D)L^4}{E I_x} \right] + \left[\frac{23PL^3}{648.E.I_x} \right] \\ & = & \left[\frac{5}{384} \times \frac{7,19 \times 650^4}{2000000 \times 13300} \right] + \left[\frac{23.15300.650^2}{648.2000000.13300} \right] \\ f & = & 0,62 \text{ cm} \\ f & \leq & f_{ijin} \quad 0,62 \leq 1,805 \text{ (OK!)} \end{array}$$

4.2.4. Perencanaan Tangga

4.2.4.1 Tangga lantai apartemen

- Tinggi antar lantai (h) = 3500 mm
- Panjang bordes = 2750 mm
- Panjang tangga = 2800 mm
- Lebar tangga = 1200 mm
- Lebar injakan (i) = 280 mm
- Tinggi injakan (t) = 180 mm
- Lebar pegangan tangga = 250 mm
- Perhitungan jumlah injakan tangga

$$\text{Jumlah tanjakan} = \frac{h/2}{t} = \frac{3500/2}{180} = 10 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah injakan} = \text{jumlah tanjakan} - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ buah}$$

$$60 \text{ cm} \leq (2(18) + 28) \leq 65 \text{ cm}$$

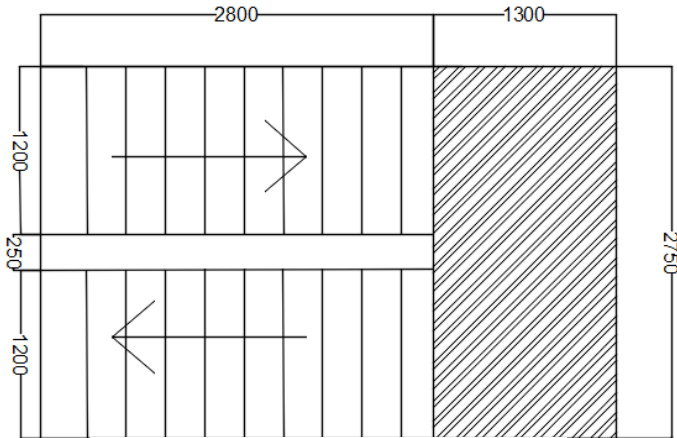
$$60 \text{ mm} \leq 64 \leq 65 \text{ cm (OK)}$$

$$25^\circ < \alpha < 40^\circ$$

$$25^{\circ} < \arctan\left(\frac{t}{i}\right) < 40^{\circ}$$

$$25^{\circ} < \arctan\left(\frac{180}{280}\right) < 40^{\circ}$$

$$25^{\circ} < 32,74^{\circ} < 40^{\circ} \text{ (OK)}$$



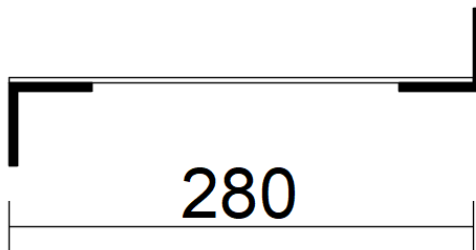
Gambar 4. 12 Denah Tangga

4.2.4.2 Perencanaan pelat anak tangga

Berat jenis baja = 7850 kg/m^3

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

Pelat siku 50x50x5



Gambar 4. 13 Pelat Anak Tangga

1. Perencanaan tebal pelat anak tangga

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal pelat} &= 3,5 \text{ mm} \\
 F_y &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \\
 \text{Berat jenis baja} &= 7850 \text{ kg/m}^3 \\
 F_u &= 4100 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Beban mati

$$\begin{aligned}
 \text{Pelat (7850x0,0035x1,2)} &= 32,97 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat keramik} &= 3,297 \text{ kg/m} + \\
 \text{Total (q}_D\text{)} &= 36,267 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban hidup

$$\begin{aligned}
 \text{Tangga dan jalan keluar (q}_L\text{)} &= 488,444 \times 1,2 \\
 &= 586,123 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban terpusat

$$P_L = 1,33 \text{ kN} = 135,62 \text{ kg}$$

Perhitungan Momen

$$\begin{aligned}
 M_D &= 1/8 \times q_D \times L^2 = 1/8 \times 36,267 \times (1,2)^2 \\
 &= 0,35 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_L \text{ beban merata} &= 1/8 \times q_L \times L^2 = 1/8 \times 586,123 \times (1,2)^2 \\
 &= 5,744 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_L \text{ beban terpusat} &= 1/4 \times P_L \times L = 1/4 \times 132,62 \times 1,2 \\
 &= 9,493 \text{ (menentukan)}
 \end{aligned}$$

Perhitungan kombinasi pembebanan

$$M_u = 1,4 M_D = 1,4 \times 0,408 = 0,497 \text{ kgm}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1,2 M_D + 1,6 M_L = 1,2 \times 0,35 + 1,6 \times 9,49 = 15,61 \\
 &\text{kgm (menentukan)}
 \end{aligned}$$

Kontrol momen lentur

$$Z_x = 1/4 \times b \times h = 1,4 \times 1,2 \times 0,0035 = 3,675 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned}
 \phi_b M_n &= \phi_b Z_x \cdot f_y \\
 &= 0,9 \times 3,675 \times 2500 \\
 &= 8268,75 \text{ kgcm} \\
 &= 82,6875 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Syarat } \phi_b M_n > M_u$$

$$82,6875 > 15,61 \text{ kgm (OK)}$$

Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = L/360 = 28/360 = 0,077$$

$$\begin{aligned} I_x &= 1/12 b h^3 \\ &= 1/12 \times 120 \times (0,35)^3 \\ &= 0,428 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L).L^4}{E.I_x} \right]$$

$$f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(6,223).28^4}{2000000.0,428} \right] = 0,058 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin}$$

$$0,058 \text{ cm} < 0,077 \text{ cm (OK)}$$

2. Perencanaan pengaku pelat anak tangga

Pengaku pelat anak tangga direncanakan dengan profil siku sama kaki L 50x50x5

$$\begin{array}{lll} W = 5.15 \text{ kg/m} & A = 6.56 \text{ cm}^2 & f_y = 250 \text{ Mpa} \\ d = 50 \text{ mm} & I_x = I_y = 14.6 \text{ cm}^4 & f_u = 410 \text{ Mpa} \\ b = 50 \text{ mm} & i_x = i_y = 1.49 \text{ cm} & E = 200000 \text{ Mpa} \end{array}$$

• Perhitungan pembebanan

Beban mati (1/2 lebar injakan)

$$\text{Berat pelat beton } (0.09 \times 2400 \times 0.15) = 32.4 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat keramik } (24 \times 0.15) = 3.6 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat spesi } (21 \times 0.15) = 3.15 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat profil siku sendiri} &= 5.15 \text{ kg/m} + \\ &= 45.815 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Berat sambungan (10\%)} = 4.5815 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total } q_D = 50.3965 \text{ kg/m}$$

Beban hidup (1/2 lebar injakan)

$$\text{Tangga dan jalan keluar } (488,44 \times 0,28/2) = 68,38 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban terpusat (SNI 1727-2013)} = 135.62 \text{ kg}$$

Perhitungan gaya dalam

Momen akibat beban mati

$$\begin{aligned} M_D &= 1/8 \times q_D \times L^2 \\ &= 1/8 \times 50.39 \times (1.25)^2 \\ &= 9,07 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Momen akibat beban hidup merata

$$\begin{aligned} M_L &= 1/8 \times q_L \times L^2 \\ &= 1/8 \times 68,38 \times (1.25)^2 \\ &= 12,308 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Momen akibat beban hidup terpusat

$$\begin{aligned} M_L &= 1/3 \times P_L \times L \\ &= 1/3 \times 135.62 \times 1.25 \\ &= 56,5 \text{ kgm (menentukan)} \end{aligned}$$

Momen berfaktor

$$\begin{aligned} M_u &= 1.2M_D + 1.6M_L \\ &= 1,2 (9,07) + 1,6 (56,5) \\ &= 102,22 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Geser berfaktor

$$\begin{aligned} V_u &= 1.2 \left(\frac{1}{2} \cdot q_D \cdot L \right) + 1.6 \left(\frac{1}{2} \cdot P \cdot 2 \right) \\ &= 1.2 \left(\frac{1}{2} \cdot 50,39 \cdot 1,25 \right) + 1.6 \left(\frac{1}{2} \cdot 135,62 \right) \\ &= 254,78 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol penampang profil

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50}{7} = 7.142$$

$$\lambda_p = 0,54 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,54 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15.273$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} Z_x &= \left[(t_w x d) \frac{1}{2} d \right] + \left[(t_w (b - t_f)) \frac{1}{2} t_w \right] \\ &= \left[(5 \times 50) \frac{1}{2} 7 \right] + \left[(5(50 - 5)) \frac{1}{2} 5 \right] \\ &= 6.8125 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$M_n = Z_x \cdot f_y = 6.812 \times 2500 = 17031,2 \text{ kgcm} = 170,31 \text{ kgm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$M_u \leq 0.9 \times M_n$$

$$102,22 \leq 153.2813 \text{ kgm (OK)}$$

Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{t} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$9 \leq 69.57 \text{ (plastis)}$$

Sehingga, $V_n = 0.6 \times f_y \times A_w$

$$V_n = 0.6 \times 2500 \times (5 \times 0.5)$$

$$V_n = 3750 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$254,78 \leq 3375 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol lendutan

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

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{120}{240} = 0,5 \text{ cm}$$

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

$$f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(0.503) \cdot 120^4}{2000000 \times 14.6} \right] + \left[\frac{23}{684} \times \frac{253.277 \cdot 120^3}{2000000 \times 14.6} \right]$$

$$f^0 = 0.33 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,33 < 0,5 \text{ cm (OK)}$$

4.2.4.3 Perencanaan Bordes

1. Perencanaan tebal pelat bordes

Direncanakan, pelat bordes menggunakan pelat baja tebal 8 mm. Peraturan pembebanan pada struktur pelat bordes ini menggunakan SNI 1727 – 2013

Beban mati

$$\text{Berat pelat} = 0.008 \times 1,25 \times 7850$$

$$= 78.5 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sambungan} = (10\% \text{ berat pelat})$$

$$= \frac{7.85 \text{ kg/m}^2}{10} +$$

$$\text{Total } (q_D) =$$

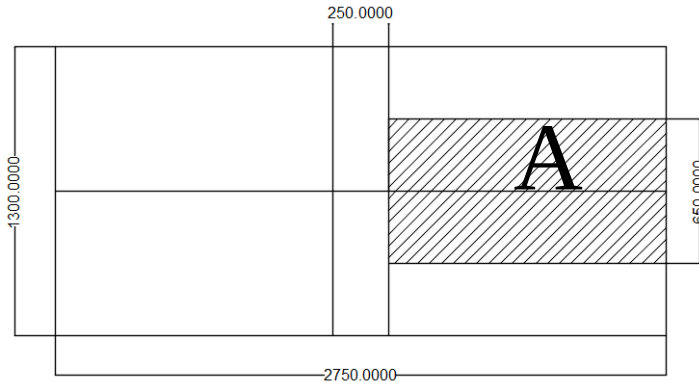
$$= 86,35 \text{ kg/m}^2$$

Beban hidup

$$\text{Tangga dan jalan keluar } (q_L)$$

$$= 488,44 \text{ kg/m}^2$$

Beban hidup per meter ($188,44 \times 1,25$) = 610,55 kg/m
 Beban hidup terpusat (1,33 kN) = 135,6 kg



Gambar 4. 14 Pelat Bordes dan Pembagian Balok Bordes

Perhitungan Gaya Dalam

$$M_D = \frac{1}{8} \times q_D \times L^2 = \frac{1}{8} \times 86,35 \times 0,65^2 = 4,56 \text{ kg.m}$$

$$M_L = \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 610,55 \times 0,65^2 = 32,24 \text{ kg.m}$$

$$M_{LP} = \frac{1}{4} \times P \times L = \frac{1}{4} \times 135,6 \times 0,65 = 22,035 \text{ kg.m}$$

Maka, yang menentukan

$$M_D = 4,56 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 32,24 \text{ kg.m}$$

- Kombinasi Pembebanan

$$M_u = 1,2M_D + 1,6M_{LP} = 1,2 \times 4,56 + 1,6 \times 32,24 = 5,615 \text{ kg.m}$$

- Kontrol Momen Lentur

$$Z_x = \frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 125 \times 0,8^2 = 20 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z \times F_y = 20 \times 2500 = 50000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$M_u \leq 0.9 M_n$$

$$50,615 \text{ kgm} \leq 0.9(500)$$

$$50.615 \text{ kgcm} \leq 450 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{65}{240} = 0,27 \text{ cm}$$

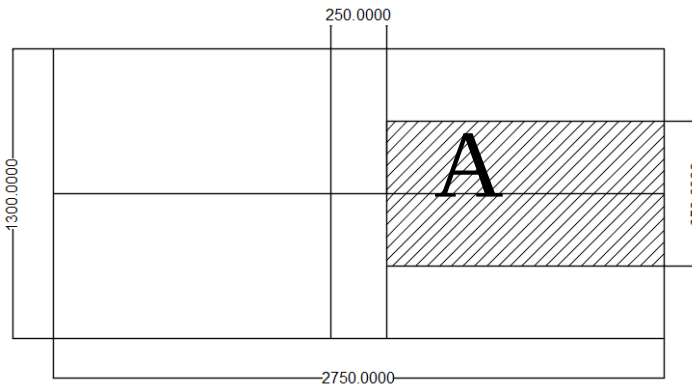
$$I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 125 \times 0,8^3 = 5,33 \text{ cm}^4$$

$$f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right] = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(6,969) \cdot 65^4}{2000000 \cdot 5,33} \right]$$

$$f^0 = 0,152 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,152 < 0,27 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

2. Perencanaan balok bordes



Gambar 4. 15 Balok Bordes Tangga A

Balok bordes direncanakan menggunakan profil WF 100x100x6x8, dengan data-data sebagai berikut :

$$W = 17.2 \text{ kg/m}$$

$$r = 10 \text{ mm}$$

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

$$A = 21.9 \text{ cm}^2$$

$$Z_x = 84 \text{ cm}^3$$

$$= 64 \text{ mm}$$

$$d = 100 \text{ mm}$$

$$Z_y = 41 \text{ cm}^3$$

$$S_x = 76.5 \text{ cm}^3$$

$b_f = 100 \text{ mm}$	$i_x = 4.18 \text{ cm}$	$S_y = 26.7 \text{ cm}^3$
$t_w = 6 \text{ mm}$	$i_y = 2.47 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 8 \text{ mm}$	$I_x = 383 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 134 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

Perhitungan pembebanan

Beban mati

$$\text{Berat pelat} = 0,008 \times 7850 = 62,8 \text{ kg/m}$$

$$\text{Pelat x lebar pelat} = 62,8 \times 0,65 \text{m} = 40,82 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat profil} &= 17,2 \text{ kg/m} + \\ &= 120,82 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Sambungan (10\%)} = 12,082 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Total (q}_D) = 132,902 \text{ kg/m}$$

Beban hidup

$$\text{Tangga dan jalan keluar} \times 1,25/2 = 305,55 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$\begin{aligned} q_U &= 1,2q_D + 1,6q_L = 1,2 \times 132,902 + 1,6 \times 305,55 \\ &= 648,36 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Gaya dalam pada balok anak lantai

Momen yang terjadi

$$Mu = \frac{1}{8} x q_U x L^2 = \frac{1}{8} 648,36 \times 1,25^2 = 126,63 \text{ kgm}$$

Gaya geser yang terjadi

$$Vu = \frac{1}{2} x q_U x L = \frac{1}{2} \times 648,36 \times 1,25 = 405,22 \text{ kg}$$

Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

Pelat sayap

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

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{64}{6} = 10.6667$$

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

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

$$M_n = Z_x \cdot f_y = 84 \times 2500 = 210000 \text{ kgcm} = 2100 \text{ kgm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$126,633 \leq 0,9 \times 2100$$

$$126,633 \leq 1890 \text{ kgm (OK)}$$

Kontrol tekuk lateral

$$L_b = 125 \text{ cm}$$

$$L_p = 122.957 \text{ cm}$$

$$L_r = 681.061 \text{ cm}$$

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

Sehingga $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \cdot f_y = 84 \times 2500 = 210000 \text{ kgcm} = 2100 \text{ kgm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$126,63 \leq 0,9 \times 2100$$

$$126,63 \leq 1890 \text{ kgm (OK)}$$

Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{64}{6} = 10,667$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,356$$

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

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

$$V_n = 0,6 \times 2500 \times 6,4 \times 0,6 \times 1$$

$$V_n = 5760 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$458,24 \leq 0,9 \times 5760$$

$$458,24 \leq 5184 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol lendutan

$$L = 125 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{125}{240} = 0,52 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{5,305 \times 120^4}{2000000 \times 383} = 0,003314 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,003787 \text{ cm} < 0,5 \text{ cm (OK)}$$

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 250x100x5.5x8 dengan data-data sebagai berikut:

$W = 21,3 \text{ kg/m}$	$r = 11 \text{ mm}$	$h = d - 2(t_f + r)$
$A = 27,16 \text{ cm}^2$	$Z_x = 200 \text{ cm}^3$	$= 162 \text{ mm}$
$d = 200 \text{ mm}$	$Z_y = 41 \text{ cm}^3$	$S_x = 184 \text{ cm}^3$
$b_f = 100 \text{ mm}$	$i_x = 8,24 \text{ cm}$	$S_y = 26,8 \text{ cm}^3$
$t_w = 5,5 \text{ mm}$	$i_y = 2,22 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 8 \text{ mm}$	$I_x = 1840 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 134 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

Perhitungan pembebanan

Bidang miring

Beban mati

Berat pelat (34,34/2) = 17,17 kg/m

Hand rail = 20 kg/m

Berat profil siku (2x5.15/0.28x 1.25/2) = 22,07 kg/m

Berat profil balok utama $(25.7/\cos(32,74^\circ)) = 25,32 \text{ kg/m} +$
 $= 248,61 \text{ kg/m}$

Sambungan 10% = 24,861 kg/m

Total (q_{D1}) = 94,033 kg/m

Beban hidup

Tangga dan jalan keluar (488,44x1,25/2) = 305,27 kg/m

Beban berfaktor

$$q_{U1} = 1.2q_{D1} + 1.6q_{L1}$$

$$= 1,2 (273,471) + 1,6(305,27)$$

$$= 816,609 \text{ kg/m}$$

Bidang horizontal

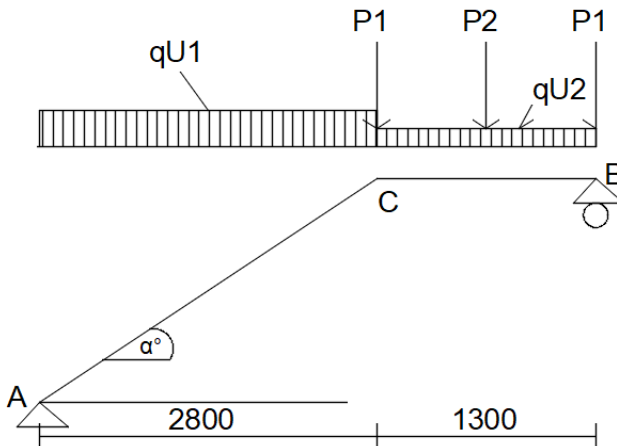
Beban mati

Berat pelat bordes (78.5/2) = 39,25 kg/m

Hand rail = 20 kg/m

Berat profil balok utama = 21,3 kg/m +

$$\begin{aligned}
 &= 80.55 \text{ kg/m} \\
 \text{Sambungan 10\%} &= 8.055 \text{ kg/m} \\
 \text{Total } (q_{D2}) &= 88.605 \text{ kg/m} \\
 \text{Beban hidup } (q_{L2}) & \\
 \text{Tangga dan jalan keluar } (488,44 \times 1.25/2) &= 305,2775 \text{ kg/m} \\
 \text{Beban berfaktor} & \\
 q_{U2} = 1,2q_{D2} + 1,6q_{L2} & \\
 &= 1,2 (94,033) + 1,6 (305,2775) \\
 &= 601,284 \text{ kg/m} \\
 P1 \text{ (beban dari balok bordes)} & \\
 P1 = 0,5 \times q_U \times 1,2 + 0,5 \times q_U \times 0,65 & \\
 &= 0,5 \times 601,284 \times 1,2 + 0,5 \times 601,284 \times 0,325 \\
 P1 = 511 \text{ kg} & \\
 P2 \text{ (beban dari balok bordes)} & \\
 P2 = 0,5 \times q_U \times 1,2 + 0,5 \times q_U \times 0,325 & \\
 &= 0,5 \times 601,284 \times 1,2 + 0,5 \times 601,284 \times 0,65 \\
 P2 = 615,944 \text{ kg} &
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 16 Pembebanan Balok Utama Tangga

Gaya dalam pada balok utama tangga

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_{U1} \times 3(2,8/2+1,3) + q_{U2} \times 1,3 \times 1,3/2 + P2 \times (1,3/2) + P1 \times 1,3}{(2,8+1,3)}$$

$$R_A = \frac{601,284 \times 2,8(2,8/2+1,3) + 594,77 \times 1,3 \times 1,3/2 + 601,284 \times (1,3/2)}{(2,8+1,3)}$$

$$R_A = 1490,83 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$R_B = \frac{q_{U1} \times 2,8 \times (2,8/2) + q_{U2} \times 1,3(1,3/2+2,8) + P1 \times (1,3/2+2,8)}{(2,8+1,3)}$$

$$R_B = \frac{601,284 \times 2,8 \times (2,8/2) + 594,77 \times 1,3(1,3/2+2,8) + 601,284 \times (1,3/2+2,8)}{(2,8+1,3)}$$

$$R_B = 2603,08 \text{ kg}$$

$$\Sigma V = 0$$

$$R_A + R_B - P1 - q_{U1} \times 2,8 - q_{U2} \times 1,3 - 2 \times P2 = 0$$

$$1669,8 + 1918,85 - 706,46 - 786,33 \times 2,8 - 523,422 \times 1,3 - 2 \times 494 = 0$$

$$0 = 0 \text{ (OK)}$$

Bidang M

$$\text{Letak } M_{\max} = R_A / q_{U1} = 1669,8/786,33 = 2,47 \text{ m (dari A)}$$

$$M_{\max} = R_A \times L - \frac{1}{2} \times q_{U1} \times L^2$$

$$= 1490,83 \times 2,47 - \frac{1}{2} \times 601,28 \times 2,47^2 = 1848,19 \text{ kgm}$$

$$M_C = R_A \times L - \frac{1}{2} \times q_{U1} \times L^2$$

$$= 1490,83 \times 2,8 - \frac{1}{2} \times 601,28 \times 2,8^2 = 1817,2967 \text{ kgm}$$

Bidang D

$$D_{A \text{ kanan}} = R_A \times \cos(32,74^\circ)$$

$$= 1490,83 \times \cos(32,74^\circ)$$

$$= 1254,06 \text{ kg}$$

$$D_{C \text{ kiri}} = D_{A \text{ kanan}} - q_{U1} \times \cos(32,74^\circ) \times 2,8$$

$$= 1254,06 - 601,28 \times \cos(32,74^\circ) \times 2,8$$

$$\begin{aligned}
&= -162,15 \text{ kg} \\
D_{C \text{ kanan}} &= R_A - q_{U1} \times 2,8 - P1 \\
&= 1490,83 - 601,28 \times 2,8 - 511 \\
&= -703,35 \text{ kg} \\
D_{D \text{ kiri}} &= D_{C \text{ kanan}} - q_{U2} \times 0,65 \\
&= -703,35 - 594,77 \times 0,65 \\
&= -1089,9 \text{ kg} \\
D_{D \text{ kanan}} &= D_{D \text{ kiri}} - P2 \\
&= -1089,9 - 615,944 \\
&= -1705,9 \text{ kg} \\
D_{B \text{ kiri}} &= D_{D \text{ kanan}} - q_{U2} \times 0,65 - P2 \\
&= -1705,9 - 594,77 \times 0,65 - 615,944 \\
&= -2603,08 \text{ kg} \\
V_u &= 1918,85 \text{ kg} \\
M_u &= 1848,195 \text{ kgm}
\end{aligned}$$

Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

Pelat sayap

$$\begin{aligned}
\lambda &= \frac{b_f}{2t_f} = \frac{100}{2 \times 8} = 6,25 \\
\lambda_p &= 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,748
\end{aligned}$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Pelat badan

$$\begin{aligned}
\lambda &= \frac{h}{t_w} = \frac{162}{5,5} = 29,45 \\
\lambda_p &= 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,348
\end{aligned}$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Penampang kompak, sehingga, $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}
M_n = Z_x \cdot f_y &= 200 \times 2500 \\
&= 500000 \text{ kgcm} \\
&= 5000 \text{ kgm}
\end{aligned}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1848,195 \leq 0,9 \times 5000$$

$$1848,195 \leq 4500 \text{ kgm (OK)}$$

Kontrol tekuk lateral

$$L_b = \sqrt{20^2 + 30^2} = 36,05551 \text{ cm}$$

$$L_r = 361,127 \text{ cm}$$

$$L_p = 110,512 \text{ cm}$$

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

$$\text{Sehingga } M_n = M_p$$

$$\begin{aligned} M_n = Z_x \cdot f_y &= 200 \times 2500 \\ &= 500000 \text{ kgcm} \\ &= 5000 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1848,195 \leq 0,9 \times 5000$$

$$1848,195 \leq 4500 \text{ kgm (OK)}$$

Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{162}{5,5} = 29,45$$

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

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

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 F_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (16,2 \times 0,55) \times 1 \\ &= 6682,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$2603,08 \leq 6014,25 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol lendutan

$$L = 330,189 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{330,189}{360} = 0,917 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,0029 \text{ cm (dari SAP2000)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,0029 \text{ cm} < 0,917 \text{ cm}$$

4.2.4.5 Perencanaan balok penumpu tangga

Balok penumpu tangga direncanakan menggunakan profil WF 250x125x6x9

$W = 29,6 \text{ kg/m}$	$r = 12 \text{ mm}$	$h = d - 2(t_f + r)$
$A = 37,66 \text{ cm}^2$	$Z_x = 352 \text{ cm}^3$	$= 208 \text{ mm}$
$d = 250 \text{ mm}$	$Z_y = 72 \text{ cm}^3$	$S_x = 324 \text{ cm}^3$
$b_f = 125 \text{ mm}$	$i_x = 10,4 \text{ cm}$	$S_y = 47 \text{ cm}^3$
$t_w = 6 \text{ mm}$	$i_y = 2,79 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 9 \text{ mm}$	$I_x = 4050 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 294 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

Perhitungan pembebanan

Beban mati

Berat profil balok utama

$$= 29,6 \text{ kg/m}$$

Sambungan 10%

$$= \frac{2,96 \text{ kg/m}}{+}$$

Total (q_D)

$$= 32,56 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

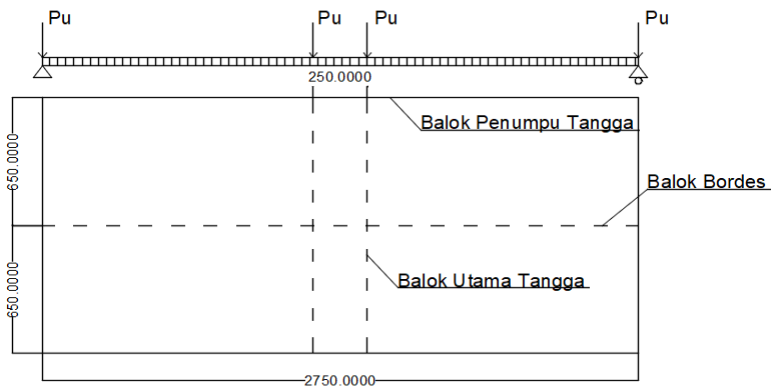
$$q_U = 1,2q_D + 1,6q_L$$

$$= 1,2 (32,56) + 1,6(0)$$

$$= 39,072 \text{ kg/m}$$

$P_U = 2801,74$ (dari reaksi R_B balok utama)

Gaya dalam pada balok penumpu



Gambar 4. 17 Pembebanan pada Balok Penumpu Tangga

Gaya geser yang terjadi

$$R_A = R_B = (\frac{1}{2} \times q_u \times L + 4 \times Pu) / 2 = (1/2 \times 39,072 \times 2,75 + 4 \times 2801,74) = 5630,34 \text{ kg}$$

$$V_u = R_A - Pu = 5630,34 - 2801,74 = 2828,6 \text{ kg}$$

Momen yang terjadi

$$\begin{aligned} M_u &= R_A \times \frac{L}{2} - \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 - Pu \times (L1 + L2) \\ &= 5630,34 \times 2,75 / 2 - 1/8 \times 39,072 \times 2,75^2 - 2801,74 \times (1,375 + 0,125) \\ &= 3502,17 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{125}{2 \times 9} = 6,944$$

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

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{208}{6} = 34,6667$$

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

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Penampang kompak, sehingga, $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_n = Z_x \cdot f_y &= 352 \times 2500 \\ &= 880000 \text{ kgcm} \\ &= 8800 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$3502,17 \leq 0,9 \times 8800$$

$$3502,17 \leq 7920 \text{ kgm (OK)}$$

Kontrol tekuk lateral

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

$$L_r = 428,221 \text{ cm}$$

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

$L_b < L_p$ (Bentang pendek)

Sehingga $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \cdot f_y = 352 \times 2500$$

$$= 880000 \text{ kgcm}$$

$$= 8800 \text{ kgm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$3502,17 \leq 0,9 \times 8800$$

$$3502,17 \leq 7920 \text{ kgm (OK)}$$

Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{208}{6} = 34,66667$$

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

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

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

$$= 0,6 \times 2500 \times (20,8 \times 0,6) \times 1$$

$$= 18720 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$5630,34 \leq 16848 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol lendutan

$$L = 265 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{265}{360} = 0,7361 \text{ cm}$$

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

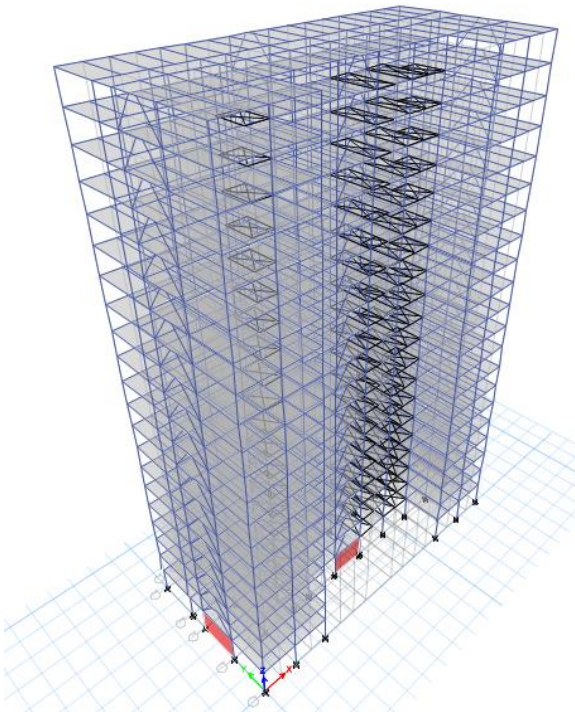
$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(0,3256) \cdot 265^4}{2000000 \cdot 4050} + \left[\frac{23}{684} \times \frac{1918,85 \cdot 265^3}{2000000 \cdot 4050} \right]$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,1508 \text{ cm} < 0,7361 \text{ cm}$$

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 20 lantai dan 1 lantai atap dengan total tinggi struktur 74 meter. Denah dari struktur yang ada dalam permodelan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:



Gambar 4. 18 Struktur 3D Gedung Apartemen Tamansari Iswara

Permodelan struktur apartemen Tamansari Iswara menggunakan proram bantu ETABS. Pada program ETABS, struktur apartemen akan dimodelkan sesuai kondisi yang nyata. Program ini akan membantu dalam mengecek apakah struktur sudah memenuhi persyaratan yang ada di SNI1726:2012 dan SNI 1729:2015.

4.3.2. Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur mengacu pada PBI 1983 dan SNI 1727:2013 dengan rincian sebagai berikut:

1. Beban Mati

Beban mati adalah seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap dan tidak terpisahkan dari bangunan selama masa layannya.

Beban mati yang dihitung pada struktur ini antara lain:

- Berat beton bertulang yang memiliki berat jenis 2400 kg/m^3
- Berat pelat bondek $10,1 \text{ kg/m}^2$
- Berat profil baja yang terpasang sebagai rangka baja berupa balok, kolom, tangga, bressing dll memiliki berat jenis 7850 kg/m^3
- Berat dinding partisi sebesar 73.42 kg/m^2
- Berat aspal sebesar 14 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm
- Berat spesi sebesar 22 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm
- Berat keramik sebesar 24 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm
- Berat MEP sebesar 25 kg/m^2
- Berat plafond dan penggantung sebesar 18 kg/m^2
- Beban lift merupakan beban terpusat pada balok lantai teratas, dengan besar beban lift terlampir

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

Pelat Atap

Berat aspal 2 cm (2×14)	$= 28 \text{ kg/m}^2$
Berat plafon + penggantung ($11+7$)	$= 18 \text{ kg/m}^2$
Berat MEP	$= 25 \text{ kg/m}^2$
Total	$= 71 \text{ kg/m}^2$
Sambungan (10%)	$= \frac{7,1 \text{ kg/m}^2}{10} +$
Total	$= 78,1 \text{ kg/m}^2$

Pelat Lantai

Dinding Partisi	= 73,42 kg/m ²
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	= 161,42 kg/m ²
Sambungan (10%)	= 16,14 kg/m ² +
Total	= 177,56 kg/m ²

2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang bertumpu pada bangunan yang memiliki kemungkinan untuk lepas dari bangunan tersebut. Beban hidup sudah termasuk perlengkapan ruangan dan dinding pemisah ringan (dinding partisi) yang beratnya tidak melebihi 100 kg/m². Beban hidup yang bekerja pada apartemen adalah sebagai berikut :

Lantai Atap	: 97,89 kg/m ²
Lantai Apartemen	: 195,78 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

$15 \leq \tilde{N} < 50$ = Tanah Sedang

$\tilde{N} < 15$ = Tanah Lunak

Tabel 4. 3 Perhitungan N Rata-Rata

Keterangan	Kedalaman (m)	Tebal (m)	N	Tebal/N
Lapisan 1	-2	2	21	0.095238
Lapisan 2	-4	2	18	0.111111
Lapisan 3	-6	4	10	0.4
Lapisan 4	-8	4	8	0.5
Lapisan 5	-10	4	16	0.25
Lapisan 6	-12	2	19	0.105263
Lapisan 7	-14	2	24	0.083333
Lapisan 8	-16	3	35	0.085714
Lapisan 9	-18	3	27	0.111111
Lapisan 10	-20	3	27	0.111111
Lapisan 11	-22	3	37	0.081081
Lapisan 12	-24	3	45	0.066667
Lapisan 13	-25	3	36	0.083333
Lapisan 14	-28	3	29	0.103448
Lapisan 15	-30	2	26	0.076923
Total	30			2.264335

$$\tilde{N} = \frac{30}{2.264} = 13,24 < 15$$

Dari perhitungan nilai N rata-rata diatas 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

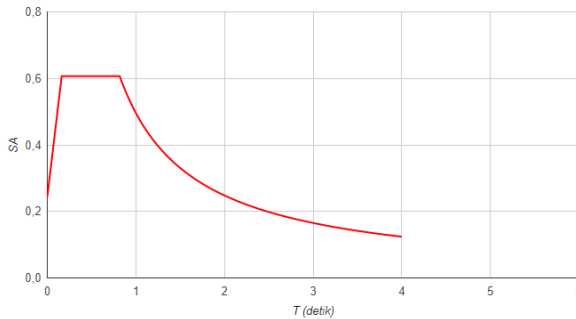
bekerja bersamaan pada struktur gedung. Kondisi ini disimulasikan dengan meninjau pembebanan gempa dalam suatu arah sumbu koordinat yang ditinjau 100%, yang bekerja bersamaan dengan pembebanan gempa dalam arah tegak lurus dengan peninjauan sebesar 30%.

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. 4 Parameter Gempa Surabaya untuk Situs E

PGA (g)	0.325
Ss (g)	0.663
S1 (g)	0.247
Fa	1.374
Fv	3.012
SMS (g)	0.910962
SM1 (g)	0.743964
SDS (g)	0.607
SD1 (g)	0.496
TO (s)	0.163336
TS (s)	0.81668
R	8
Cd	4
δ	2.5
I	1



Gambar 4. 19 Grafik Spektral Percepatan Gempa Surabaya

4.3.3.3 Faktor reduksi gempa (R)

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

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 resiko struktur bangunan gedung dan non gedung, pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan suatu faktor keamanan I_e . Gedung ini direncanakan sebagai bangunan perkantoran. Pada table 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::

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

Keterangan :

DL : Beban mati

LL : 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 dapat direduksi menjadi 0,5 kali.

4.3.5. Kontrol desain

Setelah dilakukan permodelan 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*)

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%.

Tabel 4. 5 Rekapitulasi Beban Mati Tambahan

Keterangan	beban (kg/m ²)	Luas (m ²)	Jumlah lantai	Total (kg)
atap	78.1	895.2	1	69915.12
lantai	177.56	836.88	20	2971928.256
basement	177.56			
				3041843.376

Tabel 4. 6 Rekapitulasi Beban Mati

Keterangan	profil	berat (kg/m)	panjang (m)	jumlah lantai	total (kg)
BA atap	WF 300x200x8x12	56.8	130	1	7384
BA lantai	WF 300x200x8x12	56.8	130	20	147680
BI melintang 2-10	WF 500x300x11x15	114	186	10	212040
BI melintang 11-15	WF 500x300x11x15	114	186	5	106020
BI melintang 16-20	WF 500x300x11x15	114	186	5	106020
BI memanjang 2-10	WF 500x300x11x15	114	199	10	226860
BI memanjang 11-15	WF 500x300x11x15	114	199	5	113430
BI memanjang 16-20	WF 500x300x11x15	114	199	5	113430
BI link memanjang 2-10	WF 500x300x11x15	114	11	10	12540
BI link memanjang 11-15	WF 500x300x11x15	114	11	5	6270
BI link memanjang 16-20	WF 500x300x11x15	114	11	5	6270
BI link melintang 2-10	WF 500x300x11x15	114	13	10	14820
BI link melintang 11-15	WF 500x300x11x15	114	13	5	7410
BI link melintang 16-20	WF 500x300x11x15	114	13	5	7410
BA (beton)	0.12	2400	130	1	37440
BI melintang (beton)	0.24	2400	199	1	114624
BI memanjang (beton)	0.24	2400	210	1	120960
Pelat atap	0.1	2400	895.2	1	214848
		10.1	895.2	1	9041.52
pelat lantai	0.1	2400	836.88	19	3816172.8
		10.1	836.88	19	160597.272
pelat lantai 1		0.15	836.88	1	125.532
				total	5561393.124

Tabel 4. 7 Rekapitulasi Beban Mati Kolom, Bracing, dan Shearwall

keterangan	profil	area (m2)	berat (kg/m)	panjang (m)	jumlah lantai	total (kg)
Bracing melintang	300x300x15x15		106	17.8044	20	37745.328
Bracing Memanjang	300x300x15x15		106	16.6432	20	35283.584
Shearwall memanjang	-	3.3	2400	4	1	31680
Shearwall melintang	-	3.9	2400	4	1	37440
kolom 1-10	CFT 700x700x28	0.414736	2400	161	10	1602539.9
		0.075264	7850	161	10	951224.064
kolom 11-15	CFT 700x700x28	0.414736	2400	161	5	801269.952
		0.075264	7850	161	5	475612.032
kolom 16-20	CFT 700x700x28	0.414736	2400	161	5	801269.952
		0.075264	7850	161	5	475612.032
kolom basement	-	1	2400	184	1	441600
				Total		5691276.85

Tabel 4. 8 Rekapitulasi Beban Hidup

Keterangan	Beban (kg/m ²)	Luas (m ²)	Jumlah lantai	Total (kg)
atap	97.89	895.2	1	87631.128
lantai	195.78	836.88	20	3276887.328
				3364518.456

Hasil perhitungan beban mati dan beban hidup (1D+1L) dari permodelan ETABS dan secara manual adalah pada tabel berikut.

Tabel 4. 9 Hasil Perhitungan Berat Struktur

Keterangan	Total (kg)	ETABS (kg)	Selisih (%)
Berat struktur	17659031.8	18028578.67	1.03550465

4.3.5.2 Kontrol partisipasi massa

Perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikiannya agar sesuai menurut SNI 1726:2012 yaitu partisipasi massa terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa asli dari masing-masing arah.

Tabel 4. 10 Partisipasi Massa

Case	Mode	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.0005	0.7187
Modal	2	0.7188	0.7191
Modal	3	0.7267	0.7191
Modal	4	0.7267	0.8316
Modal	5	0.8303	0.8317
Modal	6	0.8312	0.8317
Modal	7	0.8315	0.8723
Modal	8	0.871	0.8726
Modal	9	0.8713	0.8726
Modal	10	0.8714	0.8973
Modal	11	0.8954	0.8975
Modal	12	0.8955	0.8975
Modal	13	0.8956	0.8975
Modal	14	0.8957	0.9157
Modal	15	0.9135	0.9158
Modal	16	0.9136	0.9158
Modal	17	0.9136	0.9279
Modal	18	0.9136	0.9305
Modal	19	0.9285	0.9306
Modal	20	0.9285	0.9306

Dari tabel diatas, didapatkan partisipasi massa arah X sebesar 0,9135 pada moda ke 15 dan partisipasi massa arah Y sebesar 0,9157 pada moda ke 14. Maka dapat disimpulkan analisa struktur telah memenuhi SNI 1726:2012 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit 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 1726:2012, periode fundamental struktur harus ditentukan dari :

$$T_a = C_t \cdot h_n^x$$

(nilai C_t dan x diambil dari tabel 15 SNI 1726:2012)

$$C_t = 0,0731 \quad x = 0,75 \quad h_n = 70 \text{ m}$$

$$T_a = 0,0731 \cdot 70^{0,75} = 1,769 \text{ detik}$$

Dengan nilai $S_{D1} = 0,496$; maka $C_u = 1,4$

Sehingga periode struktur yang diijinkan adalah :

$$T = T_a \cdot C_u = 1,769 \times 1,4 = 2,476 \text{ detik}$$

Didapatkan nilai $T_x = 1,95$ detik dan $T_y = 2,01$ detik , maka analisa struktur telah memenuhi syarat SNI 1726:2012.

4.3.5.4 Kontrol nilai akhir respon spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1 , nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85% nilai respons statik. Rumus gaya geser static adalah :

$$V = C_s \cdot W$$

Dimana :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{0.607}{8/1} = 0,076$$

Nilai C_s tidak boleh lebih dari :

$$C_{s \max X} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.496}{2,063 \cdot \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,030053$$

$$C_{s \max Y} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.496}{2,11 \cdot \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,029384$$

Dan tidak boleh kurang dari :

$$C_{s \min} = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e > 0,01 = 0,044 \times 0,607 \times 1 = 0,02672$$

Maka diambil nilai $C_s = 0,030053$ untuk X dan 0,029384 untuk Y.

Dari analisis struktur yang sudah dilakukan, diperoleh berat total struktur adalah :

Berat total struktur adalah sebesar 11252670 kg

$$\text{Maka : } V_{\text{statik}} = C_s X \cdot W = 0,030053 \times 12464343 = 357227,6 \text{ kg}$$

$$V_{\text{statik}} = C_s Y \cdot W = 0,029384 \times 12464343 = 347097,3 \text{ kg}$$

Dari hasil analisis menggunakan program bantu ETABS didapatkan nilai gaya geser dasar (*base shear*) sebagai berikut :

Tabel 4. 11 Gaya Geser Dasar

Combo	Fx (kg)	Fy (kg)
Ex Max	301523.8	89106.1
Ey Max	90282.4	296937.7

Kontrol nilai akhir respon spektrum :

Arah-X

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}}$$

$$301523,8 \leq 303643,5 \text{ (NOT OK)}$$

Arah-Y

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}}$$

$$296937,7 \geq 295032,7 \text{ (OK)}$$

Sehingga perlu dikalikan skala untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1. Pada sumbu X perlu dikalikan skala yaitu 1,3 sehingga menjadi :

Arah-X

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}}$$

$$360797,4 \geq 303643,5 \text{ (OK)}$$

4.3.5.5 Kontrol simpangan antar lantai (*drift*)

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) ditentukan dengan persamaan berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \leq \Delta_a$$

Dimana :

δ_{xe} = defleksi pada lantai ke-x yang ditentukan dengan analisis elastis

C_d = faktor pembesaran defleksi (4)

I_e = faktor keutamaan gedung (1,0)

Δ_a = $0,020h_{sx}$

Tinggi tingkat 3,5 m

$$\Delta_a = 0,020h_{sx} = 0,020 \times 3,5 = 0,07 \text{ m} = 70 \text{ mm}$$

Tinggi tingkat 4 m

$$\Delta_a = 0,020h_{sx} = 0,020 \times 4 = 0,08 \text{ m} = 80 \text{ mm}$$

Tabel 4. 12 Kontrol Simpangan Antar Lantai Sumbu X

Story	Displacement X	δ_{xe}	δ_x	Δ (mm)	Kontrol
	mm				
Story21	45.839	0.803	3.212	70	OK
Story20	45.036	0.994	3.976	70	OK
Story19	44.042	1.219	4.876	70	OK
Story18	42.823	1.441	5.764	70	OK
Story17	41.382	1.655	6.62	70	OK
Story16	39.727	1.857	7.428	70	OK
Story15	37.87	2.047	8.188	70	OK
Story14	35.823	2.223	8.892	70	OK
Story13	33.6	2.387	9.548	70	OK
Story12	31.213	2.54	10.16	70	OK
Story11	28.673	2.679	10.716	70	OK
Story10	25.994	2.809	11.236	70	OK
Story9	23.185	2.922	11.688	70	OK
Story8	20.263	3.02	12.08	70	OK
Story7	17.243	3.093	12.372	70	OK
Story6	14.15	3.131	12.524	70	OK
Story5	11.019	3.108	12.432	70	OK
Story4	7.911	2.961	11.844	70	OK
Story3	4.95	2.554	10.216	70	OK
Story2	2.396	1.728	6.912	70	OK
Story1	0.668	0.668	2.672	80	OK

Tabel 4. 13 Kontrol Simpangan Antar Lantai Sumbu Y

Story	Displacement Y	δ_{xe}	δ_x	Δ (mm)	Kontrol
	mm				
Story21	42.328	0.95	3.8	70	OK
Story20	41.378	1.115	4.46	70	OK
Story19	40.263	1.295	5.18	70	OK
Story18	38.968	1.476	5.904	70	OK
Story17	37.492	1.649	6.596	70	OK
Story16	35.843	1.812	7.248	70	OK
Story15	34.031	1.963	7.852	70	OK
Story14	32.068	2.101	8.404	70	OK
Story13	29.967	2.227	8.908	70	OK
Story12	27.74	2.342	9.368	70	OK
Story11	25.398	2.447	9.788	70	OK
Story10	22.951	2.54	10.16	70	OK
Story9	20.411	2.621	10.484	70	OK
Story8	17.79	2.686	10.744	70	OK
Story7	15.104	2.73	10.92	70	OK
Story6	12.374	2.743	10.972	70	OK
Story5	9.631	2.71	10.84	70	OK
Story4	6.921	2.595	10.38	70	OK
Story3	4.326	2.295	9.18	70	OK
Story2	2.031	1.543	6.172	70	OK
Story1	0.488	0.488	1.952	80	OK

Dari hasil kontrol tabel di atas maka analisis struktur memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 1726:2012.

4.3.5.6 Kontrol sistem ganda

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.2.5.1., sistem rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya.

Tabel 4. 14 Kontrol Sistem Ganda

Sistem Rangka	Gempa X		Gempa Y	
	kg	%	kg	%
SRBE	343213.3	68.47799	206150.2	56.61301
SRPM	157989	31.52201	157989	43.38699
Total	501202.3	100	364139.2	100

Dari hasil perhitungan diatas, dapat dilihat bahwa presentase total dari SRPM memiliki nilai lebih besar dari 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur sistem ganda berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.2.5.1.

4.4. Perencanaan Struktur Primer

4.4.1. Perencanaan Link

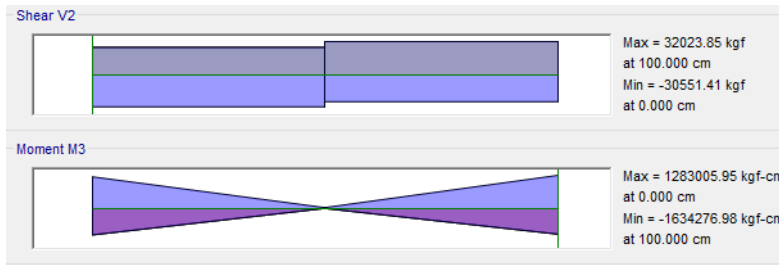
4.4.1.1 Perencanaan link memanjang

Balok link direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x15, dengan data-data sebagai berikut :

$W = 114 \text{ kg/m}$	$r = 26 \text{ mm}$	$h = d - 2(t_f + r)$
$A = 145.5 \text{ cm}^2$	$Z_x = 2663 \text{ cm}^3$	$= 400 \text{ mm}$
$d = 482 \text{ mm}$	$Z_y = 689 \text{ cm}^3$	$S_x = 2500 \text{ cm}^3$
$b_f = 300 \text{ mm}$	$i_x = 20.4 \text{ cm}$	$S_y = 451 \text{ cm}^3$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$i_y = 6.82 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 15 \text{ mm}$	$I_x = 60400 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 6760 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

Didapatkan hasil dari ETABS adalah

N_u	$= 4428,97 \text{ kg}$
V_u	$= 30805,77 \text{ kg}$
M_u	$= 1195243,63 \text{ kgcm}$



Gambar 4. 20 Gaya Dalam Link Memanjang

1. Penentuan jenis link

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 2663 \times 2500 = 6657500 \text{ kgcm}$$

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 0,6 \times 2500 \times (48,2 - 2 \times 1,5) \times 1,1 = 74580 \text{ kg}$$

$$e = \frac{1,6 \times M_p}{V_p} = \frac{1,6 \times 6657500}{74590} = 142.82 \text{ cm}$$

Pada analisa yang dilakukan di aplikasi ETABS, direncanakan panjang link untuk Short adalah 100 cm

2. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 15} = 10$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36,36$$

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

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka :

$$N_y = A_g \times f_y = 145,5 \times 2500 = 363750 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y = 0,15 \times 363750 = 53562,5 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y > N_u$$

$$53562,5 > 4428,97 \text{ kg}$$

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* diambil yang terkecil dari V_p atau $2 M_p/e$

$$V_p = 0,6.f_y.(d-2.tf).tw = 74850 \text{ kg}$$

$$V_p = \frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 6657500}{100} = 133150 \text{ kg}$$

$$V_n = V_p = 74580 \text{ kg}$$

- Cek kapasitas penampang

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$30805,77 \leq 0,9 \times 74580$$

$$30805,77 \leq 67122 \text{ kg (OK)}$$

4. 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.

$$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \phi = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \frac{\delta x}{H \text{ lantai}} = \left(\frac{550}{100}\right) \cdot \frac{1.006}{350} = 0,015809$$

$\alpha < \alpha \text{ maks}$

0,015809 < 0,08 radian (OK)

4.4.1.2 Pengaku link arah memanjang

Untuk pengaku dengan panjang *link* $\leq 1,6Mp/V_p$, harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga-harga berikut :

Untuk $\alpha = 0,08$ radian

$$S = 30 \text{ tw} - d/5 = 30 \times 1.1 - 48.2/5 = 23.26 \text{ cm}$$

Untuk $\alpha = 0,02$ radian

$$S = 52 \text{ tw} - d/5 = 52 \times 1.1 - 48.2/5 = 47.56 \text{ cm}$$

Untuk $\alpha = 0,015809$ radian, maka harus diinterpolasi

$$S = 47.5 - \left(\frac{0.015809 - 0.02}{0.08 - 0.02}\right) \cdot (47.56 - 23.26) = 47,56 \text{ cm}$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 25 cm

4.4.1.3 Perencanaan link arah melintang

Balok link direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x15, dengan data-data sebagai berikut :

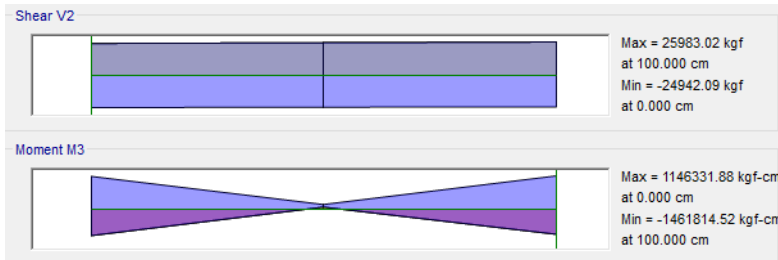
W = 114 kg/m	r = 26 mm	h = d-2(t _f +r)
A = 145.5 cm ²	Z _x = 2663 cm ³	= 400 mm
d = 482 mm	Z _y = 689 cm ³	S _x = 2500 cm ³
b _f = 300 mm	i _x = 20.4 cm	S _y = 451 cm ³
t _w = 11 mm	i _y = 6.82 cm	f _y = 250 Mpa
t _f = 15 mm	I _x = 60400 cm ⁴	f _u = 410 Mpa
	I _y = 6760 cm ⁴	E = 200000 Mpa

Didapatkan hasil dari ETABS adalah

Nu = 691,06 kg

Vu = 26689,99 kg

Mu = 1437229 kgcm



Gambar 4. 21 Gaya Dalam Link Melintang

1. Penentuan jenis link

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 2663 \times 2500 = 6657500 \text{ kgcm}$$

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 0,6 \times 2500 \times (48,2 - 2 \times 1,5) \times 1,1 = 74580 \text{ kg}$$

$$e = \frac{1,6 \times M_p}{V_p} = \frac{1,6 \times 6657500}{74590} = 142.82 \text{ cm}$$

Pada analisa yang dilakukan di aplikasi ETABS, direncanakan panjang link untuk Short adalah 100 cm

2. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 15} = 10$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{400}{11} = 36,36$$

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

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka :

$$N_y = A_g \times f_y = 145,5 \times 2500 = 363750 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y = 0,15 \times 691,06 = 53562,5 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y > N_u$$

$$53562,5 > 691,06 \text{ kg}$$

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* diambil yang terkecil dari V_p atau $2 M_p/e$

$$V_p = 0,6 f_y (d - 2 t_f) t_w = 74850 \text{ kg}$$

$$V_p = \frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 6657500}{100} = 133150 \text{ kg}$$

$$V_n = V_p = 74580 \text{ kg}$$

- Cek kapasitas penampang

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$26689,99 \leq 0,9 \times 74580$$

$$26689,99 \leq 67122 \text{ kg (OK)}$$

4. 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.

$$A = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \phi = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \frac{\delta x}{H_{lantai}} = \left(\frac{650}{100}\right) \cdot \frac{1.104}{350} = 0,0205$$

$$\alpha < \alpha_{maks}$$

$$0,0205 < 0,08 \text{ radian (OK)}$$

4.4.1.4 Pengaku link arah memanjang

Untuk pengaku dengan panjang *link* $\leq 1,6 M_p/V_p$, harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga-harga berikut :

Untuk $\alpha = 0,08$ radian

$$S = 30 t_w - d/5 = 30 \times 1.1 - 48.2/5 = 23.26 \text{ cm}$$

Untuk $\alpha = 0,02$ radian

$$S = 52 t_w - d/5 = 52 \times 1.1 - 48.2/5 = 47.56 \text{ cm}$$

Untuk $\alpha = 0,015809$ radian, maka harus diinterpolasi

$$S = 47.5 - \left(\frac{0.0205 - 0.02}{0.08 - 0.02}\right) \cdot (47.56 - 23.26) = 47,35 \text{ cm}$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 25 cm

4.4.2. Balok diluar link

4.4.2.1 Balok diluar link arah memanjang

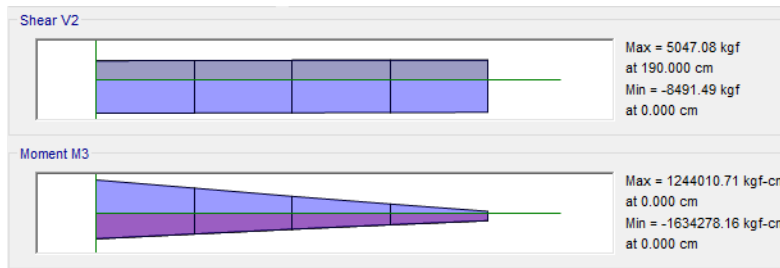
Balok diluar link direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x15, dengan data-data sebagai berikut :

$W = 114 \text{ kg/m}$	$r = 26 \text{ mm}$	$h = d - 2(t_f + r)$
$A = 145.5 \text{ cm}^2$	$Z_x = 2663 \text{ cm}^3$	$= 400 \text{ mm}$
$d = 482 \text{ mm}$	$Z_y = 689 \text{ cm}^3$	$S_x = 2500 \text{ cm}^3$
$b_f = 300 \text{ mm}$	$i_x = 20.4 \text{ cm}$	$S_y = 451 \text{ cm}^3$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$i_y = 6.82 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 15 \text{ mm}$	$I_x = 60400 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 6760 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

Didapatkan hasil dari ETABS adalah

$$V_u = 8491,49 \text{ kg}$$

$$M_u = 1634278,16 \text{ kgcm}$$



Gambar 4. 22 Gaya Dalam Balok Diluar Link Memanjang

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 .

$$V_u = 1,1 \times R_y \times V_n = 1,1 \times 1,5 \times 74580 = 123057 \text{ kg}$$

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

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 74850 \text{ kg}$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 2663 \times 2500 = 6657500 \text{ kgcm}$$

$$V_p = \frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 6657500}{100} = 133150 \text{ kg}$$

sehingga V_p diambil = 74580 kg

Maka, $V_u = 123057 \text{ kg}$

1. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 15} = 10$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36,36$$

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

$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$

Sehingga $M_n = M_p$

$M_n = Z_x \cdot f_y = 6657500 \text{ kgcm}$

2. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36,36$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,35$$

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

$V_n = 0,6 F_y A_w C_v = 0,6 \times 2500 \times 40 \times 1,1 \times 1 = 66000 \text{ kg}$

3. Kontrol interaksi geser dan lentur

$$\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} \leq 1,375$$

$$\frac{1694349}{5991750} + 0,625 \frac{8518,71}{66000} \leq 1,375$$

$$0,2827 + 0,08963 \leq 1,375$$

$$0.3724 \leq 1,375 \text{ (OK)}$$

4.4.2.2 Balok diluar link arah melintang

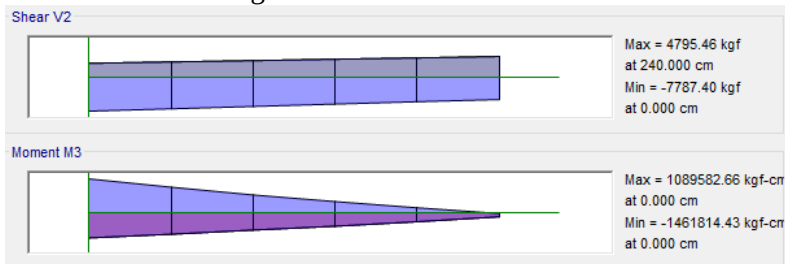
Balok diluar link direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x15, dengan data-data sebagai berikut :

W = 114 kg/m	r = 26 mm	h = d-2(t _f +r)
A = 145.5 cm ²	Z _x = 2663 cm ³	= 400 mm
d = 482 mm	Z _y = 689 cm ³	S _x = 2500 cm ³
b _f = 300 mm	i _x = 20.4 cm	S _y = 451 cm ³
t _w = 11 mm	i _y = 6.82 cm	f _y = 250 Mpa
t _f = 15 mm	I _x = 60400 cm ⁴	f _u = 410 Mpa
	I _y = 6760 cm ⁴	E = 200000 Mpa

Didapatkan hasil dari ETABS adalah

$$V_u = 7141,04 \text{ kg}$$

$$M_u = 1430275 \text{ kgcm}$$



Gambar 4. 23 Gaya Dalam Balok Diluar Link Melintang

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 .

$$V_u = 1,1 \times R_y \times V_n = 1,1 \times 1,5 \times 74580 = 123057 \text{ kg}$$

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

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 74850 \text{ kg}$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 2663 \times 2500 = 6657500 \text{ kgcm}$$

$$V_p = \frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 6657500}{100} = 133150 \text{ kg}$$

sehingga V_p diambil = 74580 kg

Maka, $V_u = 123057$ kg

1. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 15} = 10$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36,36$$

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

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Sehingga $M_n = M_p$

$M_n = Z_x \cdot f_y = 6657500$ kgcm

2. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36,36$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63,35$$

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

$V_n = 0,6 F_y A_w C_v = 0,6 \times 2500 \times 40 \times 1,1 \times 1 = 66000$ kg

3. Kontrol interaksi geser dan lentur

$$\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} \leq 1,375$$

$$\frac{1430275}{5991750} + 0,625 \frac{7141,04}{66000} \leq 1,375$$

$$0,2827 + 0,08963 \leq 1,375$$

$$0,3724 \leq 1,375 \text{ (OK)}$$

4.4.3. Perencanaan bresing

4.4.3.1 Perencanaan bresing arah memanjang

Bresing direncanakan menggunakan profil WF 300x300x15x15, dengan data-data sebagai berikut :

W = 106 kg/m	r = 18 mm	h = d-2(t _f +r)
A = 134,8 cm ²	Z _x = 1577 cm ³	= 234 mm
d = 300 mm	Z _y = 713 cm ³	S _x = 1440 cm ³
b _f = 305 mm	i _x = 12,6 cm	S _y = 466 cm ³
t _w = 15 mm	i _y = 7,26 cm	f _y = 250 Mpa
t _f = 15 mm	I _x = 21500 cm ⁴	f _u = 410 Mpa
	I _y = 7100 cm ⁴	E = 200000 Mpa

$\alpha = 57.26^\circ$ (Sudut Bresing)

L = 416,08 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*.

$V_u = 1,25 \cdot R_y \cdot V_n = 1,25 \times 1.5 \times 74580 = 139837.5 \text{ kg}$

$$P_{u \text{ tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{139837.5}{\sin 57.26} = 212866,9 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{139837.5}{\sin 57.26} = 212866,9 \text{ kg}$$

1. Kontrol penampang profil

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{305}{2 \times 15} = 10,167$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15,81$$

$$\lambda < \lambda_R$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{234}{15} = 15,6$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42,058$$

$$\lambda < \lambda_R$$

2. Kontrol kuat bresing

$$\text{Arah } X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{416,08}{12,6} = 33,022$$

$$\text{Arah } Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{416,08}{7,26} = 57,311$$

$$\lambda \text{ pakai} = 57,311$$

$$f_e = \frac{\pi^2 x E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 x 2000000}{(57,311)^2} = 6009,652 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L_{ky}}{i_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$57,311 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

$$57,311 \leq 133.219 \text{ maka,}$$

$$F_{cr} = \left[0.685^{\frac{f_y}{f_e}} \right] x f_y = \left[0.685^{\frac{2500}{6009,652}} \right] x 2500 = 2135,933$$

• Bresing tarik

$$P_{max} = R_y \cdot F_y \cdot A_g = 1.5 \times 2500 \times 134,8 = 505500 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 505500 = 454950 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$454950 > 212866,9 \text{ kg (OK)}$$

• Bresing tekan

$$P_{max} = 1,1 \cdot R_y \cdot A_g \cdot F_{cr} = 1.1 \times 1.5 \times 134,8 \times 2135,933 = 475074,3 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.85 \times 475074,3 = 403813,2 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$403813,2 > 212866,9 \text{ kg (OK)}$$

4.4.3.2 Perencanaan bresing arah melintang

Bresing direncanakan menggunakan profil WF 300x300x15x15, dengan data-data sebagai berikut :

$$W = 106 \text{ kg/m} \quad r = 18 \text{ mm} \quad h = d - 2(t_f + r)$$

$$A = 134,8 \text{ cm}^2 \quad Z_x = 1577 \text{ cm}^3 \quad = 234 \text{ mm}$$

$d = 300 \text{ mm}$	$Z_y = 713 \text{ cm}^3$	$S_x = 1440 \text{ cm}^3$
$b_f = 305 \text{ mm}$	$i_x = 12,6 \text{ cm}$	$S_y = 466 \text{ cm}^3$
$t_w = 15 \text{ mm}$	$i_y = 7,26 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 15 \text{ mm}$	$I_x = 21500 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 7100 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 51,84^\circ \text{ (Sudut Bresing)}$$

$$L = 445,11 \text{ cm}$$

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*.

$$V_u = 1,25 \cdot R_y \cdot V_n = 1,25 \times 1,5 \times 74580 = 139837,5 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{139837,5}{\sin 51,84} = 139840,8 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{139837,5}{\sin 51,84} = 139840,8 \text{ kg}$$

1. Kontrol penampang profil

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{305}{2 \times 15} = 10,167$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15,81$$

$$\lambda < \lambda_R \rightarrow \text{Penampang tidak langsing}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{234}{15} = 15,6$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42,058$$

$$\lambda < \lambda_R \rightarrow \text{Penampang tidak langsing}$$

3. Kontrol kuat bresing

$$\text{Arah } X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{445,11}{12,6} = 35,326$$

$$\text{Arah } Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{445,11}{7,26} = 61,309$$

$$\lambda \text{ pakai} = 61,309$$

$$f_e = \frac{\pi^2 x E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 x 20000000}{(61,309)^2} = 5251,318 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L_{ky}}{i_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$61,309 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

$$61,309 \leq 133.219 \text{ maka,}$$

$$F_{cr} = \left[0.685 \frac{f_y}{f_e}\right] x f_y = \left[0.685 \frac{2500}{5251,318}\right] x 2500 = 2087,935$$

- Bresing tarik

$$P_{max} = R_y \cdot F_y \cdot Ag = 1.5 x 2500 x 134,8 = 505500 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 x 505500 = 454950 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$454950 > 139840,8 \text{ kg (OK)}$$

- Bresing tekan

$$P_{max} = 1,1 \cdot R_y \cdot Ag \cdot F_{cr} = 1.1 x 1.5 x 134,8 x 2087,935 = 464398,6 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.85 x 464398,6 = 394738,8 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$394738,8 > 212866,9 \text{ kg (OK)}$$

4.4.4. Perencanaan balok induk

4.4.4.1 Perencanaan balok induk arah melintang

Balok induk arah melintang direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x15, balok yang ditinjau adalah balok induk B39 Lantai 13, dengan data – data sebagai berikut:

W = 114 kg/m	r = 26 mm	h = d - 2(t _f + r)
A = 145.5 cm ²	Z _x = 2663 cm ³	= 400 mm
d = 482 mm	Z _y = 689 cm ³	S _x = 2500 cm ³
b _f = 300 mm	i _x = 20.4 cm	S _y = 451 cm ³
t _w = 11 mm	i _y = 6.82 cm	f _y = 250 Mpa
t _f = 15 mm	I _x = 60400 cm ⁴	f _u = 410 Mpa
	I _y = 6760 cm ⁴	E = 200000 Mpa

a. Sebelum komposit

Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek dan beban pelat beton. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:

$M_{max} : 935587,87 \text{ kgcm}$

$V_{max} : 4394,64 \text{ kg}$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 15} = 10$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.36$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$M_n = Z_x F_y = 2663 \times 2500 = 6657500 \text{ kgcm}$

$M_u \leq \phi_b M_n$

$935587,9 \leq 0.9 \times 6657500$

$935587,9 \leq 5991750 \text{ kgcm (OK)}$

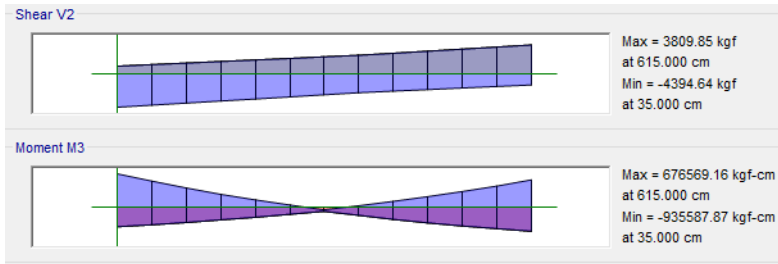
- Kontrol Tekuk Lateral

$L_b = 650 \text{ cm}$

$L_p = 339.5018 \text{ cm}$

$L_r = 980.6543 \text{ cm}$

$L_p < L_b < L_r$ (Bentang Menengah)



Gambar 4. 24 Gaya dalam Balok Induk Melintang Sebelum Komposit

$$M_{maks} = 935587,87 \text{ kgcm}$$

$$M_A = 422683,52 \text{ kgcm}$$

$$M_B = 117950,6 \text{ kgcm}$$

$$M_C = 473464,77 \text{ kgcm}$$

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

$$= \frac{12,5 \times 667683}{2,5 \times 667683 + 3 \times 207974 + 4 \times 206755 + 3 \times 291223}$$

$$= 2,12 \leq 2.3$$

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

$$= 2,089 \left[6657500 - (6657500 - 0,7 \times 2500 \times 2500) \left(\frac{650 - 339,5018}{980,6543 - 339,5018} \right) \right] < 6657500$$

$$11807370,68 \text{ kgcm} \geq 6657500 \text{ kgcm}$$

- Cek kemampuan penampang

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$935587,87 \leq 0,9 \times 6657500$$

$$935587,87 \leq 5991750 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{400}{11} = 36,36$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63,35$$

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

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v = 0,6 \times 2500 \times 40 \times 1,1 \times 1 = 66000 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$4394,64 \leq 59400 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 650 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{650}{360} = 1,805 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,0678 \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,0678 \text{ cm} < 1,805 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

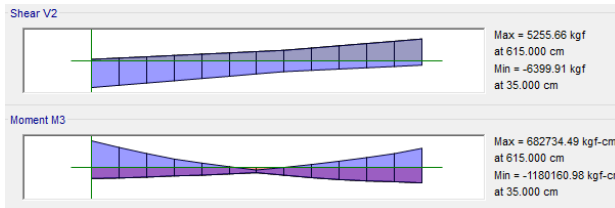
- Setelah komposit

Pada kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:

$$M_{\max} : 682734.49 \text{ kgcm}$$

$$M_{\min} : 1180160.98 \text{ kgcm}$$

$$V_{\max} : 6399.91 \text{ kg}$$



Gambar 4. 25 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Setelah Komposit

- Zona Momen Positif

Menghitung momen nominal

- Lebar efektif

$$B_{eff} \leq 1/4 L = 1/4 * 650 = 162,5 \text{ cm}$$

$$B_{eff} \leq \frac{1}{2} S = \frac{1}{2} 550 = 275 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai $B_{eff} = 162,5 \text{ cm}$

- Kriteria penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.36$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak), sehingga momen nominal dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

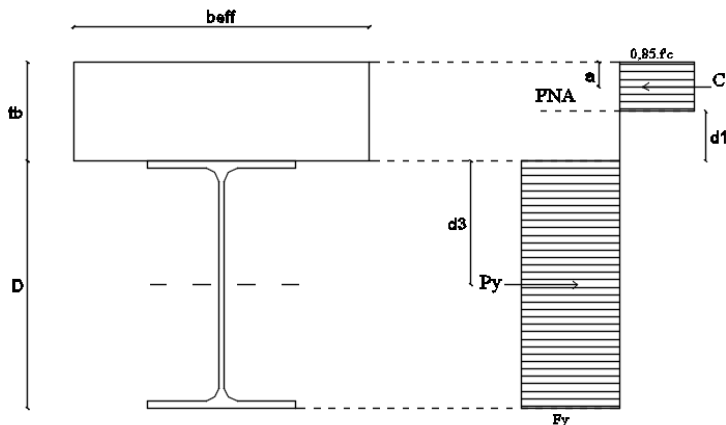
- Kontrol Momen

$$C1 = 0.85 f_c' t_{plat} b_{eff} = 0.85 \times 300 \times 10 \times 162,5 = 414375 \text{ kg}$$

$$C2 = A_s f_y = 145,5 \times 2500 = 363759 \text{ kg}$$

Karena $C1 < C2$, maka garis netral terletak pada beton

$$a = \frac{c}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_{eff}} = \frac{363759}{0,85 \cdot 300 \cdot 162,5} = 8,77 \text{ cm}$$



Gambar 4. 26 Gaya pada Balok Komposit Melintang saat Zona Momen Positif

$$d1 = h_r + t_{plat} - a/2 = 54 + 46 - 8,77/2 = 56,108 \text{ mm}$$

$d_2 = 0$ (baja tidak mengalami tekan)

$$d3 = \frac{1}{2} D = \frac{1}{2} 482 = 241 \text{ mm}$$

$$C = 414375 \text{ kg}$$

$$T = 363750 \text{ kg}$$

$$M_n = C (d_1 + d_2) + T (d_3 - d_2) = 414375 (5,6 + 0) + 363759 (24,1 - 0) = 11091375 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1180161 \leq 0,9 \times 11091375$$

$$1180161 \leq 9982237,5 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36,36$$

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

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

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \\ = 0,6 \times 2500 \times 40 \times 1,1 \times 1 = 66000 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$6332,66 \leq 59400 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 650 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{650}{360} = 1,805 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,109 \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,109 \text{ cm} < 1,805 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

2. Zona Momen negatif

Data tulangan negatif pelat:

$$\text{Diameter} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Tulangan (Ar)} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \text{Beff/Jarak tulangan} = 162,5/20 = 8,125 = 9 \text{ buah}$$

$$\text{selimut beton (c)} = 20 \text{ mm}$$

- Menghitung momen nominal

$$T = n \cdot A_r \cdot f_y = 9 \times 0,785 \times 4000 = 28274,33 \text{ kg}$$

$$P_y = A_s f_y = 145,5 \times 2500 = 363750 \text{ kg}$$

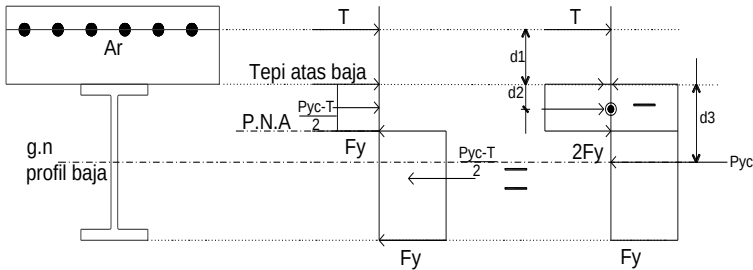
Gaya pada sayap profil P_f

$$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30 \times 1,5 \times 2500 = 112500 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil

$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \frac{363759 - 12566,37}{2} - 112500 = 55237,83 \text{ kg}$$

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot F_y} = \frac{55237,83}{1,1 \times 2500} = 20,08 \text{ cm}$$



Gambar 4. 27 Gaya pada Balok Komposit Melintang saat Zona Momen Negatif

$$d_2 = \frac{(P_f \times 0,5 t_f) + (P_w (t_f + 0,5 a_w))}{P_f + P_w}$$

$$d_2 = \frac{(112500 \times 0,5 \times 1,5) + (60525 (1,5 + 0,5 \times 22,009))}{112500 + 60525} = 4,304 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = 24,1 \text{ cm}$$

$$d_1 = h_r + t_{\text{plat}} - c = 5,4 + 4,6 - 2 = 8 \text{ cm}$$

$$M_n = T (d_1 + d_2) + P_y (d_3 - d_2) = 28274,33 (8 + 4,304) + 363759 (24,1 - 4,304) = 7548572 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1180161 \leq 0,9 \times 7548572$$

$$1180161 \leq 6793715,053 \text{ kgm (OK)}$$

3. Perencanaan Shear Connector (Stud)

$$d = 19 \text{ mm}$$

$$A_s = 2,83 \text{ cm}^2$$

$$f_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 0,043 \times W_c^{1,5} \sqrt{f_c} = 0,043 \times 2400^{1,5} \sqrt{30} = 27691,47 \text{ Mpa}$$

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot (f_c' \cdot E_c)^{0,5} = 0,5 \cdot 2.83 \cdot (300 \cdot 27691,47)^{0,5} = 129211,4 \text{ N}$$

Jumlah penghubung geser momen positif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

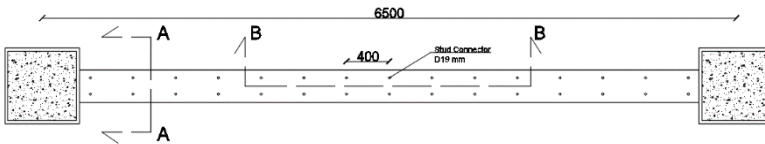
$$N = \frac{v'}{2Q_n} = \frac{363750}{2 \times 129211,4} = 14,07 = 15 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen positif adalah:

$$S_{min} = 6 \times d_s = 6 \times 1,9 = 11,4 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 8 \times t_{plat} = 8 \times 10 = 80 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{650}{15} = 43,33 = 40 \text{ cm}$$



Gambar 4. 28 Balok Induk Komposit Melintang

4.4.4.2 Perencanaan balok induk arah memanjang

Balok induk arah memanjang direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x15, balok yang ditinjau adalah balok induk B89 Lantai 19, dengan data – data sebagai berikut:

W = 114 kg/m	r = 26 mm	h = d-2(t _f +r)
A = 145.5 cm ²	Z _x = 2663 cm ³	= 400 mm
d = 482 mm	Z _y = 689 cm ³	S _x = 2500 cm ³
b _f = 300 mm	i _x = 20.4 cm	S _y = 451 cm ³
t _w = 11 mm	i _y = 6.82 cm	f _y = 250 Mpa
t _f = 15 mm	I _x = 60400 cm ⁴	f _u = 410 Mpa
	I _y = 6760 cm ⁴	E = 200000 Mpa

a. Sebelum komposit

Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek dan beban pelat beton. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:

M_{max} : 874832,32 kgcm

V_{max} : 5638,65 kg

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 15} = 10$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

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

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{400}{11} = 36.36$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

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

Penampang kompak sehingga, M_n=M_p

$$M_n = Z_x F_y = 2663 \times 250 = 6657500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$874832,32 \leq 0.9 \times 6657500$$

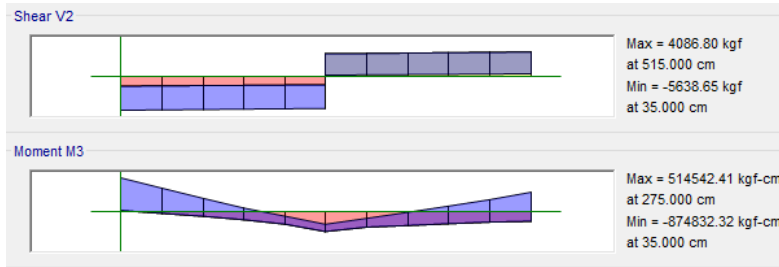
$$874832,32 \leq 5991750 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 550 \text{ cm}$$

$$L_p = 339.5018 \text{ cm}$$

$$L_r = 980.6543 \text{ cm}$$



Gambar 4. 29 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Sebelum Komposit

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

$$M_{maks} = 874832,32 \text{ kgcm}$$

$$M_A = 874832,32 \text{ kgcm}$$

$$M_B = 514542,41 \text{ kgcm}$$

$$M_C = 320679,94 \text{ kgcm}$$

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

$$= \frac{12,5 \times 818469}{2,5 \times 818469 + 3 \times 288538 + 4 \times 512933 + 3 \times 292528}$$

$$= 1,39 \leq 2.3$$

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

$$= 1,751 \left[6657500 - (6657500 - 0,7 \times 2500 \times 2500) \left(\frac{550 - 339.5018}{980.6543 - 339.5018} \right) \right] < 6657500$$

$$8249427,334 \text{ kgcm} \geq 6657500 \text{ kgcm}$$

- Cek kemampuan penampang

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$874832,32 \leq 0.9 \times 6657500$$

$$874832,32 \leq 5991750 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.36$$

$$\lambda p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63.35$$

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

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v = 0,6 \times 2500 \times 40 \times 1,1 \times 1 = 66000 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$5638,65 \leq 66000 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 550 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{550}{360} = 1,527 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,113 \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,113 \text{ cm} < 1,527 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

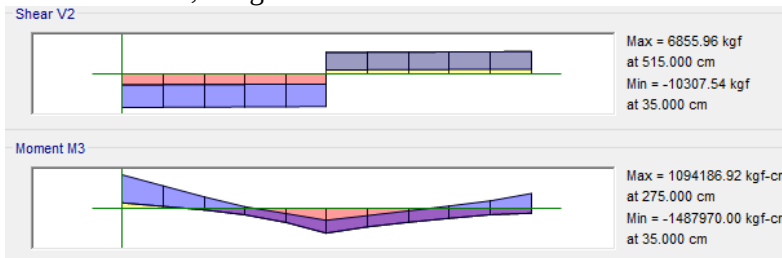
- Setelah komposit

Pada kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:

$$M_{max} : 1094186,92 \text{ kgcm}$$

$$M_{min} : 1487970 \text{ kgcm}$$

$$V_{max} : 10307,65 \text{ kg}$$



Gambar 4. 30 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Setelah Komposit

- Zona Momen Positif

Menghitung momen nominal

- Lebar efektif

$$B_{eff} \leq 1/4 L = 550 = 137,5 \text{ cm}$$

$$B_{eff} \leq \frac{1}{2} S = \frac{1}{2} 550 = 275 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai $B_{eff} = 137,5 \text{ cm}$

- Kriteria penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.36$$

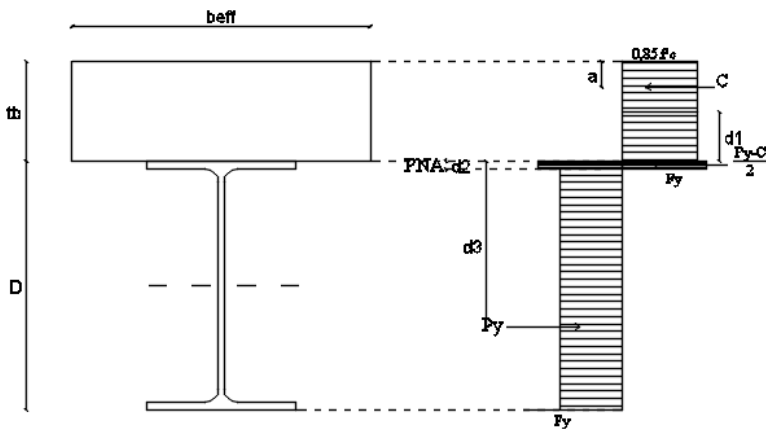
$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak), sehingga momen nominal dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

- Kontrol Momen

$$C1 = 0.85 f_c' t_{plat} b_{eff} = 0.85 \times 300 \times 10 \times 137,5 = 350625 \text{ kg}$$

$$C2 = A_s f_y = 145.5 \times 2500 = 363750 \text{ kg}$$



Gambar 4. 31 Gaya pada Balok Komposit Memanjang saat Zona Momen Positif

Karena $C1 < C2$, maka garis netral terletak pada baja

$$a = \frac{c}{0.85 \cdot f_c' \cdot b_{eff}} = \frac{350625}{0.85 \cdot 300 \cdot 137,5} = 10 \text{ cm}$$

$$d1 = h_r + t_{plat} - a/2 = 54 + 46 - 50 = 50 \text{ mm}$$

Gaya pada sayap profil P_f

$$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30 \times 1.5 \times 2500 = 112500 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil P_w

$$C_s = \frac{C_2 - C_1}{2} = \frac{363750 - 350625}{2} = 6562,5 \text{ kg}$$

d_2 jatuh di sayap profil, karena $\frac{C_2 - C_1}{2} < P_f$

$$d_2 = 15 \text{ mm}$$

$$d_3 = \frac{1}{2} D = \frac{1}{2} 482 = 241 \text{ mm}$$

$$C = 350625 \text{ kg}$$

$$T = 363750 \text{ kg}$$

$$M_n = C(d_1 + d_2) + T(d_3 - d_2) = 350625(50 + 15) + 363750(24,1 - 15) = 10499812,5 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1094187 \leq 0.9 \times 10499812,5$$

$$1094187 \leq 9449831,25 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.36$$

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

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

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

$$= 0.6 \times 2500 \times 40 \times 1.1 \times 1 = 66000 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$10307,65 \leq 59400 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 550 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{550}{360} = 1,527 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0.1833 \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,1833 \text{ cm} < 1,527 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

2. Zona Momen negatif

Data tulangan negatif pelat:

Diameter = 10 mm

Luas Tulangan (A_r) = 0,785 cm²

Jumlah tulangan = $B_{eff}/\text{Jarak tulangan} = 137,5/25 = 5,5 = 6$ buah
selimut beton (c) = 20 mm

- Menghitung momen nominal

$T = n \cdot A_r \cdot f_y = 6 \times 0,785 \times 5000 = 23561,94$ kg

$P_y = A_s f_y = 145,5 \times 2500 = 363750$ kg

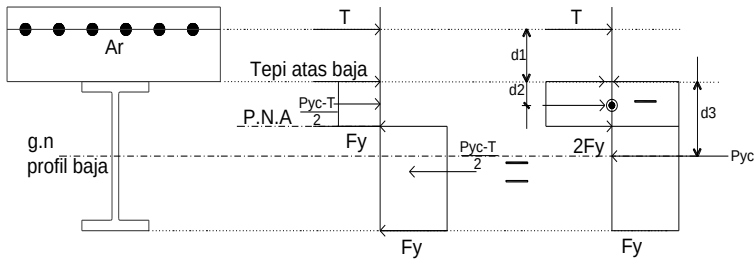
Gaya pada sayap profil P_f

$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30 \times 1,5 \times 2500 = 112500$ kg

Gaya pada badan profil

$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \frac{363750 - 23561,94}{2} - 112500 = 57594,02 \text{ kg}$$

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot F_y} = \frac{57594,02}{1,1 \times 2500} = 20,94 \text{ cm}$$



Gambar 4. 32 Gaya pada Balok Komposit Memanjang saat Zona Momen Negatif

$$d_2 = \frac{(P_f \times 0,5 t_f) + (P_w (t_f + 0,5 a_w))}{P_f + P_w}$$

$$d_2 = \frac{(112500 \times 0,5 \times 1,5) + (62295(1,5 + 0,5 \times 23,39))}{112500 + 64368,45} = 4,54 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = 24,1$$

$$d_1 = h_r + t_{plat} - c = 5,4 + 4,6 - 2 = 8 \text{ cm}$$

$$M_n = T(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2) = 23561,94(8+4,54) + 363750(24,1-4,54) = 7407130 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1487970 \leq 0.9 \times 7407130$$

$$1487970 \leq 6666417,426 \text{ kgm (OK)}$$

3. Perencanaan Shear Connector (Stud)

$$d = 19 \text{ mm}$$

$$A_{sa} = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$f_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 0,043 \times W_c^{1,5} \sqrt{f_c} = 0,043 \times 2400^{1,5} \sqrt{30} = 27691,47 \text{ Mpa}$$

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot (f_c' \cdot E_c)^{0,5} = 0,5 \cdot 2.83 \cdot (300 \cdot 27691,47)^{0,5} = 128970,4 \text{ N}$$

Jumlah penghubung geser momen positif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

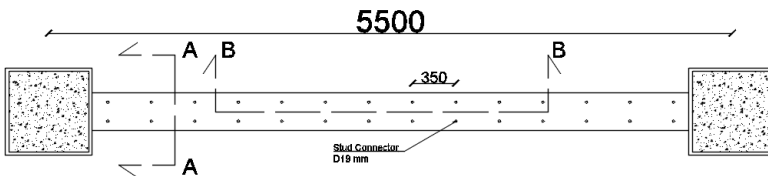
$$N = \frac{v'}{2Q_n} = \frac{35625}{2 \times 128970,4} = 13,59 = 14 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen positif adalah:

$$S_{min} = 6 \times d_s = 6 \times 1,9 = 11,4 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 8 \times t_{plat} = 8 \times 10 = 80 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{550}{14} = 39,28 = 35 \text{ cm}$$



Gambar 4. 33 Balok Induk Komposit Memanjang

4.4.5. Perencanaan Kolom

Direncanakan dengan menggunakan kolom komposit CFT (Concrete Filled Tube) 700x700x28 (kolom C55 pada lantai 2) dengan memakai profil square hollow section dari brosur Continental Steel

H = 700 mm	$I_x = 543500 \text{ cm}^4$	$A_s = 844 \text{ cm}^2$
B = 700 mm	$I_y = 543500 \text{ cm}^4$	$A_c = 5556 \text{ cm}^2$
t = 28 mm	$Z_x = 15530 \text{ cm}^3$	$E_s = 200000 \text{ Mpa}$
$i_y = 27,2 \text{ cm}$	$Z_y = 15330 \text{ cm}^3$	
$i_x = 27,2 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$	
$f_c' = 40 \text{ Mpa}$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$	

Dari hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam pada kolom yang ditinjau, yaitu kolom yang terjadi adalah sebagai berikut:

- Gaya akibat beban gravitasi

P_u : 812644,14 kg

M_{ux} : 900,45 kgm

M_{uy} : 1268,63 kgm

- Gaya akibat beban gempa

P_u : 17659,17 kg

M_{ux} : 7856,31 kgm

M_{uy} : 21587,84 kgm

- Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 1\%$$

$$\frac{844}{5556 + 844} \times 100\% \geq 1\%$$

$$13,1875\% \geq 1\%$$

- Kuat nominal tekan

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{700}{2 \times 28} = 12,5$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,26 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 63,922$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ (Penampang Kompak)}$$

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut:

$$P_{no} = P_p$$

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

$$P_p = 2500 \times 732 + 0,85 \times 400 (4168)$$

$$P_p = 3247120 \text{ kg}$$

- Momen nominal kolom
- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal
- $\lambda = \frac{b}{t} = \frac{700}{2 \times 28} = 12,5$

$$\lambda_p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 31,678$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ (Penampang Kompak)}$$

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 15530 \times 2500 = 38825000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$21587,84 \leq 0,9 \times 38825000$$

$$21587,84 \leq 349425 \text{ kgm (OK)}$$

- Kekuatan lentur dan aksial orde kedua

1. Arah sumbu X

a) Kontrol momen terhadap beban gravitasi

Dari analisa ETABS diperoleh sebagai berikut

$$M_1 = 396,78 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 93,88 \text{ kgm}$$

$$M_{lt} = 900,45 \text{ kgm}$$

$$M_{nt} = 7856,31 \text{ kgm}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left(\frac{396,78}{93,88} \right) = 0,845$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{(\pi)^2 \times 2 \times 10^6 \times 543500}{(1 \times 350)^2} = 87577632,52 \text{ kg}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$B1 = \frac{0,845}{1 - \frac{864919,9}{87577632,52}} \geq 1$$

$$B1 = 0,853 \geq 1$$

$$B1 = 1$$

b) Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari ETABS diperoleh output sebagai berikut

$$P_{story} = 27317034,33 \text{ kg}$$

$$P_{e \text{ story}} = 668599754,1 \text{ kg}$$

$$B2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e \text{ story}}}\right)} = \frac{1}{\left(1 - \frac{27317034,33}{668599754,1}\right)} = 1,04 \geq 1$$

c) Momen terfaktor terhadap sumbu

$$M_{rx} = B_1 M_{lt} + B_2 M_{nt} = 1 \times 900,45 + 1,04 \times 7856,31$$

$$M_{rx} = 9091,42 \text{ kgm}$$

2. Arah sumbu Y

a) Kontrol momen terhadap beban gravitasi

Dari analisa ETABS diperoleh sebagai berikut

$$M1 = 458,75 \text{ kgm}$$

$$M2 = 94,23 \text{ kgm}$$

$$M_{lt} = 1268,63 \text{ kgm}$$

$$M_{nt} = 21587,84 \text{ kgm}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M1}{M2} \right) = 0,6 - 0,4 \left(\frac{458,75}{94,23} \right) = 0,973$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{(\pi)^2 \times 2 \times 10^6 \times 543500}{(1 \times 350)^2} = 87577632,52 \text{ kg}$$

$$B1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$B1 = \frac{0,973}{1 - \frac{831055,5}{87577632,52}} \geq 1$$

$$B1 = 0,981 \geq 1$$

$$B1 = 1$$

b) Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari ETABS diperoleh output sebagai berikut

$$P_{story} = 27317034,33 \text{ kg}$$

$$P_{e \text{ story}} = 668599754,1 \text{ kg}$$

$$B2 = \frac{1}{(1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}})} = \frac{1}{(1 - \frac{27317034,33}{668599754,1})} = 1,04 \geq 1$$

c) Momen terfaktor terhadap sumbu

$$M_{ry} = B_1 M_{lt} + B_2 M_{nt} = 1 \times 1268,63 + 1,04 \times 21587,84$$

$$M_{ry} = 23776,057 \text{ kgm}$$

○ Kuat aksial orde kedua

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} = 17659,17 + 1,04 \times 812644,14$$

$$P_r = 864919,9 \text{ kg}$$

• Kontrol interaksi aksial momen

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{864919,9}{0,9 \times 3247120} = 0,295 \geq 0,2$$

Maka digunakan rumus interaksi pertama sebagai berikut:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$0,237 + \left(\frac{9091,41}{349425} + \frac{23776,05}{349425} \right) \leq 1$$

$$0,37 \leq 1 \text{ (OK)}$$

Maka Kolom CFT HSS 700 x 700 x 28 x 28 dapat digunakan.

4.4.6. Penulangan balok induk beton

$$\text{Mutu beton} = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu tulangan} = 420 \text{ Mpa}$$

$$\text{Diameter tulangan longitudinal} = 25 \text{ mm}, A_s = 4,908 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diameter tulangan sengkang} = 13 \text{ mm}, A_s = 1,327 \text{ cm}^2$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - 0,5 \text{ tulangan longitudinal} - \text{tulangan sengkang}$$

$$d = 600 - 40 - (0,5 \times 25) - 13 = 535,5 \text{ mm}$$

$$d' = \text{Selimut beton} + 0,5 \text{ tulangan longitudinal} + \text{tulangan sengkang}$$

$$d' = 40 + (0,5 \times 25) + 13 = 64,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,835$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0,835 \times 300}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0298$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0033 \text{ atau } p_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \frac{0.25 \times \sqrt{30}}{420} = 0.00326$$

ρ_{min} dipakai 0.00326

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 30} = 16,47$$

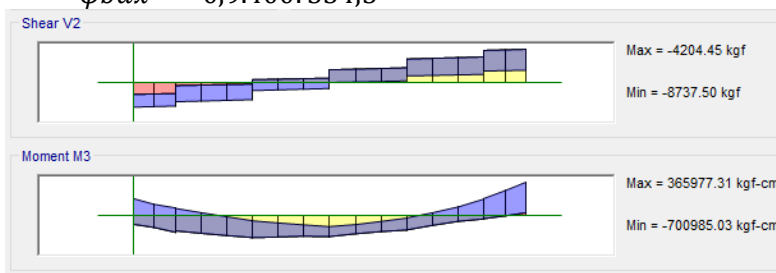
Mu tumpuan negatif = 11846.03 kgm

Mu tumpuan positif = 1176.32 kgm

Mu lapangan = 72824.87 kgm

- Perhitungan tulangan negatif tumpuan

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{118460300}{0,9 \cdot 400 \cdot 534,5^2} = 1,15$$



Gambar 4. 34 Gaya Dalam pada Balok Induk Beton

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 1,15}{420}} \right) =$$

$\rho = 0.00279 < \rho_{min}$, sehingga ρ_{min} digunakan

$$A_{sperlu} = \rho_{bd} \times 400 \times 535,5 = 698,34 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{sperlu}}{A_s} = \frac{698,34}{490,87} = 1,42 \text{ buah} \approx 4 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 4D25

- Perhitungan tulangan positif tumpuan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{11763200}{0,9.400.534,5^2} = 0,1143$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0.114}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0015 < \rho_{\min}$$

$$A_{s\text{perlu}} = \rho b d = 0.00326 \times 400 \times 534,5 = 698,34 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_s} = \frac{804.875}{490,87} = 1,67 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah}$$

Persyaratan SNI 2847:2013 pasal 21.10 menyatakan bahwa jumlah tulangan serat bawah tidak boleh kurang dari 1/3 tulangan atas atau minimal dipasang 2 buah tulangan.

$$n_{\text{bawah}} \geq 1/3 n_{\text{atas}}$$

$$n_{\text{bawah}} \geq 1/3 \times 4$$

$$n_{\text{bawah}} \geq 2$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 2D25

- Perhitungan tulangan lapangan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{78248700}{0,9.400.535,5^2} = 0,76$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0.76}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.00197 < \rho_{\min}$$

$$A_{s\text{perlu}} = \rho b d = 0.00326 \times 400 \times 535,5 = 698,346 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_s} = \frac{698,34}{490,87} = 1,42 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 2D25 (tulangan atas)

Persyaratan SNI 2847:2013 pasal 21.10 menyatakan bahwa jumlah tulangan serat bawah tidak boleh kurang dari 1/3 tulangan atas atau minimal dipasang 2 buah tulangan.

$$n_{\text{bawah}} \geq 1/3 n_{\text{atas}}$$

$$n_{\text{bawah}} \geq 1/3 \times 2$$

$$n_{\text{bawah}} \geq 2$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 3D25 (tulangan bawah)

- Perhitungan geser tumpuan

$$L_n = 6500 \text{ mm}$$

$$W_u = 20 \text{ kN/m}$$

Gaya lintang tumpuan

$$a1 = \frac{A_s \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1963,495 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 101,06 \text{ mm}$$

$$M_{pr1} = A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a1}{2} \right) = 1963,495 \times 1,25 \times 420 \times \left(534,5 - \frac{74,79}{2} \right)$$

$$M_{pr1} = 498,89 \text{ kNm}$$

$$a2 = \frac{A_s \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{981,747 \times 1,25 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 50,53 \text{ mm}$$

$$M_{pr2} = A_s \times 1,25 \times f_y \times \left(d - \frac{a1}{2} \right) = 981,747 \times 1,25 \times 420 \times \left(534,5 - \frac{37,898}{2} \right)$$

$$M_{pr2} = 262,98 \text{ kNm}$$

$$V_{ekn} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} + \frac{W_u \times L_n}{2}$$

$$V_{ekn} = \frac{499,92 + 262,98}{6,5} - \frac{20 \times 6,5}{2}$$

$$V_{ekn} = 182,37 \text{ kN}$$

Kuat geser beton

Syarat 1:

$$V_{ekn}/2 = 182,37/2 = 91,18 \text{ kN}$$

$$\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} = \frac{499,92 + 262,98}{6,5} = 117,37 > V_{ekn}/2 \text{ (OK)}$$

Syarat 2:

$N_u < 0,2 A_g f'_c$ (Nu balok sangat kecil sehingga OK)

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d$$

$$= 0,75 \times \frac{\sqrt{30}}{6} \times 400 \times 545,5$$

$$= 146652,715 \text{ N} = 146,65 \text{ kN}$$

Luas tulangan yang dibutuhkan:

$$V_u > V_c$$

$$V_s = \frac{V_u - V_c}{\phi} = \frac{182,37 - 146,65}{0,75} = 47,62 \text{ kN}$$

$$A_{v1} = \frac{75\sqrt{f_c'} \cdot b \cdot S}{1200 \cdot f_y} = \frac{75\sqrt{30} \cdot 400 \cdot 1000}{1200 \cdot 420} = 570,54 \text{ mm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{b \cdot S}{3 \cdot f_y} = \frac{400 \cdot 1000}{3 \cdot 420} = 317,46 \text{ mm}^2$$

$$A_{v3} = \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d} = \frac{47623,4 \times 1000}{420 \times 535,5} = 211,744 \text{ mm}^2$$

Maka diambil 570,544 mm²

Jarak tulangan:

Dipasang tulangan sengkang 2D12 (A_s = 1,1309 cm²)

$$S = \frac{A_s}{A_v} = \frac{226194,6711}{570,544} = 396,454 \text{ mm}$$

Syarat spasi tumpuan:

$$s < d/4 = 535,5/4 = 133,875 \text{ mm}$$

$$s < 6d_{min} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$s < 150 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang tulangan transversal tumpuan 2D13-100 mm.

- Perhitungan geser lapangan

$$A_{v1} = \frac{75\sqrt{f_c'} \cdot b \cdot S}{1200 \cdot f_y} = \frac{75\sqrt{30} \cdot 400 \cdot 1000}{1200 \cdot 420} = 570,544$$

$$A_{v2} = \frac{b \cdot S}{3 \cdot f_y} = \frac{400 \cdot 1000}{3 \cdot 420} = 317,46$$

$$A_{v3} = \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d} = \frac{47623,4 \times 1000}{420 \times 535,5} = 211,744$$

Jarak tulangan:

Dipasang tulangan sengkang 2D12 (A_s = 1,1309 cm²)

$$S = \frac{A_s}{A_v} = \frac{226194,6711}{570,544} = 396,454 \text{ mm}$$

Syarat spasi tumpuan:

$$s < d/2 = 535,5/2 = 267,75 \text{ mm}$$

$$s < 600 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang tulangan transversal tumpuan 2D13-200 mm

4.4.7. Perencanaan Kolom Beton

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diperoleh beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom:

$P_{u_{max}}$: 8705,43 kN

$V_{u_{max}}$: 3,71 kN

$T_{u_{max}}$: 1,59 kNm

M_y : 159,9 kNm

M_x : 238,25 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.

$$1000 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi besar dari 0.4

$$\text{Rasio } b/h = 1000/1000 = 1 > 0.4$$

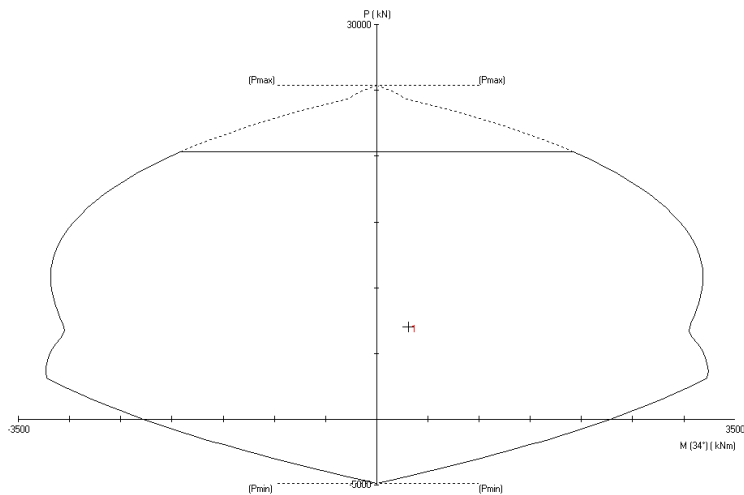
Dari hasil program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 8705.43 kN

$$8705.43 \text{ kN} \geq 1000 \times 1000 \times \frac{40}{10} \times \frac{1}{1000}$$

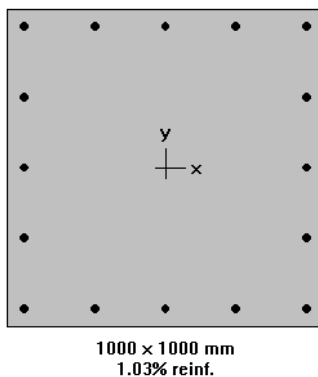
$$8705.43 \text{ kN} \geq 4000 \text{ kN (OK)}$$

4.4.7.1 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. 35 Diagram Interaksi Kolom 100/100
 Dari hasil spColumn Design diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah **16D29**



Gambar 4. 36 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn

Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada kolom
 $\phi M_n = 1782 \text{ kNm} > M_u = 238,25 \text{ kNm}$ (**OK**)

4.4.7.2 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 $0.06 A_g$.

$$A_{st} = 10320 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 1000000 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program spColumn diperoleh Tulangan longitudinal: 16D29, dengan rasio tulangan = 1,03 %.

$$0.01 A_g < A_{st} < 0.06 A_g$$

$$10000 \text{ mm}^2 < 10320 \text{ mm}^2 < 60000 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

4.4.7.3 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:

$$P_u = 8705,43 \text{ kN}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$A_g = 1000 \times 1000 = 1000000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 12 \times \frac{1}{4} \pi 29^2 = 10320 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

$$\phi P_n = 0.8 \times 0.65 (0.85 \times 40 (1000000 - 10320) + 420 (10320))$$

$$\phi P_n = 21831942,4 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 21831,94 \text{ kN} > P_u = 8705,43 \text{ kN (OK)}$$

4.4.7.4 Kontrol gaya tekan terhadap gaya geser rencana

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

$$F_s = 1,25 \times F_y = 1,25 \times 420 = 525 \text{ Mpa}$$

$$L_n = 4000 - 600 = 3400 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 4473000 \text{ kNmm}$$

$$V_{ex} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_n} = \frac{2 \times 4473000}{3400} = 2631,17 \text{ kN}$$

$$V_{ex} = 2631,17 \text{ kN} > V_u = 3,71 \text{ kN (OK)}$$

4.4.7.5 Perhitungan tulangan geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3, ujung-ujung kolom sepanjang L_o harus dikekang oleh tulangan trasversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3.

Pemasangan Tulangan di Daerah Sendi Plastis

Jarak Tulangan Maksimum :

- $1/4 b_{kolom} = \frac{1}{4} \times 1000 = 250 \text{ mm}$
- $6d_b = 6 \times 29 = 174 \text{ mm}$
- $100 \text{ mm} \leq S \leq 150 \text{ mm}$
- $S_o = 100 + \left(\frac{350 - (hx)}{3} \right) = 116,222 \text{ mm}$

Sehingga digunakan jarak tulangan di daerah sendi plastis 110 mm.

$A_{sh_{min}}$ sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut:

$$b_{cx} = 1000 - 2 \times 40 - 2 \times 16 = 888 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (1000 - 2 \times 40 - 2 \times 16)^2 = 788544 \text{ mm}^2$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{100 \times 888 \times 40}{420} \left[\frac{1000000}{788544} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 680,36 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{100 \times 888 \times 40}{420} = 761,14 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

Sehingga digunakan 4D16-110

$$A_{sh} = 804,247 \text{ mm}^2 > 761,14 \text{ mm}^2$$

Pemasangan Tulangan di Luar Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

- $6 \times d_b = 6 \times 29 = 174 \text{ mm}$

- 150 mm

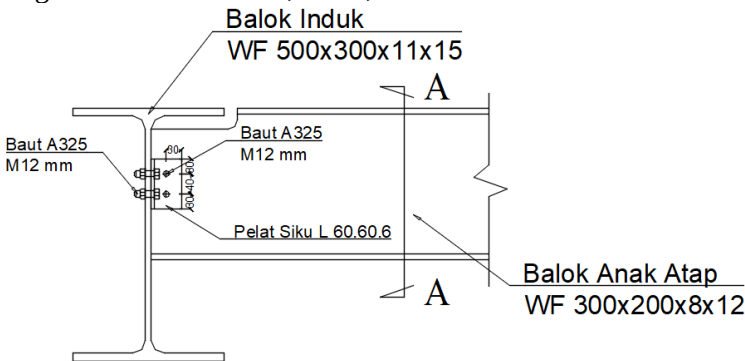
Maka dipakai $s = 150$ mm; sehingga menjadi 4D16-150

4.5. Perencanaan Sambungan

4.5.1. Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak

4.5.1.1. Sambungan Atap Apartemen

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 5095.3 kg, dengan dimensi balok anak WF 300x200x8x12 dan balok induk WF 500x300x11x15. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan baut ukuran M12; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$.



Gambar 4. 37 Sambungan Balok Atap Apartemen dengan Balok Induk

- 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:

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi F_{nv} A_b = 0,75 \cdot 4570 \cdot 1,13 \cdot 2 \\ &= 8058,185 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 30 - 0,5(12 + 1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 23,25 \cdot 0,8 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,8 \cdot 4100$$

$$= 9151,2 \text{ kg} \leq 9446,4 \text{ kg (OK)}$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 9151,2 = 6863,4 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \phi V_n = 5095,3 / 6863,4 = 0,74 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- 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:

$$\begin{aligned}\phi.R_n &= \phi.F_{nv}.A_b.m = 0,75 \cdot 4570 \cdot 1,13 \cdot 1 \\ &= 4029,093 \text{ kg (Menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 30 - 0,5(12+1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 23,25 \cdot 0,6 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,6 \cdot 4100 \\ &= 6863,4 \text{ kg} \leq 7084,8 \text{ kg (OK)}\end{aligned}$$

$$\phi.R_n = 0,75 \cdot 6863,4 = 5147,55 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \phi V_n = 5095,3 / 5147,55 = 0,98 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S1)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 22 \text{ mm s/d 72 mm}\end{aligned}$$

Pakai S1 = 30 mm

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S2)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 22 \text{ mm s/d 72 mm}\end{aligned}$$

Pakai S2 = 30 mm

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d 15tp atau } 200 \text{ mm} = 36 \text{ mm s/d 90 mm}$$

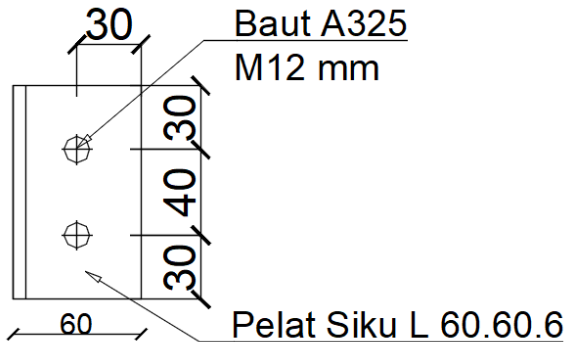
Pakai S = 40 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60x60x6

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned}\phi \text{ lubang} &= 12 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 13,5 \text{ mm} = 1,35 \text{ cm}\end{aligned}$$



Gambar 4. 38 Detail Pelat Penyambung Badan Balok Induk

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 10 \times 0,6 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = (10 - 2 \times 1,35) \times 0,6 = 4,38 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,9 \cdot 6 \cdot 2500 = 13468,5 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat putus

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,9 \cdot 4,38 \cdot 4100 = 13500 \text{ kg}$$

Terdapat 2 siku sehingga

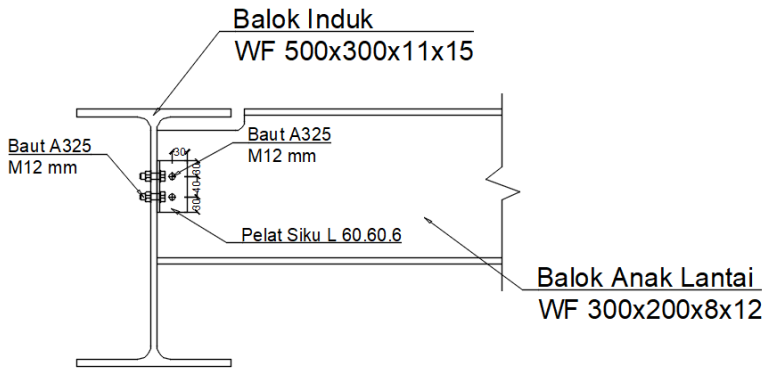
$$2\phi P_u = 2 \cdot 13468,5 = 26937 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2 \phi P_u \rightarrow 5095,3 \text{ kg} < 26937 \text{ kg (OK)}$$

4.5.1.2. Sambungan Lantai Apartemen

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 6932,86 kg, dengan dimensi balok anak WF 300x200x8x12 dan balok induk WF 500x300x11x15. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan baut ukuran M12; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$.



Gambar 4. 39 Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk

- 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:

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m = 0,75 \cdot 4570 \cdot 1,13 \cdot 2 \\ &= 8058,185 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 30 - 0,5 (12+1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 23,25 \cdot 0,8 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,8 \cdot 4100$$

$$= 9151,2 \text{ kg} \leq 9446,4 \text{ kg (OK)}$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 9151,2 = 6863,4 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \phi V_n = 6932,86 / 6863,4 = 1,01 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- 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:

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m = 0,75 \cdot 4570 \cdot 1,13 \cdot 1 \\ &= 4029,093 \text{ kg (Menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 30 - 0,5 (12+1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\
 &= 1,2 \cdot 2,325 \cdot 0,6 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,6 \cdot 4100 \\
 &= 6863,4 \text{ kg} \leq 7084,8 \text{ kg (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\emptyset \cdot R_n = 0,75 \cdot 6863,4 = 5147,55 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 6932,86 / 5147,55 = 1,346 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tepi : (S1)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\
 &= 22 \text{ mm s/d 72 mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 30 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tepi : (S2)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\
 &= 22 \text{ mm s/d 72 mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S2} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d 15tp atau } 200 \text{ mm} = 36 \text{ mm s/d 90 mm}$$

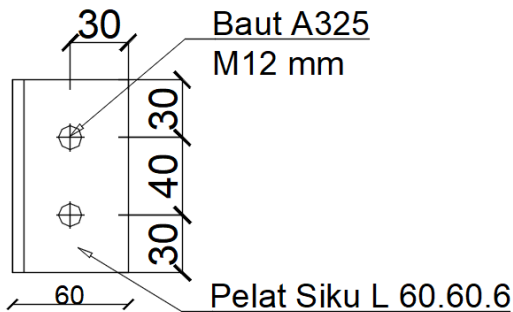
$$\text{Pakai S} = 40 \text{ mm}$$

- 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. 40 Detail Pelat Penyambung Badan Balok Induk

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 10 \times 0,6 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = (10 - 2 \times 1,35) \times 0,6 = 4,38 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\emptyset P_u = \emptyset A_g f_y = 0,9 \cdot 6 \cdot 2500 = 13468,5 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat putus

$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,9 \cdot 4,38 \cdot 4100 = 13500 \text{ kg}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\emptyset P_u = 2 \cdot 13468,5 = 26937 \text{ kg}$$

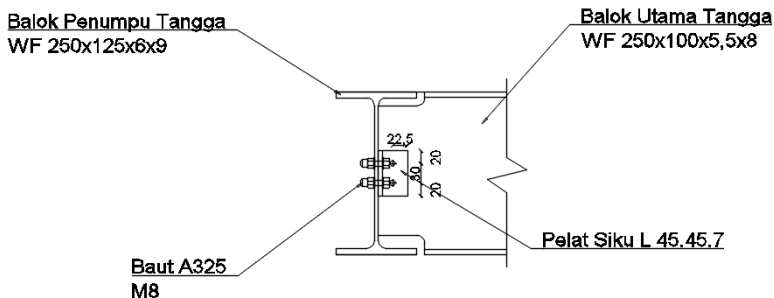
Syarat:

$$V_u \leq 2 \emptyset P_u \rightarrow 6932,86 \text{ kg} < 26937 \text{ kg (OK)}$$

4.5.2. Sambungan Balok Tangga

4.5.2.1. Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

Sambungan balok utama tangga dengan balok penumpu tangga merupakan sambungan *simple connection* yang didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok utama tangga. Dari perhitungan sebelumnya didapatkan besar gaya geser pada balok utama tangga adalah $V_u = 1918,85 \text{ kg}$, dan direncanakan menggunakan profil siku 45 x 45 x 7.



Gambar 4. 41 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

- Sambungan pada badan balok utama tangga menggunakan baut A325 M8:
 $\emptyset_{\text{baut}} = 8 \text{ mm (} A_b = 0,502 \text{ cm}^2 \text{)}$
 $f_{nv} = 4570 \text{ kg/cm}^2$
 $V_u = 1918,85 \text{ kg}$

$$m = 1$$

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset. F_{nv}.Ab.m \\ &= 0,75 \cdot 4570 \cdot 0,502 \cdot 1 \\ &= 1790,7 \text{ kg (Menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\ell_c &= 2 - 0,5 (1,2+0,15) = 1,525 \text{ cm} \\ Rn &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 1,525 \cdot 0,55 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,55 \cdot 4100 \\ &= 4126,65 \text{ kg} \leq 4329,6 \text{ kg (OK)}\end{aligned}$$

$$\emptyset.Rn = 0,75 \cdot 4126,65 = 3094,94 \text{ kg}$$

$$n = \frac{Vu}{\emptyset.Vn} = \frac{1918,85}{1790,7} = 1,1 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M8.

- Sambungan pada badan penumpu tangga menggunakan baut A325 M8:

$$\emptyset_{\text{baut}} = 8 \text{ mm (Ab} = 0,502 \text{ cm}^2)$$

$$f_{nv} = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

$$Vu = 1970,621 \text{ kg}$$

$$m = 1$$

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset. F_{nv}.Ab.m \\ &= 0,75 \cdot 4570 \cdot 0,502 \cdot 1 \\ &= 1790,707 \text{ kg (Menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\ell_c &= 2 - 0,5 (1,2+0,15) = 1,525 \text{ cm} \\ Rn &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 1,525 \cdot 0,6 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,6 \cdot 4100 \\ &= 4501,8 \text{ kg} \leq 4723,2 \text{ kg (OK)}\end{aligned}$$

$$\emptyset.Rn = 0,75 \cdot 4501,8 = 3376,35 \text{ kg}$$

$$n = \frac{Vu}{\emptyset.Vn} = \frac{1970,621}{1790,707} = 1,1 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M8.

- Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d (4tp+100) atau 150 mm
 = 12 mm s/d 128 mm

Pakai S1 = 20 mm

Jarak tepi : (S2) = 1,25db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
 = 22 mm s/d 84 mm

Pakai S2 = 22,5 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 24 mm s/d 105 mm

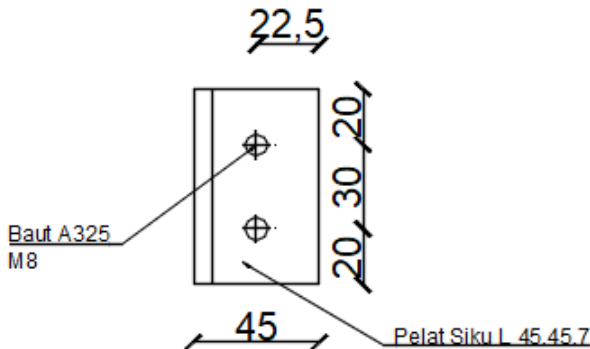
Pakai S = 30 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 45x45x7

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$\varnothing$ lubang = 8 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
 = 9,5 mm = 0,95 cm



Gambar 4. 42 Detail Pelat Siku Penyambung

Luas bidang geser

$$A_g = 7 \times t_{\text{siku}} = 7 \times 0,7 = 4,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = (7 - 2 \times 0,95) \times 0,7 = 3,57 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\varnothing P_u = \varnothing A_g f_y = 0,9 \cdot 4,9 \cdot 2500 = 11025 \text{ kg}$$

Kuat putus

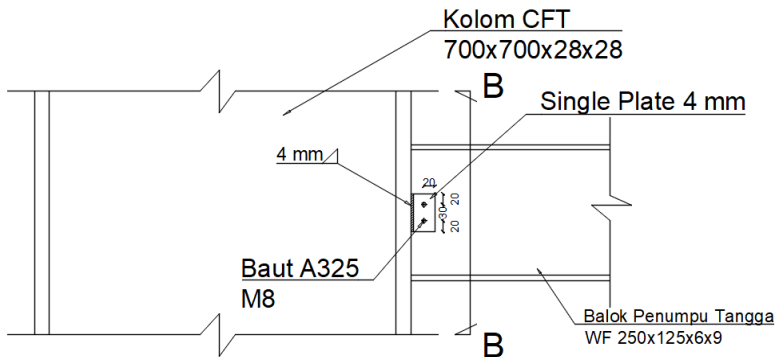
$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,75 \cdot 3,57 \cdot 4100 = 10977,75 \text{ kg}$ (Menentukan)

Syarat:

$V_u \leq \emptyset P_u \rightarrow 1970,621 \text{ kg} < 10977,75 \text{ kg}$ (OK)

4.5.2.2 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar 2828,6 kg, dengan dimensi balok penumpu tangga WF 250x125x6x9 dan dimensi kolom CFT 700x700x28x28



Gambar 4. 43 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

- Sambungan balok penumpu tangga dengan pelat:

$\emptyset \text{ baut} = 8 \text{ mm}$ ($A_b = 0,502 \text{ cm}^2$)

$f_{nv} = 4570 \text{ kg/cm}^2$

$V_u = 2828,6 \text{ kg}$

$m = 1$

profil tebal pelat = 4mm

Kuat geser baut:

$\emptyset \cdot R_n = \emptyset \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m$

$= 0,75 \cdot 4570 \cdot 0,502 \cdot 1$

$= 1722,8494 \text{ kg}$ (Menentukan)

Kuat tumpu baut

$\ell_c = 2 - 0,5 (0,8 + 0,15) = 1,525 \text{ cm}$

$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$

$= 1,2 \cdot 1,525 \cdot 0,4 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 0,8 \cdot 0,4 \cdot 4100$

$= 3001,2 \text{ kg} \leq 3148,8 \text{ kg}$ (OK)

$$\emptyset.Rn = 0,75 \cdot 3001,2 = 2250,9 \text{ kg}$$

$$n = \frac{Vu}{\emptyset.Vn} = \frac{2828,6}{1722,84} = 1,64 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M8.

- Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = 1,5db s/d 12tp atau 150 mm
= 12 mm s/d 116 mm

Pakai S1 = 20 mm

Jarak tepi : (S2) = 1,25db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 10 mm s/d 48 mm

Pakai S2 = 20 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 24 mm s/d 60 mm

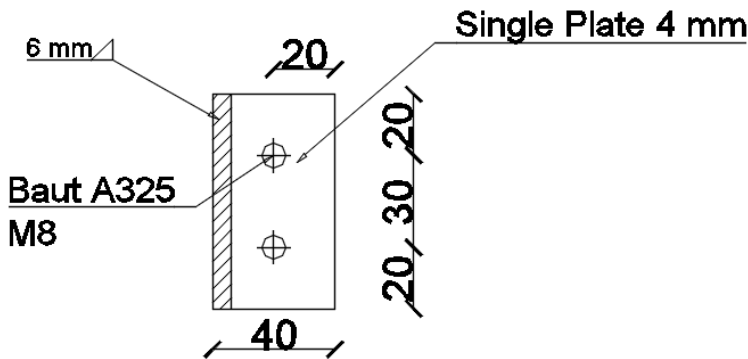
Pakai S = 30 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai pelat sambungan tebal = 4mm

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$\emptyset$ lubang = 8 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 9,5 mm = 0,95 cm



Gambar 4. 44 Detail Pelat Penyambung

Luas bidang geser

$$A_g = 7 \times t_{siku} = 7 \times 0,4 = 2,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (7 - 2 \times 0,95) \times 0,4 = 2,04 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\emptyset Pu = \emptyset Ag fy = 0,9 \cdot 2,8 \cdot 2500 = 10332 \text{ kg}$$

Kuat putus

$$\emptyset Pu = \emptyset An fu = 0,75 \cdot 2,04 \cdot 4100 = 6273 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$\emptyset Pu = 6273 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq \emptyset Pu \rightarrow 2828,6 \text{ kg} < 6273 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan Las antara pelat pengambung dengan kolom

Direncanakan las dengan $t_e = 1 \text{ cm}$

Panjang pelat (d pelat) = 7 cm

Mutu las yang digunakan F_{E70xx}

$$A_{we} = t_e \cdot d_{pelat}$$

$$= 1 \times 7$$

$$= 7 \text{ cm}^2$$

$$S = \left(\frac{7^2}{6}\right) = 8,1667 \text{ cm}^3$$

$$Pu = 2828,6 \text{ kg}$$

$$Mu = S_2 \times Pu = 2828,6 \times 2 = 5657,2 \text{ kgcm}$$

Akibat Pu

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{2828,6}{7} = 404,08 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban momen lentur

$$f_h = \frac{Mu}{S} = \frac{5657,2}{8,1667} = 692,71 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{404,08^2 + 692,71^2}$$

$$= 801,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 1 \times 70 \times 70,3 = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

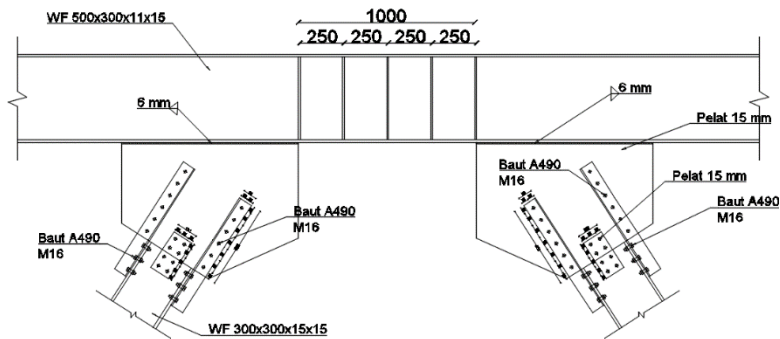
$$t_e = \frac{f_{total}}{\emptyset F_{nw}} = \frac{801,96}{2214,45} = 0,36 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,36}{0,707} = 0,512 \text{ cm} > (a \text{ min} = 3 \text{ mm})$$

Dipakai las sudut dengan ketebalan 0,6 cm

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 500x300x11x15 sedangkan dimensi batang bresing adalah WF 300x300x15x15 dengan tebal pelat buhul (gusset) sebesar 15 mm.



Gambar 4. 45 Sambungan pada Bresing

- Gaya pada bresing

$$P_u = 139837,5 \text{ kg}$$

Gaya pada satu sayap

$$P_{uf} = \frac{P_u \cdot bf \cdot tf}{A} = \frac{139837,5 \times 305 \times 15}{13480} = 47459,69 \text{ kg}$$

Gaya pada badan

$$P_{uw} = P_u - 2P_{uf} = 139837,5 - (2 \times 47459,69) = 44918,13 \text{ kg}$$

- Sambungan geser pada sayap balok

Profil siku 70x70x7

baut = M16; $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ($F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.R_n &= \emptyset.F_{nv}.A_b.m = 0,75 \cdot 5790 \cdot 2,01 \cdot 1 \\ &= 8731,1 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 50 - 0,5 (16 + 1,5) = 41,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 41,25 \cdot 0,7 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,6 \cdot 1,5 \cdot 4100 \\ &= 10762,5 \text{ kg} \leq 23616 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\emptyset.R_n = 0,75 \cdot 10762,5 = 8071,875 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 47459,69 / 8071,875 = 5,87 \approx 6 \text{ buah}$$

Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S1)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 22 \text{ mm s/d 128 mm}\end{aligned}$$

Pakai S1 = 50 mm

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S2)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 22 \text{ mm s/d 84 mm}\end{aligned}$$

Pakai S2 = 35 mm

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d 15tp atau 200 mm} = 48 \text{ mm s/d 105 mm}$$

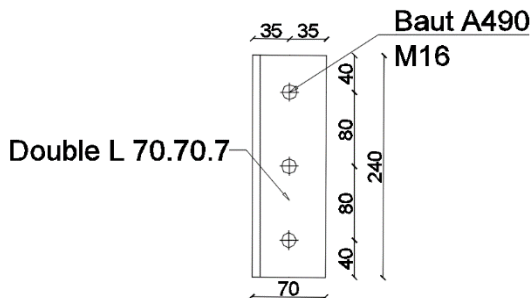
Pakai S = 80 mm

Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 70x70x7

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned}\emptyset \text{ lubang} &= 16 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 17,5 \text{ mm} = 1,75 \text{ cm}\end{aligned}$$



Gambar 4. 46 Detail Sambungan Pelat pada Sayap Balok Bresing

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 24 \times 0,7 = 16,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (24 - 3 \times 1,75) \times 0,7 = 9,45 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\emptyset P_u = \emptyset A_g f_y = 0,9 \cdot 16,8 \cdot 2500 = 37800 \text{ kg}$$

Kuat putus

$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,75 \cdot 9,45 \cdot 4100 = 29058,75 \text{ kg (Menentukan)}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\emptyset P_u = 2 \cdot 29058,75 = 58117,5 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\emptyset P_u \rightarrow 47459,69 \text{ kg} < 58117,5 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan geser pada pelat buhul

Profil siku 70x70x7

$$\text{baut} = \text{M16}; A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

Mutu baut A490 ($F_{nv}=5790 \text{ kg/cm}^2$) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \emptyset R_n &= \emptyset \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m = 0,75 \cdot 5790 \cdot 2,01 \cdot 2 \\ &= 17462,23 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 40 - 0,5 (16+1,5) = 31,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 31,25 \cdot 0,7 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,6 \cdot 1,5 \cdot 4100$$

$$= 10762,5 \text{ kg} \leq 23616 \text{ kg}$$

$$\emptyset R_n = 0,75 \cdot 10762,5 = 8071,875 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 47459,69 / 8071,875 = 5,87 \approx 6 \text{ buah}$$

Kontrol jarak baut

$$\text{Jarak tepi : (S1)} = \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 100 mm}$$

$$= 22 \text{ mm s/d 96 mm}$$

$$\text{Pakai S1} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tepi : (S2)} = \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 84 mm}$$

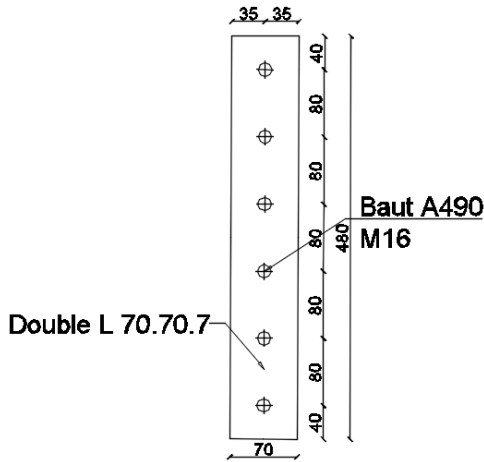
$$= 22 \text{ mm s/d 96 mm}$$

$$\text{Pakai S2} = 35 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d 15tp atau 200 mm} = 48 \text{ mm s/d 105 mm}$$

Pakai $S = 80 \text{ mm}$

Kontrol kekuatan siku penyambung



Gambar 4. 47 Detail Sambungan Pelat pada Pelat Buhul

Dipakai siku penyambung 70x70x7

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$\varnothing \text{ lubang} = 16 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm}$ (lubang dibuat dengan bor)
 $= 17,5 \text{ mm} = 1,75 \text{ cm}$

Luas bidang geser

$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 48 \times 0,7 = 33,6 \text{ cm}^2$

$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (48 - 6 \times 1,75) \times 0,7 = 26,25 \text{ cm}^2$

Kuat leleh

$\varnothing P_u = \varnothing A_g f_y = 0,9 \cdot 33,6 \cdot 2500 = 75600 \text{ kg}$ (Menentukan)

Kuat putus

$\varnothing P_u = \varnothing A_n f_u = 0,75 \cdot 26,25 \cdot 4100 = 80718,75 \text{ kg}$

Terdapat 2 siku sehingga

$2\varnothing P_u = 2 \cdot 75600 = 161437,5 \text{ kg}$

Syarat:

$V_u \leq 2\varnothing P_u \rightarrow 47459,69 \text{ kg} < 161437,5 \text{ kg}$ (OK)

- Sambungan geser pada badan balok

Tebal pelat = 15 mm

baut = M16; $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ($F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi F_{nv} A_b = 0,75 \cdot 5790 \cdot 2,01 \cdot 2 \\ &= 17462,23 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\phi c = 30 - 0,5 (16 + 1,5) = 21,425 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \phi c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 21,425 \cdot 1,5 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,6 \cdot 1,5 \cdot 4100$$

$$= 15811,65 \text{ kg} \leq 23616 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 15811,65 = 11858,74 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \phi V_n = 44918,13 / 11858,74 = 3,78 \approx 4 \text{ buah}$$

Dipasang 2 baris 2 buah baut pada pelat gusset dan 4 buah baut pada badan dengan diameter M16 mm

Kontrol jarak baut

$$\text{Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 10 mm}$$

$$= 22 \text{ mm s/d 160 mm}$$

$$\text{Pakai S1} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm}$$

$$= 22 \text{ mm s/d 180 mm}$$

$$\text{Pakai S2} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm} = 48 \text{ mm s/d 225 mm}$$

$$\text{Pakai S} = 60 \text{ mm}$$

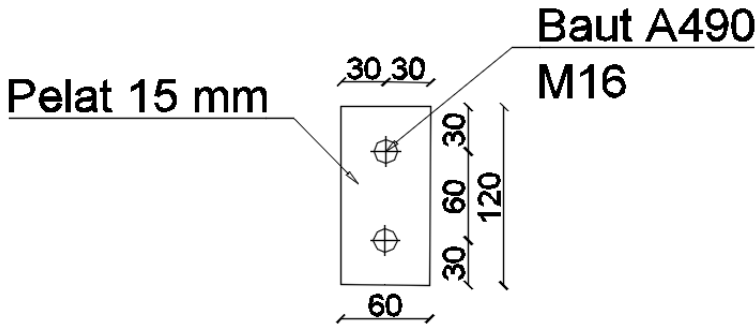
Kontrol kekuatan pelat penyambung

Dipakai plat 15 mm

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$$\phi \text{ lubang} = 16 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)}$$

$$= 17,5 \text{ mm} = 1,75 \text{ cm}$$



Gambar 4. 48 Detail Sambungan Pelat pada Badan Bresing

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 12 \times 1,5 = 18 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (18 - 2 \times 1,75) \times 1,5 = 12,75 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,9 \cdot 18 \cdot 2500 = 40500 \text{ kg}$$

Kuat putus

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,75 \cdot 12,75 \cdot 4100 = 39206,25 \text{ kg (Menentukan)}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\phi P_u = 2 \cdot 39206,25 = 78412,5 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\phi P_u \rightarrow 44918,13 \text{ kg} < 78412,5 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan las sudut pada plat buhul dan balok

Direncanakan pelat dilas pada kedua sisi pelat buhul. Bahan las sudut yang digunakan adalah F_{E90xx}

Panjang pelat 100 cm.

Tebal efektif las sudut rencana $t_e = 1 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \phi \cdot F_{nw} &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot F_{EXX} \\ &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot 90 \cdot 70,3 \\ &= 2847,15 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A &= te \cdot (4 \cdot d_{\text{plat}}) \\
 &= 1 \times 4 \times 100 \\
 &= 400 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut

$$\cos \theta = \cos 51,84 = 0,617$$

$$\sin \theta = \sin 51,84 = 0,786$$

$$f_v = \frac{P_{\text{ux}} \sin \theta}{A} = \frac{0,786 \times 139837,5}{400} = 274,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_h = \frac{P_{\text{ux}} \cos \theta}{A} = \frac{0,617 \times 139837,5}{400} = 215,98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 f_{\text{total}} &= \sqrt{(f_v)^2 + (f_h)^2} \\
 &= \sqrt{(274,89)^2 + (215,98)^2} \\
 &= 349,59 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$te = \frac{f_{\text{total}}}{f_{u_{\text{las}}}} = \frac{349,59}{2847,15} = 0,122 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,122}{0,707} = 0,173 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga $a_{\text{min}} = 6 \text{ mm}$

Maka dipakai las sudut dengan tebal 6 mm

- Sambungan las sudut pada buhul dan link

Direncanakan pelat dilas pada kedua sisi pelat buhul. Bahan las sudut yang digunakan adalah FE_{90xx}

Panjang pelat 100 cm.

Tebal efektif las sudut rencana $te = 1 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}
 \emptyset \cdot F_{\text{nw}} &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot F_{\text{EXX}} \\
 &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot 90 \cdot 70,3 \\
 &= 2847,15 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A &= te \cdot (2 \cdot d_{\text{plat}}) \\
 &= 1 \times 2 \times 100 \\
 &= 200 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut

$$\cos \theta = \cos 51,84 = 0,617$$

$$\sin \theta = \sin 51,84 = 0,786$$

$$f_v = \frac{P \times \sin \theta}{A} = \frac{0,786 \times 139837,5}{200} = 549,78$$

$$f_h = \frac{P \times \cos \theta}{A} = \frac{0,617 \times 139837,5}{200} = 431,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(f_v)^2 + (f_h)^2}$$

$$= \sqrt{(549,78)^2 + (431,96)^2}$$

$$= 699,187 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{699,187}{2847,15} = 0,245 \text{ cm}$$

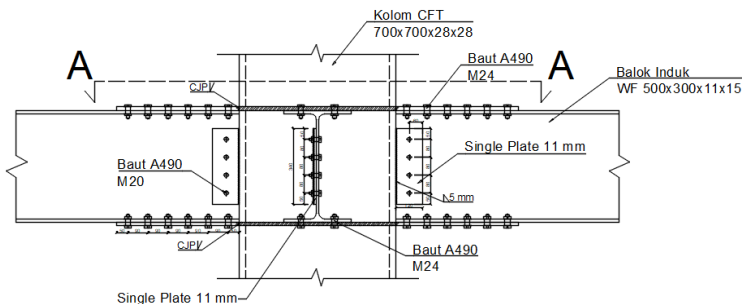
$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,245}{0,707} = 0,347 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga $a_{\min} = 6 \text{ mm}$ dan menurut pasal J2.2b.b ukuran maksimum las sudut didapatkan $a_{\max} = 15 - 2 = 13 \text{ mm}$.

Maka dipakai las sudut dengan tebal 6 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.



Gambar 4. 49 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

Balok Induk = WF 500 x 300 x 11 x 15

Kolom = CFT 700 x 700 x 28

Pelat Diafragma = 20 mm

Mutu Las = FE_{100xx}

Mutu baut A490 ($F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$) Berdasarkan Tabel J3.2

- Perhitungan gaya geser pada sambungan

- Akibat kapasitas balok induk

$$\begin{aligned} Mu &= 1,1 \times R_y \times Z_x \times F_y \\ &= 1,1 \times 1,5 \times 2663 \times 2500 \\ &= 10984875 \text{ kg cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vu1 &= 2 \times Mu/L \\ &= 2 \times 10984875/550 = 39945 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Akibat beban kombinasi

Dari program ETABS, diperoleh V_u akibat beban kombinasi adalah sebesar :

$$\begin{aligned} Vu2 &= 5470,04 \text{ kg} \\ Vu \text{ total} &= 39945 + 5470,04 \\ &= 345415,04 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Sambungan geser pada badan balok

Pelat tebal 11 mm

baut = M20; $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ($F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \phi \cdot R_n &= \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m = 0,75 \cdot 5790 \cdot 3,14 \cdot 1 \\ &= 13642,4 \text{ kg (Menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 50 - 0,5 (20 + 1,5) = 39,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 3,925 \cdot 1,1 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2 \cdot 1,1 \cdot 4100 \\ &= 21242,1 \text{ kg} \leq 21648 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi \cdot R_n = 0,75 \cdot 21648 = 16236 \text{ kg}$$

$$n = Vu / \phi V_n = 345415,04 / 16236 = 3,32 \approx 4 \text{ buah}$$

Dipasang 4 buah baut dengan ukuran M20.

Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 30 mm s/d 132 mm

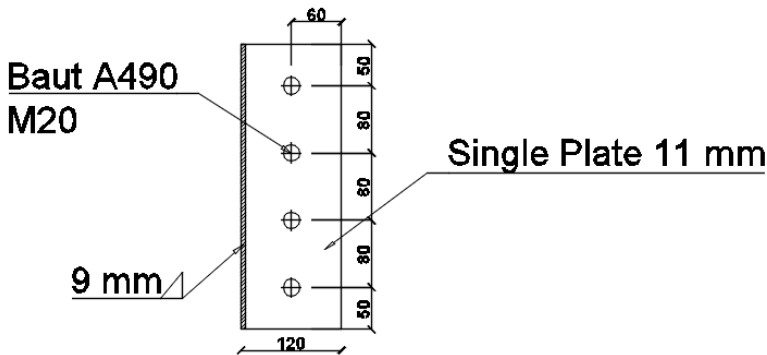
Pakai S1 = 50 mm

Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 30 mm s/d 132 mm

Pakai S2 = 60 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 48 mm s/d 165 mm

Pakai S = 80 mm



Gambar 4. 50 Detail *Single Plate* Penyambung

Kontrol kekuatan siku penyambung

Ø lubang = 20 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 21,5 mm = 2,15 cm

Gambar

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 34 \times 1,1 = 37,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (34 - 4 \times 2,15) \times 1,1 = 22 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\emptyset P_u = \emptyset A_g f_y = 0,9 \cdot 22 \cdot 2500 = 84150 \text{ kg}$$

Kuat putus

$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,75 \cdot 24,2 \cdot 4100 = 74415 \text{ kg (Menentukan)}$$

Syarat:

$$V_u \leq \emptyset P_u \rightarrow 45415,04 \text{ kg} < 74415 \text{ kg (OK)}$$

○ Sambungan geser pada kolom

Direncanakan las dengan $t_e = 1 \text{ cm}$

Panjang Pelat (d_{plat}) = 36 cm

Mutu las yang digunakan F_{E100XX}

$$A_{we} = t_e \cdot (d_{\text{plat}})$$

$$= 1 \times (34)$$

$$= 34 \text{ cm}^2$$

$$S = \left(\frac{34^2}{6} \right) = 192,667 \text{ cm}^3$$

$$Mu = S_2 \times Pu = 45415,04 \times 6 = 272490,2 \text{ kgcm}$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{45415,04}{34} = 1335,736 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban momen lentur

$$f_h = \frac{Mu}{S} = \frac{272490,2}{192,667} = 1414,309 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{1335,736^2 + 1414,309^2} = 1945,369 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nw} = \phi \times 0,6 \times F_{EXX} = 0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,3 = 3163,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{\text{total}}}{F_{nw}} = \frac{1945,369}{3163,5} = 0,46149 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,46149}{0,707} = 0,67 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga $a_{\text{min}} = 5 \text{ mm}$ dan menurut pasal J2.2b.b ukuran maksimum las sudut didapatkan $a_{\text{max}} = 11 - 2 = 9 \text{ mm}$.

Maka dipakai las sudut dengan tebal 9 mm.

○ Sambungan pada diaphragm plat dengan kolom

$$Pu = \frac{Mu}{D_{\text{balok}}} = \frac{10984875}{48,2} = 227901,97 \text{ kg}$$

Kekuatan rencana las tumpul

$t_e = 2 \text{ cm}$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,3 \times 2 = 6748,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nBM} = 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 2 = 3690 \text{ kg/cm}^2 \text{ (menentukan)}$$

Luas las tumpul

$$A_1 = te \cdot d_{plat}$$

$$= 2 \times 70 = 140 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{227901,97}{140} = 1627,87 \text{ kg/cm}^2 \leq F_{nBM} \text{ (OK)}$$

○ Sambungan pada diaphragm plat dengan sayap balok

Tebal plat terkecil 15 mm

baut = M24; $A_s = 4,523 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ($F_{nv}=5790 \text{ kg/cm}^2$) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \emptyset.Rn &= \emptyset \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m = 0,75 \cdot 5790 \cdot 4,523 \cdot 1 \\ &= 19645,007 \text{ kg (Menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 50 - 0,5(24+1,5) = 37,25 \text{ mm}$$

$$Rn = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 37,25 \cdot 1,5 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 24 \cdot 1,5 \cdot 4100$$

$$= 27490,5 \text{ kg} \leq 35424 \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset.Rn = 0,75 \cdot 20617,875 = 21724,9 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 227901,97 / 19645,007 = 11,6 \approx 12 \text{ buah}$$

Dipasang 12 buah baut dengan ukuran M24.

Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm

$$= 26 \text{ mm s/d } 180 \text{ mm}$$

Pakai S1 = 50 mm

Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm

$$= 26 \text{ mm s/d } 180 \text{ mm}$$

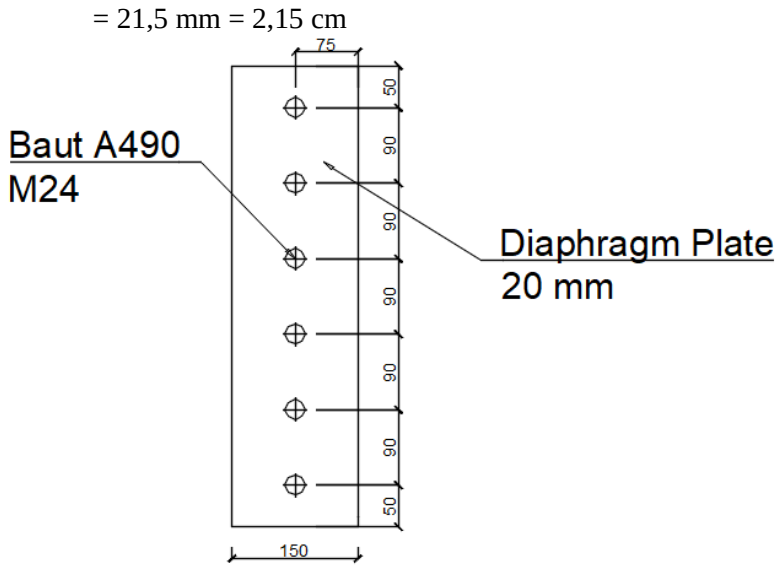
Pakai S2 = 75 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 48 mm s/d 200 mm

Pakai S = 90 mm

Kontrol kekuatan siku penyambung

$\emptyset$ lubang = 20 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)



Gambar 4. 51 Detail Sambungan *Diaphragm Plate* dengan Sayap Balok

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 82 \times 1,5 = 123 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (82 - 9 \times 2,15) \times 1,5 = 84,3 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,9 \cdot 123 \cdot 2500 = 276750 \text{ kg}$$

Kuat putus

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,75 \cdot 84,3 \cdot 4100 = 259222,5 \text{ kg (Menentukan)}$$

Terdapat 2 pelat sehingga

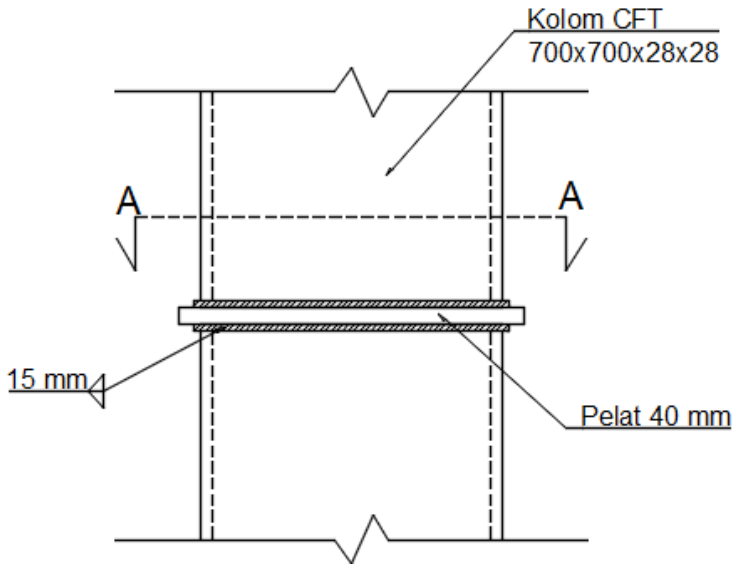
$$2\phi P_u = 2 \cdot 259222,5 = 518445 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\phi P_u \rightarrow 227901,97 \text{ kg} < 518445 \text{ kg (OK)}$$

4.5.5. Sambungan Antar Kolom

Kolom disambung menggunakan sambungan las dengan pelat tambahan tebal 40 mm. Profil kolom yang digunakan yaitu HSS 700x700x28.



Gambar 4. 52 Sambungan Antar Kolom

Mutu las yang digunakan F_{E100xx} .

- Hasil Output ETABS

$$P_u = 451772,12 \text{ kg}$$

$$V_u = 4571,82 \text{ kg}$$

$$M_{u_x} = 9088,76 \text{ kgm}$$

$$M_{u_y} = 3981,51 \text{ kgm}$$

Dimisalkan $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A_{las} = 4 \times (1 \times 70) = 280 \text{ cm}^2$$

$$I_p = \frac{(b + d)^3}{6} = \frac{(70 + 70)^3}{6} = 457333,3 \text{ cm}^4$$

$$S = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533,3 \text{ cm}^3$$

- Akibat P_u

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S}$$

$$f_v = \frac{451772,12}{280} + \frac{9088,76}{6533,3}$$

$$f_v = 1614,863 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat V_u

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{4571,82}{280} = 16,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_v)^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{(1614,863)^2 + (16,32)^2} = 1614,94 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,3 \times 1 = 3163,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{1614,94}{3163,5} = 0,51 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,51}{0,707} = 0,72 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las

$$t_{plat} = 40 \text{ mm}, a_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{eff} = \frac{0,6 \times f_u \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E90xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 4}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 10 \times 70,3}$$

$$a_{eff} = 1,64 \text{ cm}$$

Digunakan las sudut dengan $a = 1,5 \text{ cm}$

4.5.6. Sambungan Kolom dengan *Base Plate*

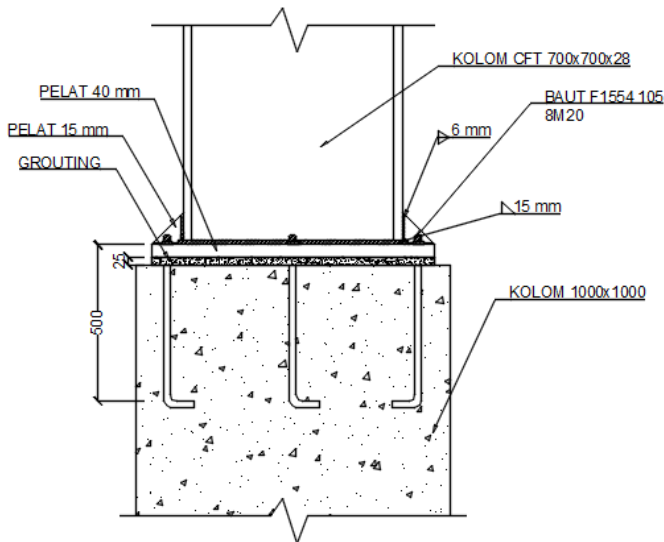
Perencanaan *base plate* menggunakan *fixed plate* untuk profil CFT 700x700x28 dengan data sebagai berikut:

Mutu las yang digunakan F_{E100xx} .

$H = 900 \text{ mm}$

$B = 900 \text{ mm}$

$t_p = 40 \text{ mm}$



Gambar 4. 53 Sambungan Kolom dengan *Baseplate*

Dari hasil analisa ETABS 2016 didapat gaya- gaya yang bekerja adalah sebagai berikut:

$P_u = 717319,08 \text{ kg}$

$M_{ux} = 2629194,5 \text{ kg.cm}$

$M_{uy} = 1786432,8 \text{ kg.cm}$

$V_u = 4056,36 \text{ kg}$

- Perencanaan sambungan pada *base plate*

Direncanakan las sudut pada daerah yang diarsir pada profil kolom.

Dimisalkan $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A_{\text{las}} = 4 \times (1 \times 70) = 280 \text{ cm}^2$$

$$S = b \times d + \left(\frac{d^2}{3} \right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3} \right) = 6533,3 \text{ cm}^3$$

- Akibat P_u

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S}$$

$$f_v = \frac{717319,08}{280} + \frac{2629194,5}{6533,3}$$

$$f_v = 2607,84 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat V_u

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{4056,366}{280} = 14,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_v)^2}$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{(14,48)^2 + (2607,84)^2} = 2607,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{\text{nw}} = 0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,3 \times 1 = 3163,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{\text{total}}}{F_{\text{nw}}} = \frac{2607,88}{3466,69} = 0,83 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,83}{0,707} = 1,16 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las

$$t_{\text{plat}} = 40 \text{ mm}, a_{\text{min}} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{\text{eff}} = \frac{0,6 \times f_u \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E100xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 4}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 100 \times 70,3}$$

$$a_{\text{eff}} = 1,649 \text{ cm}$$

Digunakan las sudut dengan $a = 1,5 \text{ cm}$

• Perhitungan *base plate*

Periksa eksentrisitas gaya:

$$e = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{2629194,5}{717319,08} = 3,66 \text{ cm}$$

$$1/6 h = 1/6 \cdot 90 = 15 \text{ cm} > e = 3,66 \text{ cm}$$

Karena $1/6 h > e$, maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga tidak perlu memasang gaya angkur (dipasang angkur praktis).

Direncanakan diameter baut : 20 mm = 2 cm

$$h' \geq w_e + c_1$$

$w_e = \text{jarak baut ke tepi} = 2 \cdot d_b = 2 \cdot 2 = 4 \text{ cm}$

$c_1 = w_e = 4 \text{ cm}$

$h' \geq 4 + 4 = 8 \text{ cm}$

$h \geq H - 0,5 \cdot h' = 90 - 0,5 \times 8 = 86 \text{ cm}$

$B = 90 \text{ cm}$

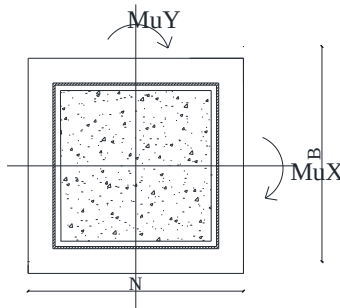
Dimensi beton :

Panjang : 1000 mm

Lebar : 1000 mm

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{100 \cdot 100}{90 \cdot 90}} = 1,111$$

- Perencanaan akibat beban sumbu X



- Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{717319,08}{90 \cdot 90} = 88,55 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat beban M_u

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_u}{B \cdot N^2} = \frac{6 \cdot 2629194,5}{90 \cdot 90^2} = 21,63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Tekanan maksimal

$$f_{p \text{ max}} = f_{pa} + f_{pb} = 88,55 + 21,63 = 110,19 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan yang dapat diterima kolom

$$f_p \text{ avail} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0,6 \times 0,85 \times 40 \times 1,1 = 22,4 \text{ Mpa}$$

$$f_p \text{ avail} = 224,4 > f_{p_{max}} = 110,19 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

- Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{90 - 0,95 \cdot 70}{2} = 11,75 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left(f_{p_{max}} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \left(\frac{m^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = \left(110,19 - 2 \times 21,63 \times \frac{11,75}{90} \right) \left(\frac{11,75^2}{2} \right) + \left(2 \times 21,63 \times \frac{11,75}{90} \right) \left(\frac{11,75^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = 7477,046 \text{ kg.cm/cm}$$

- Menentukan tebal *base plate*

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

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{0,9 \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 7477,046}{0,9 \cdot 2500}} = 3,64 \text{ cm} < 4 \text{ cm (OK)}$$

- Perencanaan pelat pengaku

Pelat pengaku direncanakan seperti dengan dengan balok yang menerima beban momen dari pelat landas

Tebal pelat pengaku minimum (t_s)

$$t_s \geq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 0,5 \times 2,8 = 1,4 \text{ cm}$$

Tebal pelat pengaku (t_s) = 1,5 cm dengan las minimum ($a=6\text{mm}$)

- 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:

$$\begin{aligned} \phi \cdot R_n &= \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m = 0,75 \cdot 7240 \cdot 3,14 \cdot 1 \\ &= 17050,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 50 - 0,5 (20+1,5) = 39,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 3,925 \cdot 4 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 4100$$

$$= 77244 \text{ kg} \leq 78720 \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset \cdot R_n = 0,75 \cdot 77244 = 57933 \text{ kg}$$

○ Kuat rencana Tarik

$$T_d = 0,75 \cdot F_{nt} \cdot A_b = 0,75 \times 7240 \times 3,14$$

$$= 17050,2 \text{ kg (Menentukan)}$$

○ Jumlah baut

$$n = V_u / \emptyset V_n = 4571,82 / 17050,2 = 0,268 \approx 8 \text{ buah}$$

Dipasang 8 baut angkur M20 mm mutu F1554 Grade 105 untuk menjaga stabilitas struktur.

4.6. Perencanaan Struktur Bawah

4.6.1. Perencanaan Basement

4.6.1.1. Perencanaan Pelat Beton Lantai 1

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Beban Mati
 - Berat beton (0.15x2400) = 360 kg/m²
 - Berat spesi 1 cm = 21 kg/m²
 - Berat keramik = 24 kg/m²
 - Berat plafon + penggantung (11+7) = 18 kg/m²
 - Berat MEP = 25 kg/m² +
- Total = 448 kg/m²
- Beban Hidup
 - Lantai = 195,785 kg/m²
 - Total (q_L) = 195,785 kg/m²
- Beban Berfaktor

$$q_u = 1,2q_D + 1,6q_L = 1,2(448) + 1,6(195,785) = 850,848 \text{ kg/m}^2$$

Data-data perencanaan pelat beton:

Tebal pelat = 150 mm

Selimut beton = 40 mm

L_x = 550 cm

L_y = 650 cm

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{650}{550} = 1,18 < 2 \text{ (Pelat dua arah)}$$

Mutu beton = 30 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,835$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,835 \times 30}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,0298$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0298 = 0,022$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0033 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{f_y} \frac{0.25x\sqrt{30}}{420} = 0.00326$$

ρ_{min} dipakai 0.00376

$$m = \frac{f_y}{0.85f'c} = \frac{420}{0.85x40} = 12.352$$

dx=tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan bawah

$$dx=150-40-(0,5x10)= 105 \text{ mm}$$

dy=tebal pelat - selimut beton – diameter tulangan bawah -0,5 diameter tulangan atas

$$dy=150-40-10-(0,5x10)= 95 \text{ mm}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$M_{lx} = 0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 850,848 \cdot 5,5^2 \cdot 28 = 720,668 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 850,848 \cdot 5,5^2 \cdot 20 = -514,76 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0.001 \cdot q_u \cdot Ly^2 \cdot X = 0.001 \cdot 850,848 \cdot 6,5^2 \cdot 64 = 2300,69 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = -0.001 \cdot q_u \cdot Ly^2 \cdot X = -0.001 \cdot 850,848 \cdot 6,5^2 \cdot 56 = -2013,106 \text{ kgm}$$

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah X

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{720668,56}{0,9 \cdot 1000 \cdot 105^2} = 0,726$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x12.352x0,726}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,001755 < \rho_{min}$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,00333$$

$$A_{sperlu} = \rho b d = 0,00333 \times 1000 \times 105 = 350 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25x\pi x\emptyset^2 x1000}{A_{sperlu}} = \frac{0,25x\pi x10^2 x1000}{350} = 224,399 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D10-200

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d y^2} = \frac{23006929,92}{0,9.1000.95^2} = 2,83$$
$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12,058} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x12,058x2,83}{420}} \right) =$$
$$\rho = 0,007167$$
$$\rho pakai = 0,007167$$
$$ASperlu = \rho b d = 0,007167 \times 1000 \times 95 = 680,86 \text{ mm}^2$$
$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{Asperlu} = \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{680,86} = 115,352 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D10-100

Tabel 4. 15 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai 1

Bentang		Penulangan	
m		mm	
Lx	Ly	Arah	
		X	Y
5,5	6,5	D10-200	D10-100
3	5,5	D10-200	D10-100
3	6,5	D10-200	D10-75
3	3	D10-200	D10-200

4.6.2. Perencanaan dinding geser *basement*

Dinding geser (*shearwall*) dalam struktur gedung berfungsi untuk menahan gaya geser dan momen yang terjadi akibat gaya lateral.

- Data perencanaan

Data perencanaan adalah sebagai berikut:

Tebal dinding = 30 cm

Tebal decking = 40 mm

Tulangan = 13 mm

Mutu tulangan (f_y) = 420 MPa

Mutu beton (f'_c) = 40 Mpa

Tinggi lantai = 4 m

Lebar dinding = 650 cm (X) dan 550 cm (Y)

Gambar denah shearwall yg ditinjau

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada dinding geser, yaitu :

Tabel 4. 16 Gaya Aksial dan Momen dari ETABS

Sumbu	P_u (kN)	M (kNm)	V (kN)
X	1194.86	1211.28	1475.86
Y	1636.0436	654.53	1480.88

- Kuat aksial rencana

Kuat aksial rencana dihitung berdasarkan (SNI 2847-2013 pasal 14.5.2)

$$\phi P_n = 0,55\phi\sqrt{f'_c}A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32h} \right)^2 \right]$$

$$\phi P_n = 0,55 \times 0,75 \times \sqrt{40} \times 350 \times 19500 \times \left[1 - \left(\frac{0,8 \times 6500}{32 \times 400} \right)^2 \right]$$

$$\phi P_n = 3594,682 \text{ kN}$$

$$\phi P_n > P_u$$

$$3594,682 \text{ kN} > 1194,86 \text{ kN (OK)}$$

- Pemeriksaan tebal dinding geser

Tebal dinding dianggap cukup bila dihitung memenuhi (SNI 2847-2013, pasal 11.9.3)

$$V_u < 0.83\sqrt{f'c} \cdot h \cdot d = 0.83\sqrt{40} \cdot 400 \cdot 19500 = 10236,29 \text{ kN}$$

$$V_u < V_n$$

$$1475,86 \text{ kN} < 10236,29 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

- Penulangan geser dinding

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi $0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'c}$.

$$V_u < 0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'c} = 0.17 \times 19500 \times \sqrt{40}$$

$$2096,59 \text{ kN} > 1475,86 \text{ kN} \rightarrow 1 \text{ lapis tulangan}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 14.3.4: bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.

$$300 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$$

Berdasarkan peraturan SNI 2847:2013, penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan.

- Penulangan geser horizontal dan vertical

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.2: Rasio tulangan horizontal (ρ_t) tidak boleh kurang dari 0,0025 dan menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.4: Rasio tulangan Vertikal (ρ_l) tidak boleh kurang dari:

$$\rho_t = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_t - 0,0025) \text{ dan } 0,0025$$

Spasi tulangan horizontal tidak boleh lebih dari=

$$s \leq \frac{6500}{5} = 1300 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

$$s \leq 3 \times 300 = 900 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

$$S \text{ pakai} = 250 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

Dipakai tulangan horizontal dua lapis 2D15 ($A_s=353,25 \text{ mm}^2$)

$$\rho_n = \frac{A_s}{h \times s} = \frac{353,25}{250 \times 300} = 0,00471 > \rho_{min} = 0,0025$$

$$V_n = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{4000}{6500} = 0,615 > 1,5 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0,25$$

$$V_n = 300 \times 6500 [0,25 \sqrt{40} + 0,00471 \times 410] = 6940,711 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_u$$

$$5205,533 \text{ kN} > 1475,86 \text{ kN (OK)}$$

Maka, digunakan tulangan geser horizontal 2D15 – 250 mm.

$$\rho_t = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_t - 0,0025)$$

$$\rho_t = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{4000}{6500} \right) (0,00471 - 0,0025)$$

$$\text{maka } \rho_t = 0,004583$$

Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{6500}{3} = 1300 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 3h = 900 \text{ mm (OK)}$$

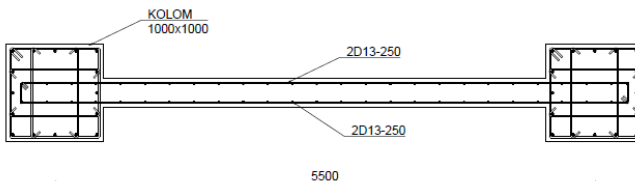
$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

$$S \text{ pakai} = 250 \text{ mm (OK)}$$

Dipakai tulangan vertikal dua lapis 2D15 ($A_s=353,25 \text{ mm}^2$)

$$\rho_n = \frac{A_s}{h \times s} = \frac{353,25}{250 \times 300} = 0,00471 > \rho_{min} = 0,004583$$

Maka, digunakan tulangan geser vertikal 2D15 – 250 mm



Gambar 4. 54 Detail Shearwall

4.6.2.1. 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.

- Data Perencanaan

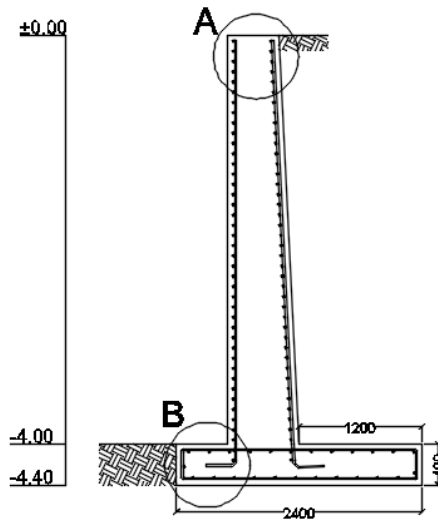
$$\gamma_{\text{sat}} = 1,69 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{air}} = 1 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = 1 - 1,69 = 0,69 \text{ t/m}^3$$

$$\theta = 33,97^\circ$$

$$c' = 0 \text{ t/m}^2$$



Gambar 4. 55 Dimensi Dinding Penahan Tanah

- Tekanan Aktif Tanah

$$\sigma v'(0) = \gamma' x h = 0$$

$$\sigma v'(-4,4) = \gamma' x h = 0,69 \times 4,4 = 3,03 \text{ t/m}^3$$

$$Ka = \tan^2 \left(45 - \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{33,97}{2} \right) = 0,24$$

$$\sigma h'(0) = (\sigma v' x Ka) - (2xc' x \sqrt{Ka})$$

$$\sigma h'(0) = 0 - (2x0x\sqrt{0,57}) = 0 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h \text{ total } (0) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 0 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h'(-4,4) = (\sigma v' x Ka) - (2xc' x \sqrt{Ka})$$

$$\sigma h'(-4,4) = (3,03x0,24) - (2x10x\sqrt{0,24}) = 0,24 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h \text{ total } (-4,4) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 0,24 + 1,6 = 1,84 \text{ t/m'}$$

- Tekanan Pasif Tanah

$$\sigma v'(-4,4) = \gamma' \times h = 0,69 \times 0,4 = 0,276 \text{ t/m'}$$

$$Kp = \tan^2 \left(45 + \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{32}{2} \right) = 2,36$$

$$\sigma h'(-4) = (\sigma v' x Kp) + (2xc' x \sqrt{Kp})$$

$$\sigma h'(-4) = 0 + (2x10x\sqrt{2,36}) = 0 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h \text{ total } (0) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 0 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h'(-4,4) = (\sigma v' x Kp) + (2xc' x \sqrt{Kp})$$

$$\sigma h'(-4,4) = (0,276x2,36) + (2x10x\sqrt{2,36}) = 3,72 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h \text{ total } (-4,4) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 3,72 + 0,4 = 4,12 \text{ t/m'}$$

Dinding penahan tanah direncanakan dengan dimensi seperti pada gambar dan harus mampu menahan geser dan guling.

- Kontrol Guling

Tabel 4. 17 Perhitungan Momen pada Tanah Aktif

Paktif	Luas		koefisien	Pa	x	Momen (kNm)
	P	L				
1	2.474419	4.4	0.5	5.443722	2.933333	15.968251
2(air)	16	1.6	0.5	12.8	1.066667	13.653333

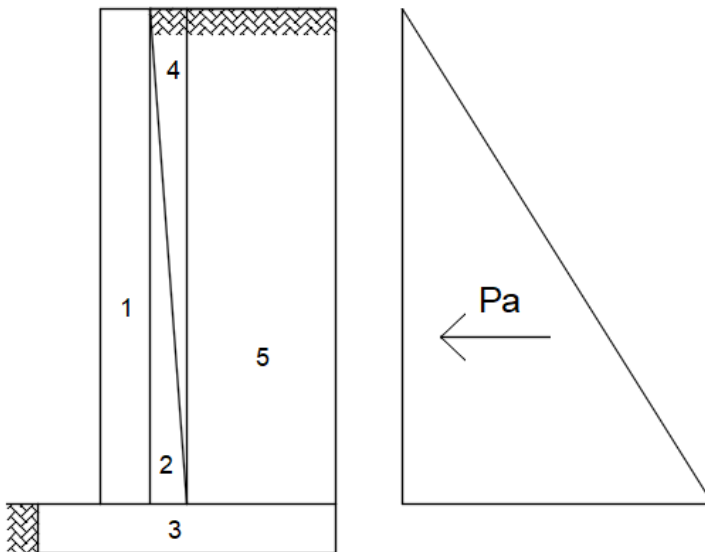
Momen total = 29,62 kNm

Tabel 4. 18 Perhitungan Momen pada Tanah Pasif

Ppasif	Luas		koefisien	Pa	x	Momen (kNm)
	P	L				
1	0	0.4	1	0	0.2	0
2	37.26556	0.4	0.5	7.453112	0.133333	0.9937483
3(air)	4	0.4	0.5	0.8	0.133333	0.1066667

Momen total = 1,1 kNm

- o Akibat berat penahan tanah dan tanah



Gambar 4. 56 Gaya pada Dinding Penahan Tanah

W total = 131,64 kN/m

M total = 152,052 kN/m/m

$$FS_{guling} = \frac{Mr}{Mo} = \frac{(152,052 + 1,1)}{29,62} = 5,1$$

Tabel 4. 19 Perhitungan Momen Dinding Penahan Tanah

no	dimensi			Massa	W	Jarak	Momen
	X	Y	Z	kN/m ³	kN/m	m	kN/m/m
1	0.4	4	1	24	38.4	0.7	26.88
2	0.3	4	1	24	28.8	1	28.8
3	2.4	0.4	1	24	23.04	1.2	27.648
4	0.3	4	1	6.9	8.28	1.1	9.108
5	1.2	4	1	6.9	33.12	1.8	59.616

FS_{guling} = 5,1 ≥ 1,5 (OK)

- Kontrol Geser

$$FS_{geser} = \frac{(W_{beton}) \tan 32^\circ}{Pa - Pp} = \frac{131,64 \tan 32^\circ}{18,24 - 8,25} = 8,2$$

FS_{geser} = 8,2 ≥ 1,5 (OK)

4.6.2.2. Penulangan Dinding Penahan Tanah

- Penulangan pada *toe* dan *heel* dinding penahan

Mu = 1,4 x Mo = 1,4 x 29,62 = 41,47 kNm = 4140218 Nmm

Tebal pelat = 700 mm

Selimut beton = 40 mm

Mutu beton = 30 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Diameter tulangan = 20 mm

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(30 - 28)}{7} = 0.835$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.835 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0298$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0298 = 0.022$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{30}}{420} = 0.0032$$

ρ_{min} dipakai 0.0038

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 30} = 16,47$$

d_x = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan

$$d_x = 700 - 50 - (0,5 \times 20) = 650 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{41470218}{0,9 \cdot 1000 \cdot 650^2} = 0,1$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,1}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.00026$$

$$\rho_{pakai} = 0.0038$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 650 = 2470 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 20^2 \times 1000}{2470} = 127,12 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D20-100.

- Penulangan pada *stem* dinding penahan

$$Mu = 1,4 \times Mo = 1,4 \times 29,62 = 41,47 \text{ kNm} = 41470218 \text{ Nmm}$$

Tebal pelat = 400 mm

Selimut beton = 40 mm

Mutu beton = 30 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Diameter tulangan = 16 mm

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(30 - 28)}{7} = 0.835$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0,835 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0298$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0298 = 0.022$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0033 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{30}}{420} = 0.0032$$

$\rho_{\min}$ dipakai 0.0038

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 30} = 16,47$$

d_x = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan

$$d_x = 400 - 50 - (0,5 \times 16) = 352 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{41470218}{0,9 \cdot 1000 \cdot 352^2} = 0,37$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,37}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,00089$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.0033$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0033 \times 1000 \times 352 = 1173,3 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1173,3} = 171,27 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-150 mm.

4.6.2.3. Perencanaan pelat dasar *basement*

Data-data perencanaan pelat beton:

Tebal pelat = 220 mm

Selimut beton = 50 mm

L_x = 550 cm

L_y = 650 cm

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{650}{550} = 1.18 < 2 \text{ (Pelat dua arah)}$$

Mutu beton = 30 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Elevasi Muka Air Tanah = -2,8 m

Berat Jenis Air = 1000 kg/m³

Pada pelat dasar *basement* terdapat 2 kondisi maksimum yang terjadi yaitu pada saat musim hujan terjadi dan tidak ada kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu uplift akibat air serta pada saat musim kemarau yang menyebabkan muka air tanah dibawah elevasi *basement* serta terdapat kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu akibat beban parkir kendaraan

- Akibat gaya *uplift* air

Dari data tersebut, dapat dihitung gaya uplift yg bekerja dengan sebagai berikut:

$$q_{\text{air}} = h_{\text{air}} \times \text{berat jenis air} = 2,8 \times 1000 = 2800 \text{ kg/m}^2$$

Dari perhitungan diatas, didapatkan bahwa $q_{\text{air}} = 4750 \text{ kg/m}^2$. Nilai q_{air} tersebut akan menjadi beban uplift pada pelat *basement* itu sendiri.

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(30 - 28)}{7} = 0.835$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 30}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0298$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0298 = 0.022$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{\text{min}} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{30}}{420} = 0.00326$$

ρ_{min} dipakai 0.0033

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 30} = 16,47$$

d_x = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan bawah

$$d_x = 220 - 50 - (0,5 \times 13) = 163,5 \text{ mm}$$

d_y = tebal pelat - selimut beton – diameter tulangan bawah - 0,5 diameter tulangan atas

$$d_y = 220 - 50 - 13 - (0,5 \times 13) = 150,5 \text{ mm}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$M_{lx} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X = 0.001 \cdot 2800 \cdot 5,5^2 \cdot 31 = 2625,7 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X = -0.001 \cdot 2800 \cdot 5,5^2 \cdot 83 = -7030,1 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X = 0.001 \cdot 2800 \cdot 6,5^2 \cdot 19 = 2247,7 \text{ kgm}$$

$$\begin{aligned} M_{ty} &= -0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 2800 \cdot 6,5^2 \cdot 57 \\ &= -6743,1 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah X

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{70301000}{0,9 \cdot 1000 \cdot 163,5^2} = 2,92$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 16,47 \cdot 2,92}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.007409$$

$$\rho_{pakai} = 0.007409$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,007409 \times 1000 \times 164 = 1211,419 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \phi^2 x 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \pi x 13^2 x 1000}{1211,419} = 109,56 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D13-100.

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d y^2} = \frac{67431000}{0,9 \cdot 1000 \cdot 150,5^2} = 3,307$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 16,47 \cdot 3,307}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.00846$$

$$\rho_{pakai} = 0.00846$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,00846 \times 1000 \times 150,5 = 1274,142 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \phi^2 x 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \pi x 13^2 x 1000}{1274,142} = 104,17 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D13-100

- Akibat beban parkir

Peraturan pembebanan pada struktur pelat *basement* akibat parkir ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Beban Mati
 - Berat beton (0,22x2400) = 528 kg/m²
 - Berat spesi 1 cm = 21 kg/m² +

$$\text{Total} = 549 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Hidup
 - Lantai = 800 kg/ m²

$$\text{Total (q}_L\text{)} = 800 \text{ kg/ m}^2$$

- Beban Berfaktor

$$q_U = 1,2q_D + 1,6q_L = 1,2(549) + 1,6(800) = 1938,8 \text{ kg/m}^2$$

dx=tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan bawah

$$dx=220-50-(0,5 \times 13)= 163,5 \text{ mm}$$

dy=tebal pelat - selimut beton – diameter tulangan bawah -0,5 diameter tulangan atas

$$dy=220-50-13-(0,5 \times 13)= 150,5 \text{ mm}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$M_lx = 0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 1938,8 \cdot 5,5^2 \cdot 31$$

$$= 1818,109 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 1938,8 \cdot 5,5^2 \cdot 69$$

$$= -4867,84 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 1938,8 \cdot 6,5^2 \cdot 19$$

$$= 1556,37 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = -0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 1938,8 \cdot 6,5^2 \cdot 57$$

$$= -4669,11 \text{ kgm}$$

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah X

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{48678421}{0,9 \cdot 1000 \cdot 163,5^2} = 2,02$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 2,02}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.00502$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.00502$$

$$AS_{perlu} = \rho b d = 0,00502 \times 1000 \times 163,5 = 861,337 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \emptyset^2 x 1000}{AS_{perlu}} = \frac{0,25 \pi x 13^2 x 1000}{861,337} = 161,5 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D13-100. (Spasi tulangan disamakan dengan hasil gaya akibat *uplift* air untuk mempermudah pelaksanaan dilapangan).

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{46691151}{0,9 \cdot 1000 \cdot 150,5^2} = 2,29$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 2,29}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0057$$

$$\rho_{pakai} = 0,0057$$

$$AS_{perlu} = \rho b d = 0,0057 \times 1000 \times 150,5 = 861,33 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \emptyset^2 x 1000}{AS_{perlu}} = \frac{0,25 \pi x 13^2 x 1000}{861,33} = 154,1 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D13-100. (Spasi tulangan disamakan dengan hasil gaya akibat *uplift* air untuk mempermudah pelaksanaan dilapangan).

Tabel 4. 20 Rekapitulasi Penulangan Pelat Dasar *Basement*

Bentang		Penulangan	
m			
Lx	Ly	Arah	
		X	Y
5,5	6,5	D13-100	D13-100
3	5,5	D13-100	D13-100
3	6,5	D13-150	D13-150
3	3	D13-200	D13-200

4.6.3. 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 denah pondasi sedang dikerjakan

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

4.6.3.1 Data Perencanaan Pondasi

Pondasi pada gedung ini direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang beton (*Spun pile*) produk dari PT. Waskita Beton Precast. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter tiang : 600 mm
- *Wall thickness* : 100 mm
- Klasifikasi : A1
- *Concrete cross section* : 1571 cm²
- Berat : 393 kg/m
- *Bending moment crack* : 17 tm
- *Bending momen ultimate* : 25.5 tm
- *Allowable axial load* : 252,7 t

4.6.3.2 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 :

4. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
5. 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_{20} 4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang

C_{li} = $N/2$ untuk tanah lempung atau lanau dan $N/5$ untuk tanah pasir

A_{si} = Luas selimut tiang pada segmen $i = O_i \times h_i$

O_i = Keliling tiang

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{ijin\ 1\ tiang} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

Dimana :

SF = safety factor = 3

Tabel 4. 21 Rekapitulasi Pengolahan Data Tanah

Depth (m)	Gamma Sat (t/m ³)	Gamma efektif (t/m ³)	σ'_0 (t/m ²)	N	N1	N2	2N1	N2 Koreksi	N rata2 ujung	Quijung (t)	f _{si} (t/m ²)	R _{si} (t)	Σ R _{si} (t)	Qult = Quijung + Σ R _{si}	Qijin = Qult / SF ; SF = 3
4	1.69	0.69	0.345	18	18	63.26889	36	36	26.66667	301.5929	18	16.9646	16.9646	318.5575	106.1858
4.5	1.69	0.69	0.69	16	16	50.15674	32	32	25.28571	285.9747	16	15.07964	32.04425	318.0189	106.0063
5	1.69	0.69	1.035	15	15	42.43281	30	30	24.07167	272.2442	15	14.13717	46.18141	318.4256	106.1419
5.5	1.705	0.705	1.3875	12	12	30.86817	24	24	22.9703	259.7879	12	11.30973	57.49115	317.2791	105.7597
6	1.705	0.705	1.74	10	10	23.58491	20	20	22.33924	252.6509	10	9.424778	66.91592	319.5668	106.5223
6.5	1.705	0.705	2.0925	9	9	19.59717	18	18	22.02502	249.0971	9	8.4823	75.39822	324.4953	108.1651
7	1.705	0.705	2.445	8.5	8.5	17.18908	17	17	21.92894	248.0105	8.5	8.011061	83.40928	331.4198	110.4733
7.5	1.705	0.705	2.7975	8.25	8.25	15.57338	16.5	15.57338	21.9854	248.649	7.786692	7.338784	90.74807	339.3971	113.1324
8	1.705	0.705	3.15	8	8	14.15929	16	14.15929	22.03731	249.2361	7.079646	6.672409	97.42048	346.6566	115.5522
8.5	1.705	0.705	3.5025	10	10	16.65973	20	16.65973	21.09131	238.5371	8.329863	7.850711	105.2712	343.8083	114.6028
9	1.705	0.705	3.855	12	12	18.88277	24	18.88277	20.39099	230.6167	9.441385	8.898295	114.1695	344.7862	114.9287
9.5	1.705	0.705	4.2075	14	14	20.87216	28	20.87216	19.79738	223.9031	10.43608	9.835773	124.0053	347.9084	115.9695
10	1.705	0.705	4.56	16	16	22.66289	32	22.66289	19.75508	223.4247	11.33144	10.67964	134.6849	358.1096	119.3699
10.5	1.85	0.85	4.985	17	17	22.71209	34	22.71209	19.96171	225.7616	11.35605	10.70282	145.3877	371.1493	123.7164
11	1.85	0.85	5.41	18	18	22.75601	36	22.75601	20.31312	229.736	4.551201	4.289406	149.6771	379.4131	126.471
11.5	1.85	0.85	5.835	18.5	18.5	22.19556	37	22.19556	20.73773	234.5382	4.439112	4.183765	153.8609	388.3991	129.4664
12	1.85	0.85	6.26	19	19	21.6895	38	21.6895	21.39712	241.9957	4.3379	4.088374	157.9493	399.945	133.315
12.5	1.85	0.85	6.685	21.5	21.5	23.40773	43	23.40773	22.2804	251.9854	4.681546	4.412253	162.3615	414.3469	138.1156
13	1.85	0.85	7.11	22	22	22.89282	44	22.89282	23.04753	260.6614	4.578564	4.315195	166.6767	427.3381	142.446
13.5	1.85	0.85	7.535	23	23	22.91978	46	22.91978	23.7738	268.8753	4.583956	4.320277	170.997	439.8723	146.6241
14	1.85	0.85	7.96	24	24	22.94455	48	22.94455	24.12372	272.8329	4.58891	4.324946	175.3219	448.1548	149.3849
14.5	1.85	0.85	8.385	27	27	24.80478	54	24.80478	24.54166	277.5596	4.960955	4.67559	179.9975	457.5571	152.519
15	1.85	0.85	8.81	30	30	26.5252	60	26.5252	24.83935	280.9265	5.30504	4.999882	184.9974	465.9239	155.308

Tabel 4. 22 Lanjutan Tabel 4.21

15.5	1.738	0.738	9.179	32	32	27.39961	64	27.39961	24.98635	282.5889	5.479921	5.164704	190.1621	472.751	157.5837
16	1.738	0.738	9.548	35	35	29.05046	70	29.05046	25.15847	284.5356	5.810093	5.475884	195.638	480.1736	160.0579
16.5	1.738	0.738	9.917	32	32	25.77112	64	25.77112	25.35209	286.7254	5.154224	4.857742	200.4957	487.2211	162.407
17	1.738	0.738	10.286	30.5	30.5	28.514	61	28.514	25.40857	287.3641	5.7028	5.374762	205.8705	493.2346	164.4115
17.5	1.738	0.738	10.655	29	29	26.87985	58	26.87985	25.48765	288.2586	5.37597	5.066733	210.9372	499.1958	166.3986
18	1.738	0.738	11.024	27	27	24.8139	54	24.8139	25.73832	291.0935	12.40695	11.69327	222.6305	513.724	171.2413
18.5	1.738	0.738	11.393	27	27	24.60529	54	24.60529	26.09529	295.1307	12.30265	11.59497	234.2255	529.3562	176.4521
19	1.738	0.738	11.762	27	27	24.40016	54	24.40016	26.48739	299.5653	12.20008	11.49831	245.7238	545.289	181.763
19.5	1.738	0.738	12.131	27	27	24.19843	54	24.19843	26.8604	303.784	12.09921	11.40324	257.127	560.911	186.9703
20	1.738	0.738	12.5	27	27	24	54	24	27.27297	308.45	12	11.30973	268.4367	576.8868	192.2956
20.5	1.809	0.809	12.9045	30	30	26.4291	60	26.4291	27.6679	312.9166	13.21455	12.45442	280.8812	593.8077	197.9359
21	1.809	0.809	13.309	32	32	27.94211	64	27.94211	28.39565	321.1472	13.97105	13.16741	294.0586	615.2058	205.0686
21.5	1.809	0.809	13.7135	35	35	30.29418	70	30.29418	29.0244	328.2582	15.14709	14.2758	308.3344	636.5926	212.1975
22	1.809	0.809	14.118	37	37	31.74739	74	31.74739	29.57149	334.4456	15.8737	14.96061	323.295	657.7406	219.2469
22.5	1.809	0.809	14.5225	39	39	33.17561	78	33.17561	30.12929	340.7542	16.5878	15.63364	338.9286	679.6828	226.5609
23	1.809	0.809	14.927	41	41	34.57946	82	34.57946	30.56681	345.7025	17.28973	16.29519	355.2238	700.9263	233.6421
23.5	1.809	0.809	15.3315	43	43	35.95957	86	35.95957	30.88608	349.3133	17.97978	16.94555	372.1693	721.4827	240.4942
24	1.809	0.809	15.736	45	45	37.31653	90	37.31653	31.03224	350.9663	18.65826	17.585	389.7543	740.7207	246.9069
24.5	1.809	0.809	16.1405	42	42	34.53912	84	34.53912	31.12081	351.9681	17.26956	16.27618	406.0305	757.9986	252.6662
25	1.809	0.809	16.545	40	40	32.6231	80	32.6231	30.9653	350.2093	16.31155	15.37327	421.4038	771.6131	257.2044
25.5	1.834	0.834	16.962	38	38	30.73066	76	30.73066	30.57684	345.816	15.36533	14.48148	435.8853	781.7012	260.5671
26	1.834	0.834	17.379	36	36	28.86987	72	28.86987	29.9525	338.7548	14.43493	13.6046	449.4899	788.2447	262.7482
26.5	1.834	0.834	17.796	33	33	26.24463	66	26.24463	29.15756	329.7642	13.12232	12.36749	461.8574	791.6216	263.8739
27	1.834	0.834	18.213	32	32	25.24008	64	25.24008	28.22191	319.1823	12.62004	11.89411	473.7515	792.9337	264.3112
27.5	1.834	0.834	18.63	31	31	24.25191	62	24.25191	27.1479	307.0355	12.12595	11.42844	485.1799	792.2154	264.0718
28	1.834	0.834	19.047	29	29	22.50373	58	22.50373	26.47008	299.3696	11.25187	10.60464	495.7846	795.1541	265.0514
28.5	1.834	0.834	19.464	28	28	21.55338	56	21.55338	25.56621	289.147	10.77669	10.15679	505.9413	795.0884	265.0295
29	1.834	0.834	19.881	27	27	20.61816	54	20.61816	24.75049	279.9215	10.30908	9.71608	515.6574	795.5789	265.193
29.5	1.834	0.834	20.298	26.5	26.5	20.07652	53	20.07652	23.96323	271.0177	10.03826	9.460836	525.1183	796.136	265.3787
30	1.834	0.834	20.715	26	26	19.54336	52	19.54336	23.21129	262.5135	9.771681	9.209592	534.3279	796.8414	265.6138

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, diambil output semua reaksi perletakkan.

Tabel 4. 23 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1

kombinasi beban	Hx kN	Hy kN	P kN	Mx kNm	My kNm	Qu ijin kN	Jumlah tiang pancang
D	-3.9502	7.8353	1995.729	-7.6923	-6.2024	1863.483	4
D+L	-10.7903	19.132	4735.203	-19.4629	-16.0841	1863.483	4
D+0,75L	-6.4613	10.8435	2641.726	-11.2365	-9.3993	1863.483	4
D+0,7Ex	-2.3999	15.4992	2452.876	34.1939	110.8157	1863.483	4
D+0,7Ey	-1.0824	29.0322	2584.901	135.8227	29.0303	1863.483	4
D+0,75(0,75Ex)+L	-3.706	17.7421	2851.326	35.1884	117.3693	1863.483	4
D+0,75(0,75Ey)+L	-2.2945	32.2418	2992.782	144.0764	29.742	1863.483	4
0,6D+0,7Ex	-0.2699	11.7057	1513.484	38.0477	113.9965	1863.483	4
0,6D+0,7Ey	1.0476	25.2388	1645.509	139.6765	32.2111	1863.483	4

Tabel 4. 24 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 2

kombinasi beban	Hx kN	Hy kN	P kN	Mx kNm	My kNm	Qu ijin kN	Jumlah tiang pancang
D	14.1047	28.2697	4907.351	28.5265	0.3287	1600.308	12
D+L	44.726	75.1586	12115.67	77.8131	3.2855	1600.308	12
D+0,75L	28.4547	44.4487	6906.213	46.5662	2.6122	1600.308	12
D+0,7Ex	892.4371	58.9133	9834.57	67.3836	496.6542	1600.308	12
D+0,7Ey	253.1715	85.2015	7256.924	285.8798	150.5085	1600.308	12
D+0,75(0,75Ex)+L	949.0843	70.2301	11316.89	64.0578	533.3958	1600.308	12
D+0,75(0,75Ey)+L	264.1568	98.3961	8555.129	298.1609	162.5254	1600.308	12
0,6D+0,7Ex	901.2191	44.062	7434.61	82.7454	496.0231	1600.308	12
0,6D+0,7Ey	261.9534	70.3503	4856.964	301.2416	149.8773	1600.308	12

Tabel 4. 25 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 3

kombinasi beban	Hx kN	Hy kN	P kN	Mx kNm	My kNm	Qu ijin kN	Jumlah tiang pancang
D	-26.8289	-2.8566	5882.292	-11.7835	-50.6098	1640.092	16
D+L	-113.163	34.1892	14713.35	-31.5992	-135.625	1640.092	16
D+0,75L	-66.8808	20.0021	8443.919	-18.7617	-80.5033	1640.092	16
D+0,7Ex	-13.6458	132.3816	8850.626	104.2506	390.1116	1640.092	16
D+0,7Ey	-30.8533	329.8426	10615.45	307.1438	80.1754	1640.092	16
D+0,75(0,75Ex)+L	-25.2726	144.7704	10511.19	108.5954	404.7146	1640.092	16
D+0,75(0,75Ey)+L	-43.7093	356.3357	12402.07	325.981	72.64	1640.092	16
0,6D+0,7Ex	8.7131	125.6228	5937.625	110.4906	416.8994	1640.092	16
0,6D+0,7Ey	-8.4944	323.0836	7702.451	313.3837	106.9629	1640.092	16

Tabel 4. 26 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 4

kombinasi beban	Hx kN	Hy kN	P kN	Mx kNm	My kNm	Qu ijin kN	Jumlah tiang pancang
D	5.0626	-35.976	4440.478	45.9142	11.0717	1714.556	8
D+L	13.6595	-95.9018	11083.52	122.2016	29.8562	1714.556	8
D+0,75L	8.1328	-56.7847	6353.89	72.3041	17.7719	1714.556	8
D+0,7Ex	31.7031	-37.7789	6045.285	143.7403	274.4291	1714.556	8
D+0,7Ey	23.6591	-16.8149	6027.538	329.2033	100.5242	1714.556	8
D+0,75(0,75Ex)+L	35.3427	-49.6586	7241.827	165.6296	297.0289	1714.556	8
D+0,75(0,75Ey)+L	26.7242	-27.1971	7222.813	364.34	110.7021	1714.556	8
0,6D+0,7Ex	29.007	-18.8342	3850.716	119.5986	268.5354	1714.556	8
0,6D+0,7Ey	20.963	2.1298	3832.969	305.0616	94.6304	1714.556	8

Berdasarkan table diatas sehingga jumlah tiang pancang digunakan 4 buah untuk tipe 1, 12 buah untuk tipe 2, 16 buah untuk tipe 3, 8 buah untuk tipe 4, dan 16 buah untuk tipe 5.

4.6.3.3 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 diijinkaan. 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 :

$$\overline{P}_{1\text{tiang}} = 252,7 \text{ ton}$$

- Daya dukung tanah :

$$\overline{P}_{1\text{tiang}} = 246,91 \text{ ton (Tabel 4.22)}$$

Maka daya dukung satu tiang pondasi adalah 252.7 ton.

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$C_e = 1 - \frac{\arctan(\phi/S)}{90^\circ} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

$$C_e = 1 - \frac{0,007}{90} \times \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2}\right) = 0,75$$

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

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times C_e = 2459,2 \times 0,75 = 1863,5 \text{ kN}$$

4.6.3.4 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 :

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2} \leq P_{ijin \text{ tanah}} (1 \text{ tiang})$$

Perhitungan jarak tiang

$$2D \leq S \leq 3D$$

$$120 \leq S \leq 180$$

dengan S = jarak antar tiang

dipakai S = 150 cm

$$1D \leq S \leq 2D$$

$$60 \leq S \leq 120$$

dengan S = jarak tepi
dipakai S = 75 cm

$$P = 4735,203 \text{ kN}$$

$$N = 4 \text{ tiang}$$

$$M_x = 19,46 \text{ kNm}$$

$$M_y = 16,08 \text{ kNm}$$

$$X_{max} = 0,75 \text{ m}$$

$$Y_{max} = 0,75 \text{ m}$$

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

$$P_{max} = \frac{4735}{4} \pm \frac{16,08 \times 0,75}{1,5^2} \pm \frac{19,46 \times 0,75}{1,5^2}$$

$$P_{max} = 1171,952 \text{ kN} \leq 1863,5 \text{ kN (1 tiang)} \dots \text{OK}$$

Tabel 4. 27 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 1

	Hx	Hy	P	Mx	My	P/n	$\frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2}$	$\frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$	Pmax	Pijin	Pijin> Pmax
mbinasi be	kN	kN	kN	kNm	kNm				kN	kN	
D	-3.9502	7.8353	1995.729	-7.6923	-6.2024	498.9322	-2.06747	-2.5641	494.3006	1863.483	OK
D+L	-10.7903	19.132	4735.203	-19.4629	-16.0841	1183.801	-5.36137	-6.48763	1171.952	1863.483	OK
D+0,75L	-6.4613	10.8435	2641.726	-11.2365	-9.3993	660.4315	-3.1331	-3.7455	653.5529	1863.483	OK
D+0,7Ex	-2.3999	15.4992	2452.876	34.1939	110.8157	613.2189	36.93857	11.39797	661.5555	1863.483	OK
D+0,7Ey	-1.0824	29.0322	2584.901	135.8227	29.0303	646.2252	9.676767	45.27423	701.1762	1863.483	OK
D+0,75(0,75	-3.706	17.7421	2851.326	35.1884	117.3693	712.8315	39.1231	11.72947	763.6841	1863.483	OK
D+0,75(0,75	-2.2945	32.2418	2992.782	144.0764	29.742	748.1954	9.914	48.02547	806.1348	1863.483	OK
0,6D+0,7Ex	-0.2699	11.7057	1513.484	38.0477	113.9965	378.3709	37.99883	12.68257	429.0523	1863.483	OK
0,6D+0,7Ey	1.0476	25.2388	1645.509	139.6765	32.2111	411.3771	10.73703	46.55883	468.673	1863.483	OK

Tabel 4. 28 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 2

	Hx	Hy	P	Mx	My	P/n	$\frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2}$	$\frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$	Pmax	Pijin	Pijin> Pmax
kombinasi beban	kN	kN	kN	kNm	kNm				kN	kN	
D	14.1047	28.2697	4907.351	28.5265	0.3287	408.9459	0.119527	148.7076	557.773	1600.308	OK
D+L	44.726	75.1586	12115.67	77.8131	3.2855	1009.639	1.194727	367.1415	1377.975	1600.308	OK
D+0,75L	28.4547	44.4487	6906.213	46.5662	2.6122	575.5178	0.949891	209.2792	785.7469	1600.308	OK
D+0,7Ex	892.4371	58.9133	9834.57	67.3836	496.6542	819.5475	180.6015	298.0173	1298.166	1600.308	OK
D+0,7Ey	253.1715	85.2015	7256.924	285.8798	150.5085	604.7436	54.73036	219.9068	879.3808	1600.308	OK
D+0,75(0,75	949.0843	70.2301	11316.89	64.0578	533.3958	943.0744	193.9621	342.9362	1479.973	1600.308	OK
D+0,75(0,75	264.1568	98.3961	8555.129	298.1609	162.5254	712.9274	59.10015	259.2463	1031.274	1600.308	OK
0,6D+0,7Ex	901.2191	44.062	7434.61	82.7454	496.0231	619.5509	180.372	225.2912	1025.214	1600.308	OK
0,6D+0,7Ey	261.9534	70.3503	4856.964	301.2416	149.8773	404.747	54.50084	147.1807	606.4285	1600.308	OK

Tabel 4. 29 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 3

kombinasi beban	Hx kN	Hy kN	P kN	Mx kNm	My kNm	P/n	$M_y \times x_{max}$ Σx^2	$M_x \times y_{max}$ Σy^2	Pmax kN	Pijin kN	Pijin> Pmax
D	-26.8289	-2.8566	5882.292	-11.7835	-50.6098	367.6432	-16.8699	-3.92783	346.8455	1640.092	OK
D+L	-113.163	34.1892	14713.35	-31.5992	-135.625	919.5843	-45.2082	-10.5331	863.843	1640.092	OK
D+0,75L	-66.8808	20.0021	8443.919	-18.7617	-80.5033	527.7449	-26.8344	-6.2539	494.6566	1640.092	OK
D+0,7Ex	-13.6458	132.3816	8850.626	104.2506	390.1116	553.1642	130.0372	34.7502	717.9516	1640.092	OK
D+0,7Ey	-30.8533	329.8426	10615.45	307.1438	80.1754	663.4658	26.72513	102.3813	792.5722	1640.092	OK
D+0,75(0,75)	-25.2726	144.7704	10511.19	108.5954	404.7146	656.9492	134.9049	36.19847	828.0525	1640.092	OK
D+0,75(0,75)	-43.7093	356.3357	12402.07	325.981	72.64	775.1295	24.21333	108.6603	908.0032	1640.092	OK
0,6D+0,7Ex	8.7131	125.6228	5937.625	110.4906	416.8994	371.1015	138.9665	36.8302	546.8982	1640.092	OK
0,6D+0,7Ey	-8.4944	323.0836	7702.451	313.3837	106.9629	481.4032	35.6543	104.4612	621.5187	1640.092	OK

Tabel 4. 30 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 4

kombinasi beban	Hx kN	Hy kN	P kN	Mx kNm	My kNm	P/n	$M_y \times x_{max}$ Σx^2	$M_x \times y_{max}$ Σy^2	Pmax kN	Pijin kN	Pijin> Pmax
D	5.0626	-35.976	4440.478	45.9142	11.0717	555.0597	3.690567	15.30473	574.055	1714.556	OK
D+L	13.6595	-95.9018	11083.52	122.2016	29.8562	1385.441	9.952067	40.73387	1436.126	1714.556	OK
D+0,75L	8.1328	-56.7847	6353.89	72.3041	17.7719	794.2363	5.923967	24.10137	824.2616	1714.556	OK
D+0,7Ex	31.7031	-37.7789	6045.285	143.7403	274.4291	755.6606	91.47637	47.91343	895.0504	1714.556	OK
D+0,7Ey	23.6591	-16.8149	6027.538	329.2033	100.5242	753.4422	33.50807	109.7344	896.6847	1714.556	OK
D+0,75(0,75)	35.3427	-49.6586	7241.827	165.6296	297.0289	905.2284	99.00963	55.20987	1059.448	1714.556	OK
D+0,75(0,75)	26.7242	-27.1971	7222.813	364.34	110.7021	902.8516	36.9007	121.4467	1061.199	1714.556	OK
0,6D+0,7Ex	29.007	-18.8342	3850.716	119.5986	268.5354	481.3395	89.5118	39.8662	610.7175	1714.556	OK
0,6D+0,7Ey	20.963	2.1298	3832.969	305.0616	94.6304	479.1211	31.54347	101.6872	612.3518	1714.556	OK

4.6.3.5 Kontrol Kekuatan Tiang

- Kontrol terhadap Gaya Aksial

Untuk tiang pancang diameter 60 cm kelas A1 pada produk dari PT. Waskita Beton Precast, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 252,7 ton.

$$P_{max} = 163,72 \text{ ton} < P_{ijin} = 252,7 \text{ ton}$$

- 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 $C_u = 1,25 \text{ kg/cm}^2$

$$f = \frac{H}{9 C_u d} = \frac{7909}{9 \times 1,25 \times 60} = 11,717 \text{ cm}$$

$$M_{max} = H (e + 1,5d + 0,5f) = 7909 (0 + 1,5 \times 60 + 0,5 \times 11,71) = 7,58 \text{ tm}$$

Untuk diameter 600 mm kelas A1 pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi $M_{crack} = 17 \text{ tm}$.

Cek kekuatan momen tiang :

$$M_{crack} = 17 \text{ tm} > M = 7,58 \text{ tm} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

Tabel 4. 31 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 1

kombinasi beban	Hx Kg	Hy Kg	H Kg	e	D cm	f cm	Mmax tm	Mijin tm	Kontrol
D	-395.02	783.53	195.8825	0	60	0.290196	0.176578	17	OK
D+L	-1079.03	1913.2	478.3	0	60	0.708593	0.432165	17	OK
D+0,75L	-646.13	1084.35	271.0875	0	60	0.401611	0.244523	17	OK
D+0,7Ex	-239.99	1549.92	387.48	0	60	0.574044	0.349844	17	OK
D+0,7Ey	-108.24	2903.22	725.805	0	60	1.075267	0.657127	17	OK
D+0,75(0,75Ex)	-370.6	1774.21	443.5525	0	60	0.657115	0.400655	17	OK
D+0,75(0,75Ey)	-229.45	3224.18	806.045	0	60	1.194141	0.730253	17	OK
0,6D+0,7Ex	-26.99	1170.57	292.6425	0	60	0.433544	0.264013	17	OK
0,6D+0,7Ey	104.76	2523.88	630.97	0	60	0.93477	0.570822	17	OK

Tabel 4. 32 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 2

kombinasi beban	Hx Kg	Hy Kg	H Kg	e	D cm	f cm	Mmax tm	Mijin tm	Kontrol
D	1410.47	2826.97	235.5808	0	60	0.349009	0.212434	17	OK
D+L	4472.6	7515.86	626.3217	0	60	0.927884	0.566595	17	OK
D+0,75L	2845.47	4444.87	370.4058	0	60	0.548749	0.334382	17	OK
D+0,7Ex	89243.71	5891.33	7436.976	0	60	11.01774	7.102972	17	OK
D+0,7Ey	25317.15	8520.15	2109.763	0	60	3.125574	1.931757	17	OK
D+0,75(0,75Ex)	94908.43	7023.01	7909.036	0	60	11.71709	7.581487	17	OK
D+0,75(0,75Ey)	26415.68	9839.61	2201.307	0	60	3.261195	2.01707	17	OK
0,6D+0,7Ex	90121.91	4406.2	7510.159	0	60	11.12616	7.176939	17	OK
0,6D+0,7Ey	26195.34	7035.03	2182.945	0	60	3.233993	1.999949	17	OK

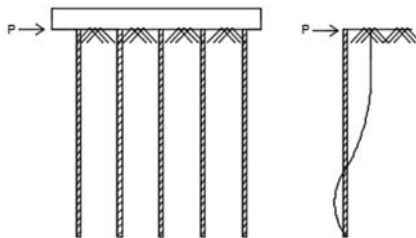
Tabel 4. 33 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 3

kombinasi beban	Hx Kg	Hy Kg	H Kg	e	D cm	f cm	Mmax tm	Mijin tm	Kontrol
D	-2682.89	-285.66	-17.8538	0	60	-0.02645	-0.01607	17	OK
D+L	-11316.3	3418.92	213.6825	0	60	0.316567	0.192652	17	OK
D+0,75L	-6688.08	2000.21	125.0131	0	60	0.185205	0.112628	17	OK
D+0,7Ex	-1364.58	13238.16	827.385	0	60	1.225756	0.749717	17	OK
D+0,7Ey	-3085.33	32984.26	2061.516	0	60	3.054098	1.886845	17	OK
D+0,75(0,7Ex)	-2527.26	14477.04	904.815	0	60	1.340467	0.820398	17	OK
D+0,75(0,7Ey)	-4370.93	35633.57	2227.098	0	60	3.299405	2.041129	17	OK
0,6D+0,7Ex	871.31	12562.28	785.1425	0	60	1.163174	0.711195	17	OK
0,6D+0,7Ey	-849.44	32308.36	2019.273	0	60	2.991515	1.847549	17	OK

Tabel 4. 34 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 4

kombina si beban	Hx Kg	Hy Kg	H Kg	e	D cm	f cm	Mmax tm	Mijin tm	Kontrol
D	506.26	-3597.6	63.2825	0	60	0.093752	0.056984	17	OK
D+L	1365.95	-9590.18	170.7438	0	60	0.252954	0.153885	17	OK
D+0,75L	813.28	-5678.47	101.66	0	60	0.150607	0.091571	17	OK
D+0,7Ex	3170.31	-3777.89	396.2888	0	60	0.587094	0.357823	17	OK
D+0,7Ey	2365.91	-1681.49	295.7388	0	60	0.438131	0.266813	17	OK
D+0,75(0,7	3534.27	-4965.86	441.7838	0	60	0.654494	0.399051	17	OK
D+0,75(0,7	2672.42	-2719.71	334.0525	0	60	0.494893	0.301474	17	OK
0,6D+0,7E	2900.7	-1883.42	362.5875	0	60	0.537167	0.327303	17	OK
0,6D+0,7E	2096.3	212.98	262.0375	0	60	0.388204	0.236342	17	OK

- Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 4. 57 Ilustrasi Kekuatan Tiang terhadap Gaya Lateral

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

δ = defleksi yang terjadi

Fd = koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = *Relative stiffnes Factor*

Pondasi Tiang Pancang Tipe 1

Jumlah tiang = 4

$$H_{\max} = 0,478 \text{ t}$$

$$H_{\max} \text{ 1 tiang} = 0,119 \text{ t}$$

$$C_u = 1,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_u = 2 \times C_u = 2 \times \frac{1,25}{0,977} = 2,55 \frac{\text{t}}{\text{ft}^3}$$

Dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing* maka didapatkan $f = 30 \text{ t/ft}^3 = 0,96 \text{ kg/cm}^3$

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}}$$

$$E = 4700\sqrt{fc} = 4700\sqrt{50} = 33234,019 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (60 - 40)^4 = 7857,143 \text{ cm}^4$$

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{338921,82 \times 7857,143}{0,96}\right)^{\frac{1}{5}} = 48,62 \text{ cm}$$

F_d (deflection coefficient)

$$L = 24 \text{ m} = 2400 \text{ cm (kedalaman tiang pancang)}$$

$$T = 48,62 \text{ cm}$$

$$L/T = 49,35$$

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan $F_d = 1,2$

$$\delta = F_d \left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 1,2 \left(\frac{5,943 \times 48,62^3}{33234,019 \times 7857,143}\right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,00314 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm (OK)}$$

Kontrol Momen :

$$M_{\text{crack}} = 17 \text{ tm}$$

$$L/T = 48,62$$

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan $F_m = 0,88$

$$M = F_m(PT) \leq M_{\text{banding crack}}$$

$$M = 0,88 \times (0,478 \times 0,48) \leq 17 \text{ tm}$$

$$M = 0,2047 \text{ tm} \leq 17 \text{ tm (OK)}$$

4.6.4. Perencanaan Poer Pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data-data perancangan poer.

$P_u = 361,68$ ton

$P_{\max}$ (1 tiang) = 117,2 ton

Jumlah tiang pancang = 4 buah

Dimensi poer = 3 x 3 x 1,5 m

Mutu beton (f_c') = 30 MPa

Mutu baja (f_y) = 420 MPa

Diameter tulangan = 25 mm

Selimut beton = 75 mm

$\lambda = 1$ (beton normal)

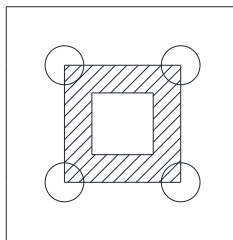
Tinggi efektif (d):

$d_x = 1500 - 70 - \frac{1}{2} 25 = 1417,5$ mm

$d_y = 1500 - 70 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1392,5$ mm

4.6.4.1 Kontrol Geser Ponds

- Akibat Kolom



Gambar 4. 58 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 = $1000/1000 = 1$

b_o = Keliling penampang kritis :

$$b_o = 2 (b_{kolom} + d) + 2 (h_{kolom} + d)$$

$$b_o = 2 (1000 + 1417,5) + 2 (1000 + 1417,5) = 9670 \text{ mm}$$

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

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \sqrt{30} \times 9670 \times 1417,5 = 38289557 \text{ N}$$

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

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1417,5}{9670} + 2 \right) 1 \sqrt{30} \times 9670 \times 1417,5$$

$$V_{c2} = 49000882 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \times 1 \times \sqrt{30} \times 9670 \times 1417,5 = 25000829 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

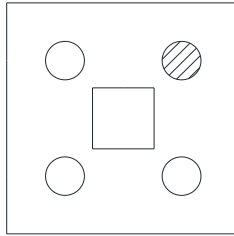
$$\phi V_c \geq P_u$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 25000829 \text{ N} = 18759621 \text{ N} = 1875,062 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 1875,062 \geq 361,68 \text{ ton (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

- Akibat Tiang Pancang



Gambar 4. 59 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek = $1000/1000 = 1$

$b_o = (0,25 \times \pi \times (600 + 1417,5)) = 1584,54 \text{ mm}$

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

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1\sqrt{30} \times 1584,54 \times 1417,5 = 6274185 \text{ N}$$

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

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1117,5}{1584,54} + 2 \right) 1\sqrt{30} \times 1584,54 \times 1417,5$$

$$V_{c2} = 38580192 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \times 1 \times \sqrt{30} \times 1584,54 \times 1417,5 = 4100364 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$$\phi V_c \geq P_{pile}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 4100364 \text{ N} = 3075273 \text{ N} = 307,52 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 307,52 \geq 117,2 \text{ (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

4.6.5. Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

$$d_x = 1500 - 70 - \frac{1}{2} 25 = 1417,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1500 - 70 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1392,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,835$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 30}{410} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0.029$$

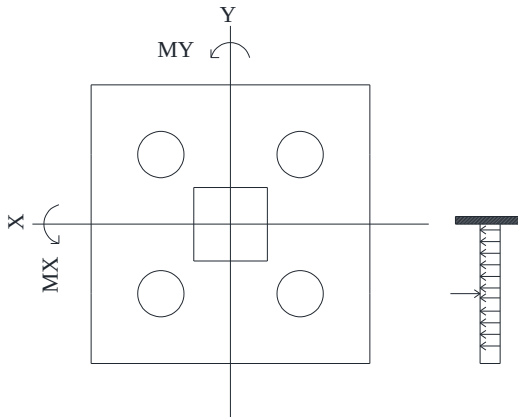
$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.029 = 0.0223$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{30}}{420} = 0.00326$$

ρ_{min} dipakai 0.00326

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 30} = 16,47$$

4.6.5.1 Penulangan Poer Arah X



Gambar 4. 60 Pembebanan Poer Kolom Tipe I (Arah Sumbu X)

$$P_{\max} = 117,2 \text{ ton}$$

$$q = 3 \times 1,5 \times 2,4 = 10,38 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 10,38 \text{ ton/m} \times 1,5 = 16,2 \text{ ton/m}$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} Mu &= 2 \cdot P_{\max} \cdot a - \frac{1}{2} q_u \cdot L^2 \\ &= (2 \times 117,2 \times 0,75) - (\frac{1}{2} \times 16,2 \times (1,5)^2) \\ &= 157,567 \text{ t.m} \\ &= 1545211825 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{1545211825}{0,9 \cdot 1000 \cdot 1417,5^2} = 0,85$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,4 \times 0,85}{420}} \right) = 0,00207$$

$$\rho = 0,00207$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,00326$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,00326 \times 1000 \times 1417,5 = 4621,409 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4621,409} = 106,21 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s = \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_x$$

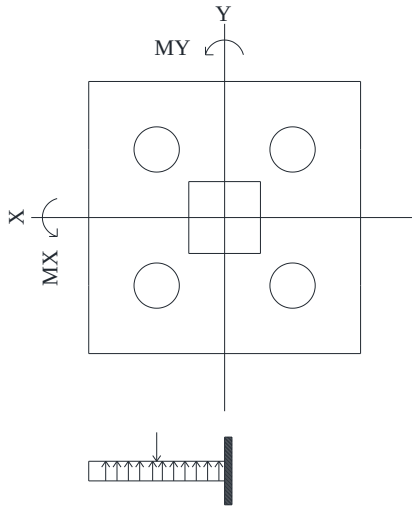
$$A_s = \frac{1}{2} \times 0,00326 \times 1000 \times 1417,5 = 2310,704 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D22 ($A_s = 380,133 \text{ mm}^2$)

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 22^2 \times 1000}{2310,704} = 164,509 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D22-100 mm.

5.6.5.2 Penulangan poer arah sumbu Y



Gambar 4. 61 Pembebanan Poer Kolom Tipe I (Arah Sumbu X)

$$P_{\text{max}} = 117,2 \text{ ton}$$

$$q = 3 \times 1,5 \times 2,4 = 10,38 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 10,38 \text{ ton/m} \times 1,5 = 16,2 \text{ ton/m}$$

Momen yang bekerja :

$$M_u = 2 \cdot P_{\text{max}} \cdot a - \frac{1}{2} q_u \cdot L^2$$

$$= (2 \times 117,2 \times 0,75) - (\frac{1}{2} \times 16,2 \times (1,5)^2)$$

$$= 157,56 \text{ t.m}$$

$$= 1545211825 \text{ N.mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{1545211825}{0,9 \cdot 1000 \cdot 1392,5^2} = 0,88$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 16,4 \cdot 0,88}{420}} \right) =$$

$$0,0021$$

$$\rho = 0,0021$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,00326$$

$$AS_{\text{perlu}} = \rho b d = 0,0026 \times 1000 \times 1392,5 = 4539,902 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \phi^2 x 1000}{AS_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \pi x 25^2 x 1000}{4539,902} = 108,12 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$As = \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_y$$

$$As = \frac{1}{2} \times 0,00326 \times 1000 \times 1392,5 = 2269,95 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D22 ($As = 380,133 \text{ mm}^2$)

$$S = \frac{0,25 \pi x \phi^2 x 1000}{As_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \pi x 22^2 x 1000}{2269,95} = 167,46 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D22-100 mm.

Tabel 4. 35 Rekapitulasi Penulangan Poer

Type Poer		Tulangan	
Dimensi		Sumbu X	Sumbu Y
Poer Tipe 1	Atas	D22-100	D22-100
3 x 3 x 1,5	Bawah	D25-100	D25-100
Poer Tipe 2	Atas	D22-100	D22-100
8,25 x 2,75 x 1,5	Bawah	D29-100	D29-100
Poer Tipe 3	Atas	D22-100	D22-100
12 x 3 x 1.5	Bawah	D25-100	D25-100
Poer Tipe 4	Atas	D22-100	D22-100
6 x 3 x 1,5	Bawah	D25-100	D25-100

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 = 400×600 mm

Mutu beton (f_c) = 30 MPa

Mutu baja (f_y) = 420 Mpa

Tulangan utama = D22

Tulangan sengkang = $\emptyset 10$

Selimut beton = 40 mm

Bentang = 6,5 m

Gaya aksial kolom = 8705,43 kN

$P_U \text{ sloof} = 10\% \times 8705,43 = 870,543 \text{ kN} = 870543 \text{ N}$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horizontal antara *poer* harus diproposikan 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

$$\frac{l}{20} = \frac{6500}{20} = 325 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 450 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

4.4.6.1 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

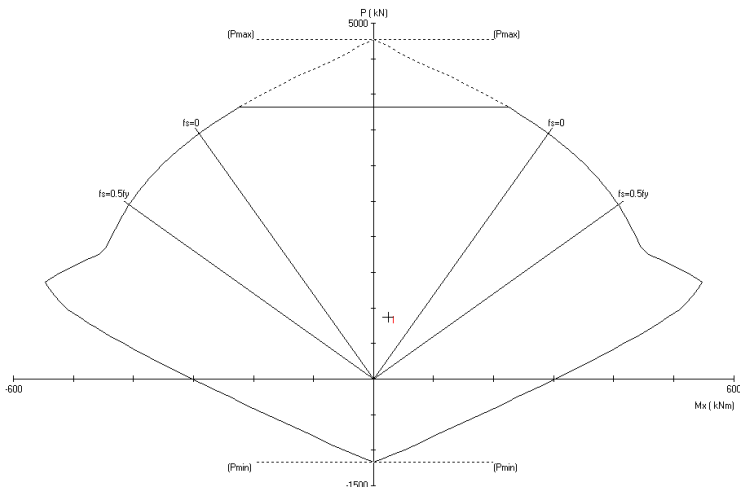
koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

$$q_d = 0,4 \times 0,6 \times 2400 = 576 \text{ kg/m}$$

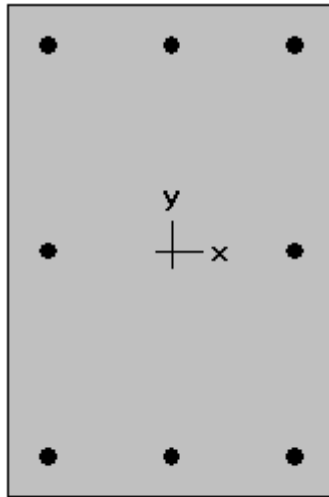
$$q_u = 1,2 \times 576 = 691,2 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} M_{u \text{ tumpuan}} &= \frac{1}{12} \times q_u \times l^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 691,2 \times 6,5^2 \\ &= 2433,6 \text{ kgm} = 23,86 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$P_u \text{ Sloof} = 870,54 \text{ kN}$$



Gambar 4. 62 Diagram Interaksi Sloof



400 × 600 mm
1.29% reinf.

Gambar 4. 63 Hasil Penulangan SpColumn

Dari analisis spColumn didapat :

$$\rho = 0,0129$$

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 x selimut beton ($c = 40 \text{ mm}$)	$= 2 \times 40 = 80 \text{ mm}$
2 x sengkang ($\emptyset = 10 \text{ mm}$)	$= 2 \times 10 = 20 \text{ mm}$
3 x D22	$= 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$
2 kali jarak antara 25 mm	$= \underline{2 \times 25 = 50 \text{ mm}}$
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:

$$A_g = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$$d = 600 - 40 - 10 - 22/2 = 549 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{870543}{14 \cdot 240000} \right) 1 \sqrt{40} \times 400 \times 549$$

$$V_c = 257453,5 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 257453,5 = 193090,1 \text{ N} = 19703,07 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 691,2 = 2246,4 \text{ kg}$$

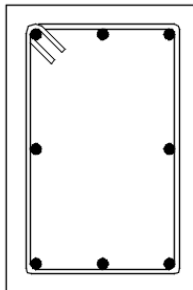
$$\phi V_c > V_u$$

19703,07 kg > 2246,4 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:

- $\frac{d}{2} = \frac{549}{2} = 274,5 \text{ mm}$
- $s = 300 \text{ mm}$

Dipasang sengkang 2D10 – 300 mm



Gambar 4. 64 Detail Sloof

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Dari hasil perhitungan dan analisa yang telah dilakukan, maka didapatkan kesimpulan sebagai berikut :

1. Struktur Sekunder :
 - Pelat atap apartemen menggunakan bondek dari SUPER FLOOR DECK dengan tebal 0,75 mm dengan pelat beton tebal 90 mm menggunakan tulangan negatif M8-200.
 - Pelat lantai apartemen menggunakan bondek dari SUPER FLOOR DECK dengan tebal 0,75 mm dengan pelat beton tebal 100 mm menggunakan tulangan negatif M10-250.
 - Dimensi balok anak atap apartemen menggunakan profil WF 300x200x8x12
 - Dimensi balok anak lantai apartemen menggunakan profil WF 300x200x8x12
 - Dimensi balok penggantung lift menggunakan profil WF 300x200x9x14
 - Tangga menggunakan pelat dengan tebal pelat 8 mm
 - Dimensi balok utama tangga menggunakan profil WF 250x100x5,5x8
 - Dimensi balok penumpu tangga menggunakan profil WF 250x125x6x9
 - Dimensi balok bordes menggunakan profil WF 100x100x6x8
2. Analisis ETABS 2016 telah memenuhi kontrol partisipasi massa, kontrol waktu getar alami fundamental, kontrol nilai akhir respon spektrum, kontrol simpangan (*drift*) dan sistem ganda pada struktur yang direncanakan di kota Surabaya telah memenuhi syarat.
3. Struktur Primer :

- *Link* arah X dan Y merupakan *link* pendek dengan panjang *link* 100 cm
 - Dimensi *link* dan balok diluar *link* arah X dan Y para lantai apartemen menggunakan profil WF 500x300x11x15
 - Dimensi bresing arah X dan Y menggunakan profil WF 300x300x15x15
 - Dimensi balok induk arah X dan arah Y menggunakan profil WF 500x300x11x15
 - Dimensi kolom lantai 1-20 menggunakan CFT 700x700x28
4. Hasil Perhitungan Sambungan :
- Sambungan balok anak atap dengan balok induk menggunakan 2 buah baut M12 dan pelat siku 60x60x6
 - Sambungan balok anak lantai dengan balok induk menggunakan 2 buah baut M12 dan pelat siku 60x60x6
 - Sambungan balok induk dengan kolom menggunakan 4 buah baut M20 pada badan balok induk, menggunakan las sudut pada kolom dengan tebal las 5 mm, menggunakan 12 baut M24 pada sambungan sayap balok induk dengan pelat diafragma
 - Sambungan antar kolom CFT menggunakan pelat dengan tebal 40 mm dan las sudut dengan tebal 15 mm
 - Sambungan kolom dengan *baseplate* menggunakan pelat ukuran 900x900 mm dengan tebal 40 mm dan las sudut dengan tebal 15 mm, menggunakan pelat pengaku dengan tebal 15 mm dan las dengan tebal 6 mm, dan menggunakan 8 buah baut M20 mutu F1554 Grade 105
 - Sambungan balok utama tangga dengan balok penumpu tangga menggunakan 2 buah baut M8 dan pelat siku 45x45x7
 - Sambungan balok penumpu dengan kolom menggunakan 2 buah baut M8 dengan single plate tebal 4 mm, menggunakan las sudut dengan tebal 3 mm pada sambungan single plate dengan kolom
 - Sambungan bresing menggunakan pelat buhul dengan tebal 15 mm, sambungan pada sayap bresing menggunakan 6 buah baut

M16 dengan pelat siku 70x70x7, sambungan pada pelat buhul di link menggunakan 6 buah baut M16. Menggunakan 4 buah baut M16 pada badan balok bresing dan menggunakan pelat tebal 15 mm. Sambungan las pelat buhul dengan balok diluar *link* menggunakan las dengan panjang 100 cm dan tebal las 6 mm, sambungan las pelat buhul dengan balok induk menggunakan las dengan panjang 100 cm dan tebal las 6 mm.

5. Struktur bawah :

- Dinding penahan tanah menggunakan jenis cantilever wall
- Menggunakan *shearwall* dengan tebal 300 mm
- Pondasi menggunakan tiang pancang produk dari PT. Waskita Beton Precast dengan diameter 600 mm dan kedalaman tiang pancang mencapai -24 m.
- Penulangan poer tipe 1 menggunakan D25-100 dan D22-100
- Penulangan poer tipe 2 menggunakan D29-100 dan D22-100
- Penulangan poer tipe 3 menggunakan D25-100 dan D22-100
- Penulangan poer tipe 4 menggunakan D25-100 dan D22-100
- Dimensi sloof sebesar 40x60 menggunakan tulangan longitudinal 8D22 dan tulangan transversal 2D10-300 mm.

5.2. Saran

Saran untuk Tugas Akhir ini adalah :

1. Diharapkan perencanaan bangunan gedung dengan sistem rangka bresing eksentris (SRBE) dapat menjadi rujukan dan inovasi pada perancangan gedung di Indonesia.
2. Dapat dilakukan studi perencanaan lebih lanjut mengenai aspek teknis, ekonomis dan estetika agar perencanaan ini lebih efektif dan efisien sehingga dapat diaplikasikan di kondisi sesungguhnya

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 14.2**. AISC, Inc
- Badan Standardisasi Nasional . 2015 . SNI 1729-2015 : **Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural** . Jakarta . Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standarisasi Nasional. 2002. **Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002)**. Bandung : BSN
- Badan Standarisasi Nasional. 2002. **Beban Minimum Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013)**. 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.
- 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
- 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 Wijaya, Yan Parta. 2010. “ Studi Stabilitas

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

LAMPIRAN

DRILLING LOG

NAMA PROYEK	=	<u>PEMBUATAN TANGGUL</u>
KLIEN	=	<u>PT. CANDIKENCANA SABDA WISESA KONSULTAN</u>
TTIK BOR	=	<u>BH-1</u>
LOKASI	=	<u>KALI JAGIR, SURABAYA</u>
MUKA AIR TANAH	=	<u>-2.80 meter</u>

TIPE BOR : Rotary drilling machine

Remarks.

MULAI : 29 SEPTEMBER 2015

UD = Undisturb Sample

SELESAI : 2 OKTOBER 2015

CS = Core Sample

MASTER BOR : OSIAS

SPT = SPT Test

Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test											
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm			N - Value							
														15 cm	15 cm	15 cm								
0.00	0.00	START OF BORING												0 10 20 30 40 50										
1.00	-1.00				PASIR	ABU-ABU TERANG																		
2.00	-2.00				LEMPUNG BERLANAU	ABU-ABU TERANG	VERY STIFF	SPT 18 s/d 21			-2.00	∩ SPT 1	21	4	8	13					21			
3.00	-3.00													-2.50										
4.00	-4.00													-4.00	∩ SPT 2	18	3	7	11					18
5.00	-5.00				LEMPUNG PASIR	ABU-ABU TERANG	STIFF TO VERY STIFF	SPT 8 s/d 16	-5.00	■ UD 01	-5.50													
6.00	-6.00													-6.00	∩ SPT 3	10	2	4	6					10
7.00	-7.00													-6.50										
8.00	-8.00													-8.00	∩ SPT 4	8	1	3	5					8
9.00	-9.00													-8.50										
10.00	-10.00													-10.00	∩ SPT 5	16	2	6	10					16
11.00	-11.00				LANAU BERPASIR	ABU-ABU TERANG	VERY STIFF	SPT 19 s/d 24	-10.50	■ UD 02	-10.50													
12.00	-12.00													-12.00	∩ SPT 6	19	3	7	12					19
13.00	-13.00													-12.50										
14.00	-14.00				PASIR PARAS	ABU-ABU TERANG	MEDIUM TO DENSE	SPT 24 s/d 35			-14.00	∩ SPT 7	24	4	9	15					24			
15.00	-15.00													-14.50										
16.00	-16.00													-15.00	■ UD 03	-15.50								
17.00	-17.00										-16.00	∩ SPT 8	35	6	11	24					35			
18.00	-18.00				LEMPUNG BERLANAU	COKLAT TERANG	VERY STIFF	SPT = 25			-18.00	∩ SPT 9	27	5	9	18					27			
19.00	-19.00													-18.50										
20.00	-20.00													-20.00	∩ SPT 10	27	4	8	19					27
21.00	-21.00				LEMPUNG LANAU BERPASIR	COKLAT TERANG	HARD	SPT 36 s/d 45	-20.50	■ UD 04	-20.50													
22.00	-22.00													-22.00	∩ SPT 11	37	8	15	22					37
23.00	-23.00													-22.50										
24.00	-24.00										-24.00	∩ SPT 12	45	12	17	28					45			
25.00	-25.00				LEMPUNG	ABU-ABU TERANG	VERY STIFF	SPT 26 s/d 29	-25.00	■ UD 05	-25.50													
26.00	-26.00													-26.00	∩ SPT 13	36	10	15	21					36
27.00	-27.00													-26.50										
28.00	-28.00				LEMPUNG	ABU-ABU TERANG	VERY STIFF	SPT 26 s/d 29			-28.00	∩ SPT 14	29	8	12	17					29			
29.00	-29.00													-28.50										
30.00	-30.00													-30.00	∩ SPT 15	26	7	11	15					26
									-30.50	■ UD 6	-30.50													
END OF BORING																								

**REKAP HASIL TEST LABORATORIUM**

KLIEN : PT. CANDIKENCANA SABDA WISESA
PROYEK : PEMBUATAN TANGGUL
LOKASI : KALI JAGIR SURABAYA

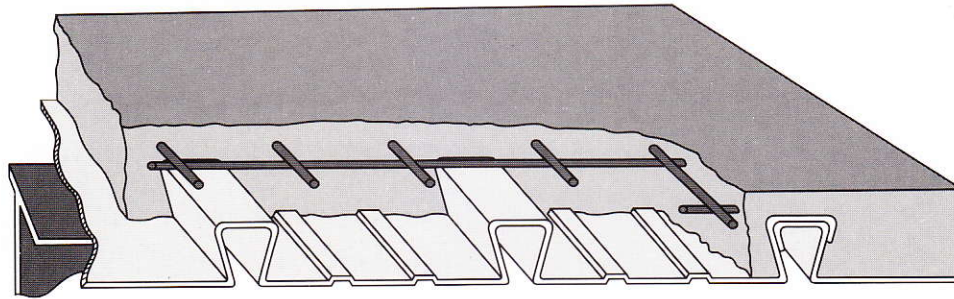
TITIK BOR : BH-1
MASTER BOR : OSIAS TENIS

DEPTH (Meter)	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	γ_t	γ_d	γ_{sat}	Pp	Cc	Cv
-5.00	2.564	1.268	100.00	49.45	55.91	1.690	1.131	1.690	*	*	*
-10.00	2.549	1.197	100.00	46.96	54.48	1.705	1.160	1.705	*	*	*
-15.00	2.612	0.897	100.00	34.34	47.29	1.850	1.377	1.850	*	*	*
-20.00	2.658	1.246	100.00	46.88	55.48	1.738	1.183	1.738	*	*	*
-25.00	2.576	0.947	100.00	36.76	48.64	1.809	1.323	1.809	*	*	*
-30.00	2.791	1.147	100.00	41.10	53.42	1.834	1.300	1.834	*	*	*

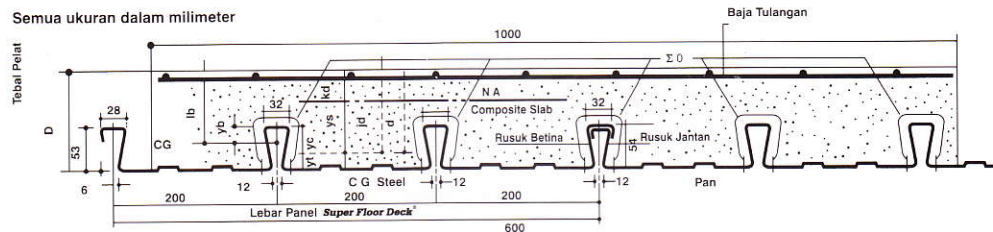
DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			DIRECT TEST		TRIAXIAL UU		TRIAXIAL CD		k (cm/sec)
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	C	ϕ	C _u	ϕ_u	C _d	ϕ_d	
-5.00	0.00	52.47	47.53	59.78	28.94	30.84	*	*	0.45	0	*	*	*
-10.00	0.00	48.62	51.38	62.49	31.35	31.14	*	*	0.75	0	*	*	*
-15.00	0.00	89.73	10.27	NP	NP	NP	0	39	*	*	*	*	*
-20.00	0.00	9.75	90.25	71.26	30.37	40.89	*	*	1.25	0	*	*	*
-25.00	0.00	21.64	78.36	68.45	31.57	36.88	*	*	1.72	0	*	*	*
-30.00	0.00	8.94	91.06	67.36	32.83	34.53	*	*	1.25	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 + Cl	= Silt + Clay (%)	IP	= Plastic Index (%)	C _u	= Undrained cohesion triaxial test(kg/cm ²)
	e	= Void ratio	Cc	= Compression Index	ϕ	= Angle of internal friction direct shear test (degree)
	Gs	= Specific Gravity	Cv	= Compression of Consolidation (cm ² /kg)	ϕ_d	= Angle of internal friction drained triaxial test (degree)
	n	= Porosity (%)	Pp	= Preconsolidation Pressure (kg/cm ²)	ϕ_u	= Angle of internal friction undrained triaxial test (degree)
	Sr	= Degree of saturation (%)	*	= Not test		
	W _c	= Water content (%)	k	= Coefficient of permeability (cm/sec)		
	γ_t	= Moisture density (gr/cc)				
	γ_{sat}	= Saturated density (gr/cc)				
	γ_d	= Dry density (gr/cc)				

Super Floor Deck®



PERENCANAAN: Plat Lantai Komposit



Tabel Perencanaan Praktis

Tabel Perencanaan Praktis berikut ini bisa membantu dalam perencanaan penggunaan **Super Floor Deck®** untuk suatu bangunan antara lain:

- Menunjukkan tabel plat beton untuk bentang tunggal, bentang ganda, dan bentang menerus.
- Kebutuhan tulangan negatif, serta perhitungan luas penampangnya, pada bentang ganda atau bentang menerus.
- Ketebalan plat beton pada bentang tertentu, serta berbagai beban (Super Imposed Load)
- Tiang penyangga sementara yang dibutuhkan untuk meniadakan lendutan awal pada waktu beton dan **Super Floor Deck®** belum berfungsi.

TABEL 1 : SIFAT PENAMPANG **Super Floor Deck® PERLEBAR 1000 MM**

Tebal Pelat	Berat per satuan luas	Luas penampang	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			Ie	Gaya reaksi aman untuk perletakan tepi			Gaya reaksi aman untuk perletakan tengah		
			Yc	Yt	Ip	Zpc	Zpt	In	Znc	Znt		10 mm perletakan	Pertambahan per 10 mm	max	10 mm Of Bearing KN	Increment, Per 10 mm KN	Max
mm	kg / m ²	mm ²	mm	mm	10 ⁸ x mm ⁴	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ³	10 ⁸ x mm ⁴	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ³	10 ⁸ x mm ⁴	10 mm Of Bearing KN	Increment, Per 10 mm KN	max	10 mm Of Bearing KN	Increment, Per 10 mm KN	Max
0.75	10.1	1241	38.6	15.4	0.511	13.15	33.14	0.309	10.21	10.73	0.425	3.76	0.99	8.11	15.01	1.14	19.19

Catatan : Ip = momen inersia profil panel untuk daerah momen positif

Notes

In = idem untuk daerah momen negatif

Znt = momen tahanan, puncak rusuk dalam daerah momen negatif (tegangan tarik)

Znc = idem, dasar dek dalam daerah momen negatif (tegangan tekan)

Zpc = idem, puncak rusuk, dalam daerah momen positif (tegangan tekan)

Zpt = idem, dasar dek, dalam daerah momen positif (tegangan tarik)

Ie = momen inersia ekuivalen untuk perhitungan lendutan bentang menerus

= Ip (1.26 - 0.26 Ip/in)

TABEL 2 : TABEL PERENCANAAN PRAKTIS

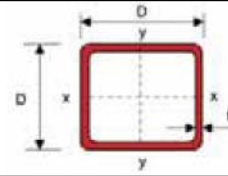
Super Floor Deck® 0.75 MM		BENTANG TUNJANG TANPA TULANGAN NEGATIF SAMPLE SPAN CONDITION WITHOUT NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG GANDA DENGAN TULANGAN NEGATIF DOUBLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG MENERUS DENGAN TULANGAN NEGATIF MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT														
BEBAN BERGUNA SUPER IMPOSED LOAD KG/M ²		200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	700	1000														
TIANG PENYANGGA PROPPING	BENTANG SPAN M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM													
		9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9														
TANPA PENYANGGA NO. PROPS	1.50	9	9	9	9	9	9	9	9	0.75	9	0.91	9	1.07	9	1.24	9	1.40	9	1.66	9	2.08	9	0.59	9	0.73	9	0.85	9	0.98	9	1.11	9	1.31	9	1.65
	1.75	9	9	9	9	9	9	10	9	1.03	9	1.25	9	1.48	9	1.71	9	1.94	9	2.29	10	2.53	9	0.81	9	0.99	9	1.17	9	1.35	9	1.53	9	1.81	10	2.00
	2.00	9	9	9	9	9	9	10	9	1.36	9	1.65	9	1.95	9	2.26	9	2.57	9	3.04	10	3.35	9	1.07	9	1.31	9	1.55	9	1.79	9	2.03	9	2.39	10	2.65
	2.25	9	9	9	9	9	9	10	11	9	1.73	9	2.12	9	2.50	9	2.90	9	3.29	9	3.89	11	3.85	9	1.37	9	1.68	9	1.98	9	2.30	9	2.60	9	3.08	11
SATU BARIS PENYANGGA ONE ROW PROPS	2.50	9	9	9	9	9	10	14	9	2.16	9	2.65	9	3.13	9	3.62	9	4.11	10	4.29	14	3.69	9	1.71	9	2.09	9	2.48	9	2.86	9	3.25	10	3.39	14	2.92
	2.75	10	10	10	10	11	12	15	9	2.64	9	3.24	9	3.83	10	3.94	11	4.02	12	4.29	15	4.23	9	2.09	9	2.25	9	3.02	10	3.11	11	3.18	12	3.39	15	3.33
	3.00	10	10	10	11	12	13		9	3.17	9	3.87	10	4.10	11	4.28	12	4.41	13	4.74			9	2.51	9	3.07	10	3.25	11	3.38	12	3.49	13	3.75		
	3.25	11	11	11	12	13	14		10	3.41	10	4.13	10	4.87	12	4.65	13	4.83	14	5.22			10	2.70	10	3.27	10	3.84	12	3.67	13	3.82	14	4.12		
DUA BARIS PENYANGGA TWO ROW PROPS	3.50	12	12	12	12	13	15		11	3.68	11	4.42	11	5.18	12	5.44	13	5.64	15	5.71			11	2.90	11	3.49	11	4.09	12	4.29	13	4.46	15	4.51		
	3.75	13	13	13	13	14			11	4.25	11	5.11	11	5.99	13	5.83	14	6.09					11	3.36	11	4.04	11	4.73	13	4.61	14	4.81				
	4.00	14	14	14	14	15			12	4.55	12	5.43	12	6.33	14	6.24	15	6.55					12	3.59	12	4.28	12	4.98	14	4.93	15	5.17				
	4.50								13	5.49	13	6.51	14	7.06	15	7.53							13	4.34	13	5.14	14	5.58	15	5.95						
	5.00								15	6.20	15	7.27	15	8.90									15	4.90	15	5.73	15	6.58								

Catatan : - BEBAN MATI (BERAT SENDIRI **Super Floor Deck®** DAN PELAT BETON) SUDAH DIPERHITUNGKAN

- BEBAN BERGUNA DALAM TABEL ADALAH JUMLAH BEBAN HIDUP DAN BEBAN-FINISHING LAINNYA

- MUTU BAJA TULANGAN U - 48

Square



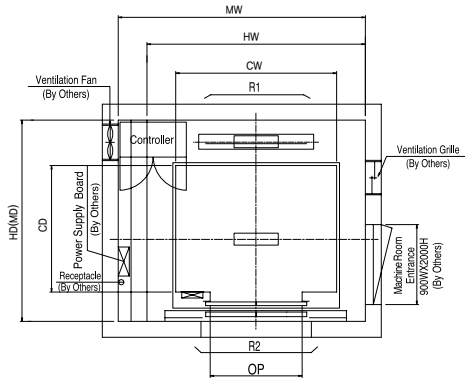
Designation Size	Thickness	Mass Per Metre	Area Of Section	Second Moment Of Area	Radius Of Gyration	Elastic Modulus	Plastic Modulus	Torsional Constants	Surface Area Per Metre	
DxD	t		A	I	r	Z	S	J	C	
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ³	m ² /m
400x400	8	97.90	125	31860	16.0	1593	1830	48700	2363	1.58
	10	122.00	155	39130	15.9	1956	2260	60090	2895	1.57
	12	145.00	185	46130	15.8	2306	2679	71180	3405	1.57
	12.5	152.00	192	47840	15.8	2392	2782	73910	3530	1.57
	14	168.00	214	52870	15.7	2643	3087	81960	3894	1.56
	14.2	170.00	217	53530	15.7	2676	3127	83030	3942	1.56
	16	192.00	243	59340	15.6	2967	3484	92440	4362	1.56
	20	# 237.00	300	71540	15.4	3577	4247	112500	5237	1.55
	22	251.00	327	77260	15.4	3863	4612	122100	5646	1.54
	25	282.00	368	85380	15.2	4269	5141	135900	6223	1.54
450x450	12	162.00	209	66460	17.8	2954	3419	102200	4368	1.77
	16	213.00	275	85860	17.7	3816	4459	133200	5620	1.76
	19	250.00	324	99540	17.5	4424	5208	155400	6497	1.75
	22	286.00	371	112500	17.4	5000	5929	176700	7324	1.74
	25	321.00	418	124700	17.3	5544	6624	197200	8101	1.74
	28	△ 355.00	464	136300	17.1	6058	7292	216800	8832	1.73
	32	△ 399.00	524	150700	17.0	6696	8143	241700	9735	1.72
500x500	12	181.00	233	92030	19.89	3681	4248	141200	5451	1.97
	16	238.00	307	119300	19.71	4771	5554	184400	7038	1.96
	19	280.00	362	138600	19.58	5545	6498	215500	8159	1.95
	22	320.00	415	157100	19.44	6283	7411	245600	9222	1.94
	25	360.00	468	174600	19.31	6986	8295	274600	10230	1.94
	28	△ 399.00	520	191300	19.18	7653	9149	302600	11180	1.93
	32	△ 450.00	588	212300	19.00	8491	10242	338200	12370	1.92
	36	△ 498.00	654	231700	18.82	9269	11283	372000	13470	1.91
550x550	16	263.00	339	160400	21.75	5833	6769	247300	8616	2.16
	19	309.00	400	186800	21.62	6793	7930	289500	10010	2.15
	22	355.00	459	212100	21.49	7714	9058	330400	11340	2.14
	25	399.00	518	236300	21.35	8594	10150	370100	12610	2.14
	28	△ 443.00	576	259500	21.22	9436	11220	408400	13810	2.13
	32	△ 500.00	652	288700	21.04	10500	12580	457500	15330	2.12
	36	△ 555.00	726	316100	20.86	11500	13890	504400	16740	2.11
	40	△ 608.00	799	341800	20.68	12430	15140	549000	18060	2.10
600x600	25	△ 439.00	568	311100	23.40	10370	12200	485300	15230	2.34
	28	△ 487.00	632	342100	23.26	11410	13490	536300	16720	2.33
	32	△ 550.00	716	381600	23.08	12720	15160	601900	18600	2.32
	36	△ 611.00	798	418800	22.91	13960	16770	664900	20370	2.31
	40	△ 671.00	879	453900	22.73	15130	18310	725100	22030	2.30
700x700	25	△ 517.00	668	504700	27.48	14420	16850	782900	21240	2.74
	28	△ 575.00	744	556600	27.35	15900	18670	867000	23380	2.73
	32	△ 651.00	844	623100	27.17	17800	21040	975800	26110	2.72
	36	△ 724.00	942	686500	26.99	19610	23330	1081000	28700	2.71
	40	△ 797.00	1039	746900	26.81	21340	25540	1182000	31160	2.70

Grade S355J2H only
△ S.A.W process

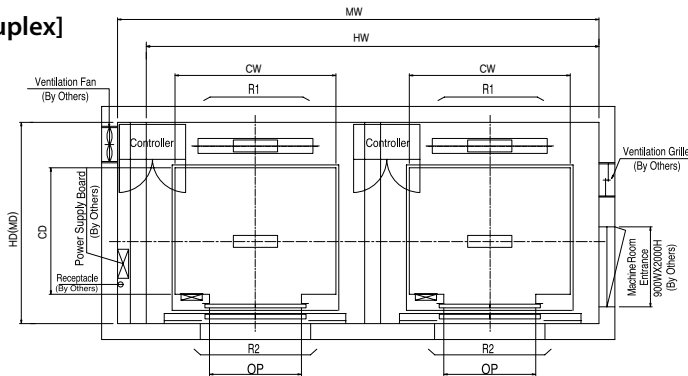
Technical Data

I Hoistway & Machine Room Plan

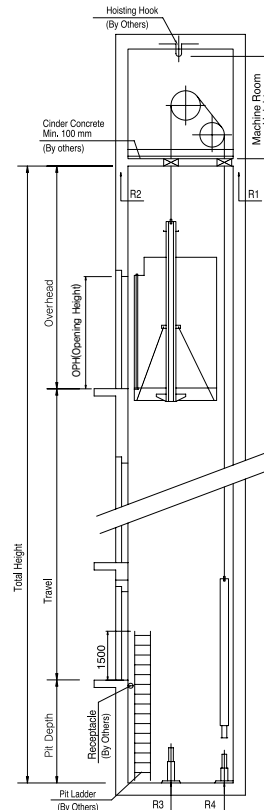
[Simplex]



[Duplex]



I Hoistway Section



I Overhead, Pit & Machine Room Height

Application Regulation [CODE]	Speed (m/s)	Load (kg)	Travel (mm)	Overhead (mm)	Pit Depth (mm)	Machine Room HT	Required Hook Strength (kg)
Standard / EN	1	450~1000	Travel≤100	4200	1400	2300	3000
		1350	Travel≤100	4300			4500
		1150/1600	Travel≤80	4300			
	1.5	450~1000	80<Travel≤100	4650	1450		3000
		1350	Travel≤100	4400			4500
		1150/1600	Travel≤80	4400			
	1.75	450~1000	80<Travel≤100	4750	1600		3000
		1350	Travel≤100	4500			4500
		1150/1600	Travel≤80	4500			
MS2021	1	410~1025	Travel≤100	4200	1400	2550	3000
		1365	Travel≤100	4300		2400	4500
		1160/1365	Travel≤80	4300			
	1.5	410~1025	80<Travel≤100	4650	1450	2550	3000
		1365	Travel≤100	4400		2400	4500
		1160/1365	Travel≤80	4400			
	1.75	410~1025	80<Travel≤100	4750	1600	2550	3000
		1365	Travel≤100	4500		2400	4500
		1160/1365	Travel≤80	4500			
Standard / EN	2	800~1600	Travel≤130	5100	1900	2300	4500
	2.5			5300	2200		

Technical Data

I Layout Dimensions | Speed : 1.0 m/s

[Standard]

(Unit : mm)

Speed (m/s)	Capacity		Opening Width (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Reaction Load			
						Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
	Person	Load(kg)		CW	CD	HW	HD	HW	HD	MW	MD	MW	MD	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	800	1400	850	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	550	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	600	800	1400	1130	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	10	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	17	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	20	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	24	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	10200	7000	10950	8700
				2150	1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300				

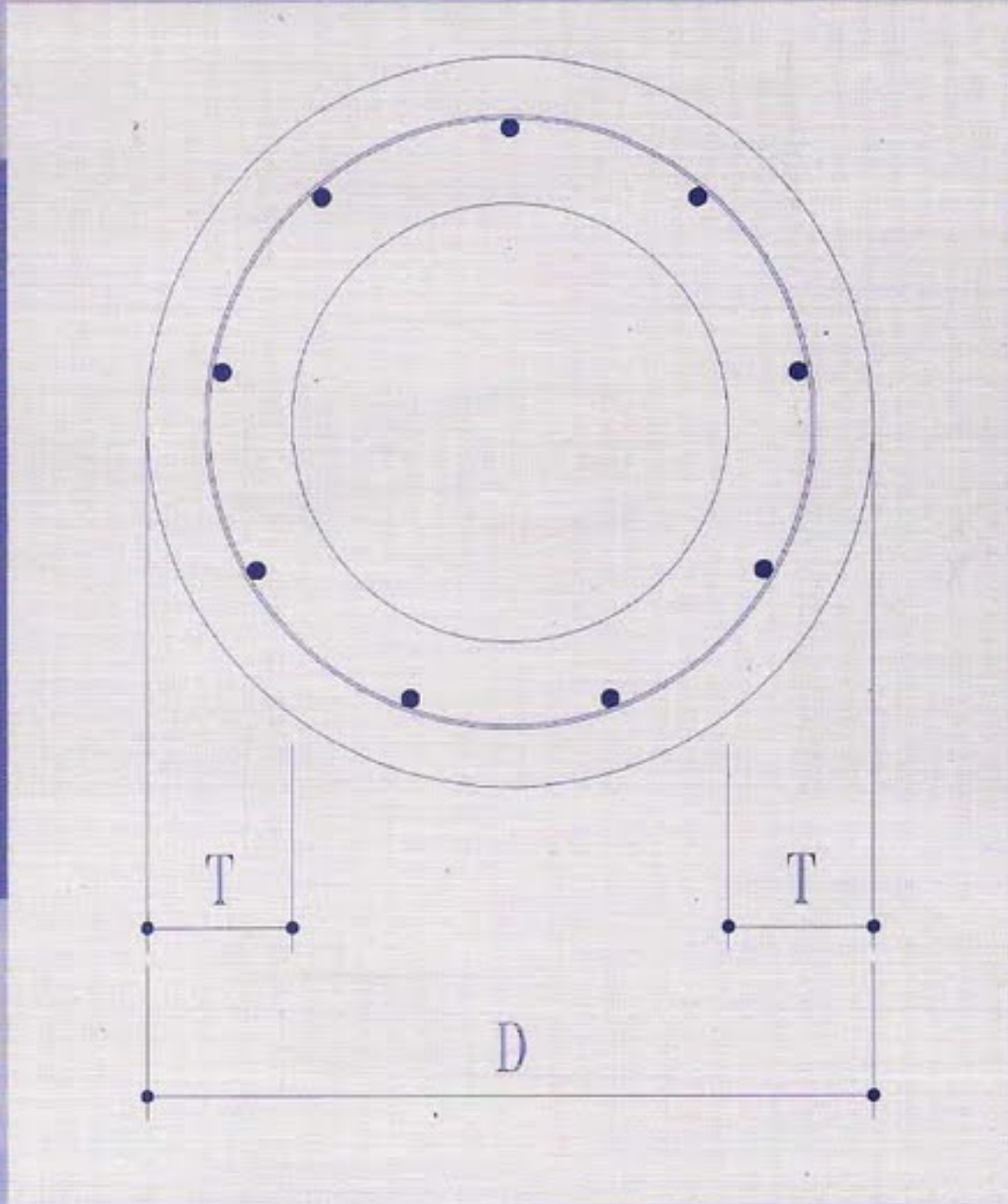
[EN Code]

1.0	6	450	700	1150	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	3600	2000	3800	3150
	7	525	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	8	600	800	1400	1100	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	9	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	10	800	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	12	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	13	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	16	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	18	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	21	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	10200	7000	10950	8700
				2150	1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300				

[Malaysia]

1.0	6	410	800	1400	830	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	545	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	615	800	1400	1150	1800	1800	3750	1800	1800	1800	3750	1800	4100	2500	4700	3450
	10	685	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	885	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1025	900	1600	1550	2000	2200	4150	2200	2000	2200	4150	2200	5450	4300	6600	4700
	17	1160	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
	20	1365	1000	1800	1750	2350	2450	4850	2450	2350	2450	4850	2450	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1550	2550	2250	5250	2250	2550	2250	5250	2250				
	24	1635	1100	2000	1800	2550	2500	5250	2500	2550	2500	5250	2500	10200	7000	10950	8700

Shape and Dimension



Classification

Outside Diameter (mm)	Wall Thickness (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm ²)	Unit Weight (Kg/m)	Length (m)	Bending Moment		Allowable Axial Load (Ton)
						Crack (Ton.m)	Ultimate (Ton.m)	
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50

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 :

Luas JKBL union
(U-50)

=

Luas tulangan biasa
(U-24)

×

Tegangan leleh U-24
Tegangan leleh U-50

Contoh :

Diketahui : Tulangan U-24
Diameter = 10 mm
Jarak spasi = 150 mm
Luas tulangan = 5,24 cm²/m'

Luas JKBL union = 5,24 cm²/m' × $\frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2}$

= 2,515 cm²/m'

Dari Tabel diperoleh : JKBL Union
Diameter 7 mm dengan spasi 150 mm
Luas 2,57 cm²/m'

Conversion Calculation

Substituting union wire mesh (U-50)
for ordinary reinforcement (U-24)

Formula :

Union Wire Mesh area
(U-50)

=

Mild Steel bar area
(U-24)

×

Yield stress U-24
Yield stress U-50

Example :

Given : Mild Steel bar U-24
Diameter = 10 mm
Spacing = 150 mm
Cross sectional area = 5.24 cm²/m'

Union Wire Mesh area = 5.24 cm²/m' × $\frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2}$

= 2.515 cm²/m'

From the Table is obtained : Union Wire Mesh
Diameter 7 mm with 150 mm spacing
Area 2.57 cm²/m'

TABEL LUAS PENAMPANG KAWAT

WIRE AREA TABLE

Diameter Kawat Ø Wire Diameter (mm)	Luas Kawat Ø Wire Area (cm²)	Jumlah Luas Penampang Kawat (cm²/m') Menurut Spasinya Setiap Arah Total Wire Area (cm²/m') According to Spacing Each Direction											
		Spasi / Spacing (mm)											
		50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325
4.0	0.126	2.51	1.68	1.26	1.01	0.84	0.72	0.63	0.56	0.50	0.46	0.42	0.39
4.5	0.159	3.18	2.12	1.59	1.27	1.06	0.91	0.80	0.71	0.64	0.58	0.53	0.49
5.0	0.196	3.93	2.62	1.96	1.57	1.31	1.12	0.98	0.87	0.79	0.71	0.65	0.60
5.5	0.238	4.75	3.17	2.38	1.90	1.58	1.36	1.19	1.06	0.95	0.86	0.79	0.73
6.0	0.283	5.65	3.77	2.83	2.26	1.88	1.62	1.41	1.26	1.13	1.03	0.94	0.87
6.5	0.332	6.64	4.42	3.32	2.65	2.21	1.90	1.66	1.47	1.33	1.21	1.11	1.02
7.0	0.385	7.70	5.13	3.85	3.08	2.57	2.20	1.92	1.71	1.54	1.40	1.28	1.18
7.5	0.442	8.84	5.89	4.42	3.53	2.95	2.52	2.21	1.96	1.77	1.61	1.47	1.36
8.0	0.503	10.05	6.70	5.03	4.02	3.35	2.87	2.51	2.23	2.01	1.83	1.68	1.55
8.5	0.567	11.35	7.57	5.67	4.54	3.78	3.24	2.84	2.52	2.27	2.06	1.89	1.75
9.0	0.636	12.72	8.48	6.36	5.09	4.24	3.64	3.18	2.83	2.54	2.31	2.12	1.96
9.5	0.709	14.18	9.45	7.09	5.67	4.73	4.05	3.54	3.15	2.84	2.58	2.36	2.18
10.0	0.785	15.71	10.47	7.85	6.28	5.24	4.49	3.93	3.49	3.14	2.86	2.62	2.42
12.0	1.131	22.62	15.08	11.31	9.05	7.54	6.46	5.65	5.03	4.52	4.11	3.77	3.48
16.0	2.011	40.21	26.81	20.11	16.08	13.40	11.49	10.05	8.94	8.04	7.31	6.70	6.19



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

K1 = Kolom Beton 100x100 cm
BI = Balok Induk Beton 40x60 cm
Shearwall = (t = 30 cm)
P = Pelat Lantai 1 (t = 15 cm)

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
0311144000091

Nama Gambar

Skala Gambar

DENAH KOLOM
BALOK LANTAI 1

1 : 300

Kode

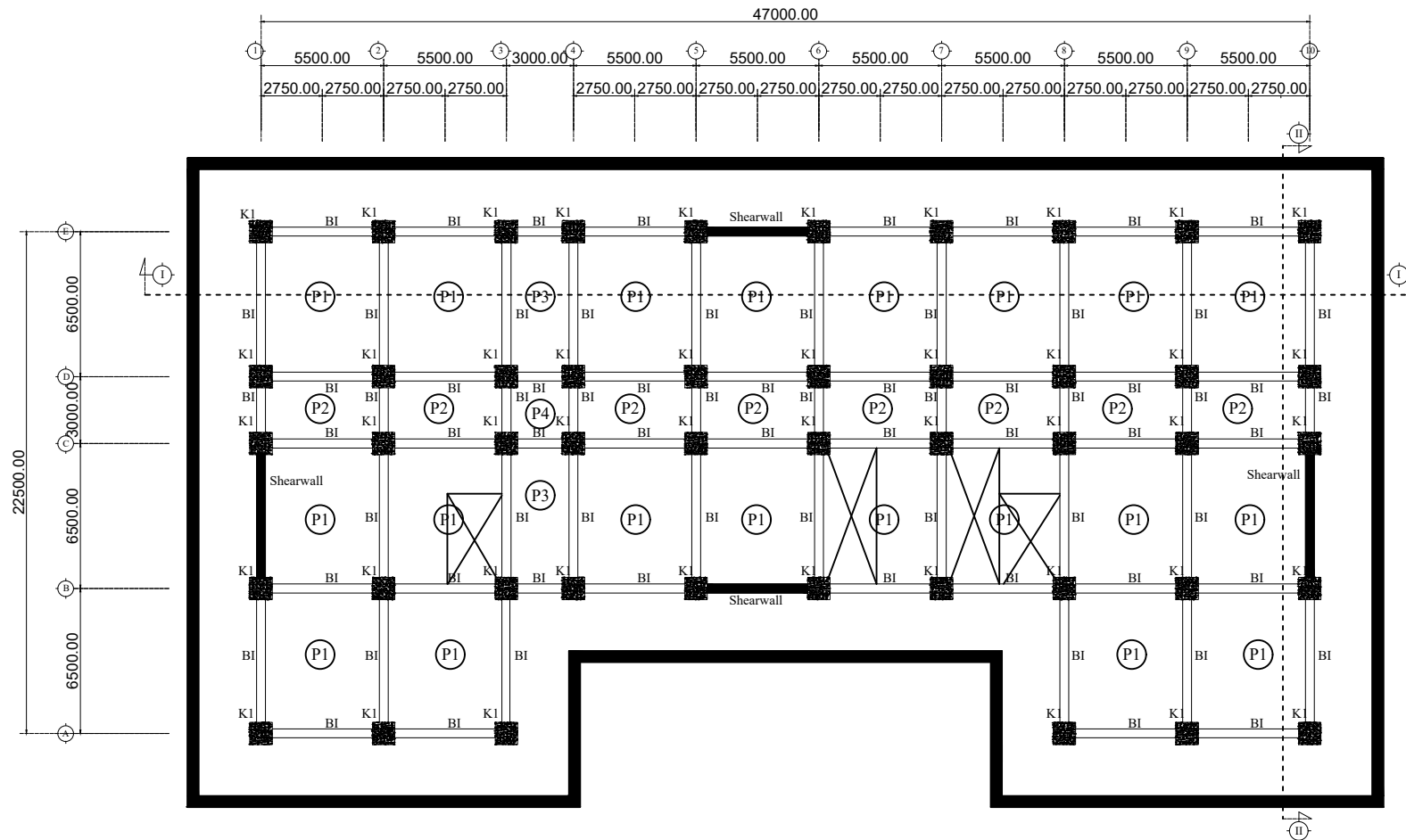
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

1

35



DENAH KOLOM BALOK LANTAI 1
SKALA 1 : 300



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

CFT = CFT 700.700.28.28
BI = WF 500x300x11x15
EBF = WF 300x300x15x15
BA = 300x200x8x12

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
0311144000091

Nama Gambar

Skala Gambar

DENAH KOLOM
BALOK
LANTAI 2-20

1 : 250

Kode

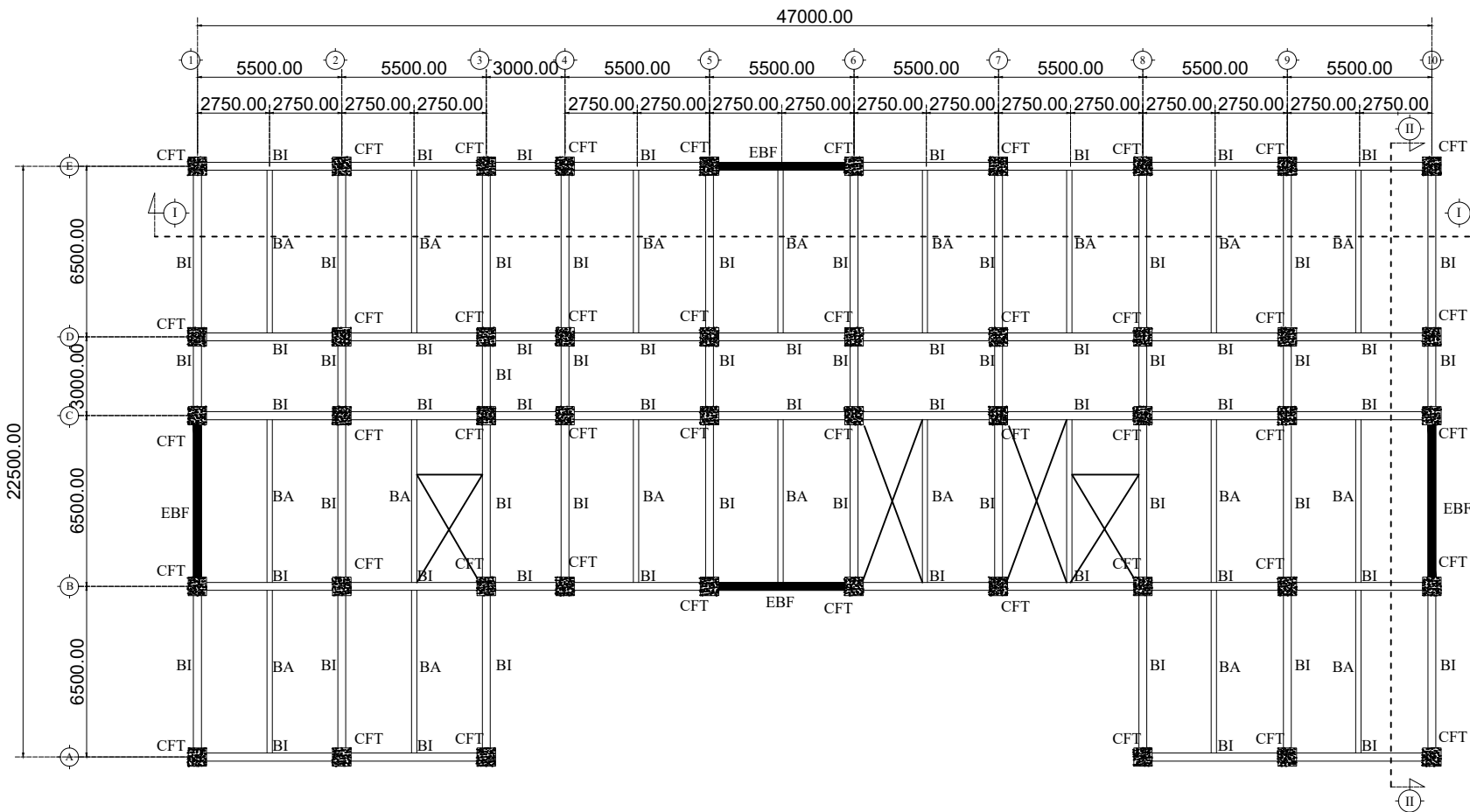
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

2

35



DENAH KOLOM BALOK LANTAI 2-20

SKALA 1 : 250



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

CFT = CFT 700.700.28.28
BI = WF 500x300x11x15
EBF = WF 300x300x15x15
BA = 300x200x8x12

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
0311144000091

Nama Gambar

Skala Gambar

DENAH KOLOM
BALOK ATAP

1 : 250

Kode

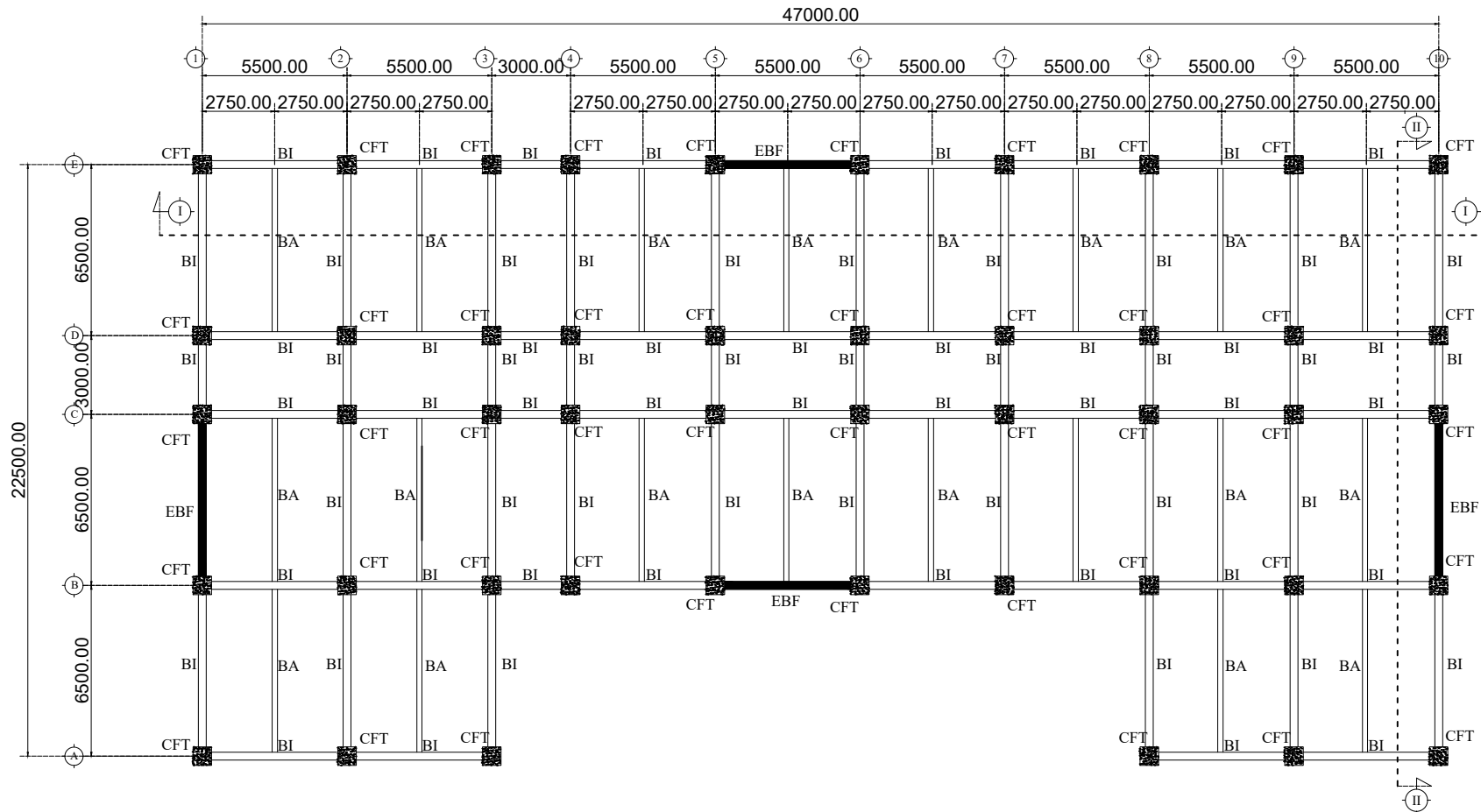
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

3

35



DENAH KOLOM BALOK ATAP
SKALA 1 : 250



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
03111440000091

Nama Gambar

Skala Gambar

DENAH
RENCANA
PONDASI

1 : 250

Kode

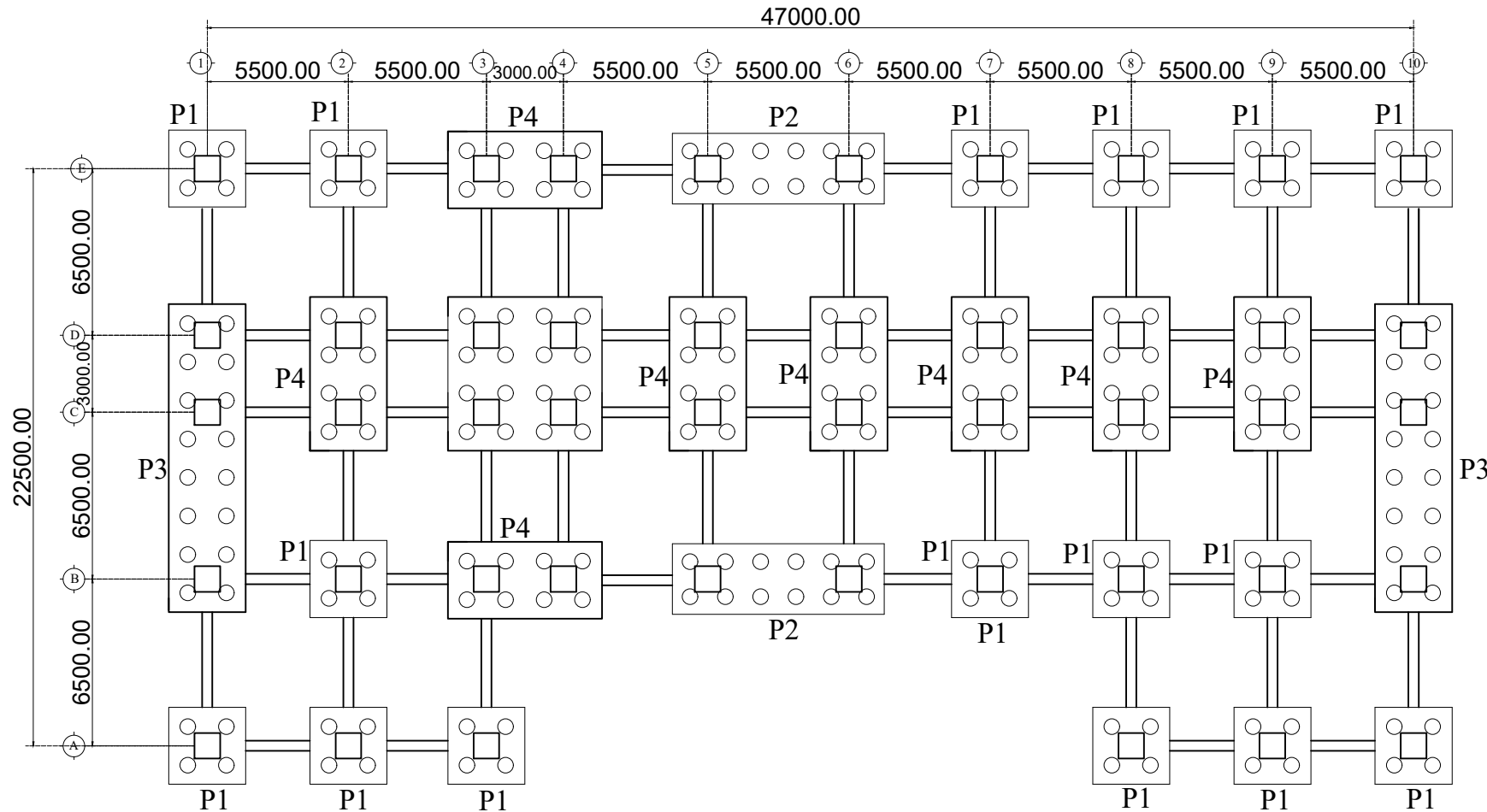
No
Gambar

Jumlah
Gambar

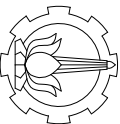
STR

4

35



DENAH RENCANA PONDASI
SKALA 1 : 250



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
0311144000091

Nama Gambar

Skala Gambar

BASEPLATE

1 : 15

POTONGAN A-A

1 : 15

Kode

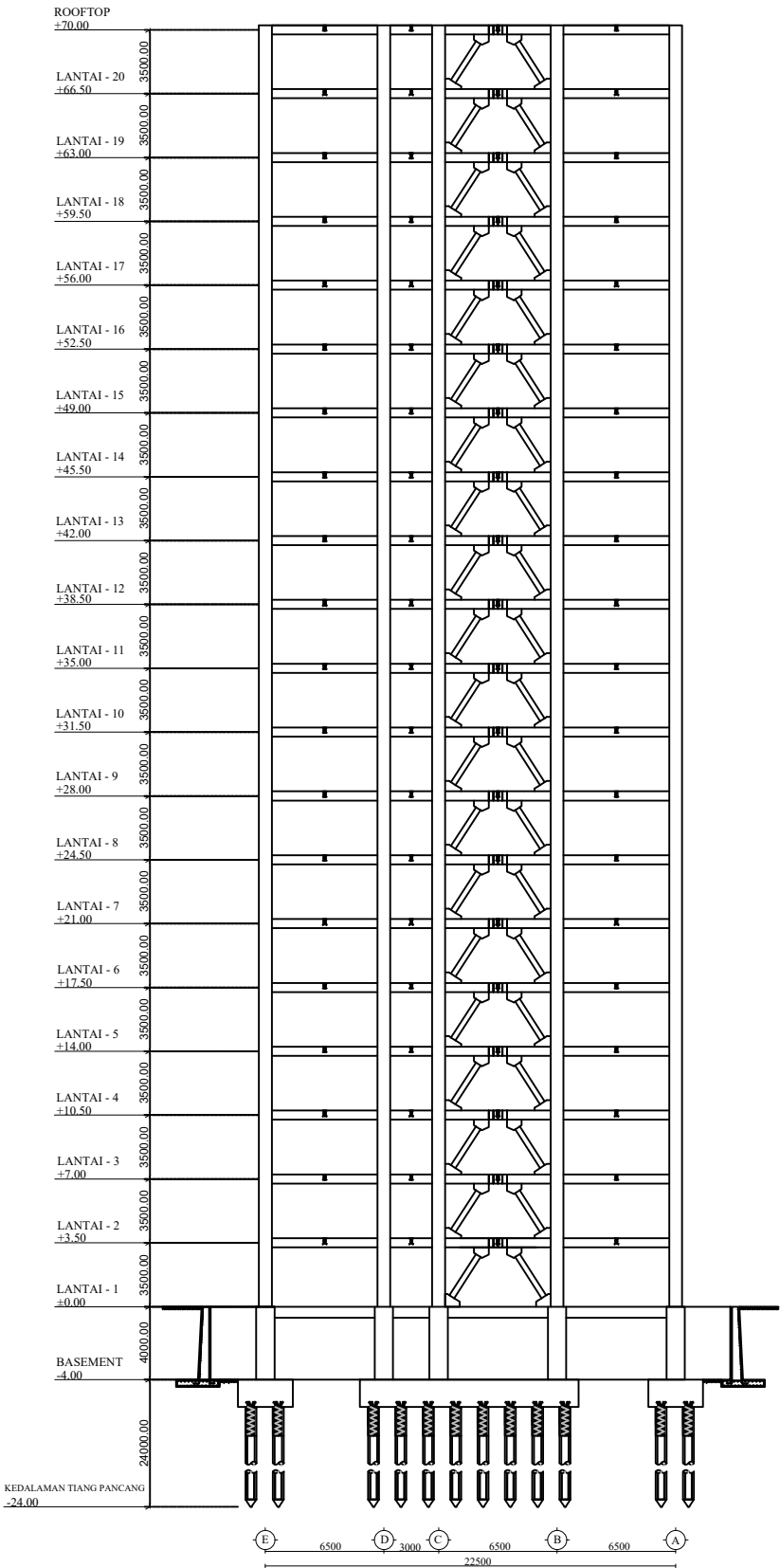
No
Gambar

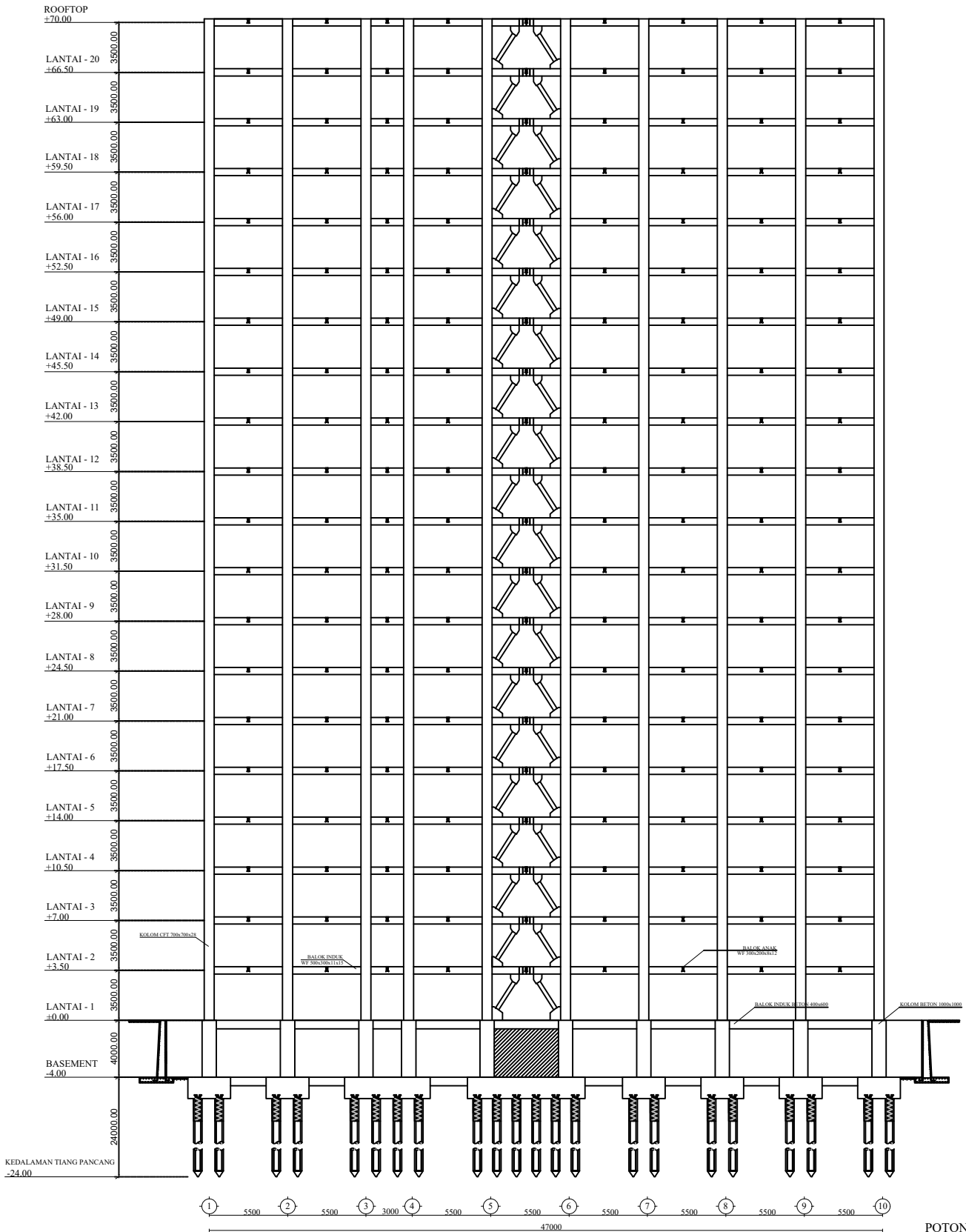
Jumlah
Gambar

STR

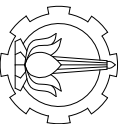
5

35





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 TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BALAJI KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

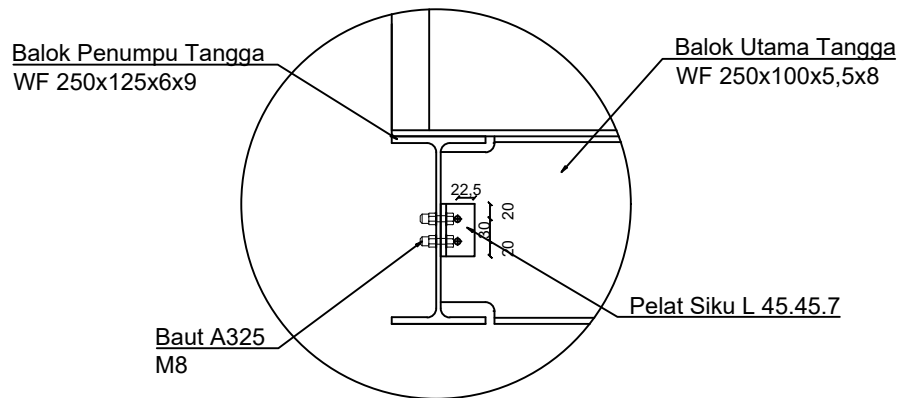
Muhammad Ridwan
031144000091

Nama Gambar Skala Gambar

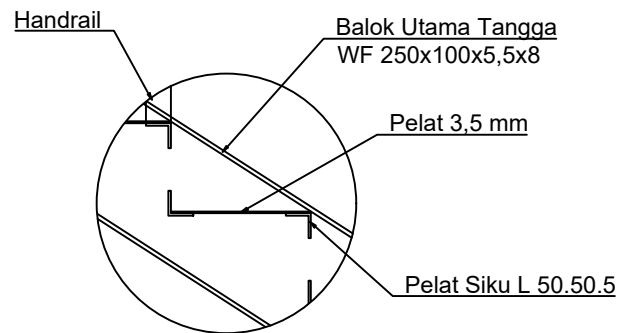
BASEPLATE 1 : 15

POTONGAN A-A 1 : 15

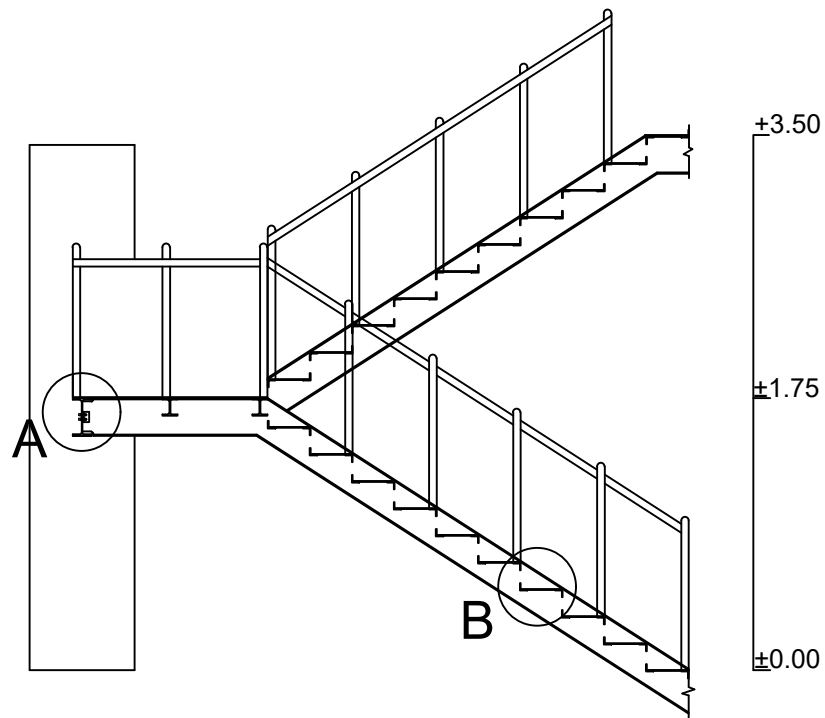
Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	6	35



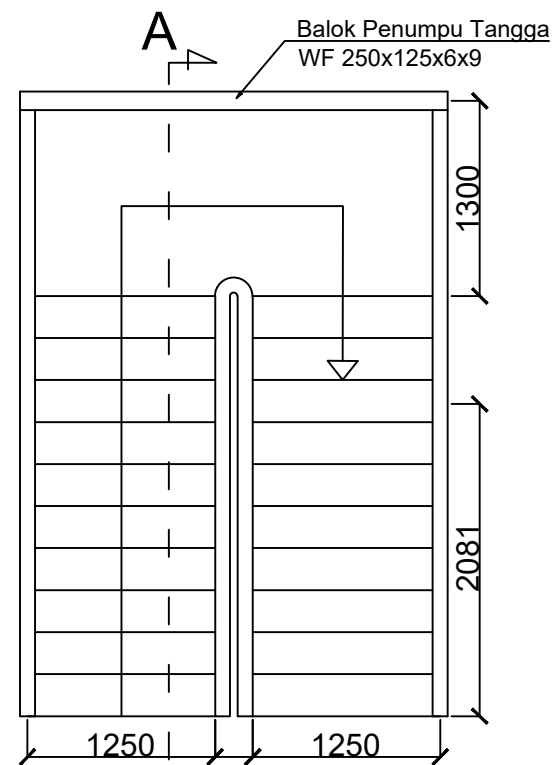
Detail A
SKALA 1 : 10



Detail B
SKALA 1 : 10



Potongan A-A
SKALA 1 : 50



Denah Tangga
SKALA 1 : 50



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
03111440000091

Nama Gambar

Skala Gambar

Denah Tangga

1 : 50

POTONGAN A-A

1 : 50

Detail A

1 : 10

Detail B

1 : 10

Kode

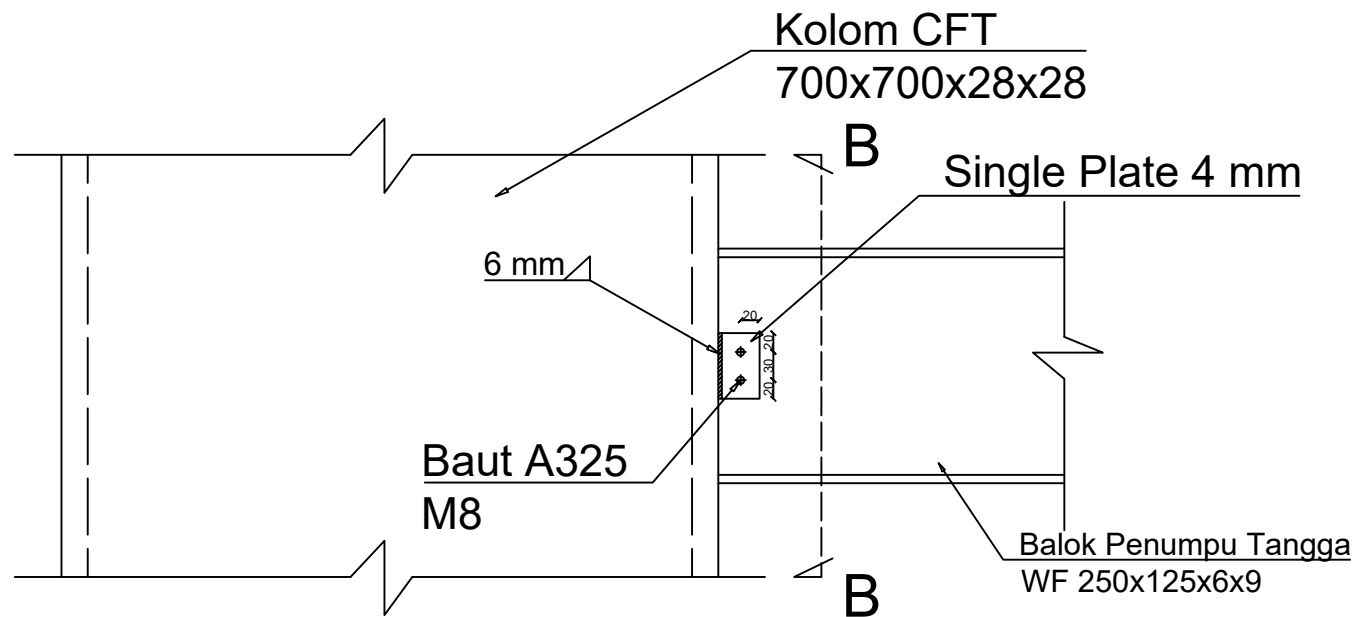
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

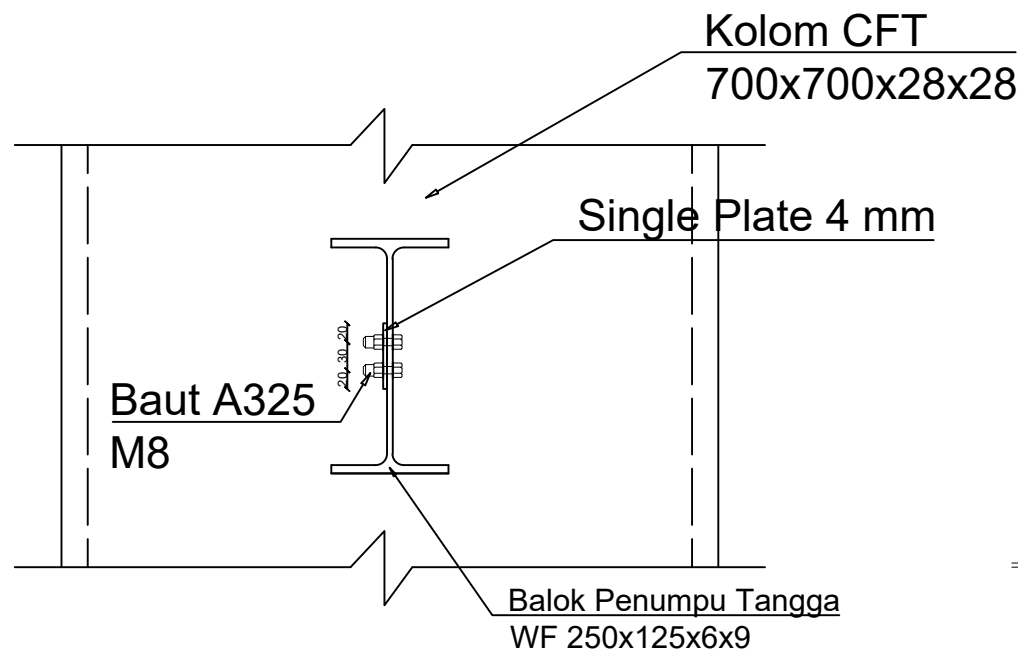
7

35



Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

SKALA 1 : 8



Potongan B-B

SKALA 1 : 8



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
03111440000091

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan Balok
Penumpu Tangga
dengan Kolom
POTONGAN B-B

1 : 8

1 : 8

Kode

No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

8

35



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
03111440000091

Nama Gambar

Skala Gambar

Balok Induk Melintang 1 : 40

POTONGAN A-A 1 : 20

POTONGAN B-B 1 : 20

Kode

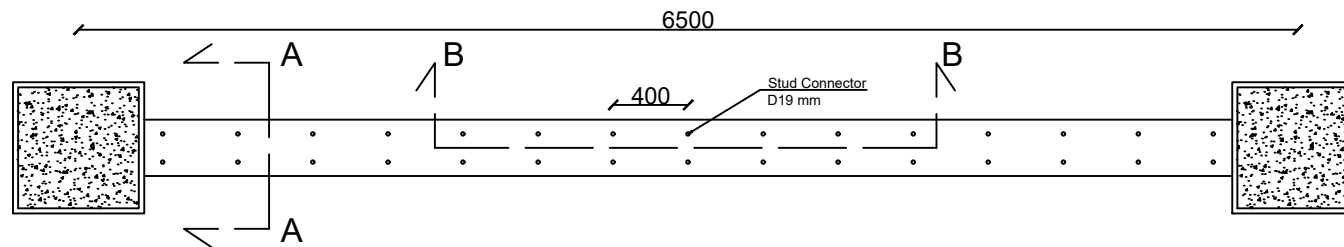
No
Gambar

Jumlah
Gambar

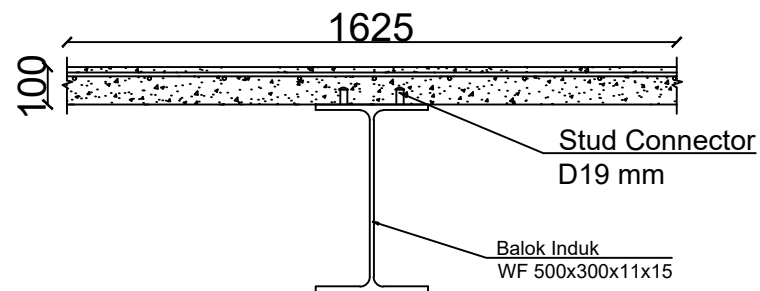
STR

9

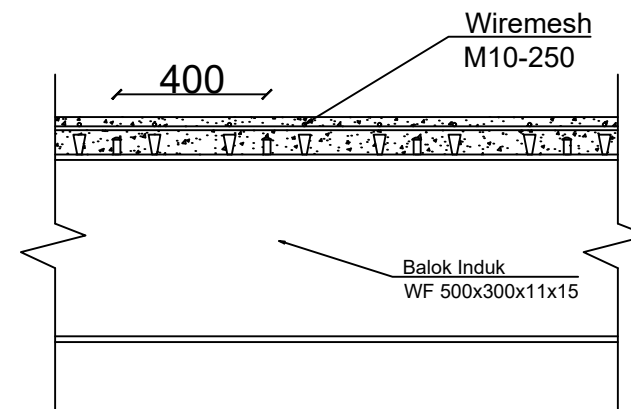
35



Balok Induk Melintang
SKALA 1 : 40



Potongan A-A
SKALA 1 : 20



Potongan B-B
SKALA 1 : 20



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
0311144000091

Nama Gambar

Skala Gambar

Balok Induk Memanjang

1 : 40

POTONGAN A-A

1 : 20

POTONGAN B-B

1 : 20

Kode

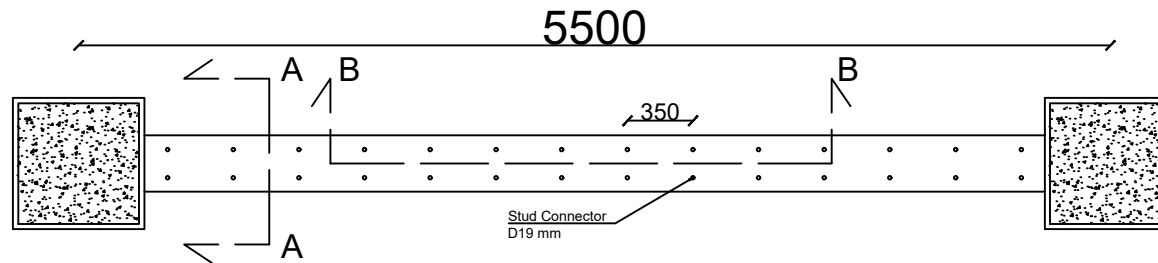
No
Gambar

Jumlah
Gambar

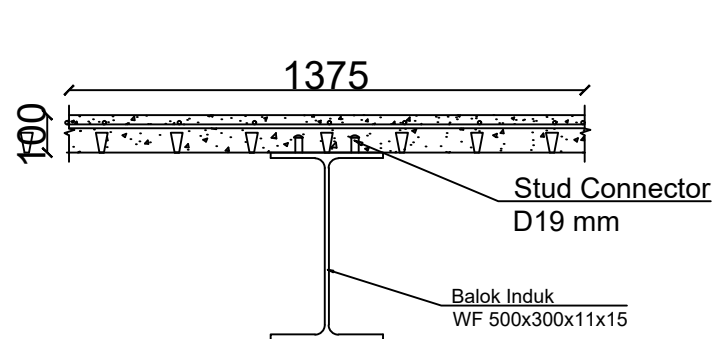
STR

10

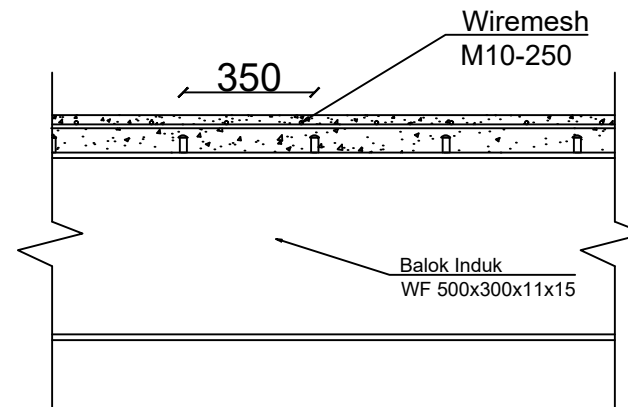
35



Balok Induk Memanjang
SKALA 1 : 40



Potongan A-A
SKALA 1 : 20



Potongan B-B
SKALA 1 : 20



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
03111440000091

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan Balok
Anak Atas ke Balok
Induk

1 : 10

POTONGAN A-A

1 : 10

Kode

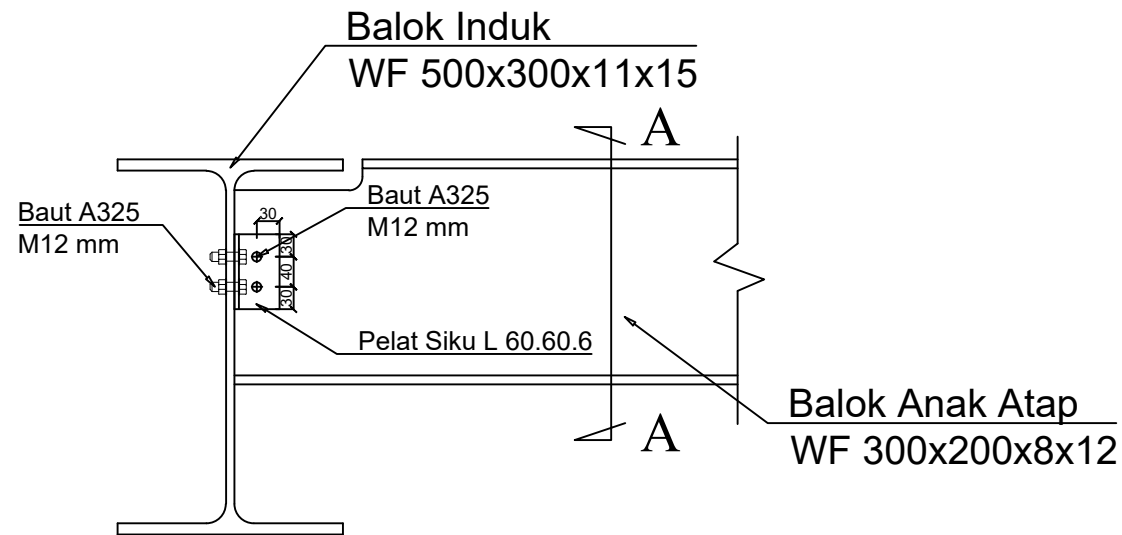
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

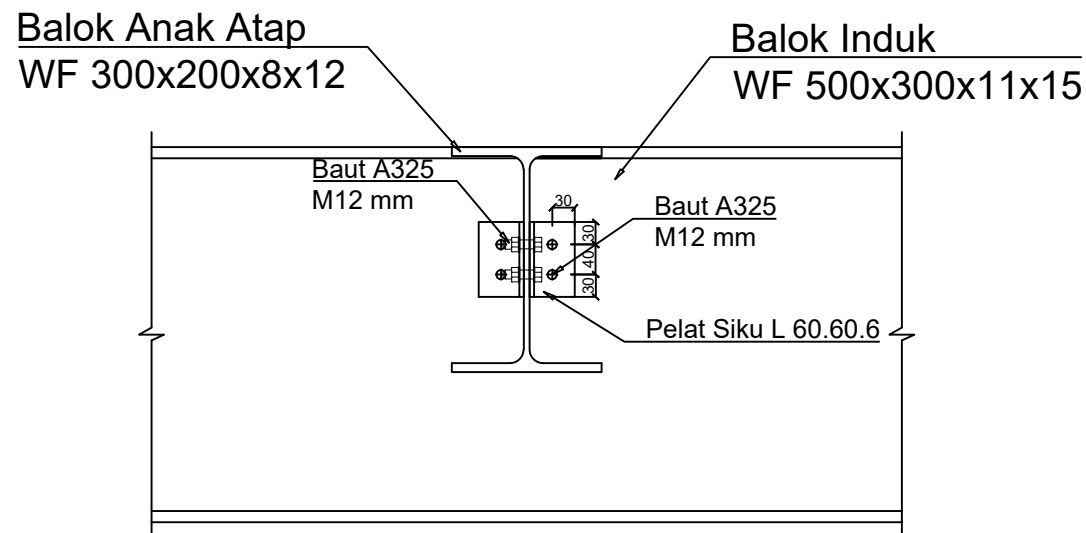
11

35



Sambungan Balok Anak Atas dengan Balok Induk

SKALA 1 : 10



Potongan A-A

SKALA 1 : 10



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Mutu Las = FE100xx

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
03111440000091

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan Balok
Induk dengan Kolom

1 : 20

POTONGAN A-A

1 : 20

Kode

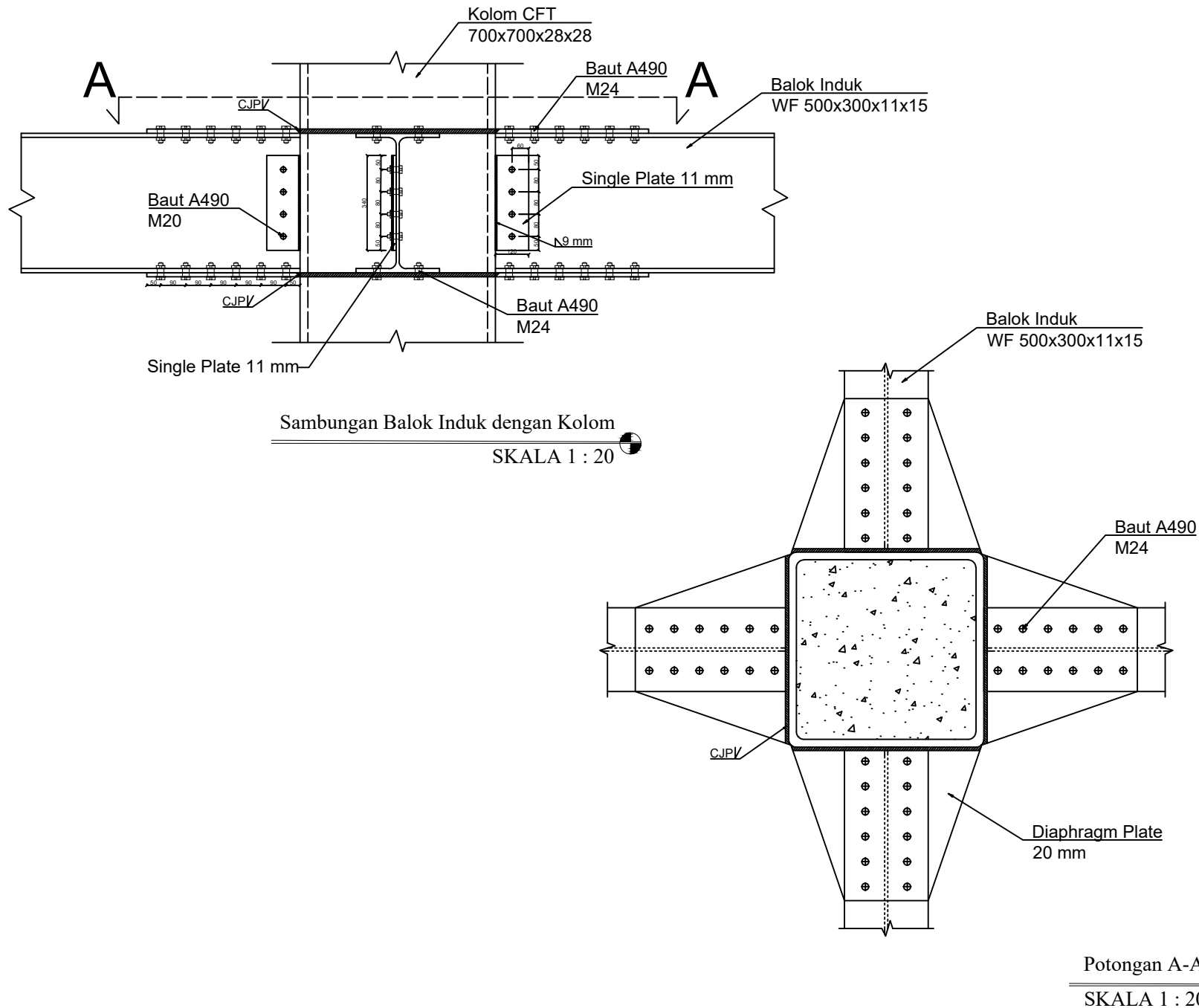
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

12

35





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Mutu Las = FE90xx

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
0311144000091

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan Bresing
dengan Balok Link

1 : 20

Kode

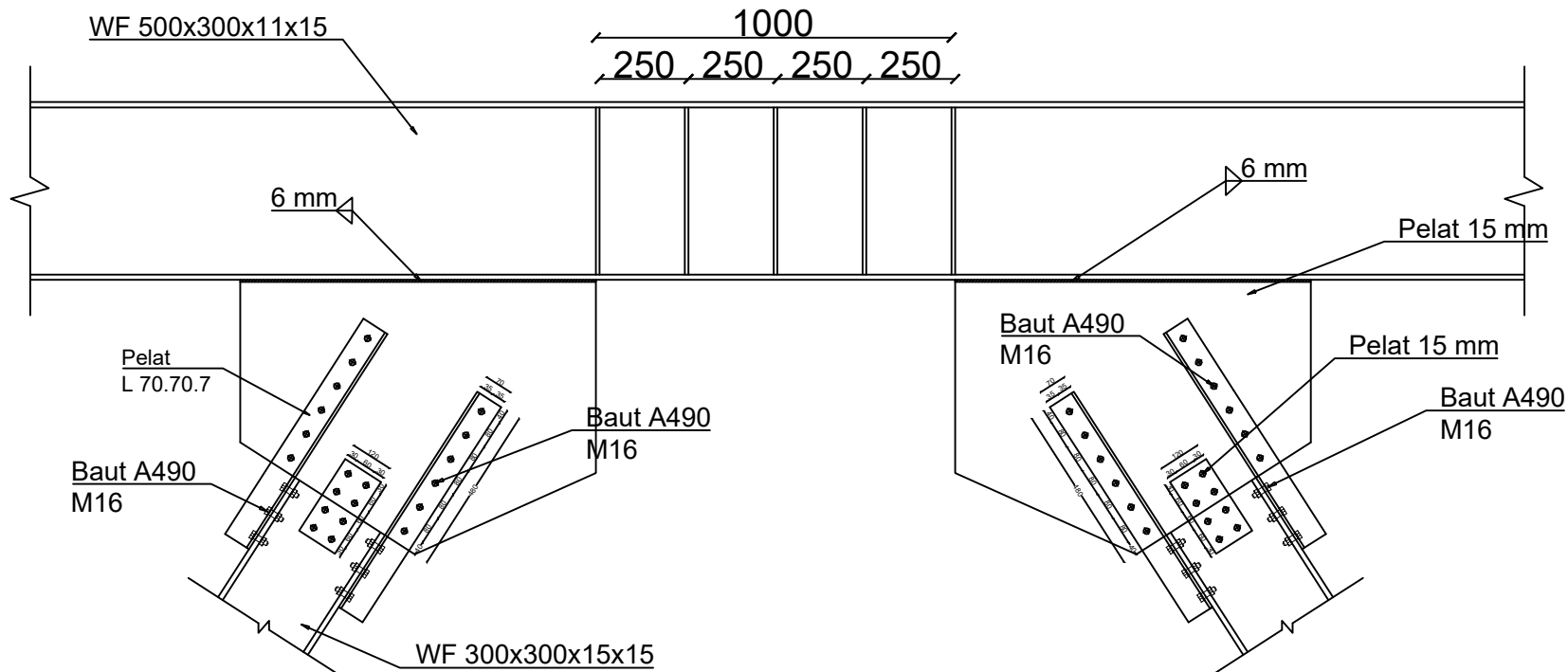
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

13

35



Sambungan Bresing dengan Balok 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 TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Mutu Las = FE90xx

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
0311144000091

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan Bresing
dengan Balok Induk

1 : 20

Kode

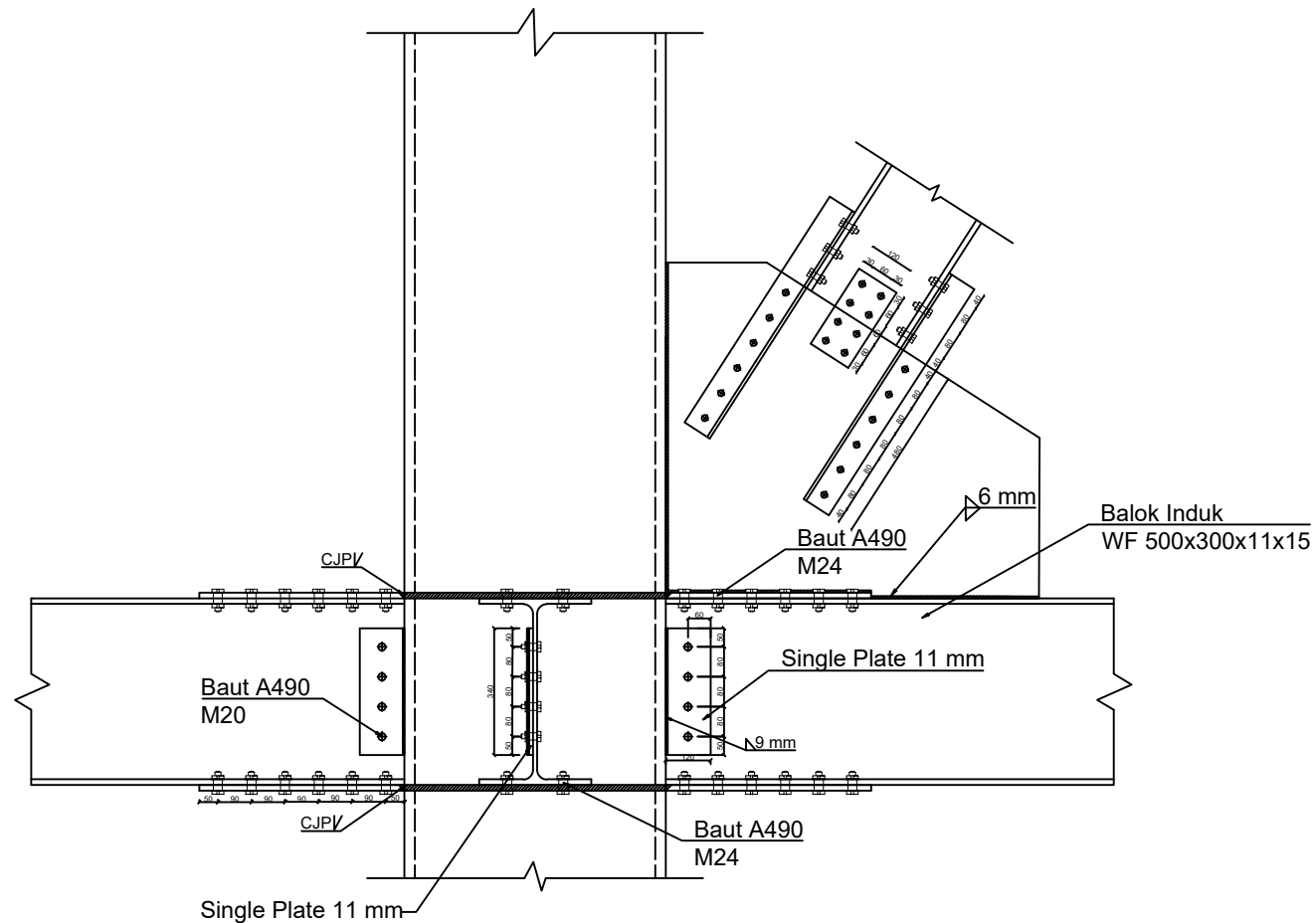
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

14

35



Sambungan Bresing dengan Balok Induk

SKALA 1 : 20





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Mutu Las = FE100xx

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
03111440000091

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan
Antar Kolom

1 : 15

POTONGAN A-A

1 : 15

Kode

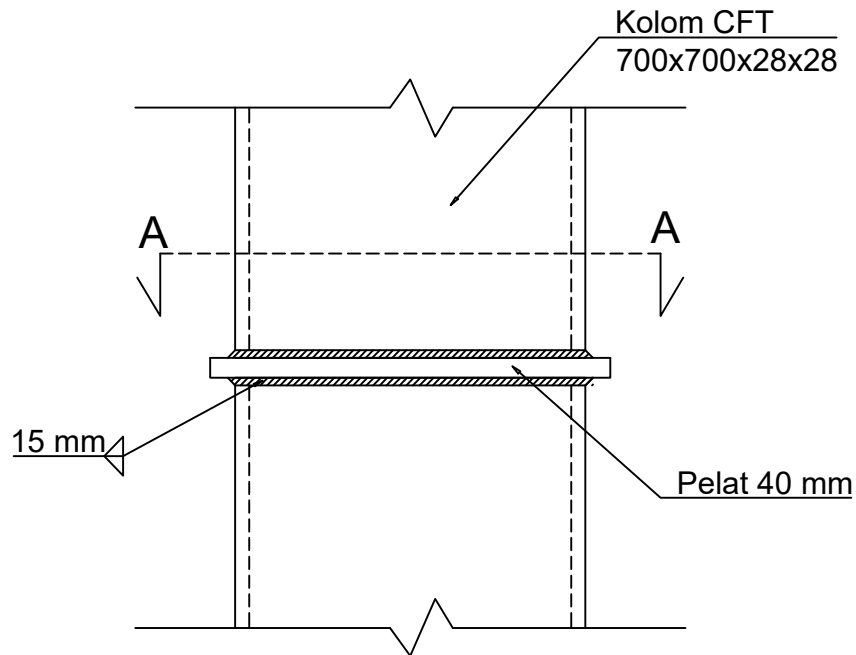
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

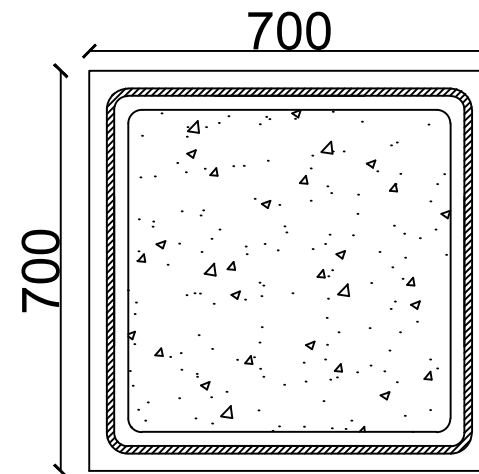
15

35



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 TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Mutu Las = FE100xx

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
03111440000091

Nama Gambar

Skala Gambar

BASEPLATE

1 : 15

POTONGAN A-A

1 : 15

Kode

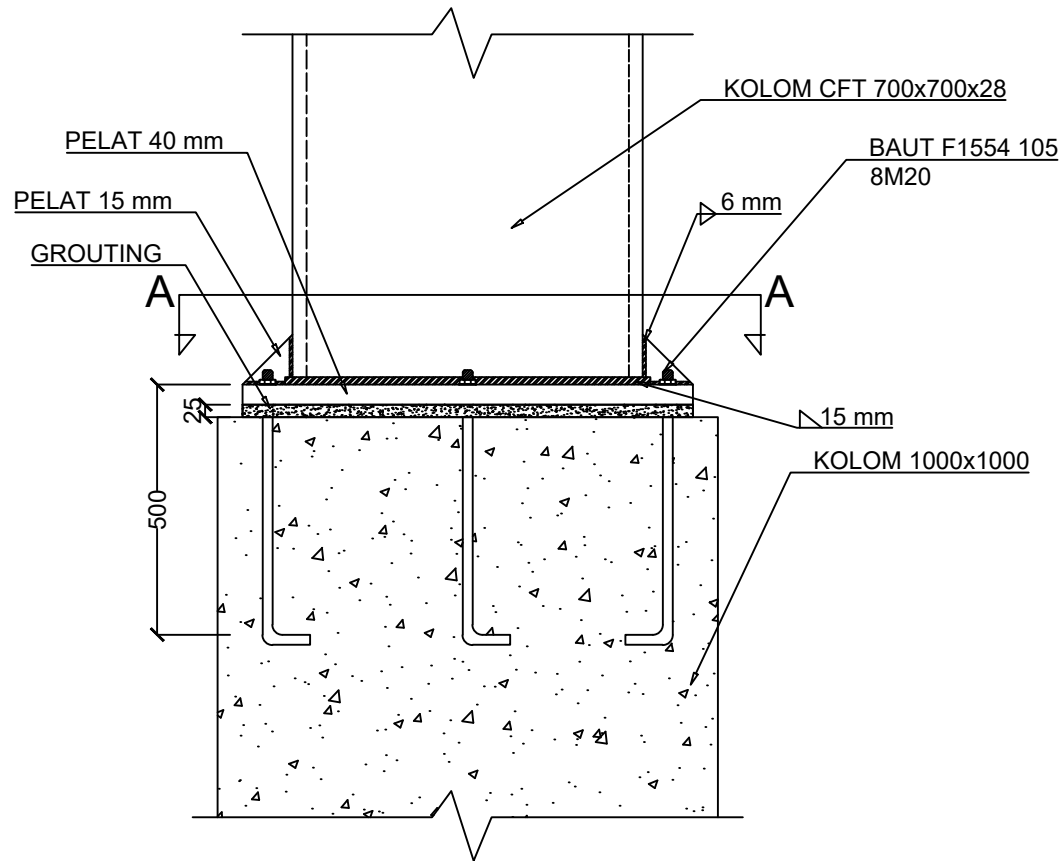
No
Gambar

Jumlah
Gambar

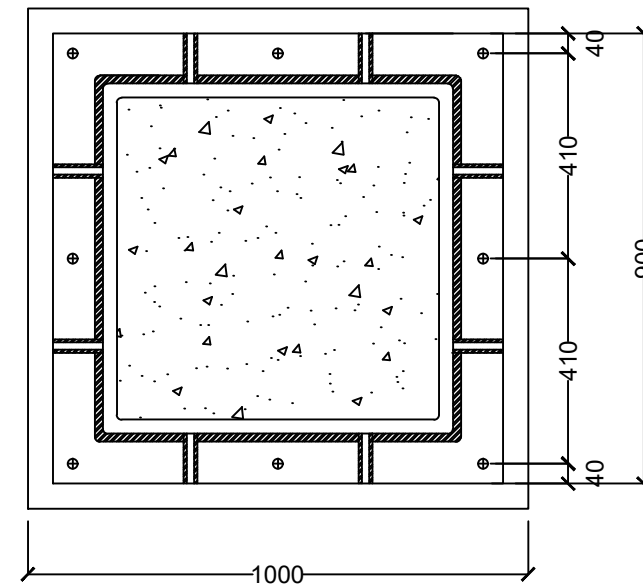
STR

16

35



BASEPLATE
SKALA 1 : 15



POTONGAN A-A
SKALA 1 : 15



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
03111440000091

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Pelat P1

1 : 40

Kode

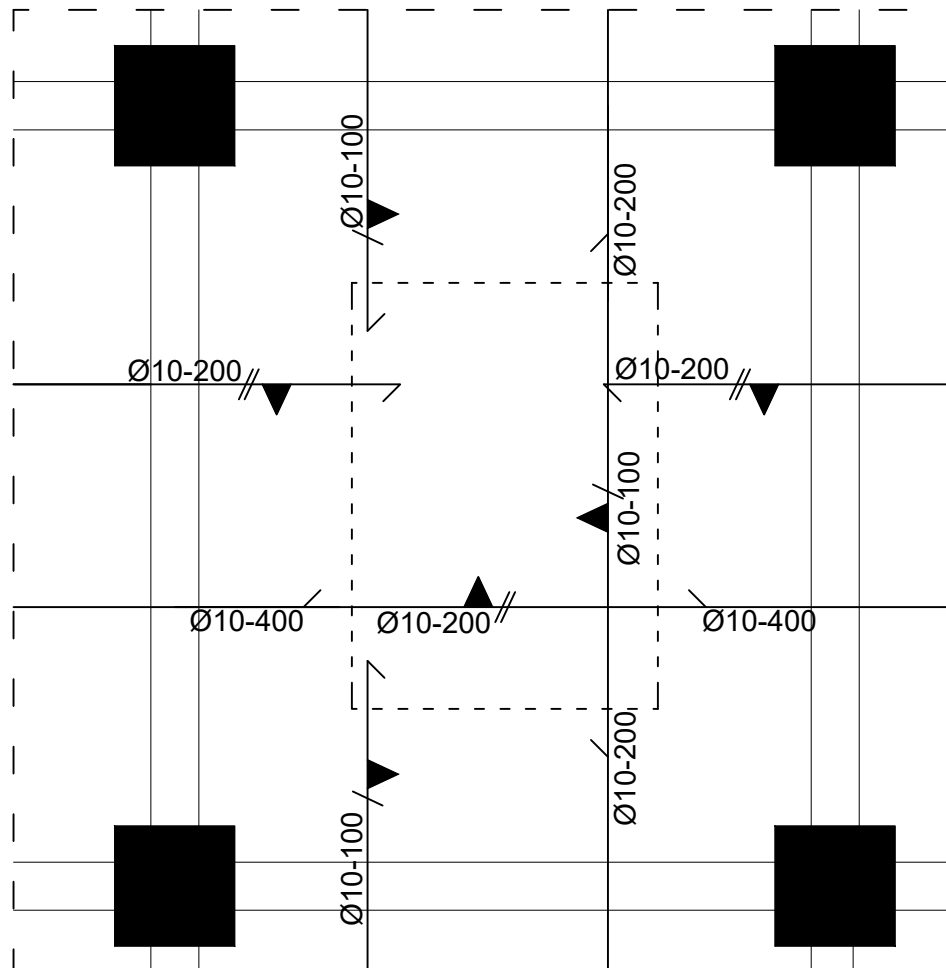
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

17

35



Detail Pelat P1
SKALA 1 : 40



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
03111440000091

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Pelat P2

1 : 40

Kode

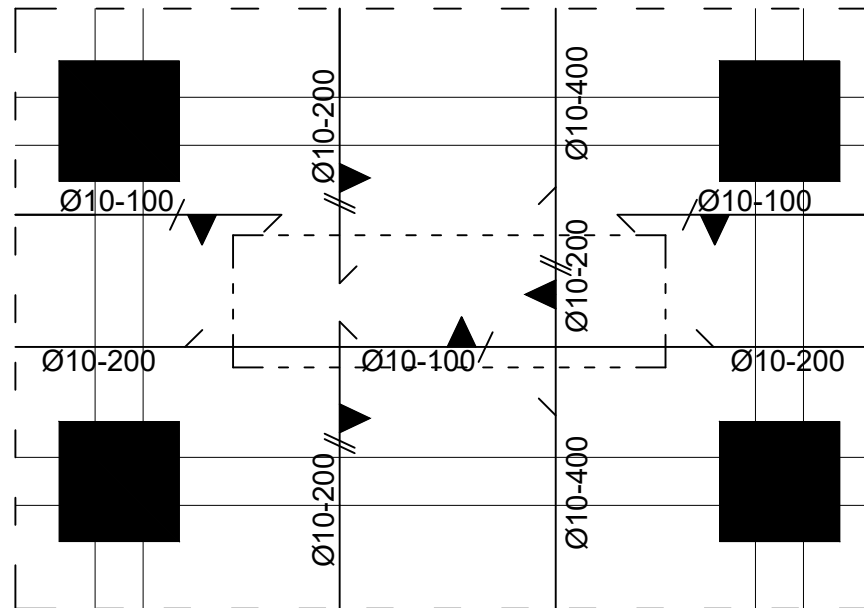
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

18

35



Detail Pelat P2
SKALA 1 : 40



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
0311144000091

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Pelat
Basement P2

1 : 40

Kode

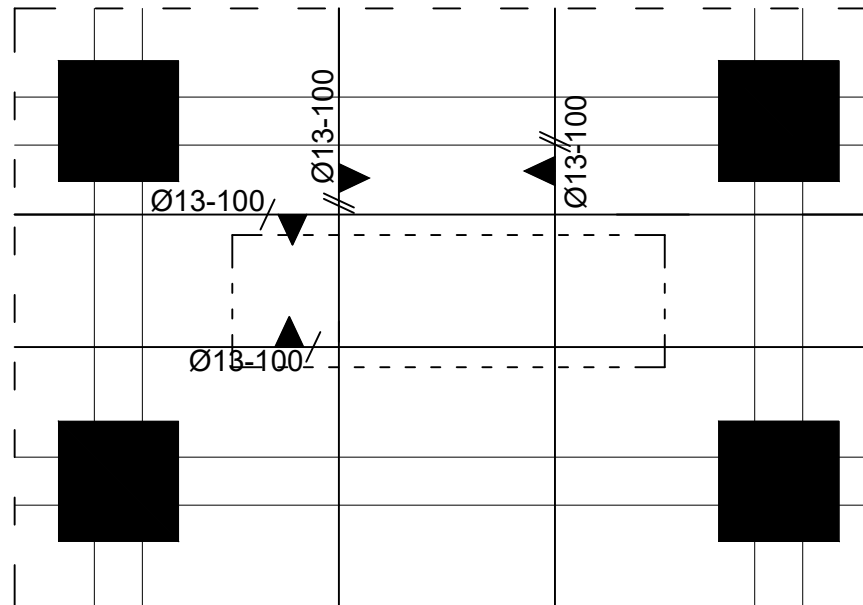
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

23

35



Detail Pelat Basement P2
SKALA 1 : 40



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
03111440000091

Nama Gambar

Skala Gambar

Potongan Pelat X P1	1 : 15
Potongan Pelat Y P1	1 : 15
Potongan Pelat X P2	1 : 15
Potongan Pelat Y P2	1 : 15

Kode

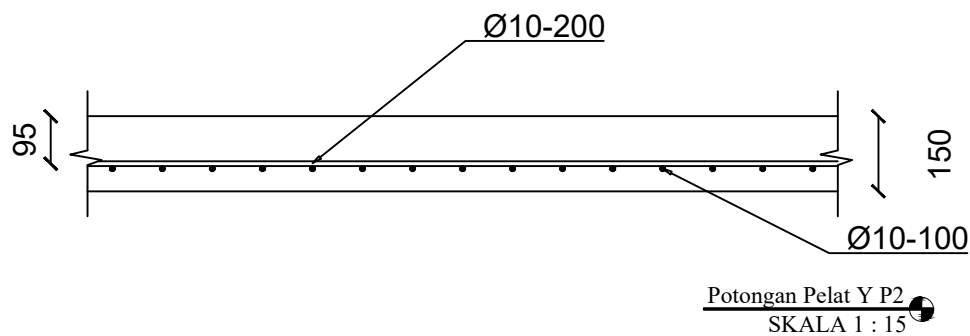
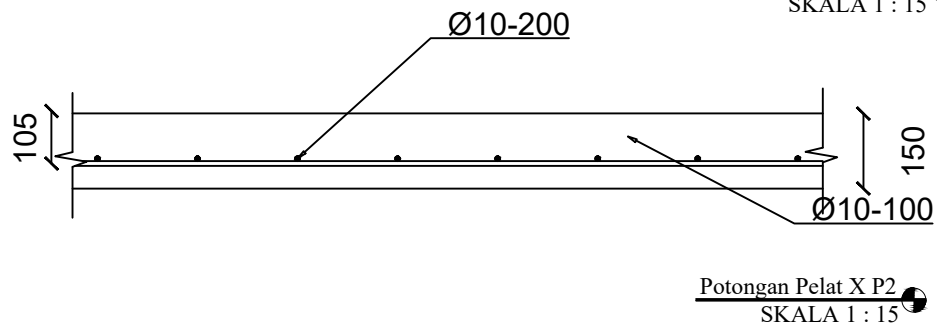
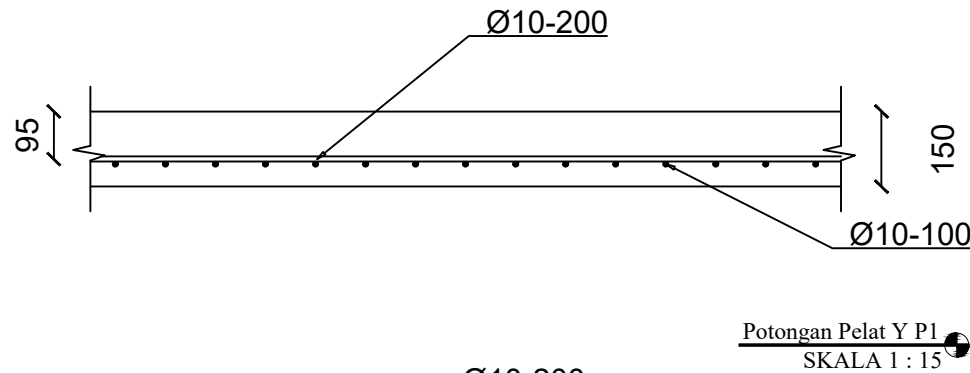
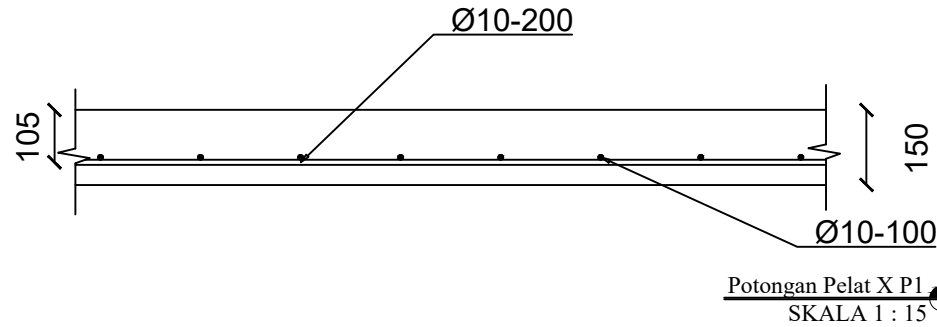
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

19

35





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
03111440000091

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Pelat P3

1 : 40

Detail Pelat P4

1 : 40

Kode

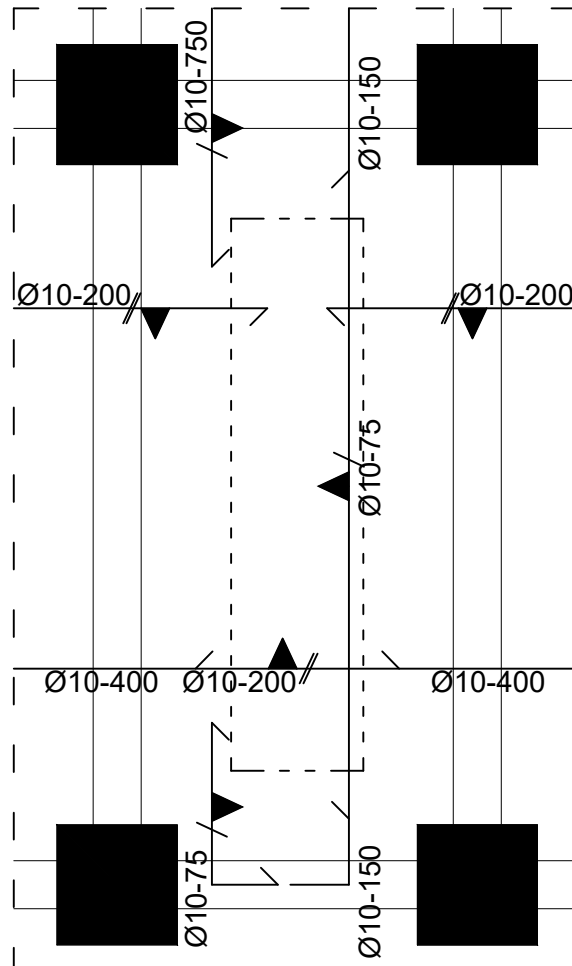
No
Gambar

Jumlah
Gambar

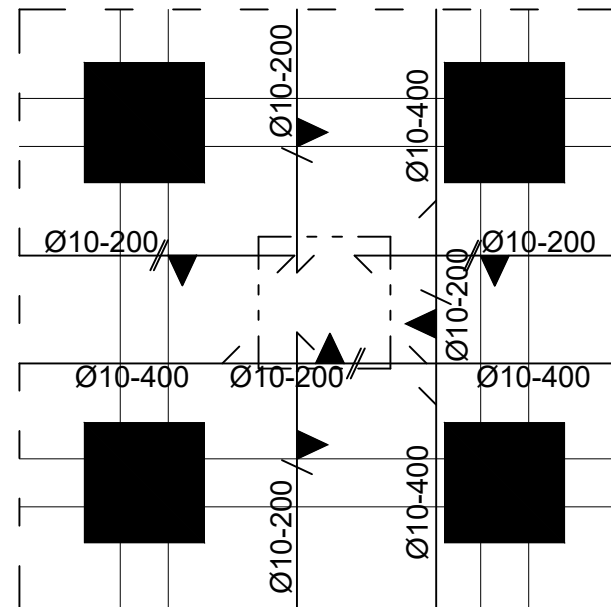
STR

20

35



Detail Pelat P3
SKALA 1 : 40



Detail Pelat P4
SKALA 1 : 40



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
03111440000091

Nama Gambar

Skala Gambar

Potongan Pelat X P3	1 : 15
Potongan Pelat Y P3	1 : 15
Potongan Pelat X P4	1 : 15
Potongan Pelat Y P4	1 : 15

Kode

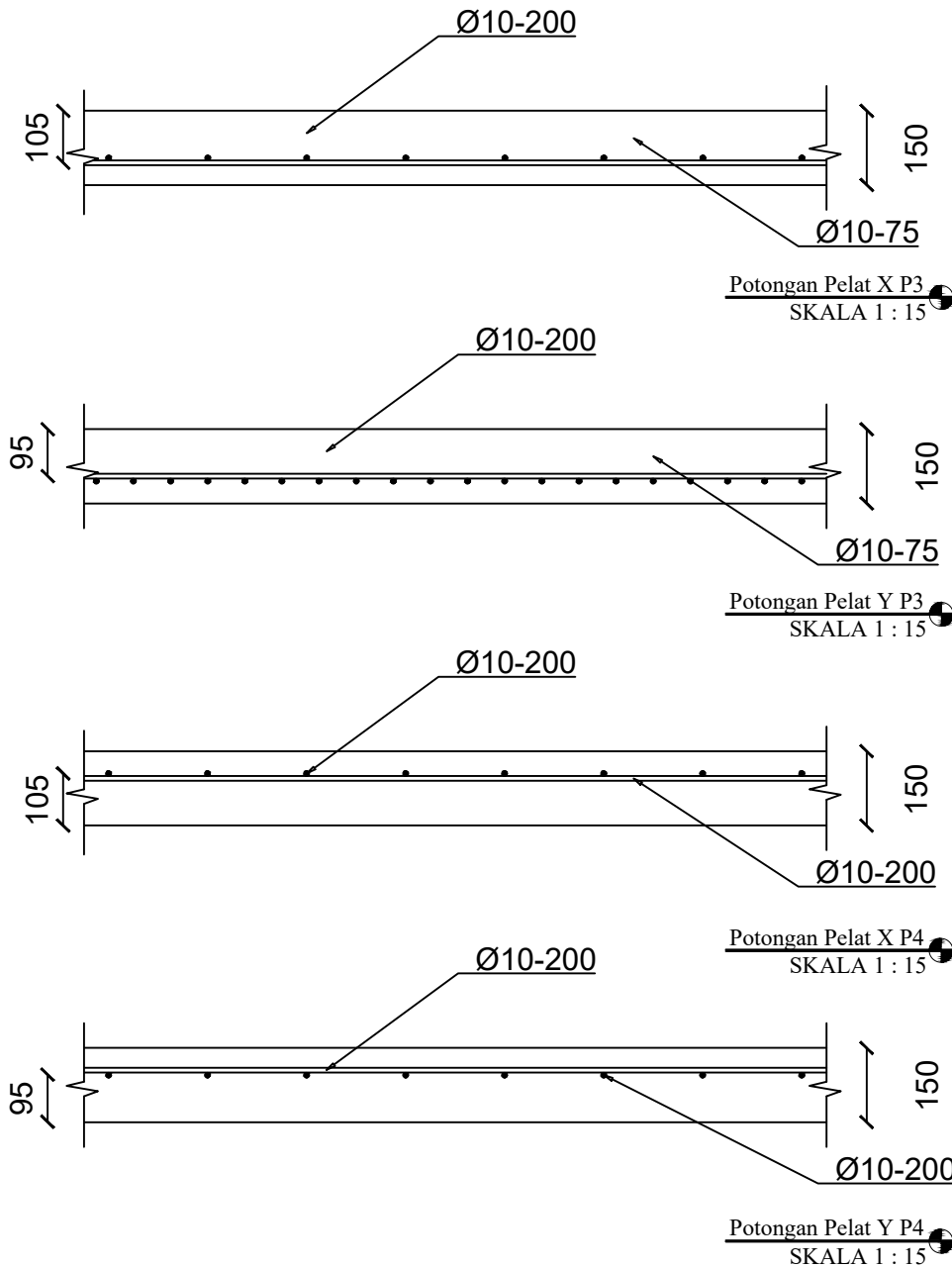
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

21

35





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
03111440000091

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Pelat
Basement P1

1 : 40

Kode

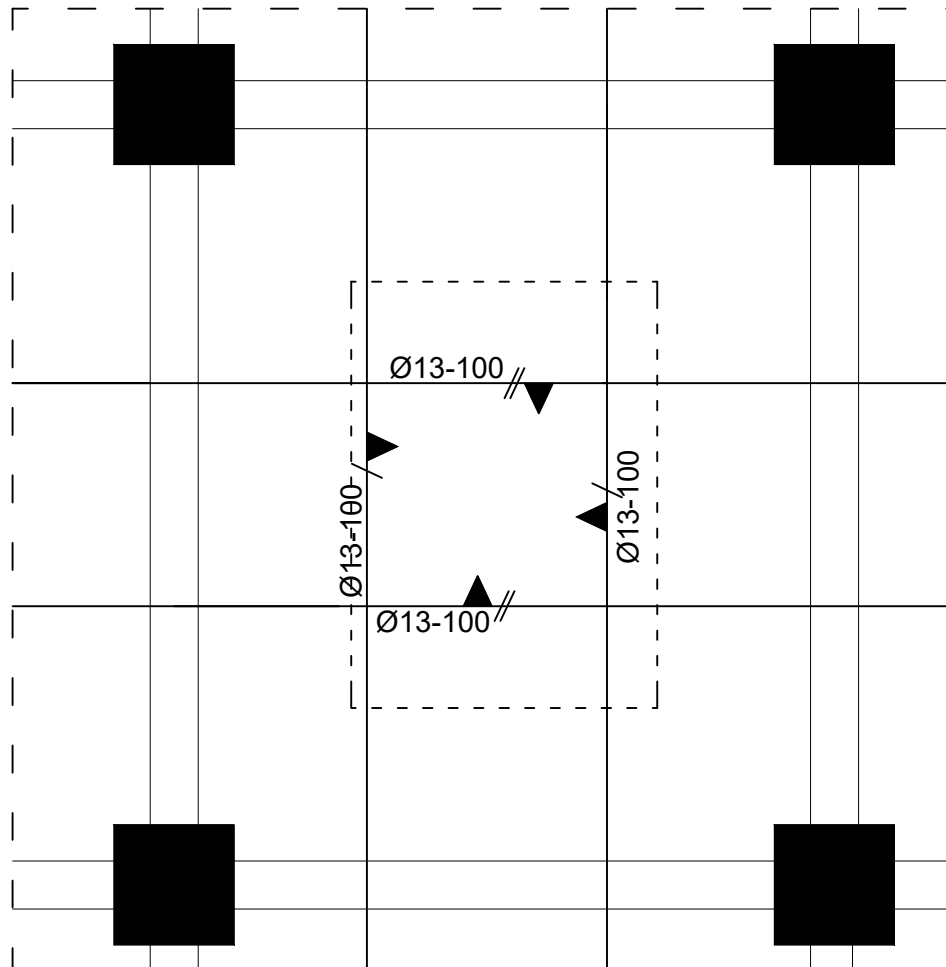
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

22

35



Detail Pelat Basement P1
SKALA 1 : 40



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
03111440000091

Nama Gambar

Skala Gambar

Potongan Pelat
Basement Y P1
Potongan Pelat
Basement X P1
Potongan Pelat
Basement Y P2
Potongan Pelat
Basement X P2

1 : 15

1 : 15

1 : 15

1 : 15

Kode

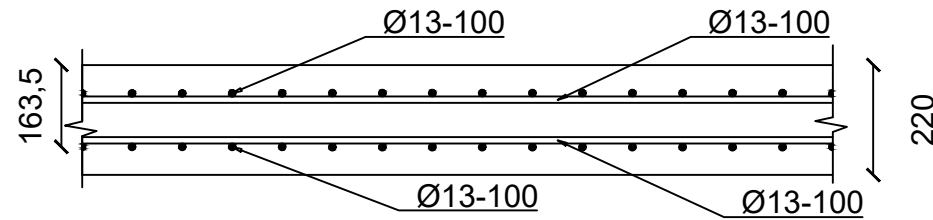
No
Gambar

Jumlah
Gambar

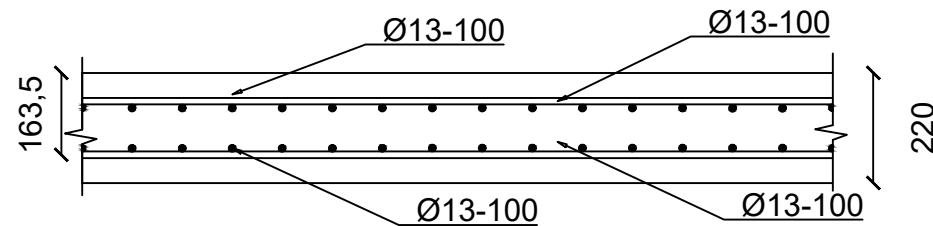
STR

24

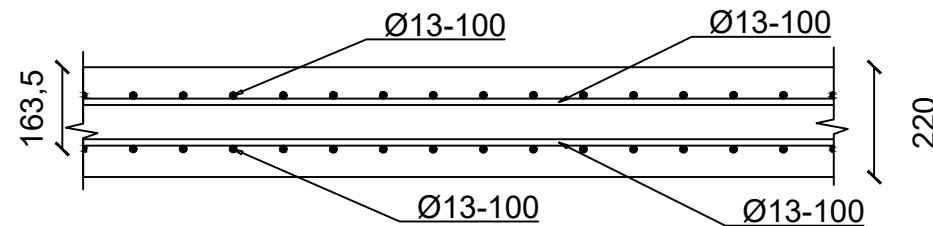
35



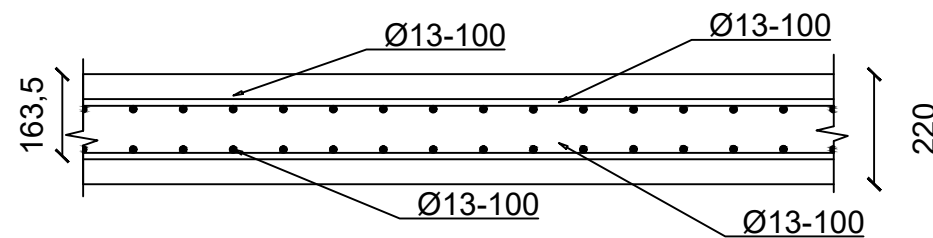
Potongan Pelat Basement Y P1
SKALA 1 : 15



Potongan Pelat Basement X P1
SKALA 1 : 15



Potongan Pelat Basement Y P2
SKALA 1 : 15



Potongan Pelat Basement X P2
SKALA 1 : 15



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
03111440000091

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Pelat
Basement P3

1 : 40

Detail Pelat
Basement P4

1 : 40

Kode

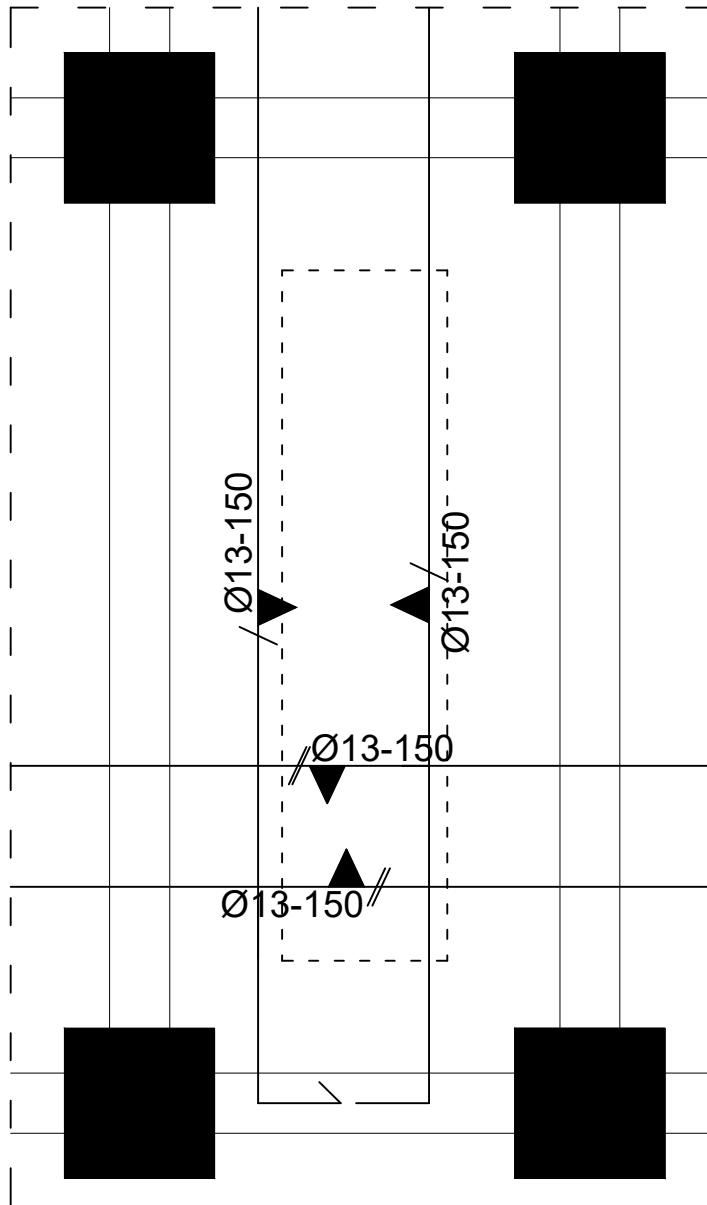
No
Gambar

Jumlah
Gambar

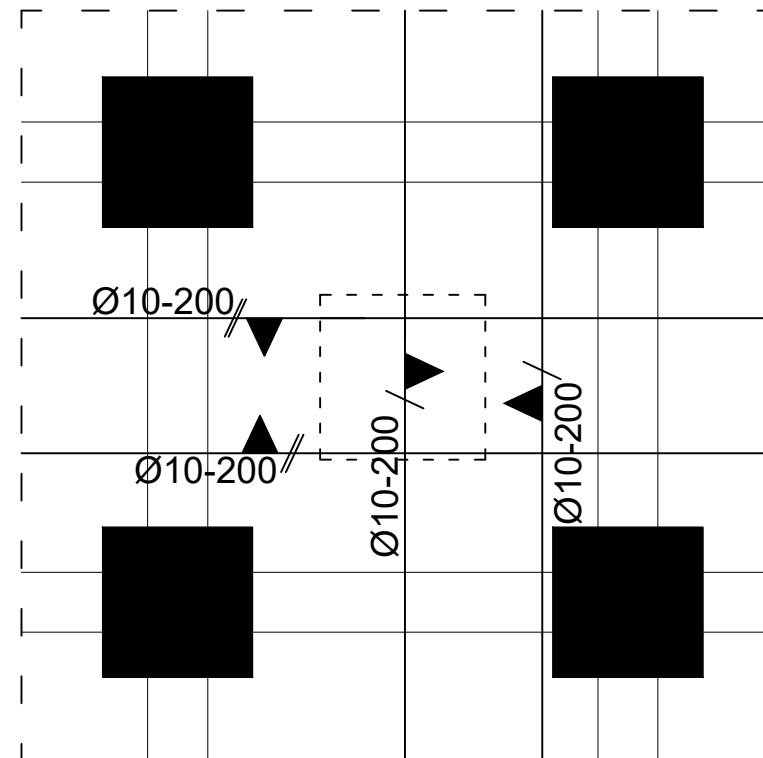
STR

25

35



Detail Pelat Basement P3
SKALA 1 : 40



Detail Pelat Basement P4
SKALA 1 : 40



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
03111440000091

Nama Gambar

Skala Gambar

Potongan Pelat
Basement Y P3
Potongan Pelat
Basement X P3
Potongan Pelat
Basement Y P4
Potongan Pelat
Basement X P4

1 : 15

1 : 15

1 : 15

1 : 15

Kode

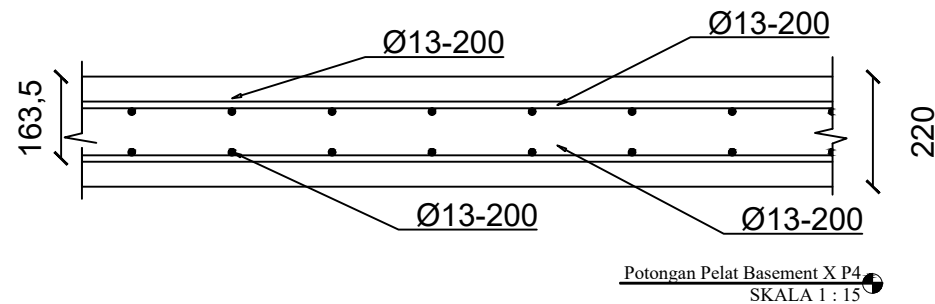
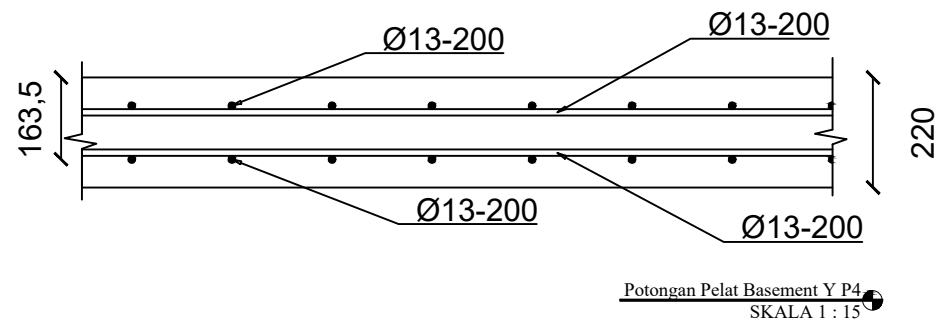
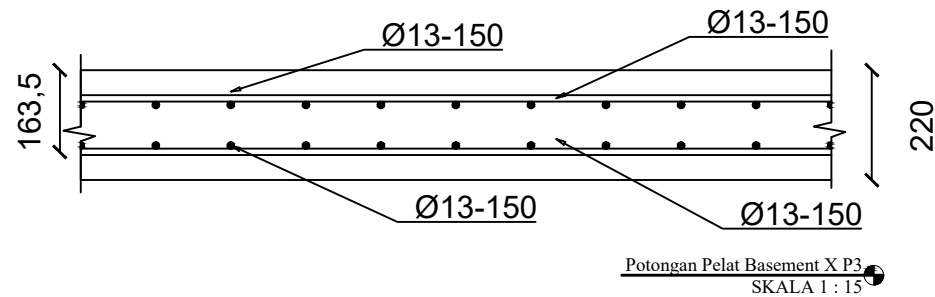
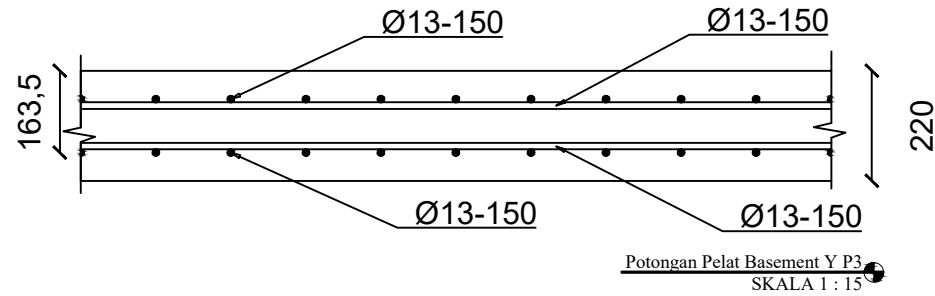
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

26

35





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
03111440000091

Nama Gambar

Skala Gambar

PENULANGAN
BALOK INDUK

1 : 15

Kode

No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

27

35

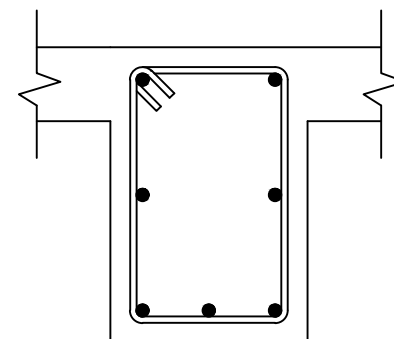
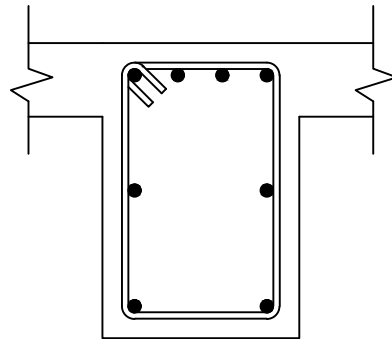
KETERANGAN

TUMPUAN

LAPANGAN

BALOK INDUK

400 mm x 600 mm



TUL. ATAS

4D 25

2D 25

TUL. BAWAH

2D 25

3D 25

TUL. SAMPING

2D 25

2D 25

SENGKANG

2D 13 - 100

2D 13 - 200

PENULANGAN BALOK INDUK

SKALA 1 : 15



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
03111440000091

Nama Gambar

Skala Gambar

PENULANGAN KOLOM

1 : 20

Kode

No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

28

35

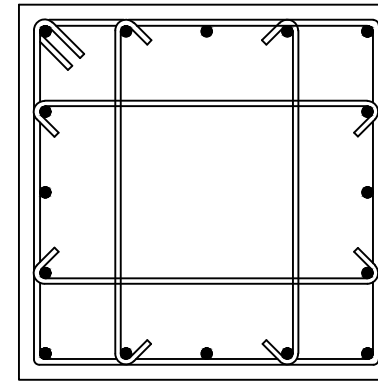
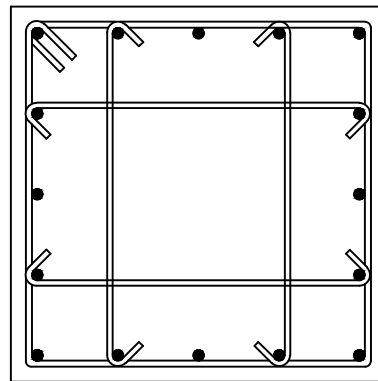
KETERANGAN

TUMPUAN

LAPANGAN

KOLOM

1000 mm x 1000 mm



TULANGAN

LONGITUDINAL

16D 29

16D 29

SENGKANG

4D 16 - 110

4D 16 - 150

PENULANGAN KOLOM
SKALA 1 : 20





Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Tebal Shearwall = 300 mm

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
03111440000091

Nama Gambar

Skala Gambar

DETAIL SHEARWALL

1 : 50

Kode

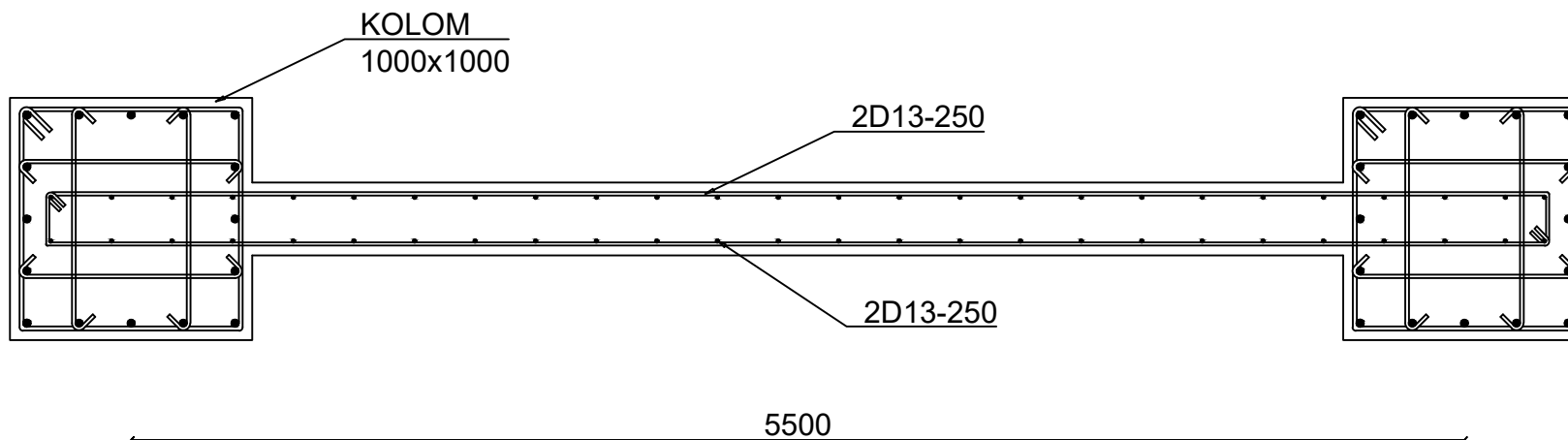
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

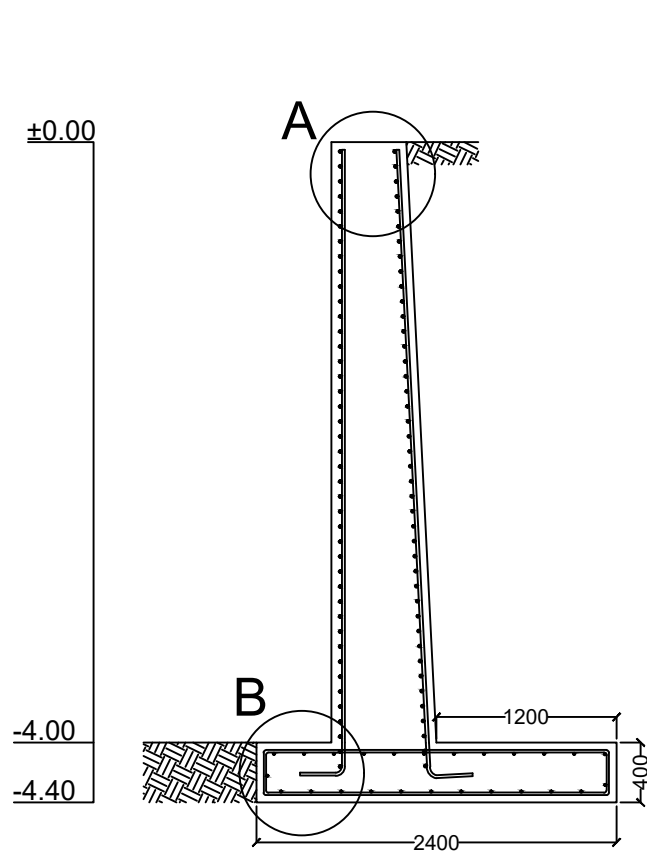
29

35

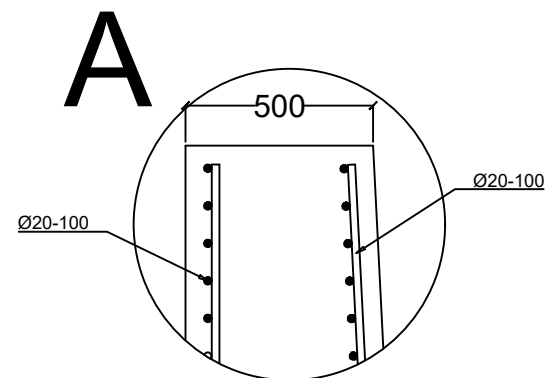


DETAIL SHEARWALL
SKALA 1 : 50

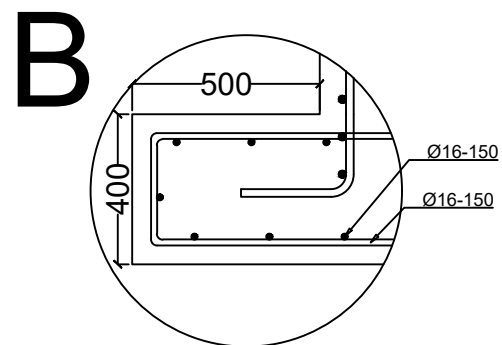




Dinding Penahan Tanah
SKALA 1 : 50



Detail A
SKALA 1 : 20



Detail B
SKALA 1 : 20



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
03111440000091

Nama Gambar

Skala Gambar

DINDING
PENAHAN TANAH

1 : 50

DETAIL A

1 : 20

DETAIL B

1 : 20

Kode

No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

30

35



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
0311144000091

Nama Gambar

Skala Gambar

PENULANGAN
SLOOF

1 : 15

Kode

No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

31

35

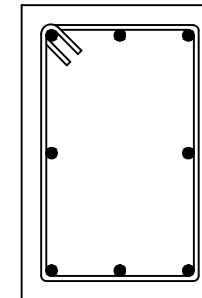
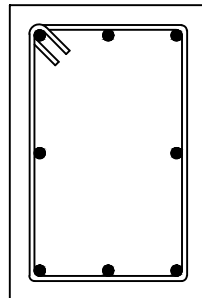
KETERANGAN

TUMPUAN

LAPANGAN

SLOOF

400 mm x 600 mm



TUL. ATAS

3D 22

3D 22

TUL. BAWAH

3D 22

3D 22

TUL. SAMPING

2D 22

2D 22

SENGKANG

2Ø 10 - 300

2Ø 10 - 300

PENULANGAN 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 TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
0311144000091

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Pondasi 1

1 : 75

POTONGAN A-A

1 : 75

Kode

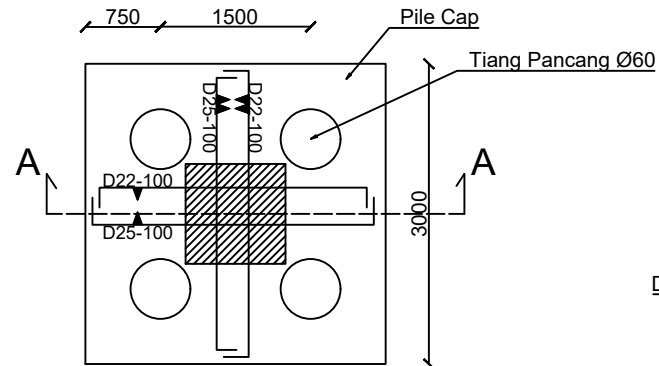
No
Gambar

Jumlah
Gambar

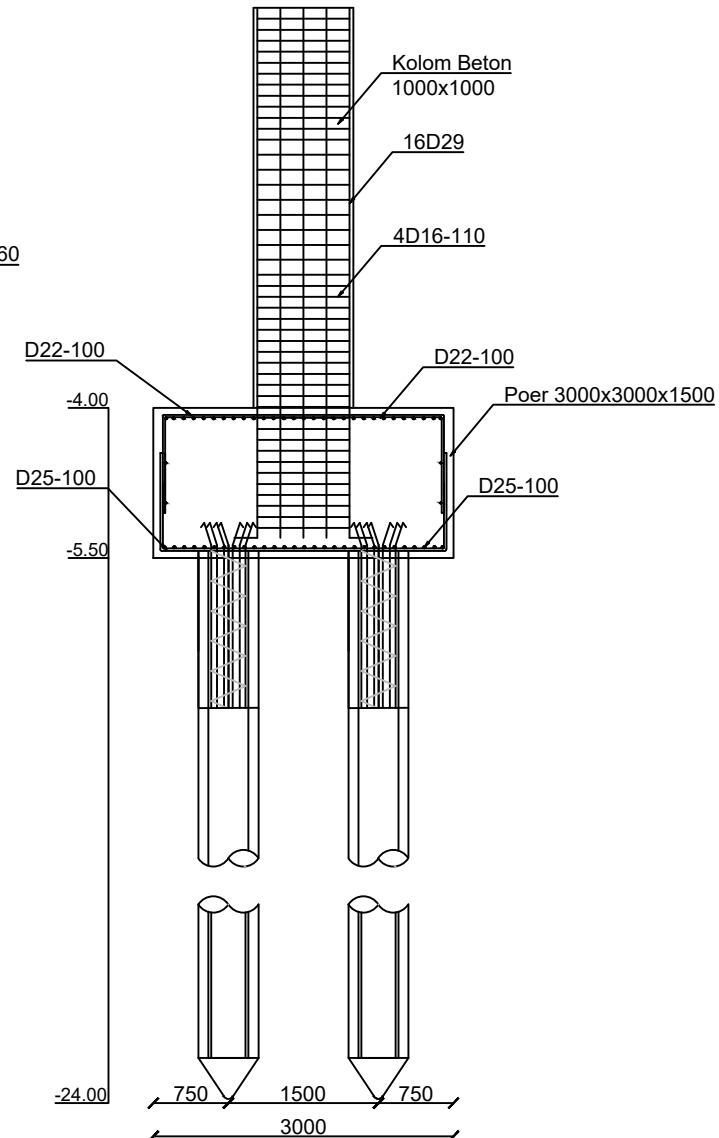
STR

32

35



Detail Pondasi 1
SKALA 1 : 75



Potongan A-A
SKALA 1 : 75



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

CFT = Kolom (Concrete Filled Tube)

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
0311144000091

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Pondasi 3

1 : 100

POTONGAN A-A

1 : 100

Kode

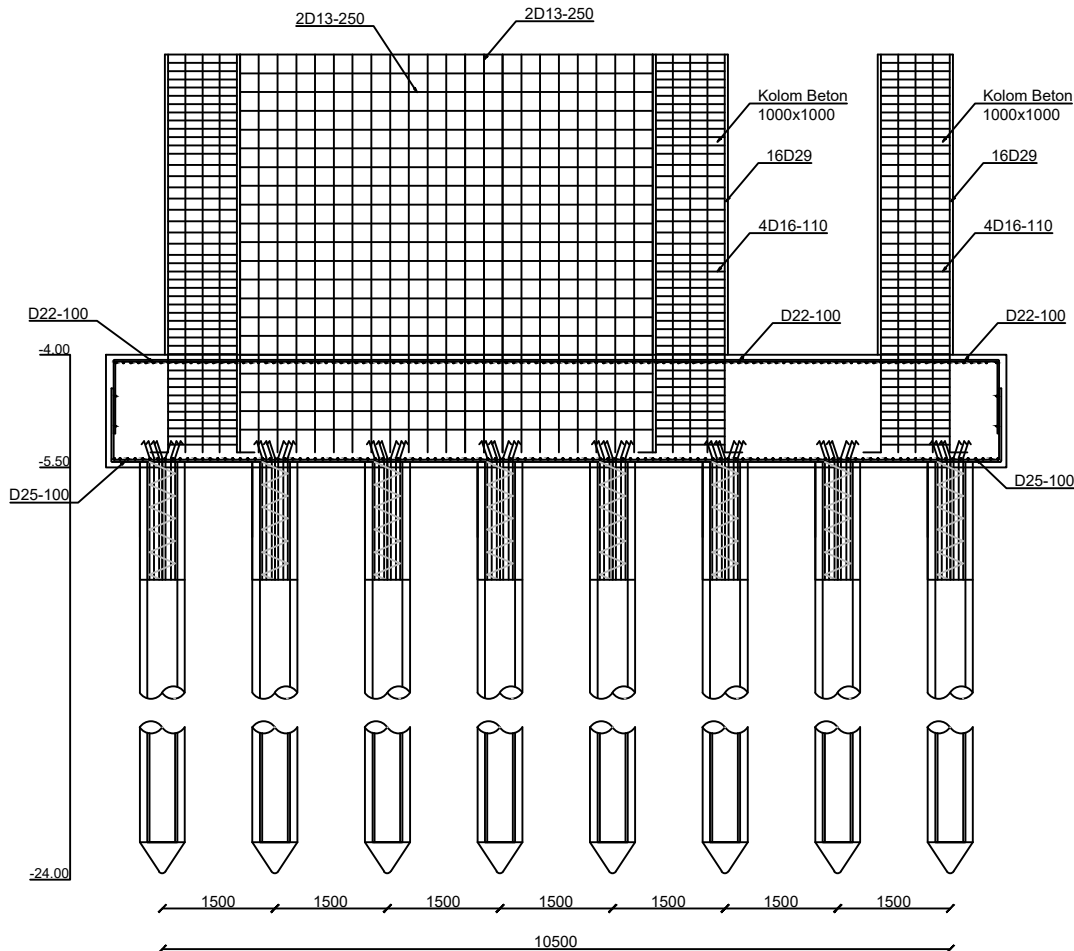
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

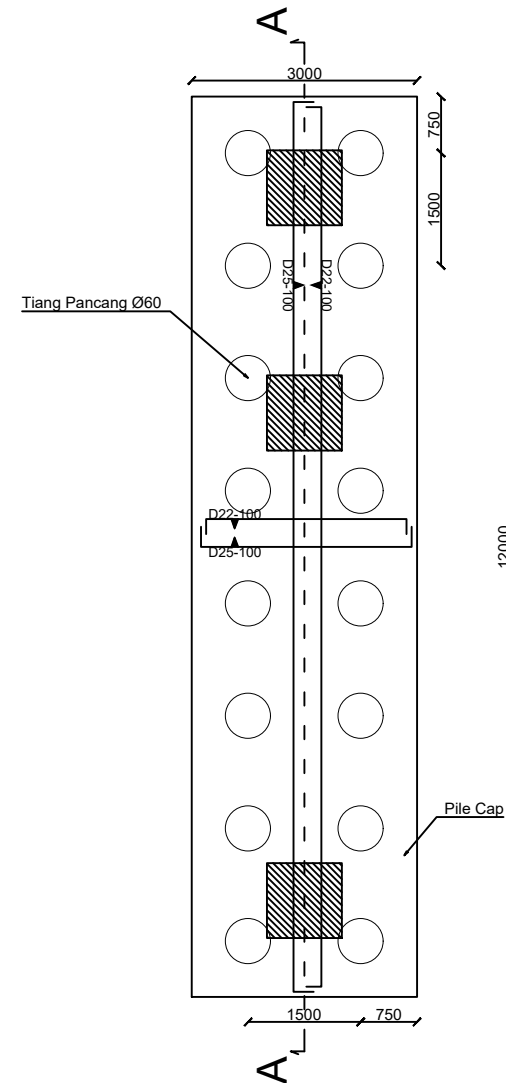
34

35



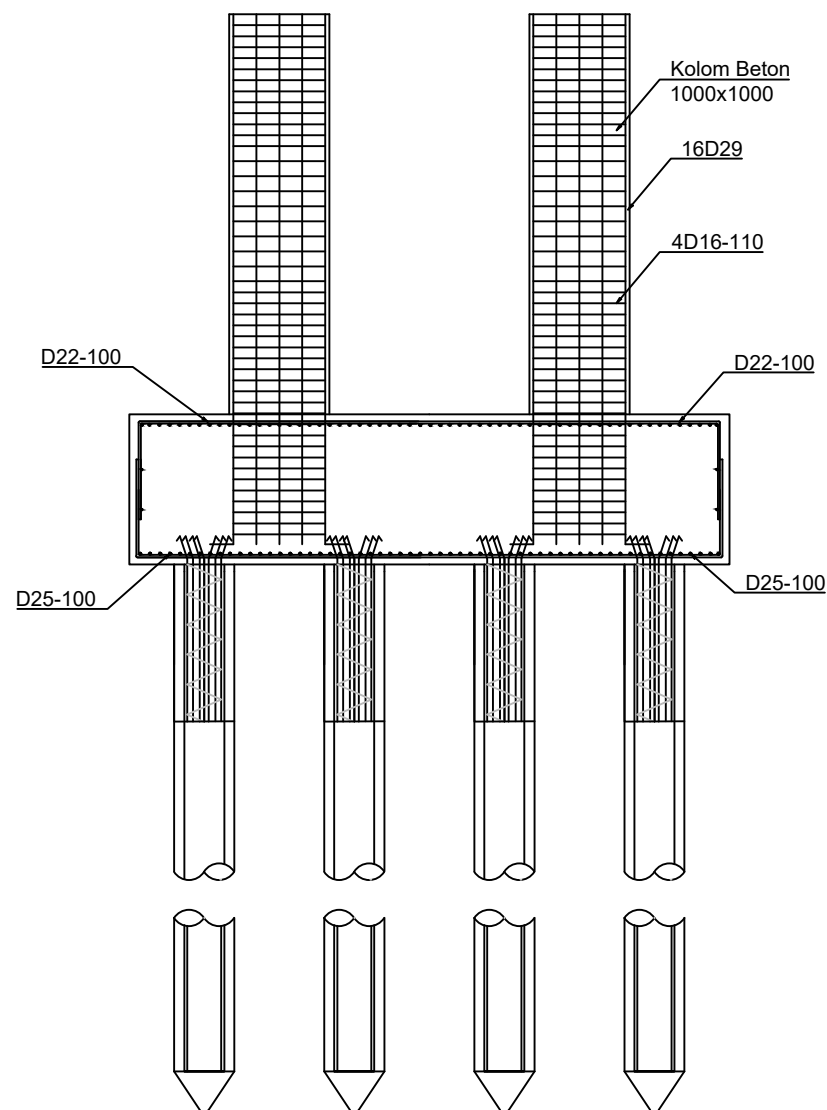
Detail Pondasi 3

SKALA 1 : 100

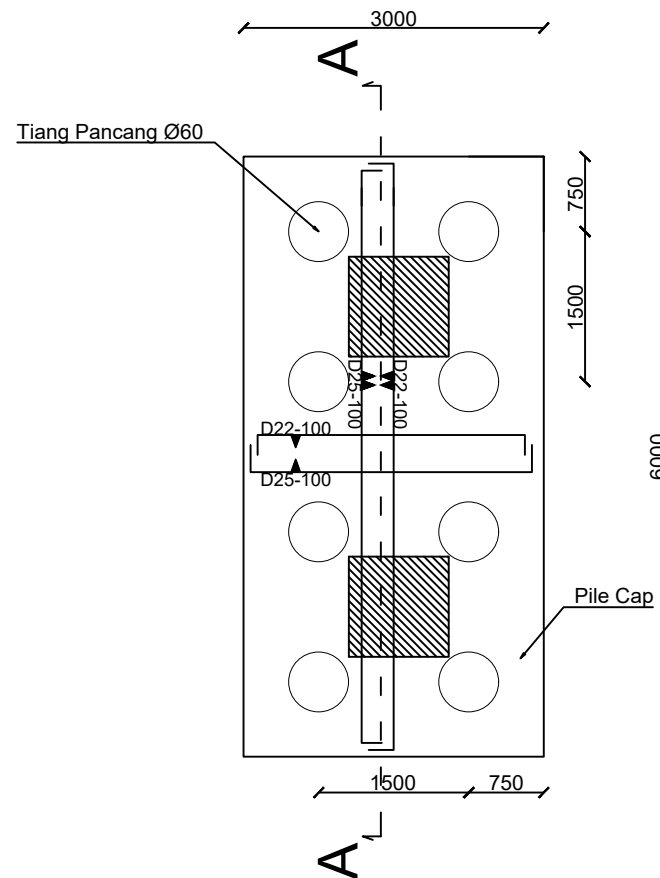


Potongan A-A

SKALA 1 : 100



Detail Pondasi 4
SKALA 1 : 75



Potongan A-A
SKALA 1 : 75



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan
dan Kebumihan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN TAMANSARI
ISWARA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS DI
SURABAYA

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

CFT = Kolom (Concrete Filled Tube)

Nama Mahasiswa

Muhammad Ridwan
0311144000091

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail Pondasi 4

1 : 75

POTONGAN A-A

1 : 75

Kode

No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

35

35

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
PROGRAM SARJANA (S1)
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK – ITS

BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN
SEMINAR DAN LISAN
TUGAS AKHIR

Pada hari ini **Rabu** tanggal **11 Juli 2018** jam **09.00 WIB** telah diselenggarakan **UJIAN SEMINAR DAN LISAN TUGAS AKHIR** Program Sarjana (S1) Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS bagi mahasiswa:

NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
03111440000091	Muhammad Ridwan	Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Tamansari Iswara Menggunakan Struktur Baja Komposit dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris di Surabaya

Dengan Hasil :

☐ Lulus Tanpa Perbaikan	☐ Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
☒ Lulus Dengan Perbaikan	☐ Mengulang Ujian Lisan

Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :

1. Detailing gambar dicek lagi untuk kolom dan dinding geser betonnya , kontrol PCA-Col dan gesernya.
2. Basementnya ada satu lantai R nya sama. = 8 .

Aec 

Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Data Iranata, ST. MT. PhD	
Harun Al Rasyid, ST. MT	

Surabaya, 11 Juli 2018
Dosen Pembimbing I
(Ketua)


Budi Suswanto, ST. MT. PhD

Dosen Pembimbing 2
(Sekretaris)



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: BUDI SUSWANTO ST.MT, PhD
NAMA MAHASISWA	: MUHAMMAD RIDWAN
NRP	: 03111440000091
JUDUL TUGAS AKHIR	: MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ARARTEMEN TAMANSARI MENGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGGA BRESING EKSENTRIS DI SURABAYA
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
	14/3 ²⁰¹⁸	- Balok anak - Pelat - Balok Penopang lift - Tangga	- Penulisan nomor gambar, tebal - Total pelat ditamalkan - gambar-gambar ditambah dan diperbaiki - Tugasan penulisan pada kanvas - Border di lebarkan (1,5m)	JKR
	9/4 ²⁰¹⁸	- Permodelan & Pembekaman - Review asis pertama (Pelat, border)	- Penulisan-penulisan - Gambar diperbaiki	
	20/4 ²⁰¹⁸	- Kontrol STABS - Kontrol Primer (Balok induk, link, balok diluar link, bracing)	- Menyelesaikan kontrol primer	JKR
	27/4 ²⁰¹⁸	- Kontrol Kolom CFT	- Sambungan - Kontrol Primer lantai 1	JKR
	11/5 ²⁰¹⁸	- Kontrol balok induk lantai 1 - Pelat lantai 1	- 30 MPa hingga 40 MPa - Diameter 12 untuk tul. balok - Praregulasi di SNI 2847-2013 - Pelat dibuat 2 arah	JKR



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: BUDI SUSWANTO ST-MT. PhD
NAMA MAHASISWA	: MUHAMMAD RIWAN
NRP	: 03111440000091
JUDUL TUGAS AKHIR	: MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN TAMASARI ISWARA MENGGUNAKAN STRUKTUR BATA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA BRESING BUSENTOJI DI SURABAYA
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
	21/05	- Kontrol Kolom basement - Kontrol Shearwall basement	- diameter kolom tul. kolom D29 - Mx, My - nama R-Act - dicol lagi pondasi kolom nya - Shearwall dimopon, diamet 15 dgn jadi 3D, dicol lagi	
	22/05	- Sambungan balok induk & balok anak - Sambungan pada tangga	- Kolom dan A mutu bant - Pondasi Apartemen	
	23/05	- Sambungan bresing - Sambungan balok & kolom		
	24/05	- Bata plate - DPT	- Gambar	
	28/05	- Gambar - Bata plate, DPT, Pondasi	- Fe70xx sudah cukup - Sx dicol lagi - Ce dicol lagi	
	31/05	- Gambar Sambungan : • balok anak dgn dan balok induk • Tangga	- Rapihin wordnya	

BIODATA PENULIS



Muhammad Ridwan

Lahir di Jakarta, pada tanggal 1 Oktober 1996, merupakan anak terakhir dari 4 bersaudara pasangan Adang Iskandar dan Anitawati. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN 02 Duren Sawit Jakarta Timur, SMPN 167 Duren Sawit Jakarta Timur, SMAN 44 Klender Jakarta Timur. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjana nya di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Departemen Teknik Sipil (FTSLK) Surabaya melalui Program Sarjana dan

terdaftar dengan NRP 03111440000091. Penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur dengan mengambil judul tugas akhir “**Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Tamansari Iswara Menggunakan Struktur Baja Komposit dengan Sistem Bresing Eksentris di Surabaya**”

Narahubung

Email : muhrid44167@gmail.com