



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG RUMAH SUSUN PENGGILINGAN  
JAKARTA MENGGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN SISTEM  
RANGKA BERPENGAKU EKSENTRIS (SRBE)**

I MADE MURATA NATA  
NRP. 0311144000023

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

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





TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG RUMAH SUSUN PENGGILINGAN  
JAKARTA MENGGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN SISTEM  
RANGKA BERPENGAKU EKSENTRIS (SRBE)**

I MADE MURATA NATA  
NRP. 0311144000023

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

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





FINAL PROJECT (RC14-1501)

**DESIGN MODIFICATION OF PENGGILINGAN  
JAKARTA FLATS USING COMPOSITE STEEL-  
CONCRETE STRUCTURE WITH ECCENTRICALLY  
BRACED FRAME (EBF)**

IMADE MURATA NATA  
NRP. 0311144000023

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

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



**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG  
RUMAH SUSUN PENGGILINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON  
DENGAN SISTEM RANGKA BERPENGAKU EKSENTRIS  
(SRBE) LEMBAR PENGESAHAN  
TUGAS AKHIR**

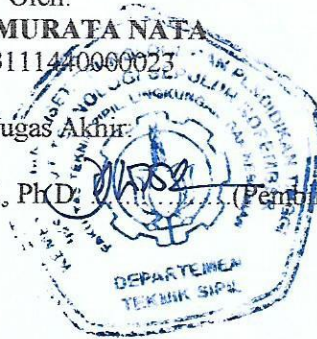
Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada  
Bidang Studi Struktur Program Studi S-1  
Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

**I MADE MURATA NATA**  
NRP. 03111440000023

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

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



**SURABAYA  
JANUARI, 2019**

*Halaman ini sengaja dikosongkan*



**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG  
RUMAH SUSUN PENGGILINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON  
DENGAN SISTEM RANGKA BERPENGAKU EKSENTRIS  
(SRBE)**

**Nama Mahasiswa** : I Made Murata Nata  
**NRP** : 0311144000023  
**Jurusan** : Teknik Sipil FTSLK-ITS  
**Dosen Pembimbing** : Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.

**Abstrak**

*Peningkatan kebutuhan hunian akibat pertumbuhan jumlah penduduk tidak sebanding dengan ketersediaan lahan. Maka solusi yang ditawarkan adalah dengan menerapkan konsep rumah hunian vertikal namun dikarenakan kondisi geografis Indonesia yang terletak pada lintasan ring of fire, maka dalam perencanaan gedung bertingkat dibutuhkan suatu sistem struktur yang dapat menahan gaya-gaya gempa tersebut.*

*Sistem Rangka Berpengaku Eksentris merupakan konsep desain gabungan antara konsep daktilitas yang baik dari desain SRPM (Sistem Rangka Pemikul Momen) dengan karakteristik kekakuan elastik yang tinggi dari desain SRBK (Sistem Rangka Berpengaku Konsentris). SRBE diharapkan menahan deformasi inelastis yang signifikan pada link saat struktur mengalami gaya gempa. Link merupakan bagian terlemah dari rangka dan ditetapkan sebagai bagian yang akan rusak sedangkan elemen lain tetap berada dalam kondisi elastik.*

*Dalam tugas akhir ini, akan dilakukan modifikasi perencanaan gedung Rumah Susun Penggilingan dengan ketinggian 15 lantai menggunakan struktur komposit baja beton dengan Sistem Rangka Berpengaku Eksentris berkonfigurasi rangka K-split. Pada bagian balok direncanakan menggunakan baja komposit dengan profil baja WF dan penghubung geser serta*

*deck pada bagian pelat. Sedangkan kolom menggunakan Concrete Filled Tube (CFT). Kemudian akan dilakukan kontrol terhadap elemen struktur yang meliputi: balok, kolom, link, dan bresing serta akan memenuhi persyaratan keamanan struktur berdasarkan SNI 1729-2015, SNI 03-1729-2002, SNI 1726-2012, dan SNI 1727-2013*

*Dari hasil analisa yang telah dilakukan diperoleh hasil yaitu: Tebal pelat lantai 10 cm dan atap dengan menggunakan bondek ialah 10 cm dan 9 cm, dimensi balok induk WF 500x300x11x15, panjang elemen link 100 cm, dimensi bresing WF 300x200x9x14, dimensi kolom CFT 700x700x25. Perencanaan pondasi menggunakan tiang pancang beton diameter 60 cm dengan kedalaman 24 meter. Kolom basement direncanakan dengan dimensi 95/95 cm. Dan dimensi Sloof 45/65 cm.*

***Kata kunci: Sistem Rangka Berpengaku Eksentris, Eccentrically Braced Frame, Baja-Beton komposit***

# DESIGN MODIFICATION OF PENGGILINGAN JAKARTA FLATS USING COMPOSITE STEEL CONCRETE STRUCTURE WITH ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)

**Student Name** : I Made Murata Nata  
**NRP** : 0311144000078  
**Department** : Civil Engineering FTSLK-ITS  
**Academic Supervisor** : Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.

## **Abstrack**

*The increase of housing demand is not accompanied by the existing land availability. So the solution offered to this problem is to apply the concept of vertical residential houses which indirectly can reduce land use. However, because of the geographical conditions of Indonesia which are located in the ring of fire area, so in a building planning a structural system need that can withstand the earthquake forces.*

*Eccentrically Braced Frame is a design concept that combines a good ductility concept from the MRF (Moment Resisting Frame) design and high elastic stiffness characteristics from the design of CBF (Concentric Braced Frame System). EBF is expected to withstand significant inelastic deformation on the link when the earthquake occurs. The link is the weakest part of the frame and designed as the part that will be damaged while the other elements remain in elastic conditions.*

*In this final project, Penggilingan Flats building is modified using steel-concrete composite structure with Eccentrically Braced Frame System and the configuration of the EBF is using Ksplit braced. This building has 15 floors of height. In the beam section it is planned to use composite steel with WF steel profiles and sliding connectors and decks on the plate section. While the column uses Rectangle Concrete Filled Tube (CFT). Furthermore, control will be carried out on the structural elements which include: beams, columns, links, and breses and will fulfill*

*structural safety requirements based on SNI 1729-2015, SNI 031729-2002, SNI 1726-2012, and SNI 1727-2013.*

*From the analysis, the obtained results are: thickness of the floor and roof plate are 10 cm and 9 cm, the dimensions of primary beam is WF 500x300x11x15, link element length 100 cm, WF 300x200x9x14 for the bracing dimensions, CFT column dimensions is 700x700x25. The foundation using concrete piles 60 cm in diameter with 24 meters of depth. Pedestal columns are planned with dimensions of 95/95 cm. And Sloof dimensions are 45/65 cm.*

***Keywords : Eccentrically Braced Frame, Composite SteelConcrete Structure***

## KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadiran Allah SWT karena atas berkat rahmat dan karunia-Nya, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan judul “Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Menggunakan Struktur Komposit Baja-Beton dengan Sistem Rangka Berpengaku Eksentris (SRBE)”.

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

1. Kedua orang tua, Drs. I Ketut Wiryana dan Ni Made Suwanti yang selalu memberikan dukungan baik moril dan materil, dan menjadi motivasi penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini. Serta tak lupa pula kakak tersayang, Ni Putu Deshi Umareani S.pd. yang juga selalu memberikan dorongan.
2. Bapak Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D. selaku dosen pembimbing tugas akhir yang selalu sabar dan tulus dalam memberikan banyak masukan dan ilmu yang sangat bermanfaat.
3. Seluruh dosen pengajar beserta staf karyawan di Departemen Teknik Sipil ITS, terima kasih atas ilmu-ilmu yang telah diberikan
4. Keluarga Kontrakan Mewah yang terdiri dari Denny bocah (Denny Krishnantara Surya), Wira Tuch (Eka Wira Mahardika), Bagus Bakori (Bagus Andi Kurniata), Wegeje08 (Wirasa) serta Winda Dwiastini yang telah memotivasi, menemani dan membantu menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Feisal Rajab Rivai, Rio Chandra, Muhammad Ridwan, Alfan Nur Kamal, Fanny Ramadhan juga sempat menemani dan membantu penulis.
6. Teman-teman S57, keluarga yang menemani selama 4 tahun ini dalam menjalani kehidupan perkuliahan.

7. Semua pihak yang tidak dapat disebutkan satu per satu yang memberi dukungan dan membantu dalam penyusunan Tugas Akhir ini, semoga semua jasa anda dibalas kebaikan oleh-Nya.

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

Surabaya, Januari 2019

(Penulis)

## DAFTAR ISI

ABSTRACT .....	v
KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR ISI.....	ix
DAFTAR TABEL .....	xiii
DAFTAR GAMBAR .....	xv
BAB 1 PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Rumusan Masalah .....	3
1.2.1 Permasalahan Utama .....	3
1.2.2 Rincian Permasalahan .....	3
1.3 Tujuan.....	3
1.3.1 Umum.....	3
1.3.2 Khusus.....	4
1.4 Batasan Masalah.....	4
1.5 Manfaat.....	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	5
2.1 Umum.....	5
2.2 Sistem Rangka Berpengaku Eksentris.....	5
2.2.1 Pengertian.....	5
2.2.2 Klasifikasi link .....	7
2.3 Struktur Komposit .....	7
2.3.1 Balok komposit.....	10
2.3.2 Kolom komposit .....	11
2.4 Pondasi .....	13
BAB III METODOLOGI .....	17
3.1 Umum.....	17
3.2 Bagan Alir Perencanaan .....	17
3.3 Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir.....	19
3.3.1 Pengumpulan data .....	19
3.3.2 Studi literatur .....	20
3.3.3 Perencanaan struktur sekunder .....	20
3.3.4 <i>Preliminary design</i> .....	20
3.3.5 Perhitungan beban struktur.....	21
3.3.6 Kontrol perencanaan struktur sekunder.....	36

3.3.7	Permodelan struktur .....	36
3.3.8	Kontrol perencanaan struktur primer.....	37
3.3.9	Perencanaan sambungan.....	53
3.3.10	Perencanaan pondasi .....	57
3.3.11	Penggambaran Teknik.....	59
BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN.....		61
4.1	Data Perencanaan .....	61
4.1.1	Pembebanan.....	61
4.2	Perencanaan Struktur Sekunder .....	62
4.2.1	Perencanaan pelat .....	62
4.2.2	Perencanaan balok anak .....	66
4.2.3	Perencanaan Balok <i>Lift</i> .....	76
4.2.4	Perencanaan tangga .....	83
4.3	Permodelan Struktur.....	111
4.3.1	Penjelasan Umum.....	111
4.3.2	Pembebanan Struktur Utama.....	112
4.3.3	Pembebanan gempa dinamis .....	115
4.3.4	Kombinasi pembebanan .....	118
4.3.5	Kontrol desain .....	118
4.4	Perencanaan Struktur Primer.....	130
4.4.1	Perencanaan Link .....	130
4.4.2	Balok diluar link.....	139
4.4.3	Perencanaan bresing.....	145
4.4.4	Perencanaan balok induk.....	149
4.4.5	Perencanaan Kolom.....	169
4.5	Perencanaan Sambungan.....	173
4.5.1	Sambungan balok induk dengan balok anak .....	173
4.5.2	Sambungan balok tangga.....	179
4.5.3	Sambungan <i>bresing</i> .....	182
4.5.4	Sambungan balok induk dengan kolom .....	191
4.5.5	Sambungan antar kolom.....	197
4.5.6	Sambungan kolom dengan <i>base plate</i> .....	200
4.6	Perencanaan Struktur Bawah.....	206
4.6.1	Perencanaan Pondasi .....	206
4.6.2	Perencanaan Poer Pada Kolom.....	218



4.6.3	Penulangan Poer .....	222
4.6.4	Perencanaan pedestal.....	226
4.6.5	Perencanaan Sloof Pondasi.....	228
BAB V PENUTUP .....		234
5.1	Kesimpulan.....	234
5.2	Saran.....	236
DAFTAR PUSTAKA.....		238
LAMPIRAN .....		240

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Klasifikasi <i>Link</i> .....	7
Tabel 3. 1 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa.....	23
Tabel 3. 2 Faktor keutamaan gempa .....	26
Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs.....	26
Tabel 3. 4 Koefisien situs $F_a$ .....	29
Tabel 3. 5 Koefisien situs $F_v$ .....	29
Tabel 3. 6 Kategori resiko $S_{DS}$ .....	30
Tabel 3. 7 Kategori resiko $S_{D1}$ .....	30
Tabel 3. 8 Faktor $R$ , $C_d$ , dan $\Omega$ untuk system penahan gaya gempa .....	31
Tabel 3. 9 Nilai parameter perioda Pendekatan $C_t$ dan $x$ .....	33
Tabel 3. 10 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung .....	34
Tabel 3. 11 Simpangan antar lantai ijin.....	38
Tabel 4. 1 Rekapitulasi Data Penulangan Pelat Atap .....	64
Tabel 4. 2 Rekapitulasi Data Penulangan Pelat Lantai Kamar....	66
Tabel 4. 3 Rekapitulasi Profil Balok Anak Atap .....	71
Tabel 4. 4 Rekapitulasi Profil Balok Anak Lantai .....	76
Tabel 4. 5 Perhitungan $N$ Rata-Rata.....	114
Tabel 4. 6 Parameter Gempa Jakarta untuk Situs E .....	116
Tabel 4.7 Faktor $R^a$ , $C_d^b$ , dan $\Omega_0$ untuk sistem penahan gaya gempa .....	117
Tabel 4. 8 Beban mati Pelat.....	119
Tabel 4. 9 Beban mati Profil Kolom CFT .....	119
Tabel 4. 10 Beban mati Balok dan Bresing baja .....	120
Tabel 4. 11 Beban mati tambahan pada balok.....	121
Tabel 4. 12 Beban mati tambahan pada pelat.....	121
Tabel 4. 13 Beban hidup.....	121
Tabel 4. 14 Hasil perhitungan berat struktur .....	121
Tabel 4. 15 Partisipasi Massa Bangunan .....	122
Tabel 4. 16 Gaya geser dasar (base shear) .....	124
Tabel 4. 17 Gaya geser dasar setelah diberi faktor skala .....	125
Tabel 4. 18 Simpangan Antar Lantai Sumbu X .....	126

Tabel 4. 19 Simpangan Antar Lantai Sumbu Y .....	127
Tabel 4. 20 Reaksi perletakan dan persentase gaya geser .....	128
Tabel 4. 21 Perhitungan Tipe Ketidakberaturan Torsi Arah X	129
Tabel 4. 22 Perhitungan Tipe Ketidakberaturan Torsi Arah Y	129
Tabel 4. 23 Rekapitulasi Dimensi Kolom .....	173
Tabel 4. 24 Daya Dukung Tanah Kedalaman 2 – 30 m .....	210
Tabel 4. 25 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1 .....	212
Tabel 4. 26 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 2 .....	212
Tabel 4. 27 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 1 .....	214
Tabel 4. 28 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 2 .....	215
Tabel 4. 29 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 1 .....	216
Tabel 4. 30 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 2 .....	216
Tabel 4. 31 Rekapitulasi Penulangan Poer .....	212

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Jenis-Jenis Konfigurasi SRBE.....	6
Gambar 2. 2 Perbedaan Perilaku Tiga Model Sistem Rangka Baja .....	7
Gambar 2. 3 Macam-Macam Struktur Komposit.....	8
Gambar 2. 4 Lendutan pada Balok Non-Komposit.....	9
Gambar 2. 5 Lendutan pada Balok Komposit.....	9
Gambar 2. 6 (a) Balok dengan penghubung geser. (b) Balok baja diberi selubung beton. ....	10
Gambar 2. 7 (a). Balok komposit tanpa deck (alur gelombang tegak lurus sumbu balok) (b). Balok komposit dengan deck (alur gelombang sejajar sumbu balok).....	11
Gambar 2. 8 Kolom Baja Berselubung beton.....	12
Gambar 2. 9 Kolom Beton Berselubung baja.....	12
Gambar 2. 10 Jenis Pondasi Dangkal.....	14
Gambar 2. 11 Jenis Pondasi Dalam.....	15
Gambar 3. 1 Bagan Penyelesaian Tugas Akhir.....	17
Gambar 3. 2 Koefisien risiko terpetakan, periode respon spektral 0.2 detik.....	28
Gambar 3. 3 Koefisien risiko terpetakan, periode respon spektral 1 detik.....	28
Gambar 3. 4 Grafik respons spectrum.....	32
Gambar 3. 5 Penentuan simpangan antar lantai.....	38
Gambar 3. 6 Potongan Balok Dengan Penghubung Geser Stud.....	46
Gambar 3. 7 Potongan Balok Dengan Penghubung Geser Baja Kanal.....	47
Gambar 3. 8 <i>Base plate</i> .....	56
Gambar 4. 1 Pelat Atap.....	63
Gambar 4. 2 Penulangan Pelat Atap.....	63
Gambar 4. 3 Pelat Lantai.....	65
Gambar 4. 4 Penulangan Pelat Lantai.....	65
Gambar 4. 5 Pembebanan Balok Anak Atap.....	67
Gambar 4. 6 Diagram Momen Balok Anak Atap.....	69
Gambar 4. 7 Pembebanan pada Balok Anak Lantai.....	72

Gambar 4. 8 Diagram Momen Balok Anak Lantai Kamar .....	74
Gambar 4. 9 Denah Lift.....	77
Gambar 4. 10 Potongan Lift .....	78
Gambar 4. 11 Pembebanan Balok Penggantung <i>Lift</i> .....	79
Gambar 4. 12 Denah dan Potongan Tangga Tipe A.....	84
Gambar 4. 13 Sketsa Pembebanan Balok Utama Tangga .....	88
Gambar 4. 14 Bidang M Balok Tangga Tipe A .....	89
Gambar 4. 15 Bidang D Balok Tangga Tipe A.....	90
Gambar 4. 16 Bidang N Balok Tangga Tipe A.....	91
Gambar 4. 17 Pembebanan Balok Penumpu Tangga .....	94
Gambar 4. 18 Denah Tangga Tipe B.....	98
Gambar 4. 19 Sketsa Pembebanan Balok Utama Tangga .....	102
Gambar 4. 20 Bidang M Balok Tangga Tipe B.....	103
Gambar 4. 21 Bidang D Balok Tangga Tipe B .....	104
Gambar 4. 22 Bidang N Balok Tangga Tipe B .....	105
Gambar 4. 23 Pembebanan Balok Penumpu Tangga .....	108
Gambar 4. 24 Struktur 3D Gedung Rumah Susun Penggilingan .....	111
Gambar 4. 25 Grafik Spektral Percepatan Gempa Jakarta .....	116
Gambar 4. 26 Pembesaran Torsi Tak Terduga .....	128
Gambar 4. 27 Elemen Link .....	130
Gambar 4. 28 Link Memanjang yang Ditinjau.....	131
Gambar 4. 29 Gaya Dalam Link Arah Memanjang .....	132
Gambar 4. 30 Jarak Pengaku Link Memanjang .....	134
Gambar 4. 31 Link Melintang yang Ditinjau .....	135
Gambar 4. 32 Gaya Dalam Link Melintang.....	138
Gambar 4. 33 Jarak Pengaku Link Melintang .....	138
Gambar 4. 34 Elemen Balok diluar Link.....	139
Gambar 4. 35 Balok Luar Link Melintang yang ditinjau .....	139
Gambar 4. 36 Gaya dalam Balok Luar Link Melintang .....	140
Gambar 4. 37 Balok Luar Link Memanjang yang ditinjau .....	142
Gambar 4. 38 Gaya Dalam Balok Luar Link .....	143
Gambar 4. 39 Elemen Bresing .....	145
Gambar 4. 40 Balok Induk Memanjang yang ditinjau .....	149

Gambar 4. 41 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Sebelum Komposit.....	150
Gambar 4. 42 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Setelah Komposit.....	152
Gambar 4. 43 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif .....	154
Gambar 4. 44 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif .....	157
Gambar 4. 45 Balok Induk Melintang yang ditinjau.....	159
Gambar 4.46 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Sebelum Komposit.....	160
Gambar 4. 47 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Setelah Komposit.....	163
Gambar 4. 48 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif .....	164
Gambar 4. 49 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif .....	166
Gambar 4. 50 Kolom yang Ditinjau .....	169
Gambar 4. 51 Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk .....	174
Gambar 4. 52 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk.....	176
Gambar 4. 53 Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk .....	177
Gambar 4. 54 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk.....	179
Gambar 4. 55 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom .....	179
Gambar 4. 56 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom .....	181
Gambar 4. 57 Sambungan Bresing dengan Balok Link .....	183
Gambar 4. 58 Sambungan Bresing dengan Balok dan Kolom ..	183
Gambar 4. 59 Detail Pelat Siku Sambungan Sayap Balok .....	185
Gambar 4. 60 Detail Pelat Siku Sambungan dengan Pelat Buhul .....	187

Gambar 4. 61 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok .....	188
Gambar 4. 62 Tampak Atas Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	191
Gambar 4. 63 Tampak Samping Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	192
Gambar 4. 64 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok Induk .....	194
Gambar 4. 65 Detail Sambungan Diaphragm Plat dengan Sayap Balok .....	197
Gambar 4. 66 Sambungan Antar Kolom Tampak Samping.....	198
Gambar 4. 67 Sambungan Antar Kolom Tampak Atas.....	198
Gambar 4. 68 Tampak Samping <i>Base Plate</i> .....	200
Gambar 4. 69 Tampak Atas <i>Base Plate</i> .....	200
Gambar 4. 70 Arah Beban Sumbu X Pada Base Plate .....	203
Gambar 4. 71 Arah Beban Sumbu Y Pada Base Plate .....	204
Gambar 4. 72 Denah Pondasi .....	206
Gambar 4.73 Grafik Antara Daya dukung Tanah dengan Kedalaman.....	211
Gambar 4. 74 Pondasi Tipe 1 .....	213
Gambar 4. 75 Diagram Gaya Lateral Tiang .....	217
Gambar 4. 76 Area Kritis Geser Akibat Kolom .....	219
Gambar 4. 77 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang .....	221
Gambar 4. 78 Pembebanan Poer Tipe I (Arah Sumbu X) .....	222
Gambar 4. 79 Bidang Momen pondasi 1 Sumbu X.....	223
Gambar 4. 80 Pembebanan Poer Tipe I (Arah Sumbu Y).....	224
Gambar 4. 81 Hasil Analisis Pedestal dengan <i>Software Spcolumn</i> .....	226
Gambar 4. 82 Kolom Pedestal.....	227
Gambar 4. 83 Diagram Interaksi Sloof .....	230
Gambar 4. 84 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn .....	230
Gambar 4. 85 Penulangan Sloof.....	232



# **BAB 1**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Pertumbuhan jumlah penduduk di Indonesia terutama di kota-kota besar setiap tahunnya selalu mengalami peningkatan. Salah satu daerah di Indonesia yang mengalami peningkatan jumlah penduduk yang cukup signifikan setiap tahunnya adalah DKI Jakarta. Berdasarkan data dari Badan Pusat Statistik, jumlah penduduk DKI Jakarta pada 2015 mencapai 10,18 juta jiwa. Kemudian meningkat menjadi 10,28 juta jiwa pada 2016 dan bertambah menjadi 10,37 juta jiwa pada 2017. Artinya, selama dua tahun terakhir jumlah penduduk di DKI Jakarta bertambah 269 jiwa setiap harinya. Pertumbuhan jumlah penduduk ini tentu memberi dampak terhadap kebutuhan hunian yang juga akan meningkat. Namun peningkatan kebutuhan tersebut tidak dibarengi dengan ketersediaan lahan yang ada. Sehingga peningkatan pada jumlah penduduk juga berdampak pada menurunnya ketersediaan lahan untuk hunian. Salah satu solusi yang ditawarkan untuk menanggulangi permasalahan ini adalah dengan menerapkan konsep rumah hunian vertikal yang secara tidak langsung dapat mengurangi penggunaan lahan.

Di Indonesia, perkembangan konsep rumah hunian vertikal mengalami tantangan yang cukup besar. Ini dikarenakan oleh kondisi geografis Indonesia yang terletak pada lintasan ring of fire, yang mana pada daerah ini memiliki potensi dan ancaman gempa bumi yang cukup tinggi. Sehingga dalam perencanaan gedung bertingkat dibutuhkan suatu sistem struktur yang dapat menahan gaya-gaya gempa yang ada.

Struktur beton bertulang menjadi salah satu metode yang digunakan dalam perencanaan gedung bertingkat. Namun dalam hal ini dibutuhkan suatu metode yang lebih cepat dan lebih efektif dalam menahan gaya-gaya gempa yang terjadi. Agar perencanaan suatu gedung bertingkat dapat lebih optimal maka salah satu alternatif yang cukup sering digunakan adalah struktur baja

komposit. Struktur komposit sendiri merupakan struktur yang terdiri dari dua material atau lebih dengan sifat bahan yang berbeda dan membentuk satu kesatuan sehingga menghasilkan sifat gabungan yang lebih baik (Eirine, 2016).

Salah satu kriteria yang juga perlu diperhatikan dalam merancang struktur bangunan tinggi terutama untuk gedung adalah keselamatan (strength dan ductile) dan kenyamanan (stiffness). Baja merupakan salah satu material yang duktail. Baja mempunyai sifat dapat memberi perubahan bentuk yang besar (uluran) sebelum mencapai kehancuran. Jika sebuah batang baja lunak dilakukan tes tarik, maka pada penampang kritis akan terjadi pengurangan luas dan uluran yang besar sebelum putus. Sifat duktail baja juga menimbulkan terjadinya leleh lokal, sehingga dapat menghindari putus tiba-tiba (premature failure). Selain itu struktur baja juga memiliki sifat-sifat yang dapat menguntungkan, antara lain:

- Baja memiliki kekuatan yang tinggi untuk satu satuan berat.
- Baja memiliki berat yang relatif lebih ringan.
- Pengerjaan lebih cepat dan mudah dalam hal fabrikasi.

SRBE atau Sistem Rangka Berpengaku Eksentris merupakan konsep desain gabungan antara konsep daktilitas yang baik dari desain SRPM (Sistem Rangka Pemikul Momen) dengan karakteristik kekakuan elastik yang tinggi dari desain SRBK (Sistem Rangka Berpengaku Konsentris). SRBE juga mampu memikul kombinasi antara beban rangka dan truss. SRBE diharapkan menahan deformasi inelastis yang signifikan pada link saat struktur mengalami gaya gempa. Link merupakan bagian terlemah dari rangka dan ditetapkan sebagai bagian yang akan rusak sedangkan elemen lain tetap berada dalam kondisi elastik. Kelelahan yang terjadi pada elemen link dapat berupa kelelahan geser atau kelelahan lentur.

Dalam tugas akhir ini, berdasarkan permasalahan di atas maka akan dilakukan modifikasi pada struktur gedung Rumah Susun Penggilingan yang berlokasi di DKI Jakarta. Rumah Susun Penggilingan merupakan gedung dengan struktur utama beton bertulang yang terdiri dari 16 lantai. Pada modifikasi perencanaan

ini, gedung tersebut akan dibangun dengan ketinggian 15 lantai menggunakan struktur komposit baja beton dengan Sistem Rangka Berpengaku Eksentris berkonfigurasi rangka K-split.

## **1.2 Rumusan Masalah**

### **1.2.1 Permasalahan Utama**

Bagaimana merencanakan struktur gedung Rumah Susun Penggilingan menggunakan struktur komposit dengan SRBE sebagai alternatif penahan gempa pada bangunan tinggi?

### **1.2.2 Rincian Permasalahan**

1. Bagaimana menentukan preliminary design penampang elemen struktur Rumah Susun Penggilingan?
2. Bagaimana menghitung pembebanan yang terjadi?
3. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat, balok anak, tangga dan balok penggantung lift?
4. Bagaimana memodelkan dan menganalisis struktur dengan menggunakan program bantu?
5. Bagaimana merencanakan bresing eksentris dan link?
6. Bagaimana merencanakan struktur primer yang meliputi balok induk dan kolom?
7. Bagaimana merencanakan sambungan pada struktur?
8. Bagaimana merencanakan pondasi yang sesuai dengan keadaan tanahnya?
9. Bagaimana mengilustrasikan hasil perencanaan struktur dalam gambar teknik?

## **1.3 Tujuan**

### **1.3.1 Umum**

Tujuan Utama dari tugas akhir ini adalah merencanakan gedung Rumah Susun Penggilingan menggunakan struktur baja-beton komposit dengan SRBE.

### **1.3.2 Khusus**

1. Menentukan preliminary design penampang elemen struktur Rumah Susun Penggilingan.
2. Menghitung pembebanan yang terjadi.
3. Merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat, balok anak, tangga dan balok penggantung lift.
4. Memodelkan dan menganalisis struktur dengan menggunakan program bantu.
5. Merencanakan bresing eksentris dan link.
6. Merencanakan struktur primer yang meliputi balok induk dan kolom.
7. Merencanakan sambungan pada struktur.
8. Merencanakan basement dan pondasi yang sesuai dengan keadaan tanahnya.
9. Mengilustrasikan hasil perencanaan struktur dalam gambar teknik.

### **1.4 Batasan Masalah**

Batasan masalah pada tugas akhir ini, antara lain:

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

### **1.5 Manfaat**

Manfaat yang diperoleh dari modifikasi ini, antara lain :

1. Menambah wawasan dan dapat mengaplikasikan teori yang didapat selama kuliah.
2. Sebagai bahan pertimbangan untuk perencanaan struktur baja komposit dengan sistem rangka bresing eksentris.
3. Memberi alternatif sistem struktur yang tahan gempa.

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Perancangan tugas akhir pada gedung Rumah Susun Penggilingan menggunakan sistem struktur komposit dengan sistem rangka berpengaku eksentris. Pada bab 2 ini akan dijelaskan landasan teori yang akan membahas tentang tugas akhir ini.

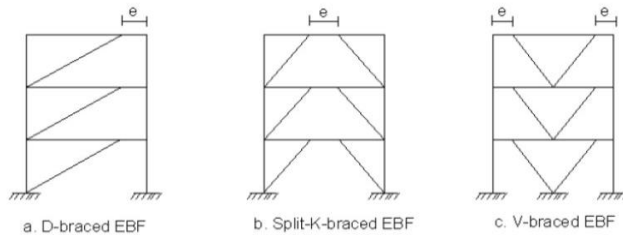
#### **2.2 Sistem Rangka Berpengaku Eksentris**

Pada 1970-an, sistem rangka baja baru yang disebut Eccentrically Braced Frame (EBF) atau Sistem Rangka Berpengaku Eksentris (SRBE) diusulkan di Jepang. SRBE mengkombinasikan keuntungan antara kekakuan elastis yang tinggi dan duktilitas yang baik. Sistem rangka jenis ini menyerap energy seismic dengan mengontrol kelelahan geser dan kelelahan lentur dalam suatu segmen kecil pada balok yang disebut link.

Di Amerika, SRBE sendiri pertama kali dipelajari oleh Roeder dan Popov pada tahun 1978. Pada tahun 1980-an, banyak penelitian terhadap perilaku link memberikan wawasan siklus respon dari EBF. Pembuktian-pembuktian eksperimen dari respon SRBE pada tingkat sistem juga dilakukan pada pertengahan tahun 1980-an. Studi-studi ini mengarah kepada pengembangan ketentuan desain pada 1998 Uniform Building Code dan kemudian pada AISC.

##### **2.2.1 Pengertian**

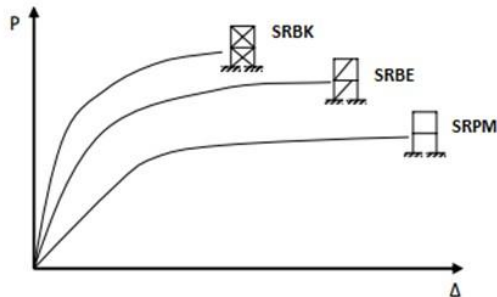
Sistem Rangka Berpengaku Eksentris (SRBE) merupakan suatu sistem struktur yang terdiri atas balok, kolom, dan pengaku dimana pengaku tersebut tidak terhubung ke perpotongan balok dan kolom melainkan terhubung ke balok dengan jarak “e” ke titik perpotongan balok dan kolom. Segmen balok pendek atau link ini memiliki daktilitas yang tinggi yang memastikan struktur memiliki perilaku inelastis serta penyerapan energi yang bagus (Popov dan Roeder, 1978). Jenis-jenis konfigurasi SRBE dapat dilihat pada Gambar 2.1.



Gambar 2. 1 Jenis-Jenis Konfigurasi SRBE  
(Sumber : AISC, 2010)

Kinerja dari balok link tersebut akan lebih maksimal jika elemen- elemen di luar dari balok link tersebut direncanakan lebih kuat. Konsep perencanaan SRBE yang berdasarkan keseimbangan mekanisme kelelahan akan mencegah terjadinya cara keruntuhan yang tidak diinginkan yaitu elemen-elemen struktur tidak mengalami penurunan kekakuan dan kekuatan saat struktur menerima beban lateral.

SRBE dapat dikatakan sebagai system hybrid antara SRPM dan SRBK sebagaimana ditunjukkan Gambar 2.2, karena SRBE memiliki daktilitas yang sangat tinggi seperti halnya SRPM dan juga memiliki kekakuan elastis seperti halnya SRBK (Engelhardt, 2007). Pada gambar 2.2 dijelaskan tentang kurva hubungan antara gaya lateral dengan perpindahan yang terjadi pada SRBK, SRBE, dan SRPM. SRBE dapat memberikan perilaku struktur yang di harapkan saat terjadi gempa yaitu terlalu kaku seperti halnya SRBK tetapi juga tidak terlalu memiliki deformasi yang besar seperti SRPM.



Gambar 2. 2 Perbedaan perilaku tiga model sistem rangka baja

(Sumber : Moestopo, dkk, 2006)

### 2.2.2 Klasifikasi link

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

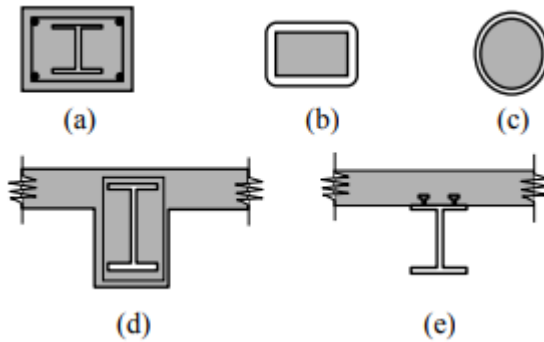
Tabel 2. 1 Klasifikasi Link

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

(Sumber: SNI 1729-2002)

### 2.3 Struktur Komposit

Struktur komposit (Composite) merupakan struktur yang terdiri dari dua material atau lebih dengan sifat bahan yang berbeda dan membentuk satu kesatuan sehingga menghasilkan sifat gabungan yang lebih baik. Umumnya struktur komposit berupa :



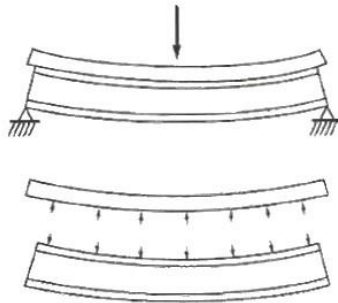
Gambar 2. 3 Macam-macam struktur komposit  
(Sumber: Ricles, 1997)

1. Kolom baja terbungkus beton / balok baja terbungkus beton (Gambar 2.3.a/d).
2. Kolom baja berisi beton/tiang pancang (Gambar 2.3.b/c).
3. Balok baja yang menahan slab beton (Gambar 2.3.e)

Perbedaan balok pada struktur non-komposit dan komposit:

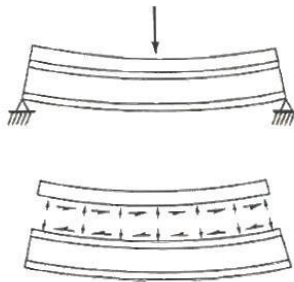
1. Balok non-komposit yang melendut
  - a. Balok dan pelat masing-masing memikul suatu bagian beban secara terpisah
  - b. Bila pelat mengalami deformasi akibat beban vertikal, permukaan bawahnya akan tertarik dan memanjang sedangkan permukaan balok tertekan dan memendek.
  - c. Hanya gaya dalam vertikal yang berkerja antara pelat dan balok.





Gambar 2. 4 Lendutan pada balok non-komposit  
(Sumber: Salmon, 2009)

2. Balok komposit yang melendut
  - a. Balok dan pelat memikul suatu bagian beban secara bersamaan
  - b. Gaya horizontal (geser) timbul dan bekerja pada permukaan bawah pelat sehingga pelat tertekan dan memendek, dan pada saat yang sama gaya horizontal bekerja diatas permukaan balok sehingga balok memanjang



Gambar 2. 5 Lendutan pada Balok Komposit  
(Sumber: Salmon, 2009)

Pada dasarnya aksi komposit pada balok komposit dapat tercapai atau tidaknya tergantung dari penghubung gesernya.

Biasanya penghubung geser diletakkan di sayap atas profil baja. Hal ini bertujuan untuk mengurangi terjadinya slip antara pelat beton dengan balok baja (Liang, 2004),

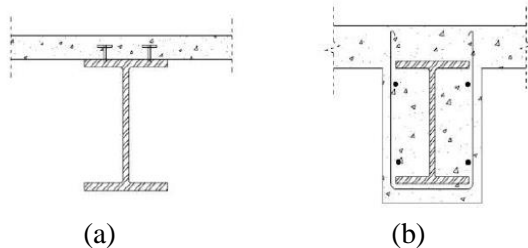
### 2.3.1 Balok komposit

Balok adalah salah satu diantara elemen struktur yang paling banyak dijumpai pada setiap struktur. Balok adalah elemen struktur yang memikul beban yang berkerja tegak lurus dengan sumbu longitudinalnya (Spiegel dan Limbrunner, 1998).

#### 2.3.1.1 Tipe Balok Komposit

Ada dua tipe dari balok komposit, antara lain sebagai berikut :

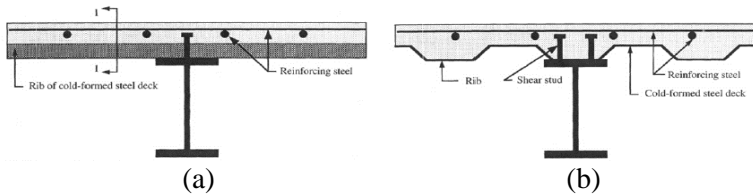
- a. Balok komposit dengan penghubung geser
- b. Balok baja yang diberi selubung beton



Gambar 2. 6 (a) Balok dengan penghubung geser. (b) Balok baja diberi selubung beton.  
(Sumber: Jevon, 2017)

Balok komposit dengan penghubung geser dibagi menjadi dua macam, yaitu :

- a. Balok komposit tanpa deck (gambar a)
- b. Balok komposit dengan deck (gambar b)



Gambar 2. 7 (a). Balok komposit tanpa deck (alur gelombang tegak lurus sumbu balok) (b). Balok komposit dengan deck (alur gelombang sejajar sumbu balok)  
(Sumber: Ricles, 1997)

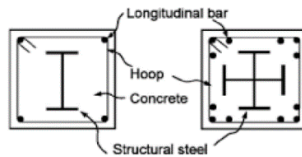
Aksi komponen terbentuk dengan adanya transfer geser antara pelat beton dan balok baja yang dapat terjadi melalui :

- a. Mekanisme interlocking antara penghubung geser mekanis dan pelat beton
- b. Mekanisme lekatan dan friksi di sepanjang permukaan atas profil baja yang terkekang di dalam beton dan mekanisme tahanan geser pada bidang antara pelat beton dan selubung beton di sekitar profil baja.

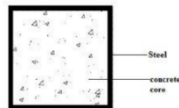
### 2.3.2 Kolom komposit

Kolom komposit didefinisikan sebagai “kolom baja yang dibuat dari potongan baja giling (rolled) built-up dan di cor di dalam beton structural atau terbuat dari tabung atau pipa baja dan diisi dengan beton struktural. Menurut SNI 1729-2002, ada dua tipe kolom komposit, yaitu :

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



Gambar 2. 8 Kolom Baja Berselubung beton.  
(Sumber: Jevon, 2017)



Gambar 2. 9 Kolom Beton Berselubung baja  
(Sumber: Jevon, 2017)

Pada kolom baja berselubung terdapat penambahan beton yang dapat menunda terjadinya kegagalan local buckling pada profil baja, ketahanan terhadap api dan korosi lebih baik dibandingkan kolom baja biasa. Kemampuan kolom komposit memikul beban aksial dan lentur lebih besar dibandingkan kolom beton bertulang, sementara itu material baja disini berfungsi sebagai penahan beban yang terjadi setelah beton gagal. Keuntungan diatas didapat karena terlindungnya profil baja oleh beton bertulang yang menyelimutinya. Sedangkan untuk kolom baja berintikan beton, kehadiran material baja dapat meningkatkan kekuatan dari beton serta beton dapat menghalangi terjadinya local buckling pada baja (Ruddy Jhon L, 2005).

Kolom komposit merupakan suatu solusi hemat untuk kasus dimana kapasitas beban tambahan yang diinginkan lebih besar dibandingkan dengan penggunaan kolom baja sendiri. Kolom komposit juga menjadi solusi yang efektif untuk berbagai permasalahan yang ada pada desain praktis. Salah satunya yaitu 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.

## 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.

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

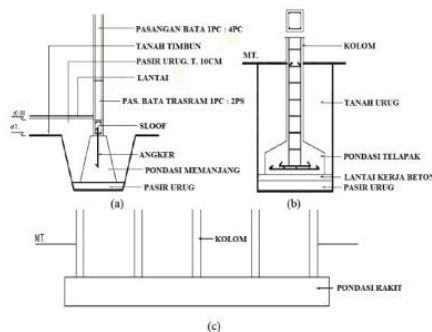
Pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom atau pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit dibawah permukaan tanah.

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. 10 Jenis Pondasi Dangkal  
(Sumber : Sostrodarsono dan Nakazawa.1984)

2. Pondasi Dalam

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

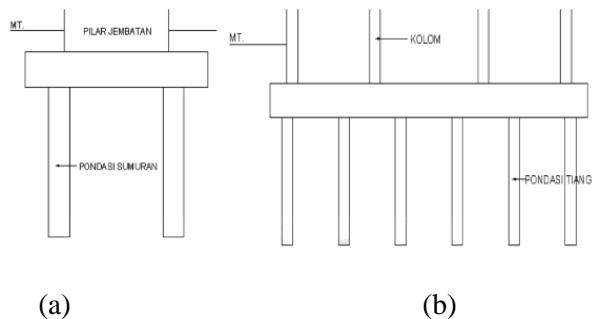
meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, seperti :

a. Pondasi Sumuran (Pier Foundation)

Pondasi sumuran merupakan pondasi peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam, dimana pondasi sumuran nilai kedalaman ( $D_f$ ) dibagi lebar ( $B$ ) lebih kecil atau sama dengan 4, sedangkan pondasi dangkal  $D_f/B \leq 1$ . (Gambar 2.11a)

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 2.11b)



Gambar 2. 11 Jenis Pondasi Dalam  
(Sumber : Sostrodarsono dan Nakazawa.1984)

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*



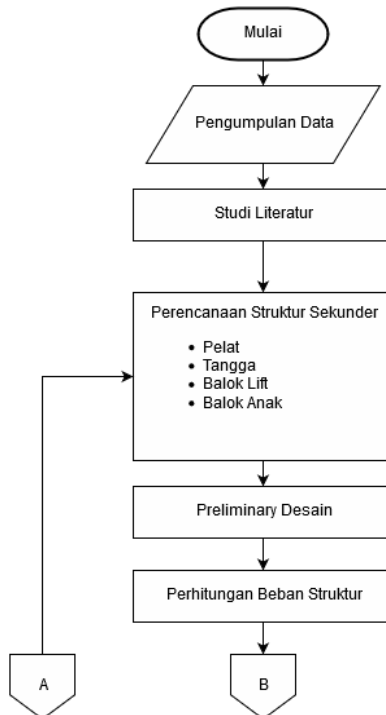
## BAB III METODOLOGI

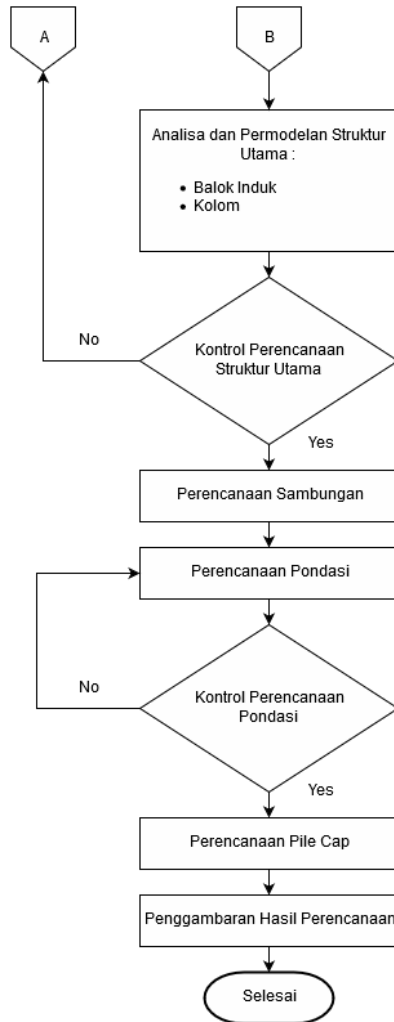
### 3.1 Umum

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

### 3.2 Bagan Alir Perencanaan

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





Gambar 3.1 Bagan Penyelesaian Tugas Akhir.

### 3.3 Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

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

#### 3.3.1 Pengumpulan data

Mencari data umum bangunan dan data tanah gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta.

Data Umum Bangunan :

- Nama Gedung : Rumah Susun Penggilingan
- Lokasi : Jalan Apartemen Delta Cakung, Jakarta Timur, Jakarta.
- Fungsi : Rumah Susun
- Jumlah : 16 lantai + 1 lantai atap
- Tinggi Gedung : + 55.2 meter
- Material Struktur : Struktur Beton Bertulang Konvensional
- Kolom : Beton Bertulang
- Balok : Beton Bertulang
- Pelat : Beton Bertulang
- Tangga : Beton Bertulang
- Pondasi : Tiang Pancang
- Data Tanah : Terlampir

Pada tugas akhir ini, struktur baja akan direncanakan menggunakan struktur komposit beton baja dengan sistem Rangka Berpengaku Eksentris (SRBE) dan struktur bawahnya menggunakan pondasi tiaang pancang. Pemodelan struktur bresing baja direncanakan sistem rangka baja K-split brace.

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

1. Nama Gedung : Rumah Susun Penggilingan
2. Lokasi Gedung : Jalan Apartemen Delta Cakung, Jakarta Timur, Jakarta.
3. Fungsi Gedung : Rumah Susun
4. Sistem Struktur : Rangka Berpengaku Eksentris (SRBE)

5. Material Struktur : Struktur baja dan beton komposit
  - Profil Kolom : *Rectangle Concrete Filled Tube* (CFT dengan bentuk persegi)
  - Profil Balok : Baja WF komposit dengan penghubung geser dan *deck*
  - Profil Pengaku: Baja WF
  - Tangga : Tangga dengan material baja dan bondek
6. Tinggi Gedung : + 52.0 meter
7. Jumlah Lantai : 15 Lantai + 1 Lantai Atap
8. Rencana Pondasi : Tiang Pancang

### 3.3.2 Studi literatur

Dalam menunjang pengerjaan tugas akhir ini, maka dilakukan studi terhadap literatur yang berkaitan dengan perencanaan bangunan struktur baja komposit dengan menggunakan sistem rangka dengan *bresing* eksentris.

### 3.3.3 Perencanaan struktur sekunder

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

1. Pelat Lantai
2. Balok Anak
3. Tangga
4. Balok Penumpu Lift

### 3.3.4 *Preliminary design*

Merencanakan perkiraan dimensi awal dari elemen-elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur, dan merencanakan dimensi profil yang akan digunakan sesuai dengan ketentuan SNI 1729-2015.

#### **3.3.4.1 Perencanaan struktur primer**

Melakukan perkiraan dimensi awal, penentuan mutu dan dimensi material pada elemen struktur primer yang meliputi:

- Perencanaan panjang *link*
- Dimensi balok di luar *link*
- Dimensi *bresing*
- Dimensi balok induk
- Dimensi kolom

#### **3.3.5 Perhitungan beban struktur**

Melakukan perhitungan beban struktur sebagai berikut:

##### **3.3.5.1 Beban mati**

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 3.1.1 yang dimaksud beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layanan terpasang lain termasuk berat keran. Serta berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 3.1.2, dalam menentukan beban mati untuk perancangan harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya, dengan ketentuan bahwa jika tidak ada informasi yang jelas, nilai yang harus digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang. Untuk detail pembebanan beban mati akan digunakan peraturan PPIUG 1983.

##### **3.3.5.2 Beban hidup**

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 4.1 yang dimaksud beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Serta berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 4.3.1, beban hidup yang digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lain harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian

dan penggunaan bangunan gedung, akan tetapi tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang ditetapkan dalam Tabel 4-1.

### 3.3.5.3 Beban angin

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

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

Dimana:

- qz = qz untuk dinding disisi angin datang yang diukur pada ketinggian z di atas permukaan tanah.
- qh = qh untuk dinding disisi angin pergi, dinding samping, dan atap diukur pada ketinggian h.
- qi = qi untuk dinding disisi angin datang, dinding samping, dinding disisi angin pergi, dan atap bangunan gedung tertutup untuk mengevaluasi tekanan internal negatif pada bangunan gedung tertutup sebagian.
- qi = qz untuk mengevaluasi tekanan internal positif pada bangunan gedung tertutup sebagian bila tinggi z ditentukan sebagai level dari bukaan tertinggi pada bangunan gedung yang dapat mempengaruhi tekanan internal positif. Untuk bangunan gedung yang terletak di wilayah berpartikel terbawa angin, kaca yang tidak tahan impak, harus diperlakukan sebagai bukaan sesuai dengan SNI 1727:2013 Pasal 26.10.3. Untuk menghitung tekanan internal positif, qi, secara konservatif boleh dihitung pada ketinggian h (qi=qh).
- G = faktor efek-tiupan angin, lihat SNI 1727:2013 Pasal 26.9.
- Cp = koefisien tekanan eksternal dari SNI 1727:2013 Gambar 27.4-1, 27.4-2, 27.43.

$(GC_{pi})$  = koefisien tekanan eksternal dari SNI 1727:2013 Gambar 27.4-1, 27.4-2, 27.4-3.

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

### 3.3.5.4 Beban gempa

Beban gempa rencana ditetapkan berdasarkan respons spektrum pada SNI 1726:2012 dimana langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

#### 1. Menentukan kategori risiko struktur bangunan (SNI 1726:2012 Pasal 4.1.2)

Menentukan kategori risiko dari suatu struktur bangunan berdasarkan fungsi gedung dapat dilihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3. 1 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis Pemakaian	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko 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 :	II

Jenis Pemafaatan	Kategori Resiko
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ Rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ Mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Bioskop</li> <li>-Gedung pertemuan</li> <li>-Stadion</li> <li>-Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>-Fasilitas penitipan anak</li> <li>-Penjara</li> <li>-Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>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:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>-Fasilitas penanganan air</li> <li>-Fasilitas penanganan limbah</li> <li>-Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan,</p>	III



<b>Jenis Pemafaatan</b>	<b>Kategori Resiko</b>
<p>penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas public lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- 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</li> </ul>	IV

Jenis Pemakaian	Kategori Resiko
Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	

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

Setelah menentukan kategori resiko suatu gedung kemudian ditentukan faktor keutamaan gempanya berdasarkan Tabel 3.2.

Tabel 3. 2 Faktor keutamaan gempa

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

## 3. Menentukan klasifikasi situs (SNI 1726:2012 Pasal 5.3)

Kemudian menentukan klasifikasi situs dari data tanah yang ada berdasarkan Tabel 3.3.

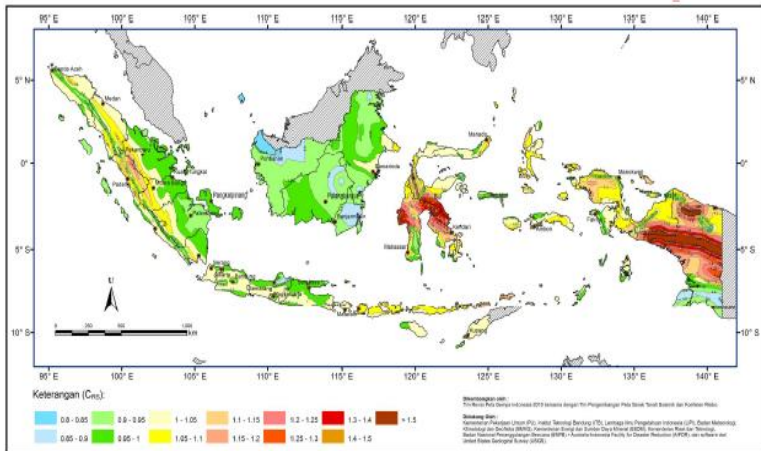
Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs

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	$\geq 100$ kN/m <sup>2</sup>
SD (tanah sedang)	175 sampai 350 m/s	15-50	50 sampai 100 kN/m <sup>2</sup>
SE (tanah lunak)	< 175 m/s	< 15	<50 kN/m <sup>2</sup>

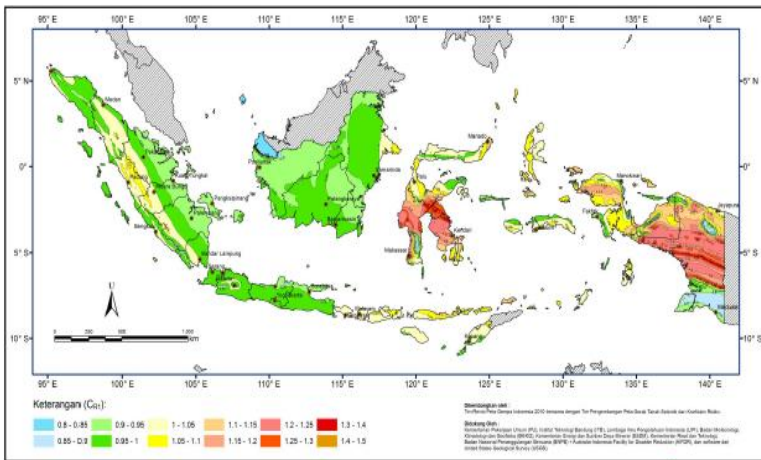
Kelas Situs	$V_s$ (m/detik)	$N$ atau $N_{ch}$	$S_u$ (kPa)
	Atau setiap profil tanah yang mengandung 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : Indeks plastisitas, $PI > 20$ Kadar air, $w \geq 40\%$ Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat senditif, tnah tersementasi lemah Lempung sangat organik dan/ atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)		
	Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan $PI > 75$ Lapisan lempung lunak/ setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u < 50$ kPa		

#### 4. Menentukan parameter percepatan tanah

Setelah mengetahui jenis situs, perlu ditentukan parameter percepatan tanah dari lokasi tempat dibangunnya suatu gedung berdasarkan Gambar 3.2 dan Gambar 3.3 .



Gambar 3. 2 Koefisien risiko terpetakan, perioda respon spektral 0.2 detik



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

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

Berdasarkan jenis situs yang telah ditentukan, kemudian menentukan nilai koefisien situs  $F_a$  dan  $F_v$  yang dapat dilihat pada Tabel 3.4 dan Tabel 3.5.

Tabel 3. 4 Koefisien situs  $F_a$

Kelas Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
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	$SS^B$				

Tabel 3. 5 Koefisien situs  $F_v$

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

### 6. Menghitung parameter percepatan desain ( $S_{DS}$ , $S_{DI}$ ) (SNI 1726:2012 Pasal 6.3)

Parameter percepatan desain untuk periode pendek ( $S_{DS}$ ) dan pada periode 1 detik ( $S_{DI}$ ) harus ditetapkan sebagai berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.2)$$

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

### 7. Menentukan kategori desain seismik (SNI 1726:2012 Pasal 6.5)

Setelah menghitung parameter percepatan desain, kemudian perlu ditentukan kategori resiko desain seismik yang dapat dilihat pada Tabel 3.6 dan Tabel 3.7.

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

Tabel 3. 7 Kategori resiko  $S_{DI}$

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

### 8. Memilih faktor koefisien modifikasi respons (R), faktor pembesaran defleksi (Cd) dan faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0$ ) untuk sistem penahan gaya gempa (SNI 1726:2012 Pasal 7.2.2)

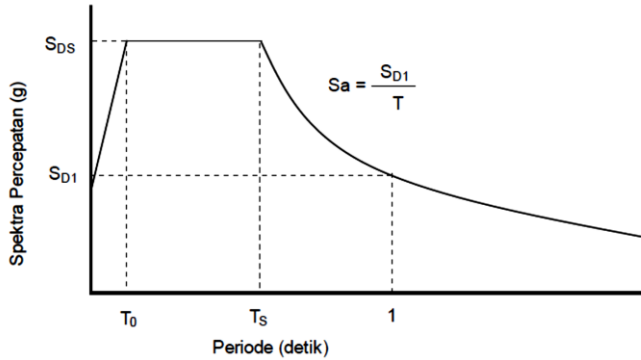
Berdasarkan jenis penahan gempa yang digunakan perlu ditentukan faktor koefisien modifikasi respon ( $R$ ), faktor pembesaran defleksi ( $C_d$ ) dan faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0$ ) yang dapat dilihat pada Tabel 3.8.

Tabel 3. 8 Faktor  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega$  untuk system penahan gaya gempa

Sistem Penahan Gaya Gempa	Koefisien Respon Modifikasi, $R$	Faktor Kuat Lebih, $\Omega_0$	Faktor Pembesaran Defleksi, $C_d$	Batasan Sistem Struktur Termasuk Batasan Tinggi Struktur Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
<b>Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan</b>								
Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	$2^{1/2}$	4	T B	T B	T B	T B	T B

## 9. Melakukan analisis model respons spektrum

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



Gambar 3. 4 Grafik respons spektrum

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

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.4)$$

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

$$S_a = S_{DS} \quad (3.5)$$

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

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.6)$$

Dengan:

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

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.8)$$

## 10. Melakukan analisis statik ekuivalen

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



$$T_a = C_t h_n^x \quad (3.9)$$

Keterangan :

$C_t$ , dan  $x$  = koefisien parameter waktu getar perkiraan  
(Tabel 3.9)

$h_n$  = tinggi struktur

Tabel 3. 9 Nilai parameter perioda Pendekatan  $C_t$  dan  $x$

<b>Tipe Struktur</b>	<b><math>C_t</math></b>	<b><math>x</math></b>
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

- Menentukan batas periode struktur

$$T_a \leq T \leq C_u T_a \quad (3.10)$$

Keterangan :

$T_a$  = periode fundamental perkiraan

$C_u$  = koefisien untuk batas atas periode hasil perhitungan  
(Tabel 3.10)

Tabel 3. 10 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung

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

- Menghitung koefisien respon seismik

$$C_s = \frac{S_{Ds}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3. 11)$$

Keterangan :

$S_{Ds}$  adalah percepatan spektrum respon desain dalam periode pendek

R adalah faktor modifikasi respon dalam tabel 3.8

$I_e$  adalah faktor keutamaan hunian sesuai tabel 3.2

- Menghitung gaya dasar seismik

$$V = C_s W \quad (3. 12)$$

Dimana:

$C_s$  adalah koefisien respons seismik

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

### 3.3.5.5 Kombinasi pembebanan

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

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

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

keterangan :

- D = beban mati  
 L = beban hidup  
 L<sub>r</sub> = beban hidup atap  
 S = beban salju  
 R = beban hujan  
 W = beban angin  
 E = beban gempa

### 3.3.5.6 Beban tanah

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

Besarnya tegangan tanah horizontal secara umum adalah sebagai berikut:

- Tegangan tanah horizontal aktif:

$$\sigma' = \gamma' h K_a - 2c' \sqrt{K_a} \quad (3.13)$$

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (3.14)$$

- Tegangan tanah horizontal pasif:

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

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

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

### 3.3.6 Kontrol perencanaan struktur sekunder

#### 1. Perencanaan tangga

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

$$\phi Mn \geq Mu \quad (3.17)$$

$$\phi Vn \geq Vu \quad (3.18)$$

Dimana:

Mn = Momen nominal balok

Mu = Momen ultimate yang terjadi

#### 2. Perencanaan pelat lantai

Direncanakan menggunakan pelat bondek sehingga pelat lantai di desain menjadi pelat satu arah.

#### 3. Perencanaan balok *lift*

Direncanakan dan dikontrol sesuai dengan persamaan 3.17 dan 3.18.

#### 4. Perencanaan balok anak

Direncanakan dan dikontrol sesuai dengan persamaan 3.17 dan 3.18

### 3.3.7 Permodelan struktur

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

### 3.3.8 Kontrol perencanaan struktur primer

#### 3.3.8.1 Kontrol desain

##### 1. Kontrol partisipasi massa

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

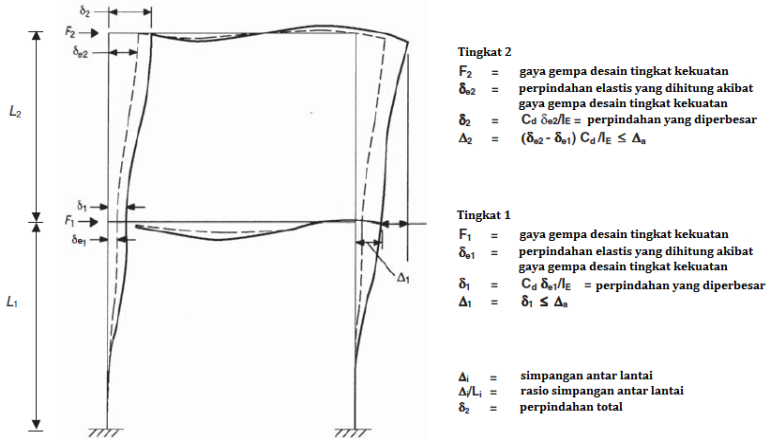
##### 2. Kontrol nilai akhir respon spektrum

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

##### 3. Kontrol Simpangan Antar Tingkat

Simpangan antar tingkat rencana harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Besarnya defleksi pada tingkat  $x$ ,  $\delta_x$ , dapat dihitung dengan Persamaan (3-23) (SNI 1726:2012 pasal 7.8.6). Sementara untuk perhitungan simpangan antar lantai ditunjukkan pada Gambar 3.5. Nilai simpangan antar lantai ini tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin,  $h_{sx}$ , pada Tabel 3.11.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (3.19)$$



Gambar 3. 5 Penentuan simpangan antar lantai

Tabel 3. 11 Simpangan antar lantai ijin

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

### 3.3.8.2 Kontrol Perhitungan Elemen Struktur Primer

#### 1. Link

*Link* adalah bagian dari balok yang direncanakan untuk mendisipasi energi pada saat terjadi gempa kuat. *Link* harus memenuhi perbandingan lebar terhadap tebal sesuai dengan SNI

03-1729-2002 Tabel 15.7-1. Tegangan leleh bahan baja yang digunakan pada *link* tidak boleh melebihi 350 MPa. Pelat badan dari *link* harus berupa pelat tunggal tanpa pelat pengganda dan tanpa penetrasi. Kecuali diatur pada SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.2.6, kuat geser rencana *link*,  $\phi V_n$ , harus lebih besar daripada kuat geser perlu  $V_u$ , dengan:

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

$V_p$  =  $0,6 f_y (d-2 \cdot t_f) t_w$

$\phi$  = 0,9

$e$  = Panjang *link*

Sudut Rotasi *link* adalah sudut inelastis antara *link* dan bagian balok di luar *link* pada saat simpangan antar lantai sama dengan simpangan antar lantai rencana,  $\Delta$ . Sudut Rotasi *link* tidak boleh melebihi harga-harga berikut:

- 0,08 radian untuk  $e \leq 1,6 M_p / V_{p\_p}$
- 0,02 radian untuk  $e \leq 2,6 M_p / V_p$
- Nilai Sudut Rotasi *link* ditentukan dengan interpolasi linier untuk nilai  $e$  yang berada di antara keduanya.

Dalam Tugas akhir ini, dilakukan studi perilaku antara 3 jenis *link*. Jenis *Link* Terdiri dari *Short Link*, *Intermediate Link*, dan *Long Link*. *Short link* juga disebut sebagai *shear link* dikarenakan gaya geser yang mendominasi pelelehan pada balok *link* dengan nilai  $\rho \leq 1.6$ . Pada *intermediate link*, pelelehan yang terjadi pada balok *link* disebabkan dari kombinasi gaya geser dan lentur sehingga disebut juga sebagai *flexural-shear link* dengan nilai  $\rho$  adalah sebesar  $1.6 < \rho \leq 2.6$ . *Long link* juga disebut sebagai *flexural link* dikarenakan pelelehan yang terjadi pada balok *link* didominasi oleh lentur dengan nilai  $\rho > 2.6$ . Studi perilaku tugas akhir ini hanya membahas tentang perbandingan defleksi dan *drift* antar jenis *link*.

## 2. Batang bresing dan balok di luar *link*

Kuat kombinasi-aksial-dan-lentur perlu batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang

ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar  $1,25.R_y.V_n$ , dengan  $V_n$  ditentukan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.2. Kuat rencana batang bresing, seperti ditentukan pada Butir 11, harus lebih besar daripada kuat perlu yang disebutkan di atas.

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

- 1) Kuat perlu balok yang terletak di luar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar  $R_y V_n$ , dengan  $V_n$  ditentukan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.2. Kuat rencana balok di luar *link* ini dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan Butir 8 dan mengalikannya dengan faktor  $R_y$ ;
- 2) Bila diperlukan, balok di luar *link* harus direncanakan menggunakan pengekang lateral untuk menjaga kestabilan balok. Pengekang lateral harus direncanakan pada kedua pelat sayap balok (atas dan bawah), dan masing-masing pengekang lateral harus mempunyai kuat perlu sebesar paling sedikit 2% dari kuat nominal pelat sayap balok sebesar  $f_y b t_f$ .

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

### 3. Balok induk

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



$$Mu \leq \phi Mn \quad (3.20)$$

Dimana :

Mn = Momen nominal balok

Mu = Momen ultimate yang terjadi

$\phi$  = faktor tahanan = 0,9 (DFBK)

### 1) Kontrol penampang

Untuk Sayap (*flange*) :

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

$$\lambda = \frac{b}{2tf} \leq \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.21)$$

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

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.22)$$

Untuk Badan (*web*) :

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

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \leq \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.23)$$

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

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.24)$$

Dimana :

bf = Lebar sayap

tf = Tebal sayap

h = Tinggi profil

- tw = Tebal pelat badan  
 fy = Kuat leleh profil baja  
 fr = Tegangan tekan residual pada plat sayap

## 2) Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal

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

- a. Penampang kompak

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \quad (3.25)$$

Penampang non kompak

$$M_n = M_p - (M_p - 0,7F_y \cdot S_x) \left( \frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad (3.26)$$

- b. Penampang langsing

$$M_n = \frac{0,9Ek_c - S_x}{\lambda^2} \quad (3.27)$$

## 3) Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lateral

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

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

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.28)$$

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

$$M_n = C_b \cdot \left[ M_p - 0,7F_y S_x \cdot \left( \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.29)$$

c. Bentang panjang :  $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (3.30)$$

#### 4) Kekuatan lentur balok komposit dengan penghubung geser

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

a. Kuat Lentur Positif

Sesuai SNI 1729-2015 pasal I2-a , kekuatan lentur positif desain,  $\phi M_n$  dan kekuatan lentur positif diizinkan  $M_n / \Omega$  , harus ditentukan untuk keadaan batas leleh sebagai berikut:

$$\phi b = 0,9$$

$$\text{Untuk } \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.31)$$

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

$$\text{Untuk } \frac{h}{t_w} \geq 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.32)$$

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

b. Kuat Lentur Negatif

Sesuai dengan SNI 1729-2015 pasal I2-b, Kekuatan lentur negative harus ditentukan untuk penampang baja sendiri menurut persyaratan Bab F, atau ditentukan dari distribusi tegangan plastis

pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh (momen plastis) dimana  $\phi_b = 0,9$ .

### 5) Kekuatan struktur selama pelaksanaan

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

### 6) Kuat geser rencana

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

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.33)$$

Keterangan :

$\phi$  = Faktor tahanan = 0,90

$V_n$  = Tahanan geser nominal plat badan

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

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v \quad (3.34)$$

Dengan ketentuan nilai  $C_v$  diambil sebagai berikut :

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

Maka,  $C_v = 1.0$

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

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v E / f_y}}{h / t_w} \quad (3.35)$$

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

$$C_v = \frac{1.51 k_v E}{\left( \frac{h}{t_w} \right)^2 f_y} \quad (3.36)$$

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

$$\frac{h}{t_w} < 260 \quad (3.37)$$

Maka nilai  $k_v = 5.0$

Keterangan :

$A_w$  = Luas dari badan, tinggi keseluruhan dikalikan ketebalan badan

$h$  = Jarak bersih antara sayap dikurangi jari-jari sudut

$t_w$  = Ketebalan badan

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

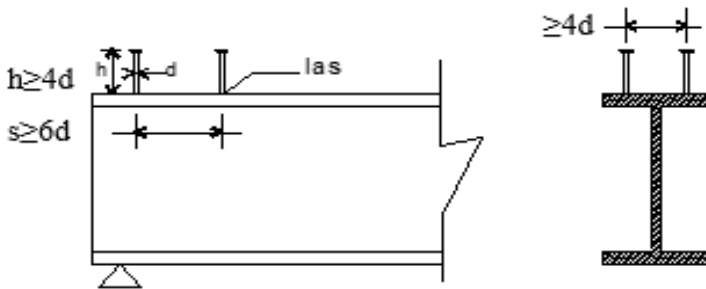
- Distribusi tegangan plastis pada daerah momen positif balok
  - Tegangan tekan pada beton =  $0,85 f_c'$  → merata
  - Tegangan pada baja =  $f_y$  → tarik atau tekan : merata
- Distribusi tegangan plastis pada daerah momen negatif balok
  - Tegangan tarik pada beton = 0
  - Tegangan tarik pada tulangan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

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

### 7) *Shear connector*

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

$$Q_n = 0,5 A_{sc} (\sqrt{f_c'} \cdot E_c) r_s \leq A_{sc} \cdot f_u \quad (3.38)$$



Gambar 3. 6 Potongan Balok Dengan Penghung Geser Stud

Dimana:

$r_s = 1,00$  untuk pelat beton biasa

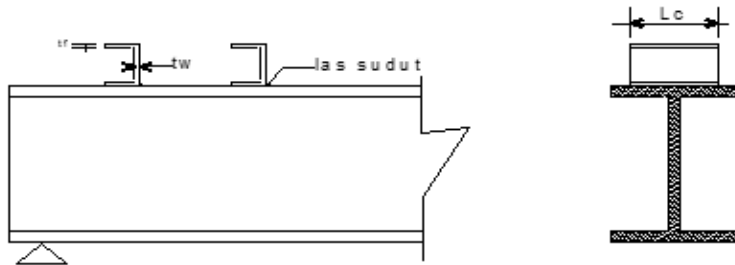
$r_s \leq 1,00$  untuk dek baja gelombang

$A_{sc} =$  luas penampang *Shear-Connector*  $(\frac{\pi}{4} \cdot d^2)$

$E_c =$  Modulus elastisitas beton

b. Kekuatan *Shear-Connector* baja kanal

$$Q_n = 0,3 (t_f + 0,5 t_w) L_c \sqrt{f_c'} \cdot E_c \quad (3.39)$$



Gambar 3. 7 Potongan Balok Dengan Penghubung Geser Baja Kanal

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

$$n = \frac{V_h}{Q_n} \quad (3.40)$$

Dimana:

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

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

- Pada daerah momen positif  
Gaya geser horizontal total pada daerah  $M = 0$  dan  $M(+)$  maximum adalah nilai terkecil dari:
  - 1)  $0,85 f_c' \cdot A_c \rightarrow$  beton
  - 2)  $A_s \cdot f_y \rightarrow$  profil baja
  - 3)  $\Sigma Q_n \rightarrow$  *shear connector*
- Pada daerah momen negatif  
Gaya geser horizontal total pada daerah  $M = 0$  dan  $M(-)$  maximum adalah nilai terkecil dari:
  - 1)  $A_r \cdot f_{yr}$
  - 2)  $\Sigma Q_n$

Dimana:

$A_r$  = tulangan tarik pada pelat beton

$f_{yr}$  = tegangan leleh tulangan.

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

#### 4. Kolom

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

- Kriteria Untuk Kolom Komposit Bagi Struktur Tekan

- Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 4\% \quad (3.41)$$

- Kontrol tebal minimum penampang baja berongga yang diisi beton

$$t \geq b \times \sqrt{\frac{f_y}{3e}} \quad (3.42)$$

- Kuat Nominal Tekan Kolom Komposit CFT

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

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (3.43)$$

$$\lambda p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.44)$$

$$\lambda r = 3 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (tak kompak)} \quad (3.45)$$

$$\lambda r = 5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (maksimum yang diijinkan)} \quad (3.46)$$

Untuk komponen struktur komposit yang terisi



- Untuk Penampang Kompak

$$P_{no} = Pp \quad (3.47)$$

Dengan

$$Pp = fyAs + C2f'c(Ac + Asr \frac{Es}{Ec}) \quad (3.48)$$

- Untuk Penampang Non Kompak

$$P_{no} = Pp - \frac{Pp - Py}{(\lambda r - \lambda p)^2} (\lambda - \lambda p)^2 \quad (3.49)$$

Dengan

$$Py = fyAs + 0,7f'c(Ac + Asr \frac{Es}{Ec}) \quad (3.50)$$

- Untuk Penampang Langsing

$$P_{no} = fcrAs + 0,7f'c(Ac + Ar \frac{Es}{Ec}) \quad (3.51)$$

Penampang Terisi Beton

$$fcr = \frac{9Es}{(\frac{b}{t})^2} \quad (3.52)$$

- Amplifikasi Momen

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

$$M_r = B_1 M_{ni} + B_2 M_i \quad (3.53)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t \quad (3.54)$$

Keterangan :

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

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

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

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

- $M_r$  = Momen lentur orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK  
 $P_{lt}$  = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK  
 $P_{nt}$  = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK  
 $P_r$  = Kekuatan aksial orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

- Pengali B1 untuk efek  $P-\delta$

$$B1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1 \quad (3.55)$$

Dengan,

$\alpha$  = 1 (DFBK)

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

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M1}{M2} \right) \quad (3.56)$$

Dengan M1 dan M2 dihitung dari analisis orde pertama, adalah momen terkecil dan terbesar pada ujung-ujung bagian komponen.  $P_{e1}$  = Kekuatan tekuk kritis elastis komponen struktur dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi tanpa translasi pada ujung-ujung komponen struktur.

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad (3.57)$$

Keterangan :

- $EI$  = kekakuan lentur yang diperlukan yang harus digunakan dalam analisis ( $0,8\tau cEI$ ) bila digunakan dalam metode analisis langsung dengan  $\tau c$  adalah seperti ditetapkan pada bab C SNI 03-1729-2015 untuk panjang efektif dan metode analisis orde pertama  
 $E$  = Modulus elastisitas baja = 200000 Mpa  
 $I$  = Momen inersia bidang lentur,  $\text{mm}^4$   
 $L$  = Panjang komponen struktur, mm

K1 = Faktor panjang efektif dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi translasi lateral pada ujung-ujung komponen struktur.

- Pengali B2 untuk efek P- $\delta$

$$B2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha P_{Story}}{P_{e Story}}\right)} \quad (3.58)$$

Dengan,

$\alpha$  = 1 (DFBK)

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

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

$$P_{e story} = RM \frac{HL}{\Delta H} \quad (3.59)$$

Dengan,

$$Rm = 1 - 0,15 \left( \frac{P_{mf}}{P_{storv}} \right) \quad (3.60)$$

Dimana:

L = Tinggi tingkat, mm

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

$\Delta H$  = Simpangan tingkat dalam orde pertama

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

- Momen Nominal

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

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.61)$$

Dimana :

$M_n$  = Momen nominal balok

$M_u$  = Momen ultimate yang terjadi

$\phi$  = faktor tahanan = 0,9

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

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (3.62)$$

$$\lambda_p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.63)$$

$$\lambda_r = 1,40 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.64)$$

Untuk Komponen Struktur Berpenampang kotak/persegi

- Untuk Penampang Kompak

$$M_n = M_p = f_y Z \quad (3.65)$$

- Untuk Penampang Nonkompak

$$M_n = M_p - (M_p - f_y S) \left[ 3,57 \frac{b}{tf} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4 \right] \leq M_u \quad (3.66)$$

- Untuk Penampang Langsing

$$M_n = f_y S_e \quad (3.67)$$

Dimana,

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

$$be = 1.92. tf \sqrt{\frac{E}{fy}} \left(1 - \frac{0,38}{\frac{b}{tf}} \sqrt{\frac{E}{fy}}\right) \leq b \quad (3. 68)$$

- Kontrol Kombinasi Aksial dan Lentur

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

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

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left( \frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1 \quad (3. 69)$$

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

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left( \frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1 \quad (3. 70)$$

Dimana :

$P_r$  = Kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, N

$M_r$  = Kekuatan momen perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, Nmm

$\phi_c$  = faktor ketahanan untuk tekan = 0.90

$\phi_b$  = faktor ketahanan untuk lentur = 0.90

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

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

### 3.3.9 Perencanaan sambungan

#### 3.3.9.1 Sambungan baut

Perencanaan sambungan baut pada tugas akhir ini mengacu pada SNI 1729:2015 pasal J.3 secara lengkap.

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

$$Ru \leq \phi Rn \quad (3. 71)$$

$$Rn = FnAb \quad (3. 72)$$

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

- Kombinasi Gaya Tarik dan Geser dalam Sambungan Tipe Tumpuan

$$R_n = F'_{nt} A_b \quad (3.73)$$

$$F'_{nt} = 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt} \quad (3.74)$$

Dimana:

$F_{nt}$  = Tegangan tarik nominal dari Tabel J3.2

$F_{nv}$  = Tegangan geser dari tabel J3.2

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

- Baut Kekuatan Tinggi dalam Sambungan Kritis Slip

$$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s \quad (3.75)$$

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

Dimana:

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

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

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

$h_f$  = faktor pengisi, ditentukan sebagai berikut:

- Bila tidak ada pengisi atau dimana baut telah ditambahkan untuk mendistribusikan beban pada pengisi,  $h_f = 1$
- Bila baut-baut tidak ditambahkan untuk mendistribusikan beban pada pengisi:

- Untuk satu pengisi antara bagian-bagian tersambung,  $h_f = 1$
  - Untuk dua atau lebih pengisi antara bagian-bagian tersambung,  $h_f = 0,85$
- $N_s$  = Jumlah bidang slip yang diperlukan untuk mengizinkan sambungan dengan slip.

- Untuk Pelelehan Geser dari Elemen

$$R_n = 0,60F_y A_{gv} ; \phi = 1 \quad (3.76)$$

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

- Untuk Keruntuhan Geser dari Elemen

$$R_n = 0,60F_u A_{nv} ; \phi = 0,75 \quad (3.77)$$

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

- Kekuatan Geser Blok

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

$$R_n = 0,60F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0,60F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (3.78)$$

Dimana:

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

### 3.3.9.2 Sambungan las

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

- Untuk Logam dasar

$$R_n = F_{nBW} A_{BM} \quad (3.79)$$

- Untuk Logam las

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad (3.80)$$

Dimana:

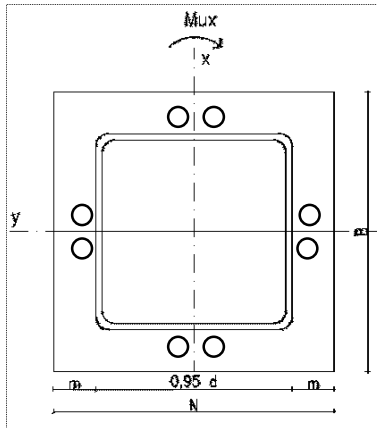
$F_{nBM}$  = tegangan nominal dari logam dasar, ksi (MPa)

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

$A_{BM}$  = luas penampang logam dasar, in<sup>2</sup>. (mm<sup>2</sup>)

$A_{we}$  = luas efektif las, in<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

### 3.3.9.3 Base plate



Gambar 3. 8 Base plate

$$e = \frac{Mux}{Pu} \quad (3. 81)$$

Akibat beban Pu

$$fpa = \frac{Pu}{B N} \quad (3. 82)$$

Akibat beban Mux

$$fpb = \frac{6 Mux}{B N^2} \quad (3. 83)$$

Tekanan Maksimal

$$fp(\max) = fpa + fpb \quad (3. 84)$$

Menentukan Mupl

$$m = \frac{(N - 0,95 D)}{2} \quad (3. 85)$$



$$M_{upl} = \left( f_p(\max) - 2 f_{pb} \frac{m}{N} \right) x \left( \frac{m^2}{2} \right) + \left( 2 f_{pb} \frac{m}{N} \right) \left( \frac{m^2}{3} \right) \quad (3. 86)$$

Menentukan tebal *base plate*

$$t = \sqrt{\frac{4M_{upl}}{\phi f_y}} \quad (3. 87)$$

### 3.3.10 Perencanaan pondasi

#### 3.3.10.1 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:

$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3. 88)$$

$$Q_l = Q_p + Q_s \quad (3. 89)$$

$$Q_p = C_n + A_{ujung} \quad (3. 90)$$

$$Q_s = \sum C_{li} \times A_{si} \quad (3. 91)$$

Dimana:

SF = *Safety factor* = 3

C<sub>n</sub> = 40 $\bar{N}$

C<sub>li</sub> = f<sub>si</sub> = N/2 ton/m<sup>2</sup> untuk tanah lempung/lanau; N/5 ton/m<sup>2</sup> Untuk tanah pasir

A<sub>si</sub> = Luas selimut tiang pada segmen i = o<sub>i</sub> x h<sub>i</sub>

#### 3.3.10.2 Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok

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

$$Pv = \frac{v}{n} \pm \frac{My \times Xi}{\sum_{i=1}^n (Xi)^2} \pm \frac{Mx \times Yi}{\sum_{i=1}^n (Yi)^2} \quad (3.92)$$

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

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

$$Ce = \frac{1 - \arctan(\emptyset S)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (3.93)$$

Dimana:

$\emptyset$  = Diameter tiang pancang

S = Jarak as ke as antar tiang dalam grup

m = Jumlah baris tiang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang dalam grup

$$Ql(\text{group}) = Ql(1 \text{ tiang}) \times n \times Ce \quad (3.94)$$

### 3.3.10.3 Perencanaan tebal poer

Untuk merencanakan tebal poer harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari:

$$Vc = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (3.95)$$

$$Vc = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (3.96)$$

$$Vc = 0,33 \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (3.97)$$

Dimana:

$\beta$  = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom, beban terpusat atau daerah reaksi

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

$\alpha_s$  = 30, untuk kolom tepi

40, untuk kolom interior

20, Untuk kolom sudut

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

$$\emptyset V_c > V \quad (3.98)$$

Dimana:

$$\emptyset = 0.75$$

$V_c$  = Kuat geser ponds beton

$V_u$  = Gaya geser akibat beton

### 3.3.10.4 Perencanaan penulangan lentur

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad (3.99)$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} \quad (3.100)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right) \quad (3.101)$$

$$As = \rho b d \quad (3.102)$$

### 3.3.11 Penggambaran Teknik

Hasil analisa struktur divisualisasikan dalam gambar teknik. Penggambaran hasil perencanaan akan menggunakan program bantu.

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## **BAB IV**

### **HASIL DAN PEMBAHASAN**

#### **4.1 Data Perencanaan**

Data perencanaan Rumah Susun Peggilingan Jakarta yang digunakan dalam pengerjaan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Lokasi Gedung : Kota Jakarta
2. Tipe Gedung : Apartemen
3. Fungsi Gedung : Rumah Susun
4. Tinggi Gedung : 52 meter
5. Jumlah Lantai : 15 Lantai
6. Material Struktur : Komposit Baja Beton
7. Mutu Beton Pelat :  $f'c$  30 MPa
8. Mutu Beton Balok :  $f'c$  30 MPa
9. Mutu Beton Kolom :  $f'c$  40 MPa
10. Mutu Baja : BJ 41

#### **4.1.1 Pembebanan**

##### **1. Beban Gravitasi**

- Beban Mati (PPIUG 1989)
  - Berat Jenis Beton : 2400 kg/m<sup>3</sup>
  - Berat Aspal (t= 1 cm) : 14 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat Spesi (t= 1cm) : 21 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat Tegel : 24 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat Plafond : 11 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat Penggantung Plafond : 7 kg/m<sup>2</sup>
  - Ducting + Plumbing : 30 kg/m<sup>2</sup>
- Beban Hidup (SNI 1727-2013)
  - Lantai Atap : 97.89 kg/m<sup>2</sup>
  - Lantai Kamar Apartemen : 200 kg/m<sup>2</sup>
  - Pelat Tangga : 488.4 kg/m<sup>2</sup>

## 2. Beban gempa

Beban gempa direncanakan sesuai dengan SNI 1726 - 2012.

### 4.2 Perencanaan Struktur Sekunder

#### 4.2.1 Perencanaan pelat

Perencanaan pelat pada gedung Rumah Susun Penggilingan ini menggunakan bondeks dengan tabel perencanaan praktis yang diambil dari brosur *Super Floor Deck*. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut :

- Bondeks menggunakan tebal = 0,75 mm
- Bondek dengan berat = 10,1 kg/m<sup>2</sup>
- Beton menggunakan mutu  $f'c = 30$  Mpa
- Mutu baja tulangan U-48 ( $f_y = 4800$  kg/cm<sup>2</sup>)

#### 4.2.1.1 Perencanaan pelat atap

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

##### 1. Beban Mati :

- |                              |   |
|------------------------------|---|
| - Berat Aspal t=2cm (2x14)   | = 28 kg/m <sup>2</sup>                          |
| - Berat plafond              | = 11 kg/m <sup>2</sup>                          |
| - Berat penggantung          | = 7 kg/m <sup>2</sup>                           |
| - Berat ducting dan plumbing | = 30 kg/m <sup>2</sup> +                        |
|                              | <u>q<sub>Dtotal</sub> = 90 kg/m<sup>2</sup></u> |

##### 2. Beban Hidup :

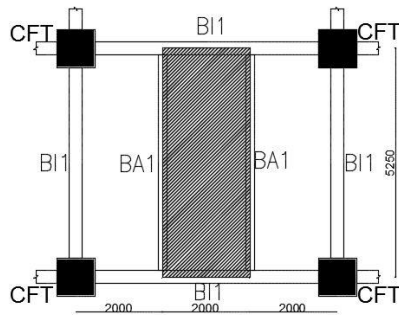
- |               |  |
|---------------|--|
| - Lantai atap | q <sub>Latap</sub> = 97.89 kg/m <sup>2</sup> |
|---------------|--|

##### 3. Beban Berguna :

- |  |
|--|
| - $Q_u = q_D + q_L$  |
| $= 90 + 97.89 = 188 \text{ kg/m}^2 \approx 200 \text{ kg/m}^2$ |

##### 4. Data perencanaan pelat bondek tipe A1 :

- Bentang = 2 m
- Beban berguna = 200 kg/m<sup>2</sup>



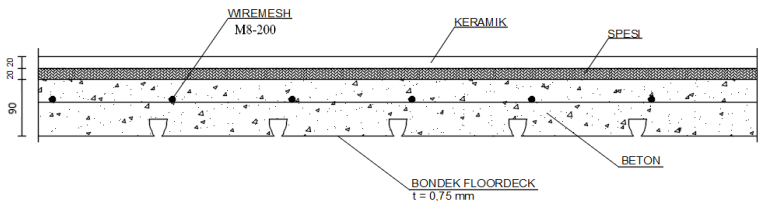
Gambar 4.1 Pelat Atap

5. Merencanakan tulangan negatif :

- Bentang menerus dengan tulangan negatif
- Tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif  $1.07 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Digunakan tulangan M7 ( $A_s = 0.385\text{m}^2$ )

Kebutuhan tulangan negatif pada pelat bondek :

- $n = \frac{1.07}{0.385} = 2.78 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah}$
- Jarak antar tulangan  $s = \frac{1000}{3} = 333.3 \approx 300 \text{ mm}$
- Jadi dipasang tulangan negatif menggunakan wiremesh M8 – 200



Gambar 4.2 Penulangan Pelat Atap

Tabel 4.1 Rekapitulasi Data Penulangan Pelat Atap

Bentang	Beban Berguna	Tebal Plat	Luas Tulangan (cm <sup>2</sup> )	Diameter	n	Jarak (mm)	Wiremesh
2 m	188	9 cm	1.07	0.385	3	333.33	M8-200
1.4 m	188	9 cm	0.59	0.283	3	333.33	M8-200
2.8 m	188	9 cm	2.51	0.503	5	200	M8-200
1.7 m	188	9 cm	0.81	0.385	3	333.33	M8-200

#### 4.2.1.2 Perencanaan pelat lantai

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

##### 1. Beban Mati :

- Berat keramik (1x24) = 24 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat spesi t=2cm (2x21) = 42 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat plafond = 11 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat penggantung = 7 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat ducting dan plumbing = 30 kg/m<sup>2</sup> +
- $$q_{Dtotal} = 114 \text{ kg/m}^2$$

##### 2. Beban Hidup :

- Lantai atap  $q_{LLantai} = 200 \text{ kg/m}^2$

##### 3. Beban Berguna :

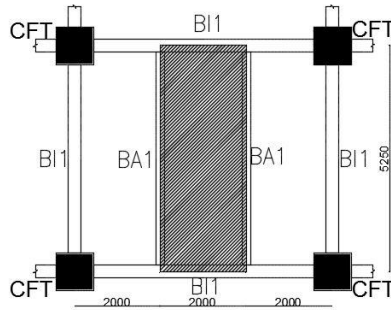
- $Q_u = q_D + q_L$   
 $= 114 + 200 = 314 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{ kg/m}^2$

##### 4. Data perencanaan pelat bondek tipe B1 :

- Bentang = 2 m



- Beban berguna =  $400 \text{ kg/m}^2$



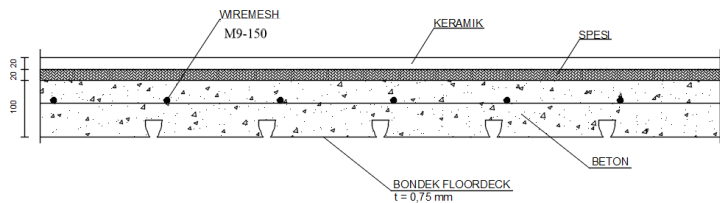
Gambar 4.3 Pelat Lantai

5. Direncanakan :

- Bentang menerus dengan tulangan negatif
- Tebal pelat 10 cm, dan tulangan negatif  $1.55 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Digunakan tulangan M7 ( $A_s = 0.385 \text{ cm}^2$ )

Kebutuhan tulangan negatif pada pelat bondek :

- $n = \frac{1.55}{0.385} = 4.29 \text{ buah} \approx 5 \text{ buah}$
- Jarak antar tulangan  $s = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$
- Jadi dipasang tulangan M9 – 150



Gambar 4.4 Penulangan Pelat Lantai

Tabel 4.2 Rekapitulasi Data Penulangan Pelat Lantai Kamar

Bentang	Beban Berguna	Tebal Plat	Luas Tulangan (cm <sup>2</sup> )	Luas Penampang	n	Jarak (mm)	Wiremesh
2 m	290	10 cm	1.55	0.385	5	200	M9-150
1.4 m	290	10 cm	0.85	0.385	3	333.33	M9-150
2.8 m	290	10 cm	3.25	0.636	6	166.67	M9-150
1.7 m	290	10 cm	1.55	0.385	5	200	M9-150

#### 4.2.2 Perencanaan balok anak

Balok anak memiliki fungsi untuk menerima beban dari pelat lantai lalu meneruskan serta membagi beban yang dipikul ke balok induk. Balok anak direncanakan sebagai struktur sekunder, sehingga didalam perhitungan tidak menerima beban lateral yang diakibatkan oleh beban gempa.

##### 4.2.2.1 Perencanaan balok anak atap

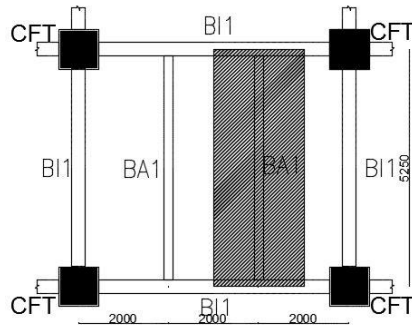
Balok anak atap direncanakan dengan panjang 5,25 m. Balok anak atap yang direncanakan dapat dilihat pada gambar 4.

Direncanakan menggunakan profil WF 200 x 150 x 6 x 9.

$$\begin{array}{lll}
 W = 30,6 \text{ kg/m} & r = 13 \text{ mm} & S_y = 67,6 \text{ cm}^3 \\
 A = 39,01 \text{ cm}^2 & I_x = 2690 \text{ cm}^4 & Z_x = 296 \text{ cm}^3 \\
 d = 194 \text{ mm} & I_y = 507 \text{ cm}^4 & Z_y = 103 \text{ cm}^3 \\
 b_f = 150 \text{ mm} & i_x = 8,3 \text{ cm} & h = d - 2(t_f + r) \\
 t_w = 6 \text{ mm} & i_y = 3,61 \text{ cm} & = 194 - 2(9 + 13) \\
 t_f = 9 \text{ mm} & S_x = 277 \text{ cm}^3 & = 150 \text{ mm}
 \end{array}$$

$$BJ 41 : f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$$



Gambar 4.5 Pembebanan Balok Anak Atap

- Pembebanan pada balok anak lantai atap
  - Beban Mati
    - Berat aspal 2 cm = 28 kg/m<sup>2</sup>
    - Beban pelat bondek = 10,1 kg/m<sup>2</sup>
    - Berat beton (0,09x2400) = 216 kg/m<sup>2</sup>
    - Berat plafon = 11 kg/m<sup>2</sup>
    - Berat penggantung = 7 kg/m<sup>2</sup>
    - Berat ducting dan plumbing = 30 kg/m<sup>2</sup> +
    - $q_D = 316,1 \text{ kg/m}^2$
    - Berat perhitungan pelat lantai = 316,1 kg/m<sup>2</sup> x 2,00 m = 632,2 kg/m
    - Berat profil = 30,6 kg/m
    - Berat Sambungan 10% = 3,06
    - $q_{D \text{ total}} = 665,86 \text{ kg/m}$
  - Beban Hidup (SNI 1727 – 2013)  
 $q_L = 2,00 \text{ m} \times 97,89 \text{ kg/m}^2 = 195,78 \text{ kg/m}$
  - Beban berfaktor  
 $q_U = 1,2D + 1,6L$   
 $= (1,2 \times 665,86) + (1,6 \times 195,78)$   
 $= 1112,3 \text{ kg/m}$

- Gaya dalam pada balok anak lantai atap
  - Momen Ultimate
 
$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 1112,3 \times 5,25^2 = 3833 \text{ kg.m} \end{aligned}$$
  - Gaya geser yang terjadi
 
$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} \times q_u \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 1112,3 \times 5,25 = 2920 \text{ kg} \end{aligned}$$
- Kontrol penampang profil terhadap lentur
  - Kontrol penampang terhadap tekuk lokal
    - Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{150}{2(9)} = 8,3$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \text{Penampang sayap kompak}$$
    - Pelat Badan

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

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \text{Penampang balok kompak}$$
    - Mencari besar momen nominal  
 Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$   

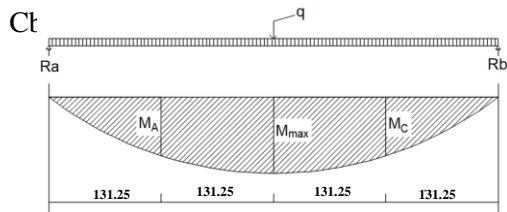
$$\begin{aligned} M_n = M_p &= Z_x \cdot f_y \\ &= 296 \times 2500 = 740000 \text{ kg cm} \\ &= 7400 \text{ kg m} \end{aligned}$$
    - Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{array}{rcl} M_u & \leq & \phi M_n \\ 3833 & \leq & 0,9 \times 7400 \\ 3833 & \leq & 6670 \text{ kg m (OK!)} \end{array}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral  
 Jarak penahan lateral,  $L_b = 525 \text{ cm}$   
 $L_p = 179,7 \text{ cm}$   
 $L_r = 608,28 \text{ cm}$   
 $L_p \leq L_b \leq L_r \rightarrow$  Bentang menengah

Bentang yang direncanakan merupakan bentang menengah sehingga  $M_n$  ditentukan dengan rumus :

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



Gambar 4.6 Diagram Momen Balok Anak Lantai Atap

- Momen di tengah bentang :  
 $M_B = M_{max} = 3833 \text{ kg.m}$
- Momen pada  $\frac{1}{4}$  bentang:  
 $M_A = R_a \cdot L/4 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot (L/4)^2$   
 $= 2920 \times 1,3125 - \frac{1}{2} \cdot 1112,3 \cdot (1,312)^2$   
 $= 2874,5 \text{ kg.m}$   
 $M_A = M_C = 2874,5 \text{ kg.m}$
- $C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3$   
 $= \frac{12,5 \times 3833}{2,5 \times 3833 + 3 \times 2874,5 + 4 \times 3833 + 3 \times 2874,5} \leq 2,3$   
 $= \frac{47912,5}{41999,5} = 1,136$

- Perhitungan momen lentur plastis

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \times 296 \\ &= 740000 \text{ kg.cm} = 7400 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Momen lentur nominal

$$\begin{aligned} M_n &= C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7 \cdot F_y \cdot S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < \\ & \quad M_p \\ &= 1,136 \left[ 740000 - (740000 - \right. \\ & \quad \left. 0,7 \cdot 2500 \cdot 277) \left( \frac{525 - 179,7}{608,28 - 179,7} \right) \right] \\ &= 607242,13 \text{ kg.cm} \\ &= 6072,4213 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} M_u &\leq \phi M_n \\ 3833 &\leq 0,9 \times 6072,42 \\ 3833 &\leq 5465,18 \text{ kg.m (OK!)} \end{aligned}$$

• Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

- Badan tanpa pengaku transversal

$$\lambda = \frac{hw}{tw} = \frac{150}{6} = 25 \rightarrow \frac{hw}{tw} \leq 260$$

$25 \leq 260 \rightarrow$  maka koefisien tekuk geser pelat badan ,  
 $k_v = 5$ .

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

$$\frac{150}{6} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot (2 \times 10^5)}{250}} \rightarrow 25 \leq 69,57$$

maka koefisien geser badan,  $C_v = 1,00$   
 sehingga :

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v \\
 &= 0,6 \times 2500 \times 11,64 \times 1 \\
 &= 17460 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned}
 V_u &\leq \phi V_n \\
 2920 &\leq 0,9 \times 17460 \\
 2920 &\leq 15714 \text{ kg (OK)}
 \end{aligned}$$

• **Kontrol Lentutan**

$$L = 525 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{525}{360} = 2.19 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L)L^4}{E I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{8,62 \times 525^4}{2000000 \times 2690}$$

$$f = 1,584 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin} \quad 1,584 \leq 2.19 \text{ (OK!)}$$

Tabel 4.3 Rekapitulasi Profil Balok Anak Atap

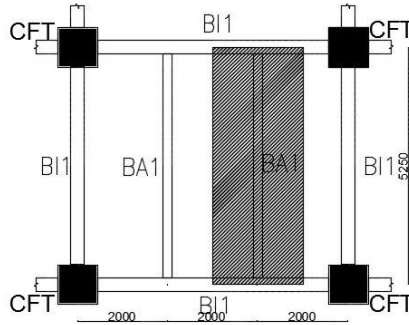
Type	Bentang (m)	Profil
BA1	5.25	WF 200 x150 x 6 x 9
BA2	2.8	WF 200 x100 x4.5 x 7

#### 4.2.2.2 Perencanaan balok anak lantai

Balok anak lantai direncanakan dengan panjang 8,3 m. Balok lantai atap yang direncanakan dapat dilihat pada gambar 4.10. Menggunakan profil WF 250 x 175 x 7 x 11

$$\begin{array}{lll}
 W = 44.1 \text{ kg/m} & r = 16 \text{ mm} & S_y = 113 \text{ cm}^3 \\
 A = 56,24 \text{ cm}^2 & I_x = 6120 \text{ cm}^4 & Z_x = 535 \text{ cm}^3 \\
 d = 244 \text{ mm} & I_y = 984 \text{ cm}^4 & Z_y = 171 \text{ cm}^3 \\
 b_f = 175 \text{ mm} & i_x = 10,4 \text{ cm} & h = d - 2(t_f + r) \\
 t_w = 7 \text{ mm} & i_y = 4,18 \text{ cm} & = 244 - 2(11 + 16) \\
 t_f = 11 \text{ mm} & S_x = 502 \text{ cm}^3 & = 190 \text{ mm}
 \end{array}$$

BJ 41 :  $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$



Gambar 4.7 Pembebanan Balok Anak Lantai Kamar

- Pembebanan pada balok anak lantai kamar
  - Beban Mati
    - Berat keramik = 24  $\text{kg/m}^2$
    - Berat spesi 2 cm = 42  $\text{kg/m}^2$
    - Beban pelat bondek = 10,1  $\text{kg/m}^2$
    - Berat beton (0,1x2400) = 240  $\text{kg/m}^2$
    - Berat plafon = 11  $\text{kg/m}^2$
    - Berat penggantung = 7  $\text{kg/m}^2$
    - Berat ducting dan plumbing = 30  $\text{kg/m}^2$  +
    - $q_D = 364,1 \text{ kg/m}^2$
    - Berat perhitungan pelat lantai  
 =  $364,1 \text{ kg/m}^2 \times 2,00 \text{ m} = 728,2 \text{ kg/m}$
    - Berat profil = 44,1  $\text{kg/m}$
    - Berat sambungan 10% = 4,41  $\text{kg/m}$
    - $q_{D \text{ total}} = 776,71 \text{ kg/m}$
  - Beban Hidup (SNI 1727 – 2013)  
 $q_L = 2,00 \text{ m} \times 200 \text{ kg/m}^2 = 400 \text{ kg/m}$



- Beban berfaktor

$$q_u = 1,2D + 1,6L$$

$$= (1,2 \times 776,71) + (1,6 \times 400)$$

$$= 1572,1 \text{ kg/m}$$
- Gaya dalam pada balok anak lantai kamar
  - Momen Ultimate
 
$$M_u = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 1572,1 \times 5,25^2 = 5417 \text{ kg.m}$$
  - Gaya geser yang terjadi
 
$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times L$$

$$= \frac{1}{2} \times 1572,1 \times 5,25 = 4127 \text{ kg}$$
- Kontrol penampang profil terhadap lentur
  - Kontrol penampang terhadap tekuk lokal
    - Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{175}{2(11)} = 7,95$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \text{Penampang sayap kompak}$$
    - Pelat Badan

$$\lambda = \frac{hw}{tw} = \frac{190}{7} = 34,67$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow \text{Penampang balok kompak}$$
    - Mencari besar momen nominal  
 Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$   

$$M_n = M_p = Z_x \cdot fy$$

$$= 535 \times 2500 = 1337500 \text{ kg.cm}$$

$$= 13375 \text{ kg.m}$$

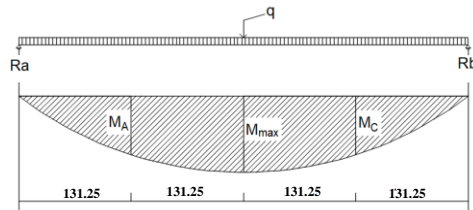
- Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} M_u &\leq \phi M_n \\ 5417 &\leq 0,9 \times 13375 \\ 5417 &\leq 12037,5 \text{ kg.m (OK!)} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral  
 Jarak penahan lateral,  $L_b = 525 \text{ cm}$   
 $L_p = 208,08 \text{ cm}$   
 $L_r = 689,2 \text{ cm}$   
 $L_p \leq L_b \leq L_r \rightarrow$  Bentang menengah  
 Bentang yang direncanakan merupakan bentang menengah sehingga  $M_n$  ditentukan dengan rumus :

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

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



Gambar 4.8 Diagram Momen Balok Anak Lantai Kamar

$$M_B = M_{max} = 5417 \text{ kg.m}$$

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

$$\begin{aligned} M_A &= R_a \cdot L/4 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot (L/4)^2 \\ &= 4127 \times 1,3125 - \frac{1}{2} \cdot 1572,1 \cdot (1,312)^2 \\ &= 4062,6 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$M_A = M_C = 4062,6 \text{ kg.m}$$

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

$$= \frac{12,5x5417}{2,5x5417 + 3x4127 + 4x5417 + 3x4127} \leq 2,3$$

$$= \frac{467712,5}{59972,5} = 1,136$$

- Perhitungan momen lentur plastis

$$M_p = f_y \cdot Z_x$$

$$= 2500 \times 535$$

$$= 1337500 \text{ kg.cm} = 13375 \text{ kg.m}$$

- Momen lentur nominal

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

$$= 1,136 \left[ 1337500 - (1337500 - \right.$$

$$\left. 0,7 \cdot 2500 \cdot 503) \left( \frac{525 - 208}{689,2 - 208} \right) \right]$$

$$= 1176318,6 \text{ kg.cm}$$

$$= 11763,186 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$5417 \leq 0,9 \times 11763,186$$

$$5417 \leq 10586,9 \text{ kg.m (OK!)}$$

• Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

- Badan tanpa pengaku transversal

$$\lambda = \frac{hw}{tw} = \frac{190}{7} = 27,14 \rightarrow \frac{hw}{tw} \leq 260$$

$27,14 \leq 260 \rightarrow$  maka koefisien tekuk geser pelat badan,  $k_v = 5$ .

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

$$\frac{190}{7} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot (2 \times 10^5)}{250}} \rightarrow 27,14 \leq 69,57$$

maka koefisien geser badan,  $C_v = 1,00$   
sehingga :

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 17,08 \times 1 \\ &= 25620 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi V_n \\ 4127 &\leq 0,9 \times 25620 \\ 4127 &\leq 23058 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

• Kontrol Lentutan

$$\begin{aligned} L &= 525 \text{ cm} \\ f_{ijin} &= \frac{L}{360} = \frac{525}{360} = 2.19 \text{ cm} \\ f &= \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L)L^4}{E I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{11,77 \times 525^4}{2000000 \times 6120} \\ f &= 0,95 \text{ cm} \\ f &\leq f_{ijin} \quad 0.95 \leq 2.19 \text{ (OK!)} \end{aligned}$$

Tabel 4.4 Rekapitulasi Profil Balok Anak Lantai Kamar

Tipe	Bentang (m)	Profil
BA3	5.25	WF 250 x175 x 7 x 11
BA4	2.8	WF 200 x100 x5.5 x 8

### 4.2.3 Perencanaan Balok Lift

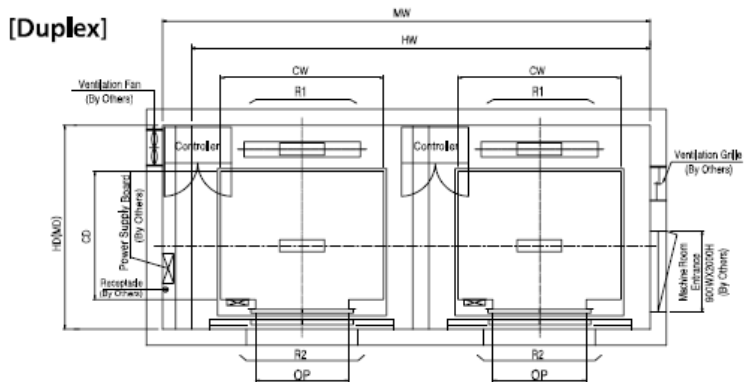
Balok *lift* yang direncanakan merupakan balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin *lift* dan beban yang terjadi pada *lift* yang terdiri dari balok penggantung dan balok penumpu *lift*.

#### 4.2.3.1 Spesifikasi lift

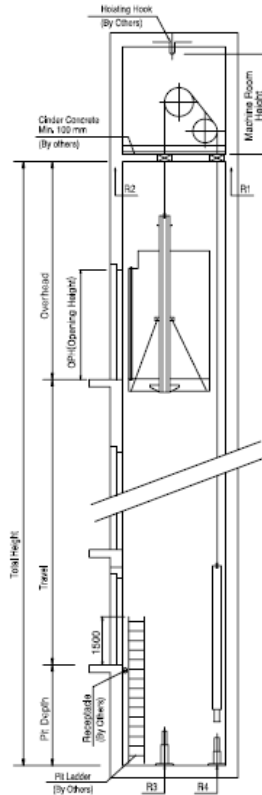
Perencanaan *Lift* dalam tugas akhir ini menggunakan brosur *lift* dari "SIGMA ELEVATOR" dengan data-data sebagai berikut :

- Tipe lift : *Passenger Elevators*
- Merek : SIGMA

- Kapasitas : 10 Orang / 680 kg
- Lebar pintu (*opening width*) : 800 mm
- Dimensi ruang luncur  
(*hoistway inside*) 2 Car : 4850 x 2400 mm<sup>2</sup>
- Dimensi sangkar (*Car size*) : 2150 x 1600 mm<sup>2</sup>
- Dimensi ruang mesin : 4850 x 2400 mm<sup>2</sup>
- Beban reaksi ruang mesin :  
 $R_1 = 4200 \text{ kg}$   
 $R_2 = 2850 \text{ kg}$



Gambar 4.9 Denah *Lift*



Gambar 4.10 Potongan Melintang *Lift*

#### 4.2.3.2 Perencanaan balok penumpu lift

Balok penumpu penggantung lift direncanakan menggunakan profil WF 300 x 200 x 8 x 12, dengan data-data sebagai berikut:

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

$$d = 294 \text{ mm} \quad I_y = 1600 \text{ cm}^4 \quad = 2160 \text{ mm}^2$$

- Pembebanan balok penumpu lift

Beban mati

$$\begin{aligned} \text{Beban profil balok penumpu lift} &= 56,8 \text{ kg/m} \\ \text{Berat sambungan (10\%)} &= 5,68 \text{ kg/m} \\ q_D &= 62,48 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban hidup

$$\text{Beban hidup maintenance} \quad q_L = 100 \text{ kg/m}$$

Beban merata ultimate

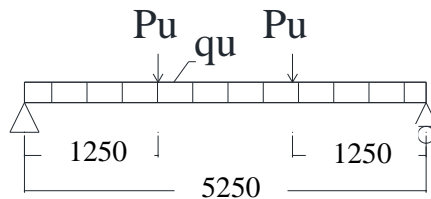
$$\begin{aligned} q_U &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\ &= 1,2 \cdot 62,48 + 1,6 \cdot 100 \\ &= 234,98 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban terpusat lift

Pada pasal 4.1 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.

$$P_{U1} = R_1 \cdot (1 + 100\%) = 4200 (1+1) = 8400 \text{ kg}$$

$$P_{U2} = R_2 \cdot (1 + 100\%) = 2850 (1+1) = 5700 \text{ kg}$$



Gambar 4. 11 Pembebanan Balok Penumpu *Lift*

- Gaya dalam pada balok penumpu

- Reaksi perletakan

$$R_a = R_b = \frac{2P_u + q_U \cdot L}{2} = \frac{2 \cdot 8400 + 100 \cdot 76,5 \cdot 25}{2}$$

$$= \frac{18033,6}{2} = 9016,8 \text{ kg}$$

- Momen yang terjadi

$$\begin{aligned} Mu &= \left( Ra \cdot \frac{L}{2} \right) - P \cdot 1,25 - qu \cdot \frac{L^2}{2} \\ &= \left( 9016,8 \cdot \frac{5,25}{2} \right) - 8400 \cdot 1,375 - \frac{1}{2} 234,98 \cdot \left( \frac{5,25}{2} \right)^2 \\ &= 11309,5 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Gaya geser yang terjadi

$$\begin{aligned} Vu &= \frac{1}{2} \times qu \times L + P \\ &= \frac{1}{2} \times 234,98 \times 5,25 + 8400 \\ &= 9016,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

- Pelat sayap

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

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

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

- Pelat badan

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

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

$$\lambda < \lambda_p \longrightarrow \text{Penampang badan kompak,}$$

sehingga  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 823 \cdot 2500 = 2057500 \text{ kg cm}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$11309,5 \leq 0,9 \times 20575$$

$$11309,5 \leq 18517,5 \text{ kg m (OK!)}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = 2,75 \text{ cm}$$

$$L_p = 234,466$$

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



$L_p \leq L_b \leq L_r$   $\longrightarrow$  Bentang menengah  
 Bentang yang direncanakan merupakan bentang menengah sehingga  $M_n$  ditentukan dengan rumus :

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

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

- Momen di tengah bentang:

$$M_B = M_{max} = 11309,5 \text{ kgm}$$

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

$$\begin{aligned} M_A &= RA \cdot 1,94 - Pu \cdot 0,69 - \frac{1}{2} \cdot qu \cdot 1,94^2 \\ &= 9016,8 \cdot 1,94 - 8400 \cdot 0,69 - \frac{1}{2} \cdot 234,98 \cdot 1,94^2 \\ &= 11254,4 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_A = M_C = 11254,4 \text{ kgm}$$

$$\begin{aligned} - C_b &= \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \\ &= \frac{12,5 \times 11309,5}{2,5 \times 11309,5 + 3 \times 11254,4 + 4 \times 11309,5 + 3 \times 11254,4} \\ &= 1,002 \end{aligned}$$

- Momen lentur nominal

$$\begin{aligned} M_n &= C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7 \cdot F_y \cdot S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \\ &= 1,002 \left[ 2057500 - (20575000 - \right. \\ &\quad \left. 0,7 \cdot 2500 \cdot 771) \left( \frac{275 - 234,5}{742,89 - 234,5} \right) \right] \\ &= 2001078,5 \text{ kgcm} \\ &= 20010,785 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{array}{lcl} M_u & \leq & \phi M_n \\ 11309,5 & \leq & 0,9 \times 20010,785 \\ 11309,5 & \leq & 18009,7 \text{ kg m (OK!)} \end{array}$$

- 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 ( $k_v = 5$ )

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{k_v E}{fy}}$$

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

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

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

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \cdot fy \cdot A_w \cdot C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 21,6 \times 1 \\ &= 32400 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi V_n \\ 9016,8 &\leq 0,9 \times 32400 \\ 9016,8 \text{ kg} &\leq 29160 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol Lendutan

$$L = 525 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{525}{360} = 1,45$$

$$f = \left[ \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L)L^4}{E I_x} \right] + \left[ \frac{PL^3}{48 \cdot E \cdot I_x} \right]$$

$$f = \left[ \frac{5}{384} \times \frac{(0,62 + 1) \times 525^4}{2000000 \times 11300} \right] + \left[ \frac{8400 \cdot 525^3}{48 \cdot 2000000 \cdot 11300} \right]$$

$$f = 1,19 \text{ cm}$$

$$f \leq f_{ijin}$$

$$1,19 \leq 1,45 \text{ (OK!)}$$

#### 4.2.4 Perencanaan tangga

Tangga merupakan bagian dari suatu struktur bangunan bertingkat yang berfungsi sebagai penghubung serta akses untuk menjangkau satu tingkatan ke tingkat lainnya secara vertikal. Pada gedung Rumah Susun Penggilingan ini akan direncanakan struktur tangga sebagai tangga utama dan tangga darurat dengan menggunakan konstruksi dari bondek

##### 4.2.4.1 Perencanaan tangga tipe A (Lantai 2-15)

###### A. Data-data perencanaan tangga

- Tinggi antar lantai (h) = 3200 mm
- Tinggi bordes = 1600 mm
- Tinggi injakan (t) = 160 mm
- Lebar injakan (i) = 300 mm
- Jumlah tanjakan ( $\Sigma_t$ ) =  $\frac{h/2}{t} = \frac{3200/2}{160} = 10$  buah
- Jumlah injakan ( $\Sigma_i$ ) =  $\Sigma_t - 1 = 10 - 1 = 9$  buah
- Lebar bordes = 3000 mm
- Panjang bordes = 1500 mm
- Panjang tangga = 3000 mm
- Lebar tangga = 1400 mm
- Lebar pegangan tangga = 200 mm
- Sudut kemiringan ( $\alpha$ ) =  $\text{arc tg } \frac{160}{240} = 33,69^\circ$

a. Syarat perencanaan injakan :

$$60 \text{ cm} \leq (2(t) + i) \leq 65 \text{ cm}$$

Dimana :

t = tinggi injakan (cm)

i = lebar injakan (cm)

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

$$60 \text{ cm} \leq 62 \leq 65 \text{ cm (OK)}$$

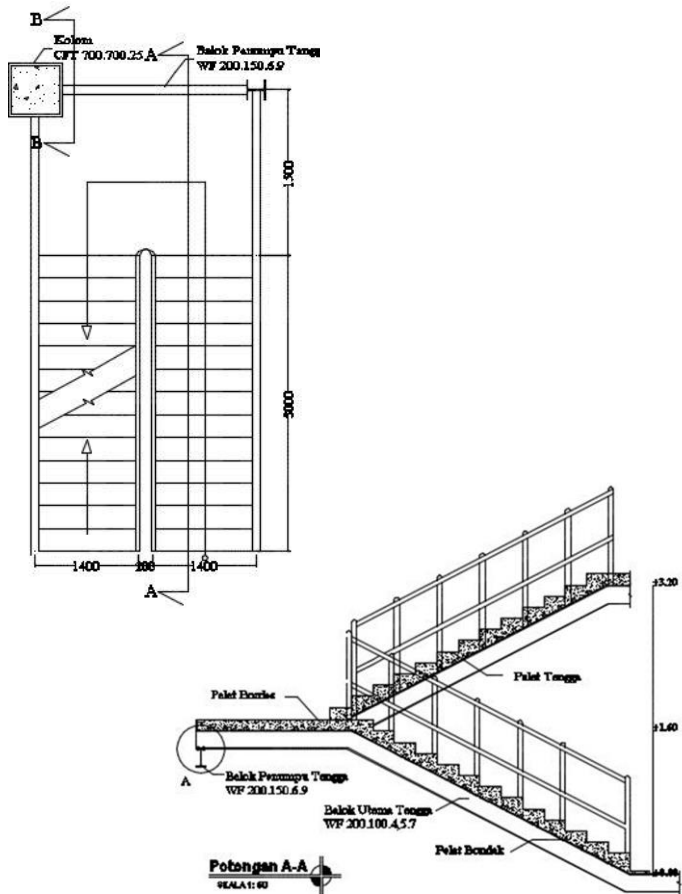
b. Syarat kemiringan tangga :

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

Dimana :

$\alpha$  = sudut kemiringan tangga

$$25^{\circ} < 33,69^{\circ} < 40^{\circ} \text{ (OK)}$$



Gambar 4. 12 Denah dan Potongan Tangga Tipe A

## B. Perencanaan pelat anak tangga

Pada perencanaan pelat anak tangga ini menggunakan pelat bondek dan baja dengan mutu BJ 41. Adapun data perencanaan dari pelat anak tangga adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Mutu baja BJ 41} &\rightarrow f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Mutu beton} \rightarrow f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Berat jenis beton} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Berat jenis baja} = 7850 \text{ kg/m}^3$$

### a. Perencanaan pembebanan pelat anak tangga

#### • Beban mati

$$\text{Berat keramik} = \frac{0,16 + 0,3}{0,3} \times 24 = 36,8 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat spesi} = \frac{0,16 + 0,3}{0,3} \times 21 = \underline{32,2 \text{ kg/m}^2} +$$

$$\text{Total (q}_D\text{)} = 69 \text{ kg/m}^2$$

#### • Beban hidup

$$\text{Tangga dan jalan keluar} = 488,4 \text{ kg/m}^2$$

$$q_L = 488,4 \text{ kg/m}^2$$

#### • Beban berguna

$$q_D + q_L = 557,4 \approx 600 \text{ kg/m}^2$$

### b. Perencanaan Bondek

Bentang menerus dengan tulangan negatif dengan satu baris penyangga.

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

$$\text{Tebal pelat beton} = 9 \text{ cm}$$

$$\text{Tulangan Negatif} = 1,11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Digunakan wiremesh dengan  $\emptyset 8$  ( $A_s = 0,503 \text{ cm}^2$ )

$$n = \frac{1,11}{0,503} = 2,2 \approx 3 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar tulangan } s = \frac{1000}{3} = 333 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan negatif M8 – 300

### C. Perencanaan pelat bordes

a. Perencanaan pembebanan pelat bordes

- Beban Mati

$$\begin{array}{rcl} \text{Berat keramik} & = & 1 \times 24 = 24 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Berat spesi} & = & 1 \times 21 = 21 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Total } q_D & & = 45 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

- Beban hidup

$$\begin{array}{rcl} \text{Tangga dan jalan keluar} & & = 488,4 \text{ kg/m}^2 \\ q_L & = & 488,4 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

- Beban berguna

$$q_D + q_L = 533,4 \approx 600 \text{ kg/m}^2$$

b. Perencanaan Bondek

Bentang menerus dengan tulangan negatif dengan satu baris penyangga.

Bentang = 150 cm

Tebal pelat beton = 9 cm

Tulangan Negatif = 1,11 cm<sup>2</sup>/m

Digunakan wiremesh dengan Ø 8 (As = 0,503 cm<sup>2</sup>)

$$n = \frac{1,11}{0,503} = 2,2 \approx 3 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar tulangan } s = \frac{1000}{3} = 333 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan negatif M8 – 300

### D. Perencanaan balok utama tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak di atas dua tumpuan sederhana dengan menerima beban merata dari berat sendiri dan beban dari anak tangga. Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 200 x 100 x 4,5 x 7, dengan spesifikasi sebagai berikut :

$$\begin{array}{rcl} W & = & 18,2 \text{ kg/m} \\ A & = & 23,2 \text{ cm}^2 \\ d & = & 198 \text{ mm} \\ r & = & 11 \text{ mm} \\ I_x & = & 1580 \text{ cm}^4 \\ I_y & = & 114 \text{ cm}^4 \\ S_y & = & 34 \text{ cm}^3 \\ Z_x & = & 170 \text{ cm}^3 \\ Z_y & = & 35 \text{ cm}^3 \end{array}$$

$$\begin{array}{lll}
 b_f = 99 & \text{mm} & i_x = 8,26 \text{ cm} & h = d - 2(t_f + r) \\
 t_w = 4,5 & \text{mm} & i_y = 2,21 \text{ cm} & = 198 - 2(7 + 11) \\
 t_f = 7 & \text{mm} & S_x = 160 \text{ cm}^3 & = 162 \text{ mm}
 \end{array}$$

Tebal pelat anak tangga = 9 cm

Tebal rata-rata ( $t_r$ ) =  $(28/2) \times \sin(33,69^\circ) = 8,3 \text{ cm}$

Tebal total =  $9 + 8,3 = 17,32 \text{ cm} = 0,1732 \text{ m}$

a. Perencanaan pembebanan anak tangga

Beban mati (anak tangga)

Berat pelat  $0,175 \times 1,4/2 \times 2400 / \cos 33,69 = 353,3 \text{ kg/m}$

Berat bondek  $10,1 \times 1,4/2 / \cos 33,69 = 8,49 \text{ kg/m}$

Berat keramik  $0,46/0,3 \times 24 \times 1,4/2 = 25,7 \text{ kg/m}$

Berat spesi  $0,46/0,3 \times 21 \times 1,4/2 = 22,5 \text{ kg/m}$

Berat railing tangga = 10 kg/m

Berat balok = 18,2 kg/m +

438,2 kg/m

Berat alat penyambung 10% = 43,8 kg/m +

$q_{D1} = 482 \text{ kg/m}$

Beban hidup

$q_{L1} = 488,4 \times 1,4/2 = 341,88 \text{ kg/m}$

$q_{U1} = 1,2 q_D + 1,6 q_L$

$= 1,2 \times 482 + 1,6 \times 341,88$

$= 1125,4 \text{ kg/m}$

b. Perencanaan pembebanan bordes

Beban mati

Berat pelat  $0,09 \times 150/2 \times 2400 = 162 \text{ kg/m}$

Berat bondek  $10,1 \times 150/2 = 7,58 \text{ kg/m}$

Berat keramik  $24 \times 150/2 = 18 \text{ kg/m}$

Berat spesi  $21 \times 150/2 = 15,7 \text{ kg/m}$

Berat railing tangga = 10 kg/m

Berat balok = 18,2 kg/m +

231,48 kg/m

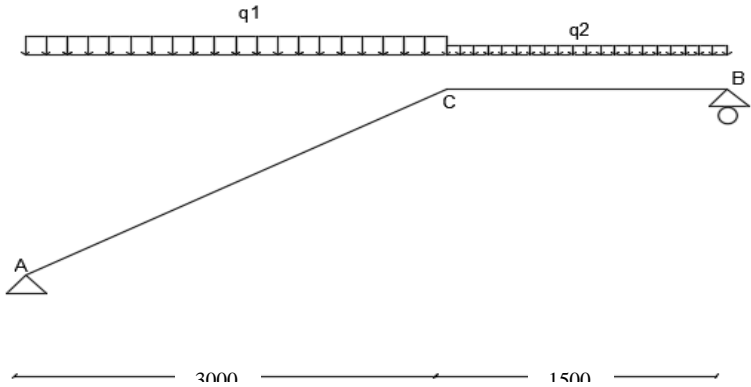
Berat penyambung 10% = 23,14 kg/m +

$$q_{D2} = 254,6 \text{ kg/m}$$

Beban hidup

$$q_{L2} = 488,4 \times 150/2 = 341,88 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} q_{U2} &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\ &= 1,2 \times 254,6 + 1,6 \times 341,88 = 852,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$



Gambar 4. 13 Sketsa Pembebanan Balok Utama Tangga

c. Perhitungan pembebanan

$$\square M_a = 0$$

$$R_b(4,5) - q_{u1}(3)(1,5) - q_{u2}(1,5)(3,75) = 0$$

$$R_b = \frac{(1125,4 \times 3 \times 1,5) + (852,6 \times 1,5 \times 3,75)}{4,5}$$

$$= 2191,15 \text{ kg}$$

$$\square M_b = 0$$

$$R_a(4,5) - q_{u1}(3)(3) - q_{u2}(1,5)(0,75) = 0$$

$$R_a = \frac{(1125,4 \times 3 \times 3) + (852,6 \times 1,5 \times 0,75)}{4,5}$$

$$= 2463,95 \text{ kg}$$

Kontrol:

$$\begin{aligned} \sum V &= (R_a + R_b) - q_{u1} \times l_1 - q_{u2} \times l_2 \\ &= (2191,15 + 2463,95) - 1125,4 \times 3 - 852,6 \times 1,5 \\ &= 0 \dots \text{OK!} \end{aligned}$$



Bidang M

- a - c :

$$M_x = R_a \cdot x - \frac{1}{2} q u_1 \cdot x^2$$

$$= 2463,95 \cdot x - \frac{1}{2} \cdot 1125,4 \cdot x^2$$

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

$$M_a = 0 \text{ kg.m}$$

$$x = 3 \text{ m}$$

$$M_c = 2327,55 \text{ kg.m}$$

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

$$\frac{dM_x}{dx} = R_a - q u_1 \cdot x = 0$$

$$x = 2,189 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 2463,95 \cdot 2,189 - \frac{1}{2} \cdot 1125,4 \cdot 2,189^2 = 2697,28 \text{ kg.m}$$

- b - c :

$$M_x = R_b \cdot x - \frac{1}{2} q u_2 \cdot x^2$$

$$= 2191,15 \cdot x - \frac{1}{2} \cdot 852,6 \cdot x^2$$

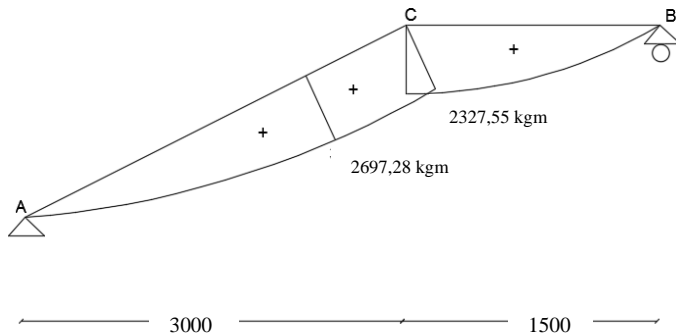
$$x = 0 \text{ m}$$

$$M_b = 0 \text{ kg.m}$$

$$x = 1,5 \text{ m}$$

$$M_c = 2191,15 \cdot 1,5 - \frac{1}{2} \cdot 852,6 \cdot 1,5^2$$

$$= 2327,55 \text{ kg.m}$$



Gambar 4. 14 Bidang M Balok Tangga Tipe A  
Bidang D

- a - c :
 
$$D_x = R_a \cdot \cos(33,69^\circ) - q_{u1} \cdot x \cdot \cos(33,69^\circ)$$

$$= 2463,95 \cdot \cos(33,69^\circ) - 1125,4 \cdot x \cdot \cos(33,69^\circ)$$

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

$$D_{a_{ka}} = 2045 \text{ kg}$$

$$x = 3 \text{ m}$$

$$D_{c_{ki}} = 2463,95 \cdot \cos(33,69^\circ) - 1125,4 \cdot 3 \cdot \cos(33,69^\circ)$$

$$= -757,2 \text{ kg}$$
- b - c :
 
$$D_x = -R_b + q_{u2} \cdot x$$

$$= -2191,15 + 852,6 \cdot x$$

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

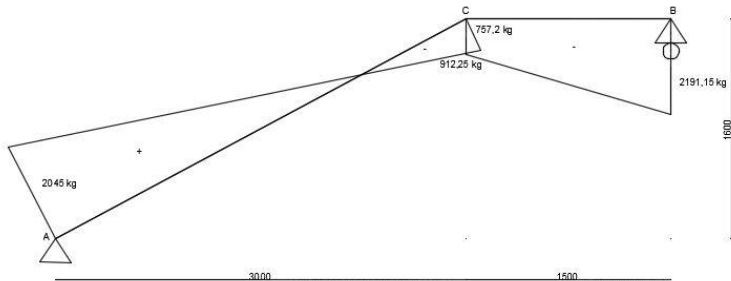
$$D_{b_{ki}} = -2191,15 + 852,6 \cdot 0$$

$$= -2191,15 \text{ kg}$$

$$x = 1,5 \text{ m}$$

$$D_{e_{ka}} = -2191,15 + 852,6 \cdot 1,5$$

$$= -912,25 \text{ kg}$$



Gambar 4. 15 Bidang D Balok Tangga Tipe A  
Bidang N

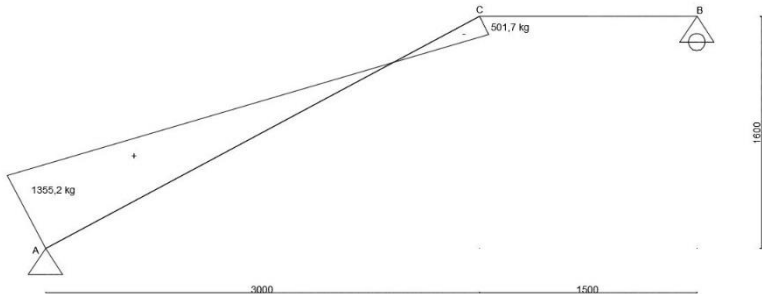
- a - c :
 
$$N_x = R_a \cdot \sin(33,69^\circ) - q_{u1} \cdot x \cdot \sin(33,69^\circ)$$

$$= 2463,95 \cdot \sin(33,69^\circ) - 1125,4 \cdot x \cdot \sin(33,69^\circ)$$

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

$$N_{a_{ka}} = 2463,95 \cdot \sin(33,69^\circ) - 1125,4 \cdot 0 \cdot \sin(33,69^\circ)$$

- $$= 1355,2 \text{ kg}$$
- $$x = 3 \text{ m}$$
- $$N_{c_{ki}} = 2463,95 \cdot \sin(33,69^\circ) - 1125,4 \cdot 3 \cdot \sin(33,69^\circ)$$
- $$= -501,7 \text{ kg}$$
- c - b : N = 0 kg



Gambar 4. 16 Bidang N Balok Tangga Tipe A

- d. Kontrol penampang profil
- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{99}{2 \times 7} = 7,07$$

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

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7,07 < 10,75$  , maka penampang kompak

Pelat badan :

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{162}{4,5} = 36$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,34$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 36 < 106,34$  , maka penampang kompak

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 170 = 425000 \text{ kg.cm}$$

$$= 4250 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

$$\emptyset_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\emptyset_b \cdot M_n = 0,9 \times 4250$$

$$= 3825 \text{ kg.m} \geq 2697,28 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = 20 \text{ cm (jarak ulir bondek)}$$

$$L_p = 1,76 \cdot i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times 3,2 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

$$= 138,01 \text{ cm}$$

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

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p = f_y \cdot Z_x$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 305 = 762500 \text{ kg.cm}$$

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

Cek kemampuan penampang

$$\emptyset_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\emptyset_b \cdot M_n = 0,9 \times 7625$$

$$= 6825,6 \text{ kg.m} \geq 5586,64 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

- e. Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{162}{4,5} = 36 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 260 \rightarrow \text{maka, } k_v = 5.$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \rightarrow \frac{162}{4,5} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{250}} \rightarrow 36 \leq 69,6$$

maka,  $C_v = 1$

$$\text{Sehingga, } V_n = 0,6 \times f_y \times A_w \times C_v$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (16,2 \times 0,45) \times 1$$

$$= 10935 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\emptyset V_n = 0,9 \times 10935 \text{ kg}$$

$$= 9841,5 \text{ kg} \geq 2191,15 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

- f. Kontrol lendutan

- Batang a-c

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{\sqrt{(300)^2 + (160)^2}}{360} = 0,944 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 f^0 &= \frac{5}{384} \times \frac{L^2}{E.I_x} \times (Mmax - 0,1 \times (Ma + Mc)) \\
 &= \frac{5}{384} \times \frac{340^2}{E.I_x} \times ((2697,28 - 0,1 \times (0 + 2327,5)) \times 100) \\
 &= 0,117
 \end{aligned}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,117 \text{ cm} < 0,944 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

- Batang b-c

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{150}{360} = 0,416 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 f^0 &= \frac{5}{384} \times \frac{L^2}{E.I_x} \times (Mmax - 0,1 \times (Mb + Mc)) \\
 &= \frac{5}{384} \times \frac{150^2}{E.I_x} \times ((2327,55 - 0,1 \times (0 + 2327,55)) \times 100) \\
 &= 0,019 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,019 \text{ cm} < 0,486 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

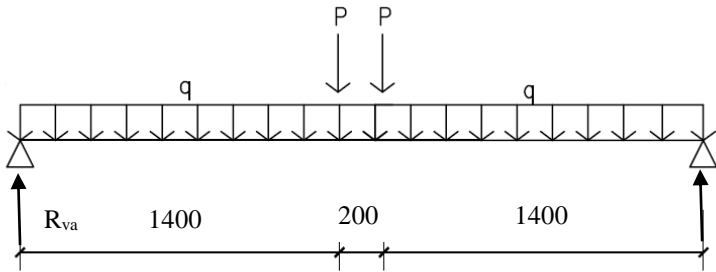
## E. Perencanaan balok penumpu tangga

Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 200 x 150 x 6 x 9

W	= 30,6 kg/m	r	= 13 mm
A	= 39,01 cm <sup>2</sup>	Z <sub>x</sub>	= 296 cm <sup>3</sup>
S <sub>x</sub>	= 277 cm <sup>3</sup>	I <sub>x</sub>	= 2690 cm <sup>4</sup>
I <sub>y</sub>	= 507 cm <sup>4</sup>	i <sub>x</sub>	= 8,3 cm
i <sub>y</sub>	= 3,61 cm	d	= 194 mm
b	= 150 cm	h	= 194 - 2 (9 + 13) = 150 mm

a. Pembebanan

Pembebanan pada balok penumpu tangga diperoleh dari gaya reaksi (R<sub>b</sub>) dan (R<sub>a</sub>) yang bekerja pada balok utama tangga. Gaya reaksi tersebut akan menjadi beban terpusat P yang menumpu pada balok penumpu tangga. Pada balok penumpu tangga juga bekerja beban merata yang berasal dari dinding setengah dari tinggi lantai dan berat profil. Sketsa pembebanan balok penumpu tangga bisa dilihat pada gambar di bawah ini :



Gambar 4. 17 Pembebanan Balok Penumpu Tangga

$$R_a = 2463,95 \text{ kg}$$

$$R_b = 2191,15 \text{ kg}$$

Beban merata ( $q$ )

$$\text{Berat profil} = 30,6 \text{ kg/m}$$

Berat dinding  $\frac{1}{2}$  bata

$$\begin{aligned} (100 \text{ kg/m}^2 \times 1 \times 3,2)/2 &= 160 \text{ kg/m} + \\ &= 190,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Berat sambungan 10\%} = 19,06 \text{ kg/m} +$$

$$qD \text{ total} = 209,66 \text{ kg/m}$$

Kombinasi pembebanan

$$q_u = 1,4 qD = 1,4 \times 209,66 = 293,5 \text{ kg/m}$$

b. Reaksi perletakan

$$M_a = 0$$

$$R_{vb} \cdot 3 - R_b \cdot 1,6 - R_b \cdot 1,4 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot 3^2 = 0$$

$$\begin{aligned} R_{vb} &= \frac{2191,15 \times 1,6 + 2191,15 \times 1,4 + \frac{1}{2} \times 209,66 \times 3^2}{3} \\ &= 2505,64 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$M_b = 0$$

$$R_{va} \cdot 3 - R_b \cdot 1,6 - R_b \cdot 1,4 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot 3^2 = 0$$

$$\begin{aligned} R_{va} &= \frac{2191,15 \times 1,6 + 2191,15 \times 1,4 + \frac{1}{2} \times 209,66 \times 3^2}{3} \\ &= 2505,64 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol:

$$\begin{aligned}\Sigma V &= R_{va} + R_{vb} - R_b - R_b - q \times 3 \\ &= 2505,64 + 2505,64 - 2191,15 - 2191,15 - (209,66 \\ &\quad \times 3) \\ &= 0 \dots \text{OK !}\end{aligned}$$

c. Momen maksimum

$$\begin{aligned}M_{\max} &= R_{va} \times 1,5 - R_b \times 0,1 - \frac{1}{2} \times q \times 2,65^2 \\ &= 2505,64 \times 1,5 - 2191,15 \times 0,1 - \frac{1}{2} \times 209,66 \times 1,5^2 \\ &= 3084,36 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

d. Gaya geser

$$V_U = R_{vb} = 2505,64 \text{ kg}$$

e. Kontrol penampang profil

Kontrol terhadap tekuk lokal

Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{150}{2 \times 9} = 8,33$$

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

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8,33 < 10,75$  , maka penampang kompak

Pelat badan :

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

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

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 25 < 106,3$  , maka penampang kompak

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p = f_y \cdot Z_x$

$$\begin{aligned}M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 296 = 740000 \text{ kg.cm} \\ &= 7400 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\emptyset \cdot M_n \geq M_u$$

$$\emptyset \cdot M_n = 0,9 \times 7400$$

$$= 6660 \text{ kg.m} \geq 3084,36 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

Kontrol terhadap tekuk lateral

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

$$L_p = 249,89 \text{ cm}$$

$$L_r = 608,28 \text{ cm}$$

$L_b < L_p$ , bentang pendek.

Bentang yang direncanakan merupakan bentang pendek sehingga  $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 296 = 740000 \text{ kg.cm} = 7400 \text{ kg.m}$ .

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot M_n &= 0,9 \times 7400 \\ &= 6660 \text{ kg.m} \geq 3084,36 \text{ kg.m} \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

f. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

Kontrol Geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{150}{6} = 25 \rightarrow \frac{h}{tw} \leq 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{f_y}} \rightarrow 25 \leq 1,1 \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{f_y}} \rightarrow 25 \leq 69,6$$

maka  $C_v = 1$

$$\begin{aligned} \text{Sehingga, } V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (19,4 \times 0,6) = 17460 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\begin{aligned} \emptyset V_n &= 0,9 \times 17460 \text{ kg} \\ &= 15714 \text{ kg} > 2505,64 \text{ kg} \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

g. Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{300}{360} = 0,83 \text{ cm}$$

$$f^o = \frac{5}{384} \left[ \frac{(q_D + q_L) L^4}{E.I} \right] + \frac{1}{48} \left[ \frac{P.L^3}{E.I} \right]$$

$$f^o = \frac{5}{384} \left[ \frac{(2,935) 300^4}{2 \times 10^6 \cdot 2690} \right] + \frac{1}{48} \left[ \frac{21,91 \cdot 300^3}{2 \times 10^6 \cdot 2690} \right] = 0,47 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,47 \text{ cm} < 0,83 \text{ cm} \dots \text{OK!}$$

#### 4.2.4.2 Perencanaan tangga tipe B (Lantai 1)

##### A. Data-data perencanaan tangga

- Tinggi antar lantai (h) = 4000 mm
- Tinggi bordes = 2400 mm
- Tinggi injakan (t) = 160 mm



- Lebar injakan (i) = 280 mm
- Jumlah tanjakan ( $\Sigma_t$ ) =  $\frac{h/2}{t} = \frac{2400}{160} = 15$  buah
- Jumlah injakan ( $\Sigma_i$ ) =  $\Sigma_t - 1 = 15 - 1 = 14$  buah
- Lebar bordes = 3000 mm
- Panjang bordes = 1500 mm
- Panjang tangga = 4200 mm
- Lebar tangga = 1400 mm
- Lebar pegangan tangga = 200 mm
- Sudut kemiringan ( $\alpha$ ) =  $\text{arc tg } \frac{240}{420} = 29,7^\circ$

a. Syarat perencanaan injakan :

$$60 \text{ cm} \leq (2(t) + i) \leq 65 \text{ cm}$$

Dimana :

t = tinggi injakan (cm)

i = lebar injakan (cm)

$$60 \text{ cm} \leq (2(16) + 28) \leq 65 \text{ cm}$$

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

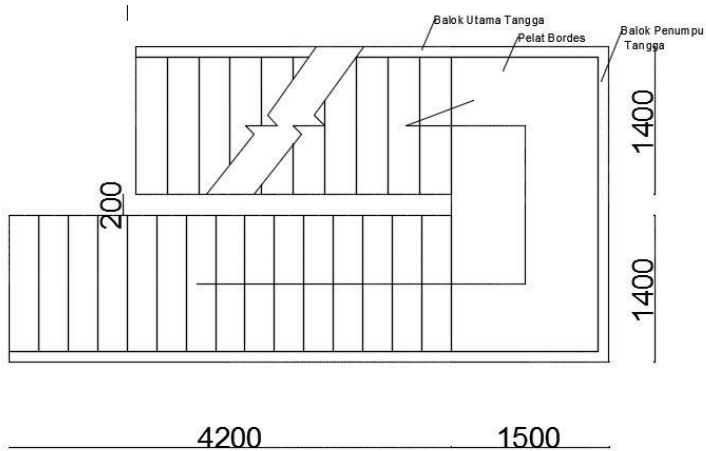
b. Syarat kemiringan tangga :

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

Dimana :

$\alpha$  = sudut kemiringan tangga

$$25^\circ < 29,7^\circ < 40^\circ \text{ (OK)}$$



Gambar 4. 18 Denah Tangga Tipe B

### B. Perencanaan pelat anak tangga

Pada perencanaan pelat anak tangga ini menggunakan pelat bondek dan baja dengan mutu BJ 41. Adapun data perencanaan dari pelat anak tangga adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Mutu baja BJ 41} &\rightarrow f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Mutu beton} \rightarrow f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Berat jenis beton} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Berat jenis baja} = 7850 \text{ kg/m}^3$$

#### a. Perencanaan pembebanan pelat anak tangga

##### • Beban mati

$$\text{Berat keramik} = \frac{0,16 + 0,28}{0,28} \times 24 = 37,7 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat spesi} = \frac{0,16 + 0,28}{0,28} \times 21 = 33 \text{ kg/m}^2 +$$

$$\text{Total (q}_D) = 70,7 \text{ kg/m}^2$$

- Beban hidup  
Tangga dan jalan keluar  $= 488,4 \text{ kg/m}^2$   
 $q_L = 488,4 \text{ kg/m}^2$
  - Beban berguna  
 $q_D + q_L = 559,1 \approx 600 \text{ kg/m}^2$
- b. Perencanaan Bondek  
Bentang menerus dengan tulangan negatif dengan satu baris penyangga.  
Bentang = 150 cm  
Tebal pelat beton = 9 cm  
Tulangan Negatif =  $1,11 \text{ cm}^2/\text{m}$   
Digunakan wiremesh dengan  $\emptyset 8$  ( $A_s = 0,503 \text{ cm}^2$ )  
 $n = \frac{1,11}{0,503} = 2,2 \approx 3$  buah  
Jarak antar tulangan  $s = \frac{1000}{3} = 333 \text{ mm}$   
Jadi dipasang tulangan negatif M8 – 300

### C. Perencanaan bordes

- a. Perencanaan pembebanan pelat bordes
- Beban Mati  
Berat keramik =  $1 \times 24 = 24 \text{ kg/m}^2$   
Berat spesi =  $1 \times 21 = 21 \text{ kg/m}^2$   
Total  $q_D$   $= 45 \text{ kg/m}^2$
  - Beban hidup  
Tangga dan jalan keluar  $= 488,4 \text{ kg/m}^2$   
 $q_L = 488,4 \text{ kg/m}^2$
  - Beban berguna  
 $q_D + q_L = 533,4 \approx 600 \text{ kg/m}^2$
- b. Perencanaan Bondek  
Bentang menerus dengan tulangan negatif dengan satu baris penyangga.  
Bentang = 150 cm

Tebal pelat beton = 9 cm

Tulangan Negatif = 1,11 cm<sup>2</sup>/m

Digunakan wiremesh dengan Ø 8 (As = 0,503 cm<sup>2</sup>)

$$n = \frac{1,11}{0,503} = 2,2 \approx 3 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak antar tulangan } s = \frac{1000}{3} = 333 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan negatif M8 – 300

#### D. Perencanaan balok utama tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak di atas dua tumpuan sederhana dengan menerima beban merata dari berat sendiri dan beban dari anak tangga. Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 200 x 100 x 5,5 x 8, dengan spesifikasi sebagai berikut :

W = 21,3 kg/m	r = 11 mm	S <sub>y</sub> = 26,8 cm <sup>3</sup>
A = 27,16 cm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> = 1840 cm <sup>4</sup>	Z <sub>x</sub> = 200 cm <sup>3</sup>
d = 200 mm	I <sub>y</sub> = 134 cm <sup>4</sup>	Z <sub>y</sub> = 41 cm <sup>3</sup>
b <sub>f</sub> = 100 mm	i <sub>x</sub> = 8,24 cm	h = d – 2(t <sub>f</sub> + r)
t <sub>w</sub> = 5,5 mm	i <sub>y</sub> = 2,22 cm	= 200 – 2(8 + 11)
t <sub>f</sub> = 8 mm	S <sub>x</sub> = 184 cm <sup>3</sup>	= 162 mm

Tebal pelat anak tangga = 9 cm

$$\text{Tebal rata-rata (tr)} = (28/2) \times \sin(29,7^\circ) = 6,9 \text{ cm}$$

$$\text{Tebal total} = 9 + 6,9 = 15,9 \text{ cm} = 0,159 \text{ m}$$

##### a. Perencanaan pembebanan anak tangga

Beban mati (anak tangga)

$$\text{Berat pelat } 0,159 \times 1,4/2 \times 2400 / \cos 29,7 = 307,5 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat bondek } 10,1 \times 1,4/2 / \cos 29,7 = 8,14 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat keramik } 0,44/0,28 \times 24 \times 1,4/2 = 26,4 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat spesi } 0,44/0,28 \times 21 \times 1,4/2 = 23,1 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat railing tangga} = 10 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat balok} &= 21,3 \text{ kg/m} + \\ &= 393,4 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat alat penyambung 10\%} &= 39,3 \text{ kg/m} + \\ q_{D1} &= \underline{432,67 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

Beban hidup

$$q_{L1} = 488,4 \times 1,4/2 = 341,88 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} q_{U1} &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\ &= 1,2 \times 432,67 + 1,6 \times 341,88 \\ &= 1066,22 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

b. Perencanaan pembebanan bordes

Beban mati

$$\text{Berat pelat } 0,09 \times 150/2 \times 2400 = 162 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat bondek } 10,1 \times 150/2 = 7,58 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat keramik } 24 \times 150/2 = 18 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat spesi } 21 \times 150/2 = 15,7 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat railing tangga} = 10 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat balok} = \underline{21,3 \text{ kg/m} +}$$

$$231,48 \text{ kg/m}$$

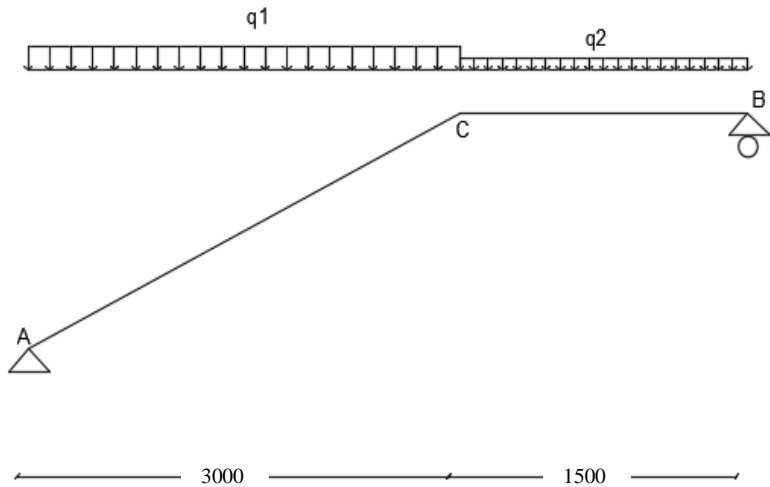
$$\text{Berat penyambung 10\%} = \underline{23,14 \text{ kg/m} +}$$

$$q_{D2} = 254,6 \text{ kg/m}$$

Beban hidup

$$q_{L2} = 488,4 \times 150/2 = 341,88 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} q_{U2} &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\ &= 1,2 \times 254,6 + 1,6 \times 341,88 = 852,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$



Gambar 4. 19 Sketsa Pembebanan Balok Utama Tangga

c. Perhitungan pembebanan

$$\square M_a = 0$$

$$R_b(5,7) - q_1(4,2)(2,1) - q_2(1,5)(4,95) = 0$$

$$R_b = \frac{(1066,22 \times 4,2 \times 2,1) + (852,6 \times 1,5 \times 4,95)}{5,7}$$

$$= 2760,5 \text{ kg}$$

$$\square M_b = 0$$

$$R_a(5,7) - q_1(4,2)(3,6) - q_2(1,5)(0,75) = 0$$

$$R_a = \frac{(1066,22 \times 4,2 \times 3,6) + (852,6 \times 1,5 \times 0,75)}{5,7}$$

$$= 2996,6 \text{ kg}$$

Kontrol:

$$\begin{aligned} \sum V &= (R_a + R_b) - q_1 \times l_1 - q_2 \times l_2 \\ &= (2996,6 + 2760,5) - 1066,22 \times 4,2 - 852,6 \times 1,5 \\ &= 0 \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Bidang M

- a - c :

$$\begin{aligned} M_x &= R_a \cdot x - \frac{1}{2} q_{u1} \cdot x^2 \\ &= 2996,6 \cdot x - \frac{1}{2} \cdot 1066,22 \cdot x^2 \end{aligned}$$

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

$$M_a = 0 \text{ kg.m}$$

$$x = 4,2 \text{ m}$$

$$M_c = 3181,66 \text{ kg.m}$$

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

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

$$x = 2,81 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 2996,6 \cdot 2,81 - \frac{1}{2} \cdot 1066,22 \cdot 2,81^2 = 4210,95 \text{ kg.m}$$

- b - c :

$$\begin{aligned} M_x &= R_b \cdot x - \frac{1}{2} q_{u2} \cdot x^2 \\ &= 2760,5 \cdot x - \frac{1}{2} \cdot 852,6 \cdot x^2 \end{aligned}$$

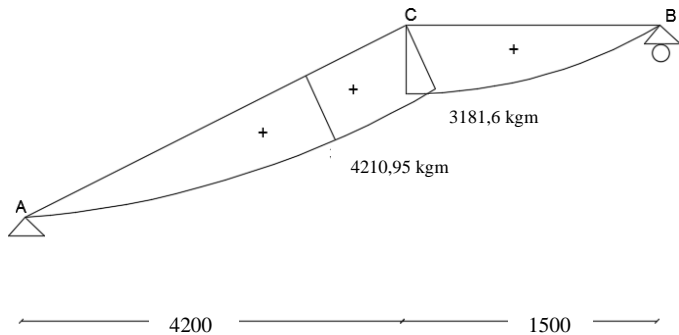
$$x = 0 \text{ m}$$

$$M_b = 0 \text{ kg.m}$$

$$x = 1,5 \text{ m}$$

$$M_c = 2760,5 \cdot 1,5 - \frac{1}{2} \cdot 852,6 \cdot 1,5^2$$

$$= 3181,6 \text{ kg.m}$$



Gambar 4. 20 Bidang M Balok Tangga Tipe B

Bidang D

- a - c :

$$\begin{aligned} Dx &= Ra \cdot \cos(29,7^\circ) - qu1 \cdot x \cdot \cos(29,7^\circ) \\ &= 2996,6 \cdot \cos(29,7^\circ) - 1066,22 \cdot x \cdot \cos(29,7^\circ) \end{aligned}$$

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

$$Da_{ka} = 2602,94 \text{ kg}$$

$$x = 4,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Dc_{ki} &= 2996,6 \cdot \cos(29,7^\circ) - 1066,22 \cdot 4,2 \cdot \cos(29,7^\circ) \\ &= -1286,9 \text{ kg} \end{aligned}$$

- b - c :

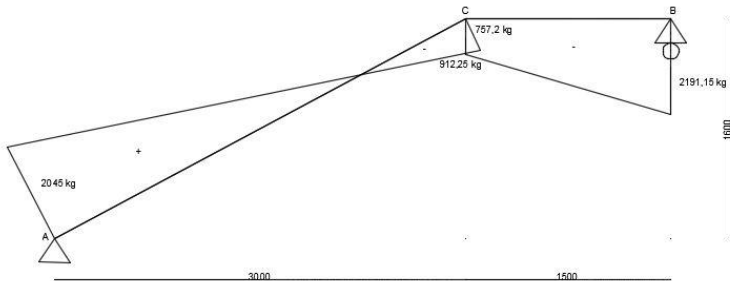
$$\begin{aligned} Dx &= -Rb + qu2 \cdot x \\ &= -2760,5 + 852,6 \cdot x \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} Db_{ki} &= -2760,5 + 852,6 \cdot 0 \\ &= -2760,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$x = 1,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} De_{ka} &= -2760,55 + 852,6 \cdot 1,5 \\ &= -1481,65 \text{ kg} \end{aligned}$$



Gambar 4. 21 Bidang D Balok Tangga Tipe B

Bidang N

- a - c :

$$\begin{aligned} Nx &= Ra \cdot \sin(29,7^\circ) - qu1 \cdot x \cdot \sin(29,7^\circ) \\ &= 2996,6 \cdot \sin(29,7^\circ) - 1066,22 \cdot x \cdot \sin(29,7^\circ) \end{aligned}$$

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



$$N_{ka} = 2996,6 \cdot \sin(29,7^\circ) - 1066,22 \cdot 0 \cdot \sin(29,7^\circ)$$

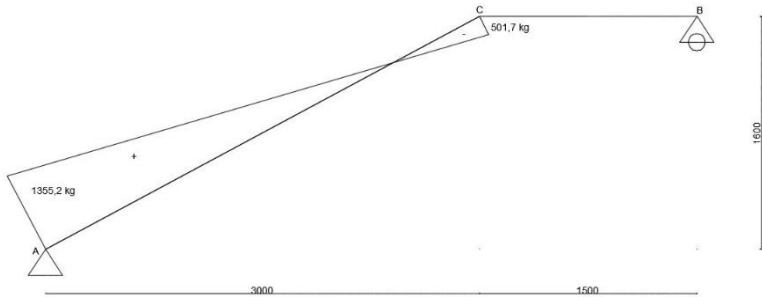
$$= 1484,69 \text{ kg}$$

$$x = 4,2 \text{ m}$$

$$N_{ki} = 2996,6 \cdot \sin(29,7^\circ) - 1066,22 \cdot 4,2 \cdot \sin(29,7^\circ)$$

$$) = -734 \text{ kg}$$

- c - b : N = 0 kg



Gambar 4. 22 Bidang N Balok Tangga Tipe B

d. Kontrol penampang profil

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{100}{2 \times 8} = 6,25$$

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

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6,25 < 10,75$  , maka penampang kompak

Pelat badan :

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

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,34$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 29,45 < 106,34$  , maka penampang kompak

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 200 = 500000 \text{ kg.cm}$$

$$= 5000 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

$$\emptyset_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\emptyset_b \cdot M_n = 0,9 \times 5000$$

$$= 4500 \text{ kg.m} \geq 4210,95 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = 20 \text{ cm (jarak ulir bondek)}$$

$$L_p = 1,76 \cdot i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times 3,2 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

$$= 138,01 \text{ cm}$$

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

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p = f_y \cdot Z_x$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 200 = 500000 \text{ kg.cm}$$

$$= 5000 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

$$\emptyset_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\emptyset_b \cdot M_n = 0,9 \times 5000$$

$$= 4500 \text{ kg.m} \geq 4210,95 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

- e. Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{162}{5,5} = 29,45 \rightarrow \frac{h}{t_w} \leq 260 \rightarrow \text{maka, } k_v = 5.$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \rightarrow \frac{162}{5,5} \leq 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 2000000}{250}} \rightarrow 29,45 \leq 69,6$$

maka,  $C_v = 1$

$$\text{Sehingga, } V_n = 0,6 \times f_y \times A_w \times C_v$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (16,2 \times 0,55) \times 1$$

$$= 13365 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\emptyset V_n = 0,9 \times 13365 \text{ kg}$$

$$= 12028,5 \text{ kg} \geq 2760,5 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

## f. Kontrol lendutan

- Batang a-c

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{\sqrt{(420)^2 + (240)^2}}{360} = 1,34 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{L^2}{E.I_x} \times (Mmax - 0,1 \times (Ma + Mc))$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{484^2}{E.I_x} \times ((4210,9 - 0,1 \times (0 + 3181,6)) \times 100)$$

$$= 0,32 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,32 \text{ cm} < 1,34 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

- Batang b-c

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{150}{360} = 0,416 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{L^2}{E.I_x} \times (Mmax - 0,1 \times (Mb + Mc))$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{150^2}{E.I_x} \times ((3181,6 - 0,1 \times (0 + 3181,6)) \times 100)$$

$$= 0,023 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,023 \text{ cm} < 0,416 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

**E. Perencanaan balok penumpu tangga**

Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 200 x 150 x 6 x 9

$$W = 30,6 \text{ kg/m}$$

$$r = 13 \text{ mm}$$

$$A = 39,01 \text{ cm}^2$$

$$Z_x = 296 \text{ cm}^3$$

$$S_x = 277 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 2690 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 507 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 8,3 \text{ cm}$$

$$i_y = 3,61 \text{ cm}$$

$$d = 194 \text{ mm}$$

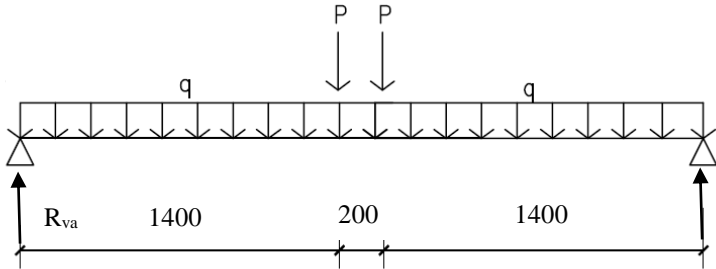
$$b = 150 \text{ cm}$$

$$h = 194 - 2(9 + 13) = 150 \text{ mm}$$

## a. Pembebanan

Pembebanan pada balok penumpu tangga diperoleh dari gaya reaksi ( $R_b$ ) dan ( $R_a$ ) yang bekerja pada balok utama tangga. Gaya reaksi tersebut akan menjadi beban terpusat  $P$  yang menumpu pada balok penumpu tangga. Pada balok penumpu tangga juga bekerja beban merata yang berasal dari dinding

setengah dari tinggi lantai dan berat profil. Sketsa pembebanan balok penumpu tangga bisa dilihat pada gambar di bawah ini :



Gambar 4. 23 Pembebanan Balok Penumpu Tangga

$$R_a = 2996,6 \text{ kg}$$

$$R_b = 2760,5 \text{ kg}$$

Beban merata ( $q$ )

$$\text{Berat profil} = 30,6 \text{ kg/m}$$

Berat dinding  $\frac{1}{2}$  bata

$$\begin{aligned} (100 \text{ kg/m}^2 \times 1 \times 3,2)/2 &= 160 \text{ kg/m} + \\ &= 190,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Berat sambungan 10\%} = 19,06 \text{ kg/m} +$$

$$qD \text{ total} = 209,66 \text{ kg/m}$$

Kombinasi pembebanan

$$q_u = 1,4 qD = 1,4 \times 209,66 = 293,5 \text{ kg/m}$$

b. Reaksi perletakan

$$M_a = 0$$

$$R_{vb} \cdot 3 - R_b \cdot 1,6 - R_b \cdot 1,4 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot 3^2 = 0$$

$$\begin{aligned} R_{vb} &= \frac{2760,5 \times 1,6 + 2760,5 \times 1,4 + \frac{1}{2} \times 209,66 \times 3^2}{3} \\ &= 3074,99 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$M_b = 0$$

$$R_{va} \cdot 3 - R_b \cdot 1,6 - R_b \cdot 1,4 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot 3^2 = 0$$

$$R_{va} = \frac{2760,5 \times 1,6 + 2760,5 \times 1,4 + \frac{1}{2} \times 209,66 \times 3^2}{3}$$

$$= 3074,99 \text{ kg}$$

Kontrol:

$$\begin{aligned} \sum V &= R_{va} + R_{vb} - R_b - R_b - q \times 3 \\ &= 3074,99 + 3074,99 - 2760,5 - 2760,5 - (209,66 \\ &\quad \times 3) \\ &= 0 \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

c. Momen maksimum

$$\begin{aligned} M_{\max} &= R_{va} \times 1,5 - R_b \times 0,1 - \frac{1}{2} \times q \times 2,65^2 \\ &= 3074,99 \times 1,5 - 2760,5 \times 0,1 - \frac{1}{2} \times 209,66 \times 1,5^2 \\ &= 4100,6 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

d. Gaya geser

$$V_U = R_{vb} = 3074,99 \text{ kg}$$

e. Kontrol penampang profil

- Kontrol terhadap tekuk lokal

Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{150}{2 \times 9} = 8,33$$

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

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8,33 < 10,75$  , maka penampang kompak

Pelat badan :

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

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

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 25 < 106,3$  , maka penampang kompak

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p = f_y \cdot Z_x$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 296 = 740000 \text{ kg.cm} \\ &= 7400 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\emptyset \cdot M_n \geq M_u$$

$$\emptyset \cdot M_n = 0,9 \times 7400$$

$$= 6660 \text{ kg.m} \geq 4100,6 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

Kontrol terhadap tekuk lateral

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

$$L_p = 249,89 \text{ cm}$$

$$L_r = 608,28 \text{ cm}$$

$L_b < L_p$ , bentang pendek.

Bentang yang direncanakan merupakan bentang pendek sehingga  $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 296 = 740000 \text{ kg.cm} = 7400 \text{ kg.m}$ .

$$\emptyset \cdot M_n = 0,9 \times 7400$$

$$= 6660 \text{ kg.m} \geq 4100,6 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

f. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

Kontrol Geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{150}{6} = 25 \rightarrow \frac{h}{tw} \leq 260 \rightarrow k_v = 5$$

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{f_y}} \rightarrow 25 \leq 1,1 \sqrt{k_v \cdot \frac{E}{f_y}} \rightarrow 25 \leq 69,6$$

maka  $C_v = 1$

Sehingga,  $V_n = 0,6 \times f_y \times A_w \times C_v$

$$= 0,6 \times 2500 \times (19,4 \times 0,6) = 17460 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\emptyset V_n = 0,9 \times 17460 \text{ kg}$$

$$= 15714 \text{ kg} > 3074,99 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

g. Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{300}{360} = 0,83 \text{ cm}$$

$$f^o = \frac{5}{384} \left[ \frac{(q_D + q_L) L^4}{EI} \right] + \frac{1}{48} \left[ \frac{P \cdot L^3}{EI} \right]$$

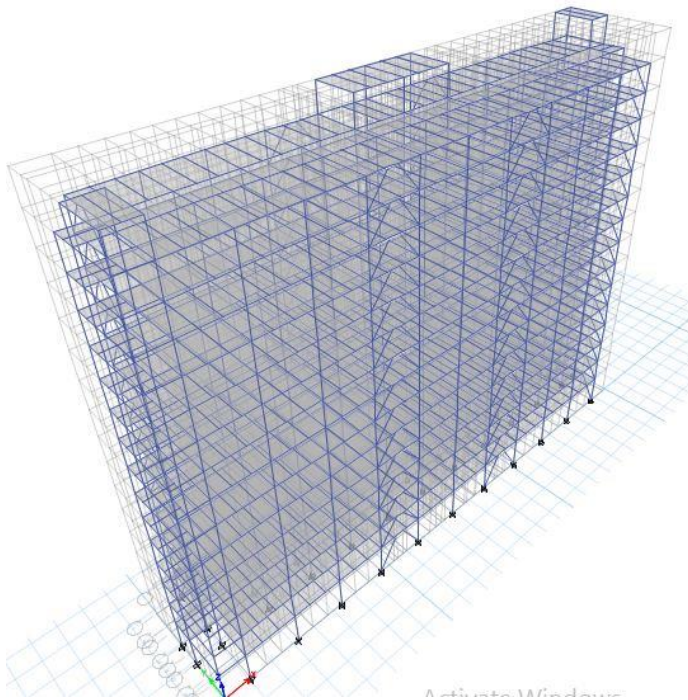
$$f^o = \frac{5}{384} \left[ \frac{(2,935) 300^4}{2 \times 10^6 \cdot 2690} \right] + \frac{1}{48} \left[ \frac{21,91 \cdot 300^3}{2 \times 10^6 \cdot 2690} \right] = 0,47 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,47 \text{ cm} < 0,83 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

### 4.3 Permodelan Struktur

#### 4.3.1 Penjelasan Umum

Permodelan struktur pada tugas akhir ini menggunakan sistem rangka berpengaku eksentris (SRBE) dengan konfigurasi *split-K braced*. Sistem struktur EBF ini berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat gempa. Struktur yang direncanakan adalah bangunan rumah susun yang terdiri dari 15 lantai dan 1 lantai atap dengan total tinggi struktur 52 meter. Adapun denah dari struktur yang ada dalam permodelan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :



Gambar 4.24 Struktur 3D Gedung Rumah Susun Penggilingan

Permodelan struktur Rumah Susun Penggilingan menggunakan proram bantu ETABS. Pada program ETABS, struktur rumah susun ini akan dimodelkan sesuai kondisi yang nyata. Program ini akan membantu dalam beberapa perhitungan untuk meninjau perilaku dari struktur dan 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 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  $2400 \text{ kg/m}^3$
- Berat profil baja yang terpasang sebagai rangka baja berupa balok, kolom, tangga, bressing dll memiliki berat jenis  $7850 \text{ kg/m}^3$
- Berat pelat bondek  $10,1 \text{ kg/m}^2$
- Berat aspal sebesar  $14 \text{ kg/m}^2$  untuk setiap ketebalan 1 cm
- Berat spesi sebesar  $21 \text{ kg/m}^2$  untuk setiap ketebalan 1 cm
- Berat keramik sebesar  $24 \text{ kg/m}^2$  untuk setiap ketebalan 1cm
- Berat MEP sebesar  $30 \text{ kg/m}^2$
- Berat plafond dan penggantung sebesar  $18 \text{ kg/m}^2$
- Berat dinding partisi sebesar  $73.42 \text{ kg/m}^2$
- 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

$$\text{Berat aspal 2 cm (2x14)} \qquad = 28 \text{ kg/m}^2$$



Berat plafon + penggantung (11+7)	= 18 kg/m <sup>2</sup>
Berat MEP	= 30 kg/m <sup>2</sup>
Total	= 76 kg/m <sup>2</sup>
Sambungan (10%)	= $\frac{7,6 \text{ kg/m}^2}{10} +$
Total	= $\frac{83,6 \text{ kg/m}^2}{1}$
- <u>Pelat Lantai</u>	
Dinding Partisi	= 73,42 kg/m <sup>2</sup>
Berat spesi 2 cm	= 42 kg/m <sup>2</sup>
Berat keramik	= 24 kg/m <sup>2</sup>
Berat plafon + penggantung (11+7)	= 18 kg/m <sup>2</sup>
Berat MEP	= $\frac{30 \text{ kg/m}^2}{1} +$
Total	= $\frac{168,7 \text{ kg/m}^2}{1}$
Sambungan (10%)	= $\frac{16,87 \text{ kg/m}^2}{1} +$
Total	= $\frac{187,42 \text{ kg/m}^2}{1}$

## 2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang bertumpu pada bangunan yang memiliki kemungkinan untuk lepas dari bangunan tersebut. Beban hidup yang bekerja pada gedung rumah susun ini adalah sebagai berikut :

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

## 3. Beban Gempa

Penentuan jenis tanah pada lokasi gedung diambil berdasarkan hasil dari 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 ini merupakan perhitungan penentuan jenis tanah, dengan ketentuan sebagai berikut :

$\tilde{N} \geq 50$  = Tanah Keras

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

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

#### 4.5 Tabel Perhitungan N Rata-Rata

Keterangan	Tebal	Kedalaman	N	Tebal/N
Lapisan 1	1 m	-2	8	0.125
Lapisan 2	3 m	-4	2	1.5
Lapisan 3	3 m	-6	2	1.5
Lapisan 4	3 m	-8	2	1.5
Lapisan 5	2 m	-10	3	0.6667
Lapisan 6	2 m	-12	3	0.6667
Lapisan 7	2 m	-14	4	0.5
Lapisan 8	2 m	-16	7	0.2857
Lapisan 9	2 m	-18	16	0.125
Lapisan 10	2 m	-20	12	0.1667
Lapisan 11	2 m	-22	19	0.1053
Lapisan 12	2 m	-24	15	0.1333
Lapisan 13	2 m	-26	19	0.1053
Lapisan 14	2 m	-28	14	0.1429
Lapisan 15	2 m	-30	17	0.1176
		30		7.6401

$$\tilde{N} = \frac{30}{7.64} = 3.93 < 15$$

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

### **4.3.3 Pembebanan gempa dinamis**

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

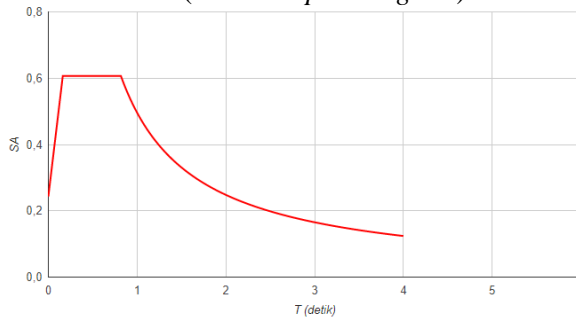
#### **4.3.3.2 Parameter respon spektrum rencana**

Dalam hal perencanaan struktur 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 Jakarta dengan kondisi tanah lunak (kelas situs E)

Tabel 4.6 Parameter Gempa Jakarta untuk Situs E

Variabel	Nilai
PGA (g)	0.351
$S_S$ (g)	0.661
$S_I$ (g)	0.291
$C_{RS}$	0.989
$C_{RI}$	0.937
$F_{PGA}$	1.048
$F_A$	1.378
$F_V$	2.837
PSA (g)	0.367
$S_{MS}$ (g)	0.911
$S_{MI}$ (g)	0.825
$S_{DS}$ (g)	0.607
$S_{DI}$ (g)	0.55
$T_0$ (detik)	0.181
$T_S$ (detik)	0.906

(Sumber : puskim.go.id)



Gambar 4.25 Grafik Spektral Percepatan Gempa Jakarta

#### 4.3.3.3 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 apartemen/rumah susun. Pada table 1 SNI 1726-2012, bangunan ini termasuk kategori II sehingga didapat nilai  $I = 1$ .

#### 4.3.3.4 Menentukan kategori desain seismik (SNI 1726:2012 Pasal 6.5)

Setelah menghitung parameter percepatan desain, kemudian perlu ditentukan kategori resiko desain seismik yang dapat dilihat pada Tabel 3.6 dan Tabel 3.7. Dari nilai parameter respon spektrum untuk wilayah Jakarta didapat nilai  $S_{DS} = 0,607$  dan  $S_{D1} = 0,55$ , maka kategori desain seismik berdasarkan  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  diperoleh nilai D.

#### 4.3.3.5 Faktor reduksi gempa (R)

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

Tabel 4.7 Faktor  $R^a$ ,  $C_d^b$  dan  $\Omega_0$  untuk sistem penahan gempa

Sistem Penahan Gaya Gempa	$R^a$	$\Omega_0$	$C_d^b$	$B$	$C$	$D$	$E$	$F$
Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	$2^{1/2}$	4	TB	TB	TB	TB	TB

#### 4.3.4 Kombinasi pembebanan

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

- 1,4D
- 1,2D + 1,6L
- 1,2D + 0,5L ± Ex
- 1,2D + 0,5L ± Ey
- 0,9D ± Ex
- 0,9D ± Ey

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%.

Beban Mati

Tabel 4.8 Beban mati pelat

Keterangan	Beban (kg)	Luas (m <sup>2</sup> )	jumlah lantai	Total (kg)
Pelat atap	226.1	846.3	1	191348.43
Pelat Lantai	250.1	785.925	14	2751837.795
Total				2943186.225

Tabel 4.9 Beban mati profil Kolom CFT

Keterangan	Area (m <sup>2</sup> )	Beban (kg/m <sup>3</sup> )	P (m)	jumlah lantai	Total (kg)
Kolom 1 : 700.700.25	0.0659	7850	200	1	103463
	0.4225	2400			202800
Kolom 1 : 700.700.25	0.0659	7850	160	4	331081.6
	0.4225	2400			648960
Kolom 2 : 600.600.25	0.062	7850	160	5	389360
	0.36	2400			691200
Kolom 3 : 500.500.25	0.0573	7850	160	5	359844
	0.25	2400			480000
Kolom 3 : 500.500.25	0.0573	7850	44.8	1	20151.264
	0.25	2400			26880
Total					3226859.864

Tabel 4.10 Beban mati profil Balok dan Bresing baja

Keterangan	Beban (kg/m)	P (m)	jumlah lantai	Total (kg)
BA1 WF 200.150.6.9	30.6	210	1	6426
BA2 WF 200.100.4.5.7	18.2	6	1	109.2
BA3 WF 250.175.7.11	44.1	210	14	129654
BA4 WF 200.100.5.5.8	21.3	6	14	1789.2
BIMJ 1 WF 500.300.11.15	114	168	15	287280
BIML 1 WF 500.300.11.15	114	115.5	15	197505
BIMJ 2 WF 500.300.11.15	114	18	15	30780
BIML 2 WF 500.300.11.15	114	36.4	15	62244
BLL-MJ 1 WF 500.300.11.15	114	20	15	34200
BLL-ML 1 WF 500.300.11.15	114	8.5	15	14535
BL-MJ WF 500.300.11.15	114	4	15	6840
BL-ML WF 500.300.11.15	114	2	15	3420
Bresing-MJ 1 WF 300.200.9.14	65.4	37.76	1	2469.504
Bresing-MJ 2 WF 300.200.9.14	65.4	32.48	14	29738.688
Bresing-ML 1 WF 300.200.9.14	65.4	18.12	1	1185.048
Bresing-ML 2 WF 300.200.9.14	65.4	15.36	14	14063.616
TOTAL				822239.256



## Beban Mati Tambahan

### Tabel 4.11 Beban mati tambahan pada balok

Keterangan	Beban (kg/m)	P (m)	jumlah lantai	Total (kg)
BIMJ 1 WF 500.300.11.15	320	156	14	702720
BIML 1 WF 500.300.11.15	320	115.5	14	529200
BIMJ 2 WF 500.300.11.15	320	12	14	57600
BIML 2 WF 500.300.11.15	320	5.6	14	26880
BLL-MJ 1 WF 500.300.11.15	320	20	14	89600
BLL-ML 1 WF 500.300.11.15	320	8.5	14	38080
BL-MJ WF 500.300.11.15	320	4	14	17920
BL-ML WF 500.300.11.15	320	2	14	8960
TOTAL				1470960

### Tabel 4.12 Beban mati tambahan pada pelat

Keterangan	Beban (kg)	Luas (m <sup>2</sup> )	jumlah lantai	Total (kg)
Pelat atap	83.6	846.3	1	70750.68
Pelat Lantai	187.42	785.925	14	2062172.889
Total				2132923.569

### Tabel 4.13 Beban hidup

Keterangan	Beban (kg)	Luas (m <sup>2</sup> )	jumlah lantai	Total (kg)
Pelat atap	97.89	846.3	1	82844.307
Pelat Lantai	195.78	785.925	14	2154157.551
Total				2237001.858

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

### Tabel 4.14 Hasil perhitungan berat struktur

Keterangan	D (kg)	SD (kg)	L (kg)	Total (kg)	ETABS(kg)	Selisih (%)
Berat Struktur	6992285.345	3603883.569	2237001.858	12833170.77	13122830.8	2.21%

Dari tabel diatas, didapatkan total berat struktur dari ETABS dan dari hasil perhitungan manual sebesar 2.21%, sehingga dapat disimpulkan selisih antara kedua perhitungan tersebut tidak melebihi 5% sehingga dapat dikatakan bahwa analisa permodelan tersebut telah sesuai.

#### 4.3.5.2 Kontrol partisipasi massa

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 4.15 Partisipasi massa bangunan

Case	Mode	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.0019	0.7579
Modal	2	0.7685	0.7599
Modal	3	0.7686	0.7599
Modal	4	0.7688	0.8775
Modal	5	0.8855	0.8776
Modal	6	0.8855	0.8776
Modal	7	0.8856	0.9194
Modal	8	0.9274	0.9194
Modal	9	0.9274	0.9194
Modal	10	0.9274	0.9196
Modal	11	0.9274	0.9431
Modal	12	0.9275	0.9432

Dari tabel diatas, didapatkan partisipasi massa arah X sebesar 0.9274 pada moda ke 8 dan partisipasi massa arah Y sebesar 0.9194 pada moda ke 7. 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, perioda 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)

$$C_t = 0,0731 \quad x = 0,75 \quad h_n = 52 \text{ m}$$

$$T_a = 0,0731 \cdot 52^{0,75} = 1,216 \text{ detik}$$

Dengan nilai  $S_{D1} = 0,55$  ; maka  $C_u = 1,4$

Sehingga periode struktur yang diijinkan adalah :

$$T = T_a \cdot C_u = 1,416 \times 1,4 = 1,982 \text{ detik}$$

Didapatkan nilai  $T_x = 1,294$  detik dan  $T_y = 1,489$  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 :

$$C_{s \max X} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{T}\right)} = \frac{0,55}{1,294 \cdot \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0531$$

$$C_{s \max Y} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{T}\right)} = \frac{0,55}{1,489 \cdot \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0462$$

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  $C_s = 0,0531$  untuk X dan  $0,0462$  untuk Y. Dari analisis struktur yang sudah dilakukan, diperoleh berat total struktur adalah :

Berat total struktur adalah sebesar 11407677,1 kg

$$\text{Maka : } V_{\text{statik}} = C_s \cdot X \cdot W = 0,0531 \times 11407677,1 = 606087,95 \text{ kg}$$

$$V_{\text{statik}} = C_s \cdot Y \cdot W = 0,0462 \times 11407677,1 = 526714,44 \text{ kg}$$

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

Tabel 4.16 Gaya geser dasar (*base shear*)

Combo	FX (kg)	FY (kg)
Ex Max	474386.64	125865.32
Ey Max	144271.42	411770.93

Kontrol nilai akhir respon spektrum :

Arah-X

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

$$474386,64 \geq 515174,75 \text{ (NOT OK)}$$

Arah-Y

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

$$411770,93 \geq 447707,274 \text{ (NOT OK)}$$

Berdasarkan kontrol gempa arah X dan Y masih belum memenuhi syarat nilai akhir respon. Menurut pasal 7.9.4.2 SNI 1726 : 2012 tertulis apabila gaya geser dasar hasil analisis kurang dari 85%, maka harus diperbesar dengan faktor skala arah X dan Y sebagai berikut :

Arah X

$$\text{Faktor} = \frac{0,85 V_{\text{statik}}}{V_{\text{dinamik X}}} = \frac{515174,75}{474386,64} = 1,086$$

$$U_1 = \left(g \frac{I_e}{R}\right) \times \text{Faktor} = \left(9,81 \frac{1}{8}\right) \times 1,086 = 1,332$$

$$U_2 = 0,3 \times \left(g \frac{I_e}{R}\right) \times \text{Faktor} = 0,3 \times \left(9,81 \frac{1}{8}\right) \times 1,086 = 0,5297$$

Arah Y

$$\text{Faktor} = \frac{0,85 V_{\text{statik}}}{V_{\text{dinamik X}}} = \frac{447707,274}{411770,93} = 1,087$$

$$U_1 = 0,3 \times \left(g \frac{I_e}{R}\right) \times \text{Faktor} = 0,3 \times \left(9,81 \frac{1}{8}\right) \times 1,086 = 0,4$$

$$U_2 = \left(g \frac{I_e}{R}\right) \times \text{Faktor} = \left(9,81 \frac{1}{8}\right) \times 1,086 = 1,333$$

Setelah mendapatkan faktor skala, maka dimasukkan kembali faktor U1 dan U2 arah X dan Y, lalu dilakukan analisis ulang untuk mendapatkan *base reaction* yang baru.

Tabel 4.17 Gaya geser dasar setelah diberi faktor skala

Combo	FX (kg)	FY (kg)
Ex Max	519271.94	138193.75
Ey Max	158418.72	451739.05

Dilakukan kontrol ulang terhadap nilai akhir respon spectrum sebagai berikut :

Arah-X

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

$$519271.94 \geq 515174,75 \text{ (OK)}$$

Arah-Y

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

$$451739.05 \geq 447707,274 \text{ (OK)}$$

#### 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 ( $\delta_x$ ) ditentukan dengan persamaan berikut :

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

Dimana :

$\delta_{xe}$  = defleksi pada lantai ke-x yang ditentukan dengan analisis elastis

$C_d$  = faktor pembesaran defleksi (4)

$I_e$  = faktor keutamaan gedung (1,0)

$\Delta_a$  =  $0,020h_{sx}$

Tinggi tingkat 3,2 m

$$\Delta_a = 0,020h_{sx} = 0,020 \times 3,2 = 0,064 \text{ m} = 64 \text{ mm}$$

Tinggi tingkat 4 m

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

Tabel 4.18 Simpangan antar lantai Sumbu X

No.	Lantai	Rasio	Tinggi	$\delta x_e$	$\delta x$	$\Delta a$	Kontrol
1	Atap	33.85	3.2	0.87	3.48	64	OK
2	15	32.98	3.2	0.82	3.28	64	OK
3	14	32.16	3.2	1.093	4.372	64	OK
4	13	31.07	3.2	1.424	5.696	64	OK
5	12	29.64	3.2	1.743	6.972	64	OK
6	11	27.9	3.2	2.041	8.164	64	OK
7	10	25.86	3.2	2.219	8.876	64	OK
8	9	23.64	3.2	2.43	9.72	64	OK
9	8	21.21	3.2	2.62	10.48	64	OK
10	7	18.59	3.2	2.793	11.17	64	OK
11	6	15.8	3.2	2.937	11.75	64	OK
12	5	12.86	3.2	2.95	11.8	64	OK
13	4	9.91	3.2	2.953	11.81	64	OK
14	3	6.957	3.2	2.855	11.42	64	OK
15	2	4.102	3.2	2.502	10.01	64	OK
16	1	1.6	4	1.6	6.4	80	OK
17	Base	0	0	0	0	0	OK

Tabel 4.19 Simpangan antar lantai Sumbu Y

No.	Lantai	Rasio	Tinggi	$\delta_{xe}$	$\delta_x$	$\Delta_a$	Kontrol
1	Atap	38.28	3.2	0.624	2.496	64	OK
2	15	37.66	3.2	1.021	4.084	64	OK
3	14	36.64	3.2	1.368	5.472	64	OK
4	13	35.27	3.2	1.716	6.864	64	OK
5	12	33.55	3.2	2.059	8.236	64	OK
6	11	31.49	3.2	2.403	9.612	64	OK
7	10	29.09	3.2	2.586	10.34	64	OK
8	9	26.5	3.2	2.814	11.26	64	OK
9	8	23.69	3.2	3.022	12.09	64	OK
10	7	20.67	3.2	3.022	12.09	64	OK
11	6	17.47	3.2	3.198	12.79	64	OK
12	5	14.14	3.2	3.33	13.32	64	OK
13	4	10.83	3.2	3.311	13.24	64	OK
14	3	7.546	3.2	3.283	13.13	64	OK
15	2	1.257	3.2	7.047	28.19	64	OK
16	1	0.499	4	0.499	1.996	80	OK
17	Base	0	0	0	0	0	OK

Berdasarkan hasil kontrol pada tabel di atas maka analisis struktur memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 1726:2012. Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

#### 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.

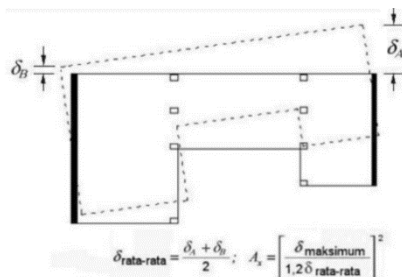
Tabel 4.20 Reaksi perletakan dan persentase gaya geser

Pemikul Gaya Geser	Gempa X		Gempa Y	
	Kg	%	Kg	%
SRBE	19503.75	69%	18742.05	70%
SPRM	8900.19	31%	7979.67	30%
Total	28403.94	100%	26721.72	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.

#### 4.3.6 Kontrol Ketidakberaturan Torsi

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.4.3 menyebutkan struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E atau F, dimana ketidakberaturan torsi tipe 1a atau 1b terjadi seperti didefinisikan dalam Tabel 10 SNI 1726 : 2012 harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan. Karena Rumah Susun Penggilingan Jakarta termasuk kedalam kategori desain seismik D maka diperlukan kontrol terlebih dahulu terhadap ketidakberaturan torsi 1a atau 1b seperti didefinisikan dalam Tabel 10 SNI 1726 : 2012. Ilustrasi dari uraian di atas diperlihatkan pada Gambar 4.26.



Gambar 4.26 Pembesaran Torsi Tak Terduga



Dimana :

$\delta_A$  atau  $\delta_{\max}$  dan  $\delta_B$  atau  $\delta_{\min}$  dihitung berdasarkan simpangan akibat beban spektra.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 10 struktur dikategorikan ketidakberaturan 1a dan 1b bila ketentuan berikut ini terpenuhi :

- $\delta_{\max} < 1,2 \delta_{\text{average}}$  : Tanpa Ketidakberaturan Torsi
- $1,2 \delta_{\text{average}} < \delta_{\max} < 1,4 \delta_{\text{average}}$  : Ketidakberaturan Torsi 1a
- $\delta_{\max} > 1,4 \delta_{\text{average}}$  : Ketidakberaturan Torsi 1a

Tabel 4.21 Perhitungan Tipe Ketidakberaturan Torsi Arah X

No.	Lantai	$\delta_{\max}$	$\delta_{\min}$	$\delta_{\text{avg}}$	$1.2\delta_{\text{avg}}$	$1.4\delta_{\text{avg}}$	Kontrol
1	Atap	33.85	33.76	33.81	40.566	47.327	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
2	15	32.98	32.91	32.95	39.534	46.123	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
3	14	32.16	32.09	32.12	38.549	44.974	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
4	13	31.07	30.99	31.03	37.234	43.44	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
5	12	29.64	29.57	29.61	35.528	41.449	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
6	11	27.9	27.84	27.87	33.441	39.015	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
7	10	25.86	25.79	25.83	30.992	36.157	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
8	9	23.64	23.58	23.61	28.333	33.055	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
9	8	21.21	21.16	21.19	25.423	29.66	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
10	7	18.59	18.55	18.57	22.281	25.995	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
11	6	15.8	15.75	15.77	18.928	22.083	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
12	5	12.86	12.83	12.85	15.414	17.983	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
13	4	9.91	9.89	9.9	11.88	13.86	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
14	3	6.957	6.94	6.949	8.3382	9.7279	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
15	2	4.102	4.096	4.099	4.9188	5.7386	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
16	1	1.6	1.6	1.6	1.92	2.24	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
17	Base	0	0	0	0	0	Tanpa Ketidakberaturan Torsi

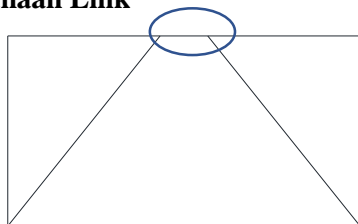
Tabel 4.22 Perhitungan Tipe Ketidakberaturan Torsi Arah Y

No.	Lantai	$\delta_{max}$	$\delta_{min}$	$\delta_{avg}$	$1.2\delta_{avg}$	$1.4\delta_{avg}$	Kontrol
1	Atap	38.636	38.281	38.459	46.15	53.842	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
2	15	38.005	37.657	37.831	45.397	52.963	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
3	14	36.97	36.636	36.803	44.164	51.524	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
4	13	35.59	35.268	35.429	42.515	49.601	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
5	12	33.859	33.552	33.706	40.447	47.188	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
6	11	31.78	31.493	31.637	37.964	44.291	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
7	10	29.356	29.09	29.223	35.068	40.912	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
8	9	26.743	26.504	26.624	31.948	37.273	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
9	8	23.9	23.69	23.795	28.554	33.313	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
10	7	20.854	20.668	20.761	24.913	29.065	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
11	6	17.628	17.47	17.549	21.059	24.569	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
12	5	14.27	14.14	14.205	17.046	19.887	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
13	4	10.928	10.829	10.879	13.054	15.23	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
14	3	7.61	7.546	7.578	9.0936	10.609	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
15	2	4.47	1.257	2.8635	3.4362	4.0089	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
16	1	1.76	0.499	1.1295	1.3554	1.5813	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
17	Base	0	0	0	0	0	Tanpa Ketidakberaturan Torsi

#### 4.4 Perencanaan Struktur Primer

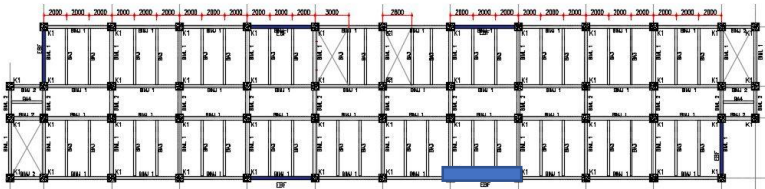
Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan menggunakan program bantu ETABS, maka tahap selanjutnya adalah melakukan analisis struktur melalui kontrol terhadap struktur utama dengan menggunakan peraturan berlaku yaitu SNI 1729:2015.

##### 4.4.1 Perencanaan Link



Gambar 4. 27 Elemen Link

#### 4.4.1.1 Perencanaan link memanjang



Gambar 4. 28 Link Memanjang yang Ditinjau

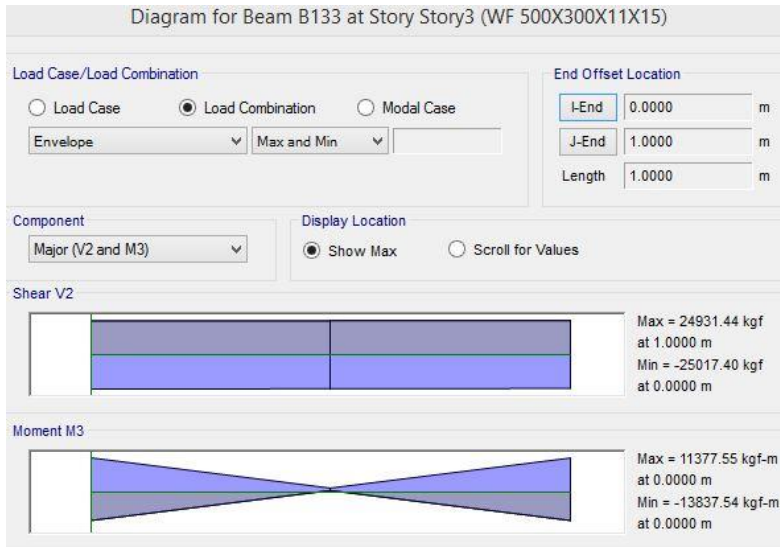
Balok link direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x15, dengan data-data sebagai berikut :

$W = 114 \text{ kg/m}$	$I_x = 60400 \text{ cm}^4$	$Z_y = 689 \text{ cm}^3$
$A = 145,5 \text{ cm}^2$	$I_y = 6760 \text{ cm}^4$	$h = d - 2(t_f + r)$
$d = 482 \text{ mm}$	$i_x = 20,4 \text{ cm}$	$= 482 - 2(11+26)$
$b_f = 300 \text{ mm}$	$i_y = 6,82 \text{ cm}$	$= 400 \text{ mm}$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$S_x = 2500 \text{ cm}^3$	$e = 100 \text{ cm}$
$t_f = 15 \text{ mm}$	$S_y = 451 \text{ cm}^3$	$\Delta e = 11,42 \text{ mm}$
$r = 26 \text{ mm}$	$Z_x = 2663 \text{ cm}^3$	

$$f_y = 250 \text{ MPa}$$

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

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



Gambar 4. 29 Gaya Dalam Link Arah Memanjang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah

$$N_u = 999 \text{ kg}$$

$$V_u = 25017,4 \text{ kg}$$

$$M_u = 13837,54 \text{ kgm}$$

1. Penentuan jenis link

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

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

$$e = \frac{1,6 \times M_p}{V_p} = \frac{1,6 \times 6657500}{74590} = 142,826 \text{ cm}$$

$$e = 100 \text{ cm} \leq 142,826 \text{ cm} \rightarrow \text{Link geser}$$

2. Kontrol penampang

- Pelat sayap

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

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

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$  *Penampang Kompak*

- Pelat badan

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

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

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$  *Penampang Kompak*

Karena penampang kompak, maka :

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

$$0,15 N_y = 0,15 \times 363750 = 54562,5 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y > N_u$$

$$54562,5 > 999 \text{ kg (OK)}$$

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  $2 M_p/e$ .

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

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

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

- Cek kapasitas penampang

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$25017,4 \leq 0,9 \times 74580$$

$$25017,4 \leq 67122 \text{ kg (OK)}$$

#### 4. Kontrol sudut rotasi link

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.7, untuk nilai lebih kecil dari  $\frac{1,6 \times Mp}{V_p}$  sudut rotasi *link* tidak boleh melebihi 0,08 radian.

$$A = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \phi = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \frac{\delta x}{H \text{ lantai}} = \left(\frac{600}{100}\right) \cdot \frac{1.142}{320} = 0,0192$$

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

0,0192 < 0,08 radian (OK)

#### 4.4.1.2 Pengaku link arah memanjang

Untuk pengaku dengan panjang *link*  $\leq 1,6.Mp/V_p$ , 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

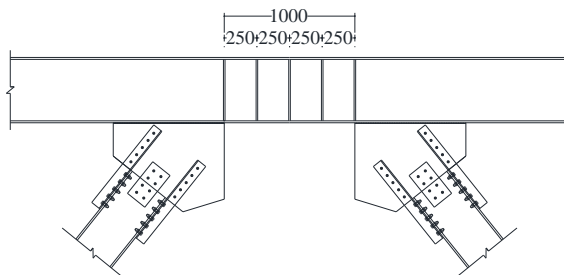
$$S = 52 \text{ tw} - d/5 = 52 \times 1.1 - 48.2/5 = 47.56 \text{ cm}$$

Untuk  $\alpha = 0,0192$  radian, maka harus diinterpolasi

$$S = 47.5 - \left(\frac{0,0192 - 0,02}{0,08 - 0,02}\right) \cdot (47.56 - 23.26) = 46,99 \text{ cm}$$

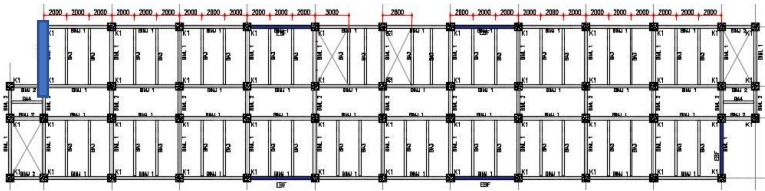
Dipasang pengaku antara dengan jarak 25 cm

Tebal pengaku digunakan nilai terbesar antara 0,75 tw (0,75x11= 8,25 mm,) dan 10 mm, sehingga digunakan 10 mm.



Gambar 4. 30 Jarak Pengaku Link Memanjang

#### 4.4.1.3 Perencanaan link arah melintang



Gambar 4.31 Link Melintang yang Ditinjau

Balok link arah melintang direncanakan menggunakan

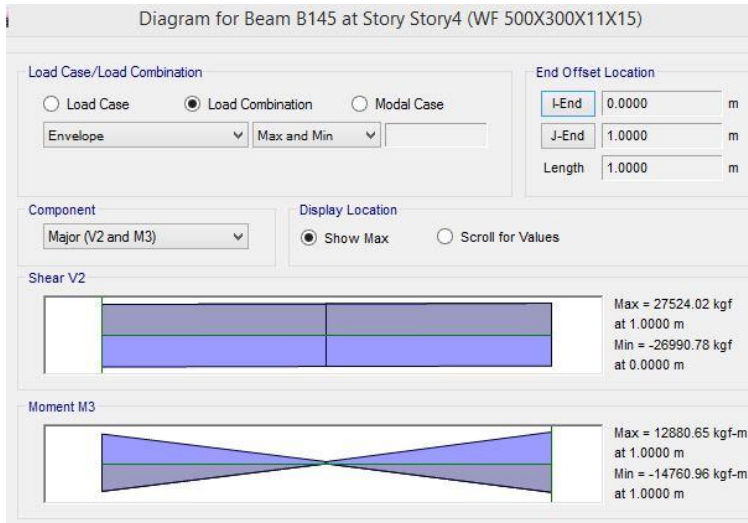
profil WF 500x300x11x15, dengan data-data sebagai berikut :

$W = 114 \text{ kg/m}$	$I_x = 60400 \text{ cm}^4$	$Z_y = 689 \text{ cm}^3$
$A = 145,5 \text{ cm}^2$	$I_y = 6760 \text{ cm}^4$	$h = d - 2(t_f + r)$
$d = 482 \text{ mm}$	$i_x = 20,4 \text{ cm}$	$= 482 - 2(11+26)$
$b_f = 300 \text{ mm}$	$i_y = 6,82 \text{ cm}$	$= 400 \text{ mm}$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$S_x = 2500 \text{ cm}^3$	$e = 100 \text{ cm}$
$t_f = 15 \text{ mm}$	$S_y = 451 \text{ cm}^3$	$\Delta e = 11,42 \text{ mm}$
$r = 26 \text{ mm}$	$Z_x = 2663 \text{ cm}^3$	

$$f_y = 250 \text{ MPa}$$

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

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



Gambar 4. 32 Gaya Dalam Link Arah Melintang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah

$$N_u = 511,83 \text{ kg}$$

$$V_u = 27524,02 \text{ kg}$$

$$M_u = 14760,65 \text{ kgm}$$

1. Penentuan jenis link

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

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

$$e = \frac{1,6 \times M_p}{V_p} = \frac{1,6 \times 6657500}{74590} = 142,82 \text{ cm}$$

$$e = 100 \text{ cm} \leq 142,826 \text{ cm} \rightarrow \text{Link geser}$$

2. Kontrol penampang

- Pelat sayap

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



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

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$  *Penampang Kompak*

- Pelat badan

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

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

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$  *Penampang Kompak*

Karena penampang kompak, maka :

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

$$0,15 N_y = 0,15 \times 363750 = 54562,5 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y > N_u$$

$$53562,5 > 511,83 \text{ kg (OK)}$$

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  $2 M_p/e$

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

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

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

- 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.

$$A = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \phi = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \frac{\delta x}{H \text{ lantai}} = \left(\frac{525}{100}\right) \cdot \frac{1.32}{320} = 0,0205$$

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

$0,021 < 0,08 \text{ radian (OK)}$

#### 4.4.1.4 Pengaku link arah Melintang

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

Untuk  $\alpha = 0,08 \text{ radian}$

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

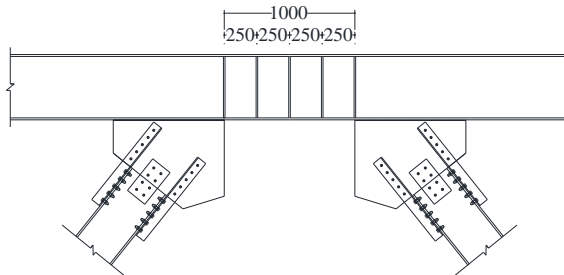
Untuk  $\alpha = 0,02 \text{ radian}$

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

Untuk  $\alpha = 0,021 \text{ radian}$ , maka harus diinterpolasi

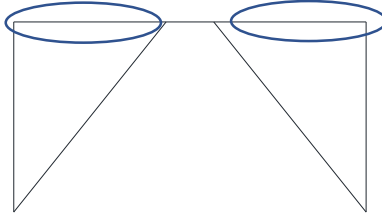
$$S = 47.5 - \left(\frac{0,021-0,02}{0,08-0,02}\right) \cdot (47.56 - 23.26) = 46,56 \text{ cm}$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 25 cm. Tebal pengaku digunakan nilai terbesar antara 0,75 tw (0,75x11= 8,25 m,) dan 10 mm, sehingga digunakan 10 mm.



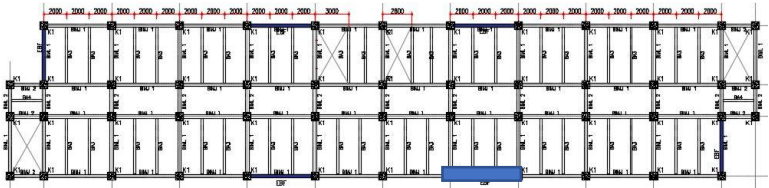
Gambar 4. 33 Jarak Pengaku Link Melintang

#### 4.4.2 Balok diluar link



Gambar 4. 34 Elemen Balok diluar Link

##### 4.4.2.1 Balok diluar link arah memanjang



Gambar 4. 35 Balok Luar Link Memanjang yang ditinjau

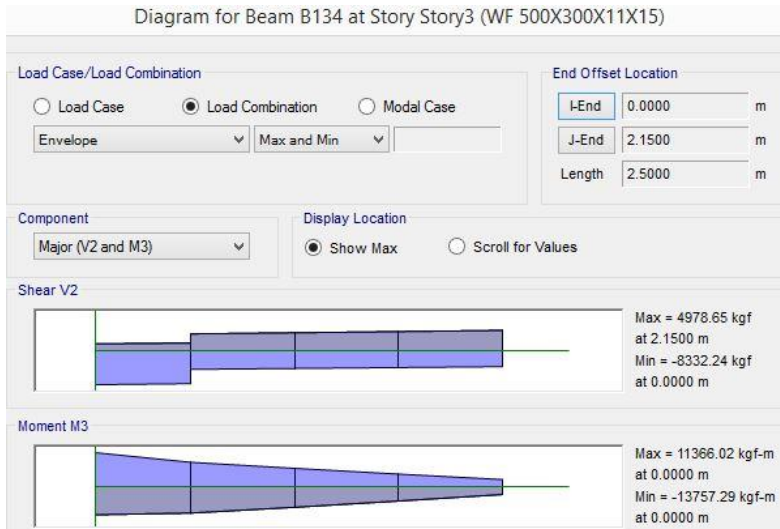
Balok diluar link direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x15, dengan data-data sebagai berikut :

$$\begin{array}{lll}
 W = 114 \text{ kg/m} & I_x = 60400 \text{ cm}^4 & Z_y = 689 \text{ cm}^3 \\
 A = 145,5 \text{ cm}^2 & I_y = 6760 \text{ cm}^4 & h = d - 2(t_f + r) \\
 d = 482 \text{ mm} & i_x = 20,4 \text{ cm} & = 482 - 2(11+26) \\
 b_f = 300 \text{ mm} & i_y = 6,82 \text{ cm} & = 400 \text{ mm} \\
 t_w = 11 \text{ mm} & S_x = 2500 \text{ cm}^3 & e = 100 \text{ cm} \\
 t_f = 15 \text{ mm} & S_y = 451 \text{ cm}^3 & \\
 r = 26 \text{ mm} & Z_x = 2663 \text{ cm}^3 & 
 \end{array}$$

$$f_y = 250 \text{ MPa}$$

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

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



Gambar 4. 36 Gaya dalam Balok Luar Link Memanjang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah

$$V_u = 8332,4 \text{ kg}$$

$$M_u = 13757,3 \text{ kgm}$$

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  $R_y$ .

$$V_u = 1,1 \times R_y \times V_n$$

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

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

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

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

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

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

1. Kontrol penampang

- Pelat sayap

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

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

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$  Penampang Kompak

- Pelat badan

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

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

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$  Penampang Kompak

Sehingga  $M_n = M_p$

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

2. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

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

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

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

$V_n = 0,6F_y A_w C_v = 0,6 \times 2500 \times 48 \times 1,1 \times 1 = 79200 \text{ kg}$

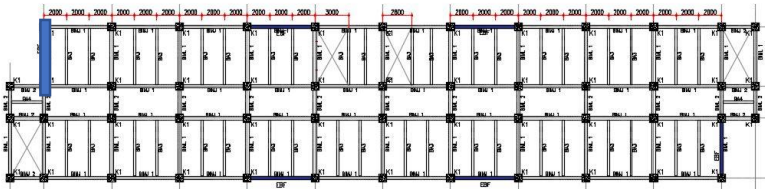
3. Kontrol interaksi geser dan lentur

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

$$\frac{13757,3}{59917,50} + 0,625 \frac{123057}{71280} \leq 1,375$$

$1.308 \leq 1,375$  (OK)

#### 4.4.2.2 Balok diluar link arah melintang



Gambar 4. 37 Balok Luar Link Melintang yang Ditinjau

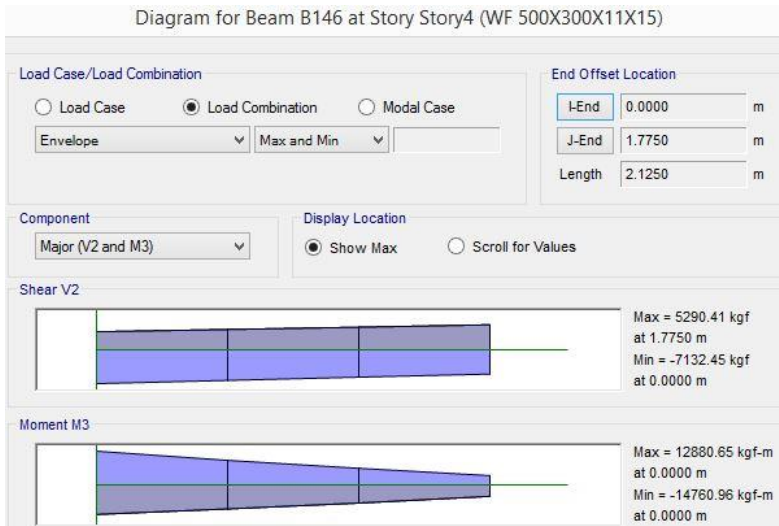
Balok diluar link direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x15, dengan data-data sebagai berikut :

$W = 114 \text{ kg/m}$	$I_x = 60400 \text{ cm}^4$	$Z_y = 689 \text{ cm}^3$
$A = 145,5 \text{ cm}^2$	$I_y = 6760 \text{ cm}^4$	$h = d - 2(t_f + r)$
$d = 482 \text{ mm}$	$i_x = 20,4 \text{ cm}$	$= 482 - 2(11+26)$
$b_f = 300 \text{ mm}$	$i_y = 6,82 \text{ cm}$	$= 400 \text{ mm}$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$S_x = 2500 \text{ cm}^3$	$e = 100 \text{ cm}$
$t_f = 15 \text{ mm}$	$S_y = 451 \text{ cm}^3$	
$r = 26 \text{ mm}$	$Z_x = 2663 \text{ cm}^3$	

$$f_y = 250 \text{ MPa}$$

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

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



Gambar 4.38 Gaya Dalam Balok Luar Link

Didapatkan hasil dari ETABS adalah

$$V_u = 7132,45 \text{ kg}$$

$$M_u = 12880,7 \text{ kgm}$$

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

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

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

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

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63,35$$

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

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v = 0,6 \times 2500 \times 40 \times 1,1 \times 1 = 79200 \text{ kg}$$

3. Kontrol interaksi geser dan lentur

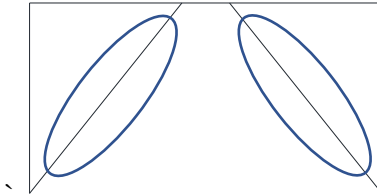
$$\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} \leq 1,375$$

$$\frac{12880,70}{5991750} + 0,625 \frac{123057}{71280} \leq 1,375$$

$$1,294 \leq 1,375 \text{ (OK)}$$



### 4.4.3 Perencanaan bresing



Gambar 4. 39 Elemen Bresing

#### 4.4.3.1 Perencanaan bresing arah memanjang

300x200x9x14, dengan data-data sebagai berikut :

$W = 65,4 \text{ kg/m}$	$I_x = 13300 \text{ cm}^4$	$Z_y = 288 \text{ cm}^3$
$A = 83,36 \text{ cm}^2$	$I_y = 1900 \text{ cm}^4$	$h = d - 2(t_f + r)$
$d = 298 \text{ mm}$	$i_x = 12,6 \text{ cm}$	$= 298 - 2(9+18)$
$b_f = 201 \text{ mm}$	$i_y = 4,77 \text{ cm}$	$= 234 \text{ mm}$
$t_w = 9 \text{ mm}$	$S_x = 893 \text{ cm}^3$	$e = 100 \text{ cm}$
$t_f = 14 \text{ mm}$	$S_y = 189 \text{ cm}^3$	$\sin \alpha = 0,788$
$r = 18 \text{ mm}$	$Z_x = 963 \text{ cm}^3$	$L_{\text{bresing}} = 406,08 \text{ cm}$

$$f_y = 250 \text{ MPa}$$

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

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

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*.

$$V_u = 1,25 \cdot R_y \cdot V_n = 1,25 \times 1,5 \times 74580 = 139837,5 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{139837,5}{0,788} = 177453,27 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{139837,5}{0,788} = 177453,27 \text{ kg}$$

## 1. Kontrol penampang profil

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{201}{2 \times 14} = 7,178$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15,81$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$  Penampang tidak langsing

- Pelat badan

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

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42,058$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$  Penampang tidak langsing

## 2. Kontrol kuat bresing

$$\text{Arah } X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{406,08}{12,6} = 32,23$$

$$\text{Arah } Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{416,08}{4,77} = 85,13 \text{ (menentukan)}$$

Maka,  $\lambda$  pakai = 85,13

$$f_e = \frac{\pi^2 x E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 x 2000000}{(85,13)^2} = 2720,855 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L_{ky}}{i_y} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$85,13 \leq 4,71 \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

85,131  $\leq$  133,219 maka,

$$Fcr = \left[0,685^{\frac{fy}{f_e}}\right] x fy = \left[0,685^{\frac{2500}{2720,855}}\right] x 2500 = 1765,9$$

- Bresing tarik

$$P_{max} = R_y \cdot F_y \cdot Ag = 1.5 \times 2500 \times 83,36 = 312600 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 312600 = 281340 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > Pu$$

$$281340 \text{ kg} > 177453,27 \text{ kg (OK)}$$

- Bresing tekan

$$P_{max} = 1,1 \cdot R_y \cdot Ag \cdot F_{cr} = 1.1 \times 1.5 \times 134,8 \times 1765,9$$

$$= 242889,9 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.85 \times 242889,9 = 206456,4 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > Pu$$

$$206456,4 > 177453,27 \text{ kg (OK)}$$

#### 4.4.3.2 Perencanaan bresing arah melintang

Bresing direncanakan menggunakan profil WF 300x200x9x14, dengan data-data sebagai berikut :

W = 65,4 kg/m	$I_x = 13300 \text{ cm}^4$	$Z_y = 288 \text{ cm}^3$
A = 83,36 cm <sup>2</sup>	$I_y = 1900 \text{ cm}^4$	$h = d - 2(t_f + r)$
d = 298 mm	$i_x = 12,6 \text{ cm}$	$= 298 - 2(9+18)$
$b_f = 201 \text{ mm}$	$i_y = 4,77 \text{ cm}$	$= 234 \text{ mm}$
$t_w = 9 \text{ mm}$	$S_x = 893 \text{ cm}^3$	$e = 100 \text{ cm}$
$t_f = 14 \text{ mm}$	$S_y = 189 \text{ cm}^3$	$\sin \alpha = 0,833$
$r = 18 \text{ mm}$	$Z_x = 963 \text{ cm}^3$	$L_{\text{bresing}} = 384,13 \text{ cm}$

$$f_y = 250 \text{ MPa}$$

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

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

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*.

$$V_u = 1,25 \cdot R_y \cdot V_n = 1,25 \times 1,5 \times 74580 = 139837,5 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{139837,5}{0,833} = 16786,03 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{139837,5}{0,833} = 16786,03 \text{ kg}$$

### 1. Kontrol penampang profil

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{201}{2 \times 14} = 7,178$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15,81$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$  Penampang tidak langsing

- Pelat badan

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

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42,058$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$  Penampang tidak langsing

### 2. Kontrol kuat bresing

$$\text{Arah } X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{384,13}{12,6} = 30,48$$

$$\text{Arah } Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{384,13}{4,77} = 80,53$$

maka,  $\lambda$  pakai = 80,53

$$f_e = \frac{\pi^2 x E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 x 2000000}{(80,53)^2} = 3040,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L_{ky}}{i_y} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$80,53 \leq 4,71 \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

$80,53 \leq 133.219$  maka,

$$F_{cr} = \left[ 0.685 \frac{f_y}{f_e} \right] x f_y = \left[ 0.685 \frac{2500}{3040,67} \right] x 2500 = 1831,67$$

- Bresing tarik

$$P_{max} = R_y \cdot F_y \cdot Ag = 1.5 \times 2500 \times 83,36 = 312600 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 312600 = 281340 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > Pu$$

$$281340 > 167862,03 \text{ kg (OK)}$$

- Bresing tekan

$$P_{max} = 1,1 \cdot R_y \cdot Ag \cdot F_{cr} = 1.1 \times 1.5 \times 134,8 \times 1831,67$$

$$= 251934,87 \text{ kg}$$

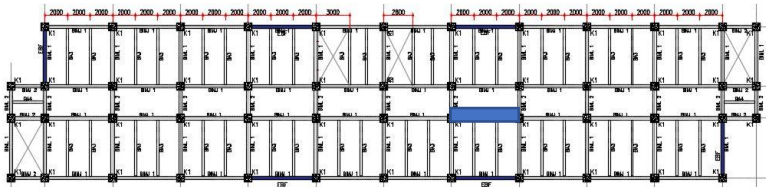
$$\phi_c P_n = 0.85 \times 251934,87 = 214144,6 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > Pu$$

$$214144,6 > 167862,03 \text{ kg (OK)}$$

#### 4.4.4 Perencanaan balok induk

##### 4.4.4.1 Perencanaan balok induk arah memanjang



Gambar 4. 40 Balok Induk Memanjang yang ditinjau

Balok induk arah melintang direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x15, dengan data – data sebagai berikut:

$$W = 114 \text{ kg/m}$$

$$I_x = 60400 \text{ cm}^4 \quad Z_y = 689 \text{ cm}^3$$

$$A = 145,5 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 6760 \text{ cm}^4 \quad h = d - 2(t_f + r)$$

$$d = 482 \text{ mm}$$

$$i_x = 20,4 \text{ cm} = 482 - 2(11+26)$$

$$b_f = 300 \text{ mm}$$

$$i_y = 6,82 \text{ cm} = 400 \text{ mm}$$

$$t_w = 11 \text{ mm}$$

$$S_x = 2500 \text{ cm}^3 \quad L = 600 \text{ cm}$$

$$t_f = 15 \text{ mm}$$

$$S_y = 451 \text{ cm}^3$$

$$r = 26 \text{ mm} \quad Z_x = 2663 \text{ cm}^3$$

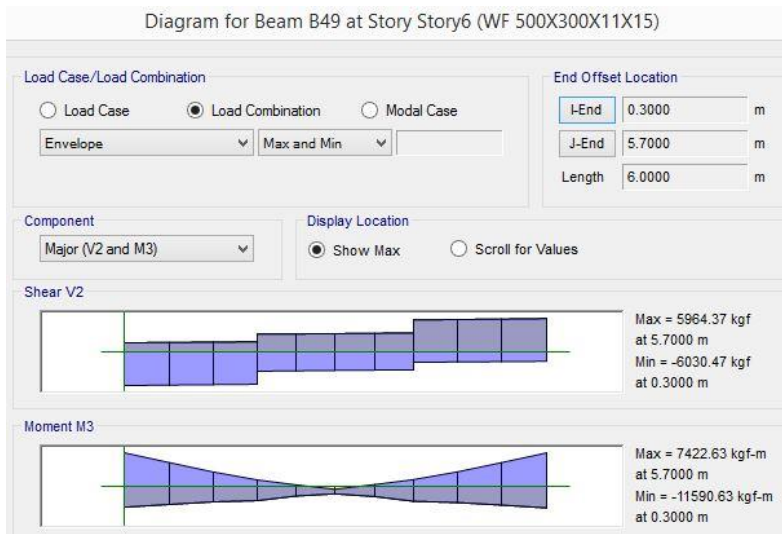
$$f_y = 250 \text{ MPa}$$

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

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

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:



Gambar 4. 41 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Sebelum Komposit

$$M_{\max} : 11590,63 \text{ kgcm}$$

$$V_{\max} : 6030,47 \text{ kg}$$

- 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,  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 2663 \times 2500 = 6657500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$11590,63 \leq 0.9 \times 6657500$$

$$11590,63 \leq 59917,50 \text{ kgm (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

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

$$L_p = 339.5018 \text{ cm}$$

$$L_r = 980.6543 \text{ cm}$$

$L_b < L_p < L_r$  (Bentang Pendek)

Maka,  $M_n = M_p$

- Cek kemampuan penampang

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$11590,63 \leq 0.9 \times 66575$$

$$11590,63 \leq 59917,50 \text{ kgm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

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

$$\frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.36 \rightarrow 36,36 \leq 260$$

maka,  $k_v = 5$

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{kv.E}{Fy}} = 1,1 \sqrt{\frac{5.2000000}{250}} = 69,57$$

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{kv.E}{Fy}}, \text{ sehingga } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times 48 \times 1.1 \times 1 = 79530 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$6030,47 \leq 71577 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

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

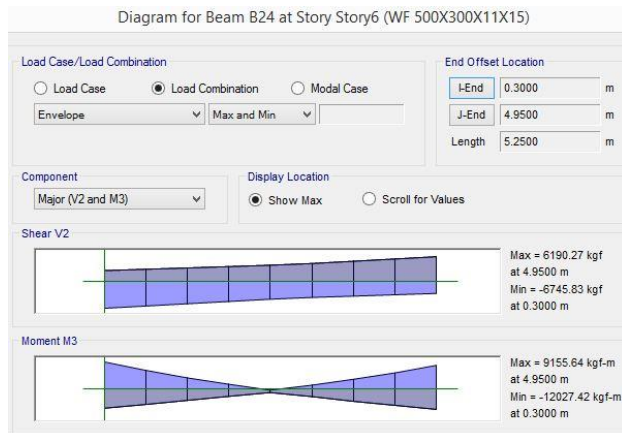
$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1,67 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,0324 \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.0324 \text{ cm} < 1,67 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

#### b. Setelah komposit

Pada kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4. 42 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Setelah Komposit



$M_{\max}$  : 6951,23 kgm  
 $M_{\min}$  : 14657,66 kgm  
 $V_{\max}$  : 8637,16 kg

Pada kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:

$M_{\max}$  : 6951,23 kgm  
 $M_{\min}$  : 14657,66 kgm  
 $V_{\max}$  : 8637,16 kg

#### 1. Zona Momen Positif

Menghitung momen nominal

- Lebar efektif

$$B_{\text{eff}} \leq \frac{1}{8} L = \frac{1}{8} 600 = 75 \text{ cm}$$

$$B_{\text{eff}} \leq \frac{1}{2} S = \frac{1}{2} 200 = 100 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai  $B_{\text{eff}} = 75 \text{ cm}$

- 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

Menentukan Momen Positif

- Menentukan C

$$A_c = b_{\text{eff}} \times t_b = 75 \times 4,7 = 352,5 \text{ cm}^2$$

$$C1 = A_s f_y = 145.5 \times 2500 = 363750 \text{ kg}$$

$$C2 = 0,85 \cdot f'c' \cdot t_{\text{plat}} \cdot b_{\text{eff}}$$

$$= 0,85 \times 300 \times 352,5 = 89887,5 \text{ kg (menentukan)}$$

Diambil C terkecil yaitu  $C2 = 89887,5 \text{ kg}$

Karena  $C1 > C2$ , maka PNA terletak pada baja

- Menentukan lokasi gaya tarik pada balok baja

$$T = C2$$

$$P_{yc} = C1$$

$$C_s = \frac{P_{yc} - T}{2} = \frac{363750 - 89887,5}{2}$$

$$C_s = 136931,25 \text{ kg}$$

df = tinggi bidang tertekan aumsi pada sayap

$$df = \frac{C_s}{b_f \cdot f_y} = \frac{136931,25}{30 \cdot 2500} = 1,82 \text{ cm}$$

df > tf = 1,5 cm, PNA jatuh di badan

Gaya pada sayap profil  $P_f$

$$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30 \times 1,5 \times 2500 = 112500 \text{ kg}$$

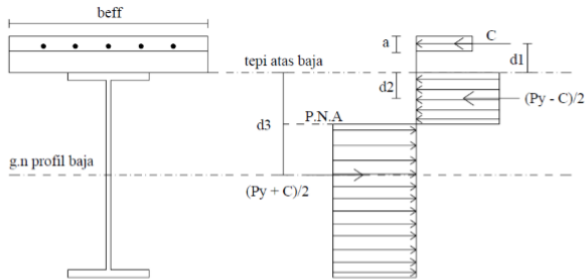
Gaya pada badan profil  $P_w$

$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \frac{363750 - 89887,5}{2} - 112500 = 24431,25 \text{ kg}$$

$a_w$  = tinggi bidang tertekan pada badan

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot f_y} = \frac{24431,25}{1,1 \cdot 2500} = 6,515 \text{ cm}$$

Menentukan jarak-jarak dari centroid yang bekerja



Gambar 4. 43 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif

$$a = \frac{c}{0,85 \cdot f_c' \cdot beff} = \frac{89887,5}{0,85 \cdot 300 \cdot 75} = 4,7 \text{ cm}$$

$$d1 = hr + t_{plat} - a/2 = 53 + 47 - 23,5 = 76,5 \text{ mm} = 7,65 \text{ cm}$$

$$d2 = \frac{(P_f \times 0,5 t_f) + (P_w (t_f \times 0,5 a_w))}{P_f + P_w}$$

$$d2 = \frac{(112500 \times 0,5 \times 1,5) + (24431,25 (1,5 \times 0,5 \times 6,515))}{112500 + 24431,25} = 1,46 \text{ cm}$$

$$d3 = \frac{1}{2} D = \frac{1}{2} \times 482 = 241 \text{ mm} = 24,1 \text{ cm}$$

$$C = 89887,5 \text{ kg}$$

$$T = 363750 \text{ kg}$$

$$M_n = C (d_1 + d_2) + T (d_3 - d_2)$$

$$= 89887,5 (7,65 + 1,46) + 363750 (24,1 - 1,46)$$

$$= 9052801 \text{ kgcm} = 90528,01 \text{ kgm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$6951,23 \leq 0,9 \times 90528,01$$

$$6951,23 \leq 81475,21 \text{ kgm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

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

$$\frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36,36 \rightarrow 36,36 \leq 260$$

maka,  $k_v = 5$

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 2000000}{250}} = 69,57$$

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}, \text{ sehingga } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 \times 2500 \times 48,2 \times 1,1 \times 1 = 79530 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$8637,16 \leq 71577 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

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

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1,67 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,106 \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,106 \text{ cm} < 1,67 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

## 2. Zona Momen negatif

Data tulangan negatif pelat:

$$\text{Diameter} = 7 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak Tulangan} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Tulangan (Ar)} = 0,385 \text{ cm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \text{Beff/Jarak tulangan} = 75/20 = 3,75 = 4 \text{ buah}$$

$$\text{selimut beton (c)} = 20 \text{ mm}$$

- Menghitung momen nominal

$$T = n \cdot \text{Ar} \cdot f_y = 4 \times 0,385 \times 5000 = 7212,19 \text{ kg}$$

$$P_y = A_s f_y = 145,5 \times 2500 = 363750 \text{ kg}$$

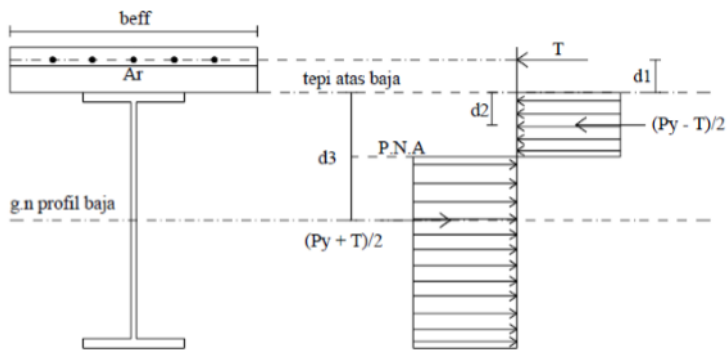
Gaya pada sayap profil  $P_f$

$$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30 \times 1,5 \times 2500 = 112500 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil

$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \frac{363750 - 7212,19}{2} - 112500 = 65768,9 \text{ kg}$$

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot f_y} = \frac{65768,9}{1,1 \cdot 2500} = 23,92 \text{ cm}$$



Gambar 4. 44 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif

$$d_2 = \frac{(P_f \times 0,5 t_f) + ((P_w (t_f \times 0,5 a_w))}{P_f + P_w}$$

$$d_2 = \frac{(112500 \times 0,5 \times 1,5) + (65768,9 (1,5 \times 0,5 \times 23,92))}{112500 + 65768,9} = 5,44 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = 24,1 \text{ cm}$$

$$d_1 = hr + t_{\text{plat}} - c = 5,3 + 4,7 - 2 = 8 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= T (d_1 + d_2) + P_y (d_3 - d_2) \\ &= 7212,19 (8 + 5,44) + 363750 (24,1 - 5,44) \\ &= 6885089 \text{ kgcm} = 68850,89 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_u \leq \phi b M_n$$

$$14657,66 \leq 0,9 \times 68850,89$$

$$14657,66 \leq 61965,8 \text{ kgm (OK)}$$

### 3. Perencanaan Shear Connector (Stud)

Pada tugas akhir ini direncanakan connector stud baja 2 buah dengan diorientasikan tegak lurus terhadap profil baja. Stud menggunakan shear connector NELSON Stud Welding dengan spesifikasi sebagai berikut :

$$D = 19 \text{ mm}$$

$$A_{sa} = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$f_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$R_g = 1 \text{ (digunakan 2 stud baja)}$$

$$R_p = 0,75 \text{ (dilas pada pelat)}$$

$$E_c = 0,043 \times W_c^{1,5} \sqrt{f_c}$$

$$= 0,043 \times 2400^{1,5} \sqrt{30} = 27691,47 \text{ Mpa}$$

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot (f_c' \cdot E_c)^{0,5}$$

$$= 0,5 \cdot 2.83 \cdot (300 \cdot 27691,47)^{0,5}$$

$$= 129145,85 \text{ N}$$

$$R_g R_p A_{sa} F_u = 1 \times 0,75 \times 2.83 \times 410 = 87140,89 \text{ N (menentukan)}$$

Jumlah penghubung geser momen positif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{v'}{Q_n} = \frac{89887,5}{8885,89} = 10,11 = 11 \text{ buah}$$

Maka, jumlah penghubung geser momen positif yang dibutuhkan sepanjang bentang =  $2 \times 11 = 22$  buah

Jarak antar penghubung geser momen positif adalah:

$$S_{min} = 6 \times d_s = 6 \times 1,9 = 11,4 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 8 \times t_{plat} = 8 \times 10 = 80 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{60}{11} = 54,55 \approx 75 \text{ cm}$$

Jumlah penghubung geser momen negatif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{v'}{Qn} = \frac{7212,18}{8885,89} = 0,811 = 1 \text{ buah}$$

Maka, jumlah penghubung geser momen negatif yang dibutuhkan sepanjang bentang =  $2 \times 1 = 2$  buah

Jarak antar penghubung geser momen negatif adalah:

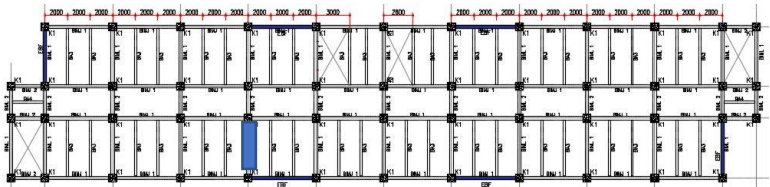
$$S_{\min} = 6 \times ds = 6 \times 1,9 = 11,4 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 8 \times t_{\text{plat}} = 8 \times 10 = 80 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{600}{1} = 600 \approx 75 \text{ cm}$$

Gambar 4. 6 Shear Connector Balok Memanjang

#### 4.4.4.2 Perencanaan balok induk arah melintang



Gambar 4. 45 Balok Induk Melintang yang ditinjau

Balok induk arah memanjang direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x15, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 114 \text{ kg/m}$	$I_x = 60400 \text{ cm}^4$	$Z_y = 689 \text{ cm}^3$
$A = 145,5 \text{ cm}^2$	$I_y = 6760 \text{ cm}^4$	$h = d - 2(t_f + r)$
$d = 482 \text{ mm}$	$i_x = 20,4 \text{ cm}$	$= 482 - 2(11+26)$
$b_f = 300 \text{ mm}$	$i_y = 6,82 \text{ cm}$	$= 400 \text{ mm}$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$S_x = 2500 \text{ cm}^3$	$L = 525 \text{ cm}$
$t_f = 15 \text{ mm}$	$S_y = 451 \text{ cm}^3$	
$r = 26 \text{ mm}$	$Z_x = 2663 \text{ cm}^3$	

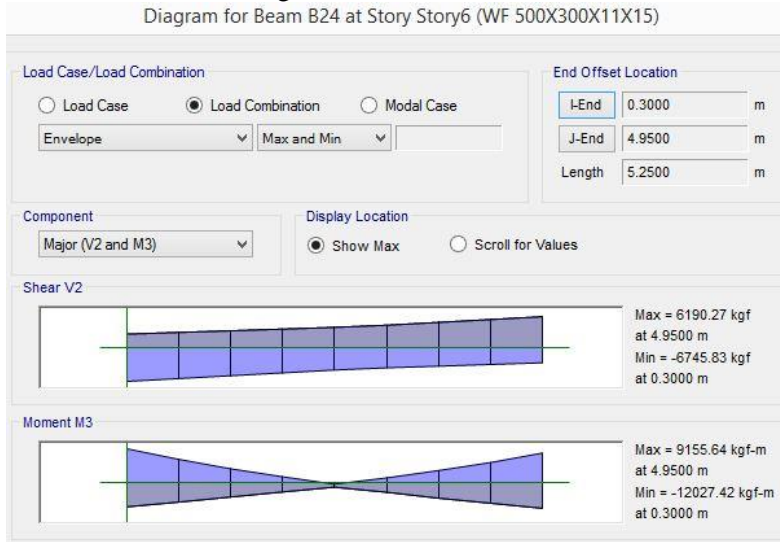
$$f_y = 250 \text{ MPa}$$

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

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

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:



Gambar 4. 46 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Sebelum Komposit

$M_{max} : 12027,42 \text{ kgm}$

$V_{max} : 6745,83 \text{ kg}$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
- Pelat sayap

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

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

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

- Pelat badan



$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.36$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

$\lambda < \lambda_p$  (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga,  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 2663 \times 2500 = 6657500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$12027,42 \leq 0.9 \times 66575,00$$

$$12027,42 \leq 59917,50 \text{ kgm (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 525 \text{ cm}$$

$$L_p = 339.5018 \text{ cm}$$

$$L_r = 980.6543 \text{ cm}$$

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

Gambar bidang momen

$$M_{maks} = 12027,42 \text{ kgm}$$

$$M_A = 12027,42 \text{ kgm}$$

$$M_B = 12027,42 \text{ kgm}$$

$$M_C = 6047,98 \text{ kgm}$$

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

$$= \frac{12,5 \times 12027,42}{2,5 \times 12027,42 + 3 \times 12027,42 + 4 \times 12027,42 + 3 \times 6047,98}$$

$$= 1,32 \leq 2.3$$

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

$$= 1,751 \left[ 6657500 - (6657500 - 0,7 \times 2500 \times 2500) \left( \frac{525 - 339.5018}{980.6543 - 339.5018} \right) \right] < 6657500$$

$$79347,526 \text{ kgcm} \geq 6657500 \text{ kgcm}$$

- Cek kemampuan penampang

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$12027,42 \leq 0.9 \times 66575$$

$$12027,42 \leq 59917,50 \text{ kgm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

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

$$\frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36.36 \rightarrow 36,36 \leq 260$$

maka,  $k_v = 5$

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 2000000}{250}} = 69,57$$

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_y}}, \text{ sehingga } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times 48,2 \times 1,1 \times 1 = 79530 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$6745,83 \leq 71577 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 525 \text{ cm}$$

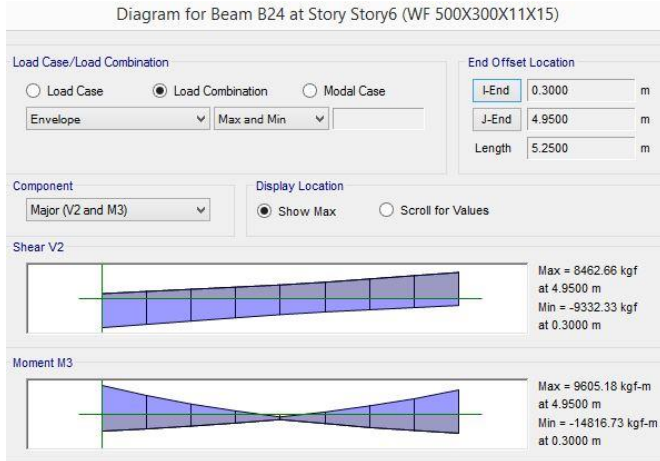
$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{525}{360} = 1,458 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,025 \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.025 \text{ cm} < 1,458 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

- b. Setelah komposit

Pada kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4. 47 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Setelah Komposit

$M_{max} : 9605,18 \text{ kgm}$

$M_{min} : 14816,73 \text{ kgm}$

$V_{max} : 9332,23 \text{ kg}$

1. Zona Momen Positif

Menghitung momen nominal

- Lebar efektif

$$B_{eff} \leq \frac{1}{8} L = \frac{1}{8} 525 = 65,625 \text{ cm}$$

$$B_{eff} \leq \frac{1}{2} S = \frac{1}{2} 525 = 262,5 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai  $B_{eff} = 65,625 \text{ cm}$

- 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.

Menentukan Memen Positif

Menentukan C

$$A_c = beff \times tb = 65,625 \times 4,7 = 308,44$$

$$C1 = A_s f_y = 145.5 \times 2500 = 363750 \text{ kg}$$

$$C2 = 0,85 \cdot f_c' \cdot t_{plat} \cdot beff$$

$$= 0,85 \times 300 \times 308,44 = 78651,56 \text{ kg}$$

Diambil C terkecil yaitu,  $C = 78651,56 \text{ kg}$

Karena  $C1 > C2$ , maka PNA terletak pada baja

Menentukan lokasi gaya Tarik pada balok baja

$$T = C_2$$

$$P_{yc} = C_1$$

$$C_s = \frac{P_{yc} - T}{2} = \frac{363750 - 78651,56}{2} = 181874,89 \text{ kg}$$

df = tinggi bidang yg tertekan asumsi pada sayap

$$df = \frac{C_s}{bf \cdot f_y} = \frac{181874,89}{30 \cdot 2500} = 2,42 \text{ cm}$$

df > tf = 1,5 , PNA jatuh di badan

Gaya pada sayap profil  $P_f$

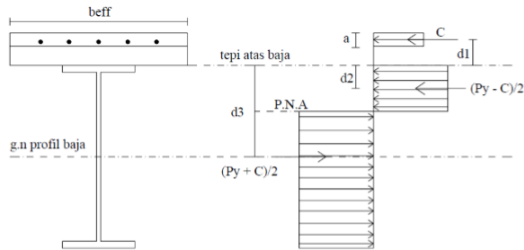
$$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30 \times 1,5 \times 2500 = 112500 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil  $P_w$

$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \frac{363750 - 78651,56}{2} - 112500 = 30049,22 \text{ kg}$$

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot f_y} = \frac{24431,25}{1,1 \cdot 2500} = 8,013 \text{ cm}$$

Menentukan jarak jarak dari centroid yang bekerja



Gambar 4. 48 Distribusi Tegangan Plastik Daerah Momen Positif

$$a = \frac{c}{0,85 \cdot f_c' \cdot beff} = \frac{78651,56}{0,85 \cdot 300 \cdot 65,625} = 4,7 \text{ cm}$$

$$d1 = hr + t_{plat} - a/2 = 53 + 47 - 23,5 = 76,5 \text{ mm} = 7,65 \text{ cm}$$

$$d2 = \frac{(P_f \times 0,5 t_f) + ((P_w (t_f \times 0,5 a_w))}{P_f + P_w}$$

$$d2 = \frac{(112500 \times 0,5 \times 1,5) + (30049,22(1,5 \times 0,5 \times 8,013))}{112500 + 30049,22} = 1,75 \text{ cm}$$

$$d3 = \frac{1}{2} D = \frac{1}{2} 482 = 241 \text{ mm} = 24,1 \text{ cm}$$

$$C = 78651,56 \text{ kg}$$

$$T = 363750 \text{ kg}$$

$$M_n = C (d1 + d2) + T (d3 - d2) = 78651,56 (7,65 + 1,75) + 363750 (24,1 - 1,75) = 8868374 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$9605,18 \leq 0,9 \times 88683,74$$

$$9605,18 \leq 79815,36 \text{ kgm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} \leq 260$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{400}{11} = 36,36 \rightarrow 36,36 \leq 260$$

$$\text{maka, } k_v = 5$$

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{kv \cdot E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 2000000}{250}} = 69,57$$

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \sqrt{\frac{kv \cdot E}{F_y}}, \text{ sehingga } C_v = 1,0$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 F_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 48,2 \times 1,1 \times 1 = 79530 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$9332,33 \leq 71577 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 525 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{525}{360} = 1,458 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,018 \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,018 \text{ cm} < 1,458 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

## 2. Zona Momen negative

Data tulangan negatif pelat:

$$\text{Diameter} = 7 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak Tulangan} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Tulangan (Ar)} = 0,385 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan} &= \text{Beff/Jarak tulangan} = 65,6/25 \\ &= 2,625 = 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\text{selimut beton (c)} = 20 \text{ mm}$$

- Menghitung momen nominal

$$T = n \cdot A_r \cdot f_y = 3 \times 0,385 \times 5000 = 5048,53 \text{ kg}$$

$$P_y = A_s f_y = 145,5 \times 2500 = 363750 \text{ kg}$$

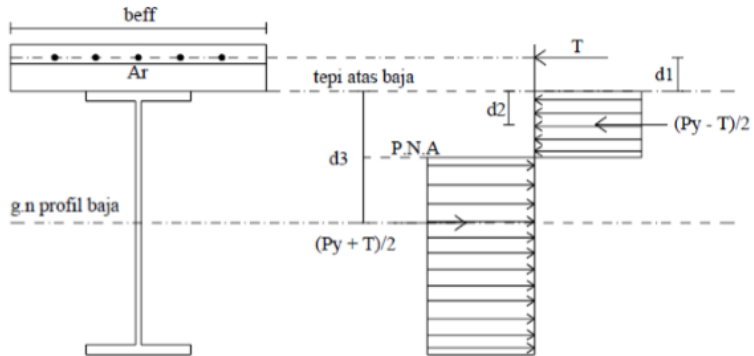
Gaya pada sayap profil  $P_f$

$$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30 \times 1,5 \times 2500 = 112500 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil

$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \frac{363750 - 5048,53}{2} - 112500 = 66850,73 \text{ kg}$$

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot f_y} = \frac{66850,73}{1,1 \cdot 2500} = 24,31 \text{ cm}$$



Gambar 4. 49 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif

Menentukan jarak-jarak dari centroid yang bekerja

$$d_2 = \frac{(P_f \times 0,5 t_f) + (P_w (t_f \times 0,5 a_w))}{P_f + P_w}$$

$$d_2 = \frac{(112500 \times 0,5 \times 1,5) + (66850,73 (1,5 \times 0,5 \times 24,31))}{112500 + 66850,73} = 5,56 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = 24,1 \text{ cm}$$

$$d_1 = hr + t_{plat} - c = 5,3 + 4,7 - 2 = 8 \text{ cm}$$

$$M_n = T(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2) = 5048,53(8 + 5,56) + 363750(24,1 - 5,56) = 6812363 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$14816,73 \leq 0,9 \times 68123,63$$

$$14816,73 \leq 61311,26 \text{ kgm (OK)}$$

### 3. Perencanaan Shear Connector (Stud)

Pada tugas akhir ini direncanakan connector stud baja 2 buah dengan diorientasikan tegak lurus terhadap profil baja. Stud menggunakan shear connector NELSON Stud Welding dengan spesifikasi sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 D &= 19 \text{ mm} \\
 A_s &= 2.83 \text{ cm}^2 \\
 f_u &= 410 \text{ Mpa} \\
 R_g &= 1 \text{ (digunakan 2 stud baja)} \\
 R_p &= 0,75 \text{ (dilas pada pelat)} \\
 E_c &= 0,043 \times W_c^{1,5} \sqrt{f_c} \\
 &= 0,043 \times 2400^{1,5} \sqrt{30} = 27691,47 \text{ Mpa} \\
 Q_n &= 0,5 \cdot A_{sc} \cdot (f_c' \cdot E_c)^{0,5} \\
 &= 0,5 \cdot 2.83 \cdot (300 \cdot 27691,47)^{0,5} \\
 &= 129145,85 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$R_g R_p A_s F_u = 1 \times 0.75 \times 2.83 \times 4100 = 87140,89 \text{ N (menentukan)}$$

Jumlah penghubung geser momen positif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{v'}{Q_n} = \frac{78651,56}{87140,88} = 8,85 = 9 \text{ buah}$$

Maka, jumlah penghubung geser momen positif yang dibutuhkan sepanjang bentang =  $2 \times 9 = 18$  buah

Jarak antar penghubung geser momen positif adalah:

$$S_{\min} = 6 \times d_s = 6 \times 1,9 = 11,4 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 8 \times t_{\text{plat}} = 8 \times 10 = 80 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{525}{9} = 58,33 \approx 75 \text{ cm}$$

Jumlah penghubung geser momen negatif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{v'}{Q_n} = \frac{5048,53}{87140,88} = 0,56 = 1 \text{ buah}$$

Maka, jumlah penghubung geser momen negatif yang dibutuhkan sepanjang bentang =  $2 \times 1 = 2$  buah



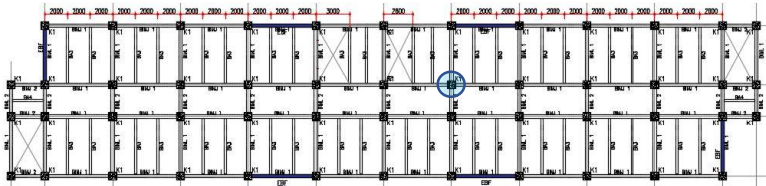
Jarak antar penghubung geser momen negatif adalah:

$$S_{min} = 6 \times ds = 6 \times 1.9 = 11.4 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 8 \times t_{plat} = 8 \times 10 = 80 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{600}{1} = 600 \approx 75 \text{ cm}$$

#### 4.4.5 Perencanaan Kolom



Gambar 4. 50 Kolom yang Ditinjau

Direncanakan dengan menggunakan kolom komposit CFT (Concrete Filled Tube) 700x700x25 dengan memakai profil square hollow section dari brosur Continental Steel

$$H = 700 \text{ mm}$$

$$I_x = 784900 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 659 \text{ cm}^2$$

$$B = 700 \text{ mm}$$

$$I_y = 784900 \text{ cm}^4$$

$$A_c = 4241 \text{ cm}^2$$

$$t = 25 \text{ mm}$$

$$Z_x = 16540 \text{ cm}^3$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$i_y = 27,4 \text{ cm}$$

$$Z_y = 16540 \text{ cm}^3$$

$$E_c = 0,043 \times W_c \times 1,5 \sqrt{f_c}$$

$$i_x = 27,4 \text{ cm}$$

$$f_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 31975.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c' = 40 \text{ Mpa}$$

$$f_u = 410 \text{ Mpa}$$

Dari hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam yang terjadi adalah sebagai berikut:

- Gaya akibat beban gravitasi

$$P_u : 428995,97 \text{ kg}$$

$$M_{ux} : 40647,97 \text{ kgm}$$

$$M_{uy} : 41103,37 \text{ kgm}$$

- Gaya akibat beban gempa

$$P_u : 48899,97 \text{ kg}$$

Mux : 12379,98 kgm

Muy : 40913,77 kgm

- Kontrol luas penampang minimum profil baja

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

$$\frac{659}{4241 + 659} \times 100\% \geq 1\%$$

$$13\% \geq 1\%$$

- Kuat nominal tekan

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{700}{2 \times 25} = 14$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,26 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 63,922$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ (Penampang Kompak)}$$

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut:

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = f_y A_s + C_2 f'_c (A_c + A_s r \frac{E_s}{E_c})$$

$$P_p = 2500 \times 659 + 0,85 \times 400 (4241)$$

$$P_p = 3089440 \text{ kg}$$

- Momen nominal kolom

- Kontrol penampang terhadap tekuk local

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{700}{2 \times 25} = 14,28$$

$$\lambda_p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 31,678$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ (Penampang Kompak)}$$

Penampang kompak sehingga,  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 16540 \times 2500 = 41350000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$41103,37 \leq 0,9 \times 413500$$

$$41103,37 \leq 372150 \text{ kgm (OK)}$$

o Kekuatan lentur dan aksial orde kedua

1. Arah sumbu X

a) Kontrol momen terhadap beban gravitasi

Dari analisa ETABS diperoleh sebagai berikut

$$M1 = 9343,59 \text{ kgm}$$

$$M2 = 40647,97 \text{ kgm}$$

$$M_{lt} = 12379,98 \text{ kgm}$$

$$M_{nt} = 40647,97 \text{ kgm}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M1}{M2} \right) = 0,6 - 0,4 \left( \frac{9343,59}{40647,97} \right) = 0,508$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{(\pi)^2 \times 2 \times 10^6 \times 784900}{(1 \times 400)^2} = 96735000,5 \text{ kg}$$

$$B1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$B1 = \frac{0,508}{1 - 1 \cdot \frac{3089440}{96735000,5}} \geq 1$$

$$B1 = 0,52 \geq 1$$

$$B1 = 1$$

b) Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari ETABS diperoleh output sebagai berikut

$$P_{story} = 48899,97 \text{ kg}$$

$$P_{e \text{ story}} = 15435089 \text{ kg}$$

$$B2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e \text{ story}}}\right)} = \frac{1}{\left(1 - \frac{48899,97}{15435089}\right)} = 1,003 \geq 1$$

c) Momen terfaktor terhadap sumbu

$$M_{rx} = B1 M_{nt} + B2 M_{lt} = 1 \times 40647,97 + 1,04 \times 12379,98$$

$$M_{rx} = 53067,29 \text{ kgm}$$

2. Arah sumbu Y

a) Kontrol momen terhadap beban gravitasi

Dari analisa ETABS diperoleh sebagai berikut

$$M1 = 10802,65 \text{ kgm}$$

$$M2 = 41103,37 \text{ kgm}$$

$$M_{lt} = 40913,77 \text{ kgm}$$

$$M_{nt} = 41103,37 \text{ kgm}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left( \frac{10802,65}{41103,37} \right) = 0,494$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{(\pi)^2 \times 2 \times 10^6 \times 7849}{(1 \times 400)^2} = 96735000,5 \text{ kg}$$

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

$$B_1 = \frac{0,494}{1 - \frac{3089440}{96735000,5}} \geq 1$$

$$B_1 = 0,511 \geq 1$$

$$B_1 = 1$$

b) Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari ETABS diperoleh output sebagai berikut

$$P_{story} = 48899,97 \text{ kg}$$

$$P_{e \text{ story}} = 49392286 \text{ kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e \text{ story}}}\right)} = \frac{1}{\left(1 - 1 \times \frac{48899,97}{49392286}\right)} = 1,001 \geq 1$$

c) Momen terfaktor terhadap sumbu

$$M_{ry} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} = 1 \times 41103,37 + 1,001 \times 40913,77$$

$$M_{ry} = 82057,68 \text{ kgm}$$

o Kuat aksial orde kedua

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} = 428995,97 + 1,001 \times 48899,97$$

$$P_r = 477944,4 \text{ kg}$$

• Kontrol interaksi aksial momen

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{477944,4}{0,9 \times 3089440} = 0,2001 \geq 0,2$$

Maka digunakan rumus interaksi pertama sebagai berikut:

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left( \frac{M_{rx}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$0,2 + \left( \frac{53067,29}{413500} + \frac{82057,68}{413500} \right) \leq 1$$

$0,52 \leq 1$  (OK)

Maka Kolom CFT HSS 700 x 700 x 25 x 25 dapat digunakan.

Tabel 4. 23 Rekapitulasi Dimensi Kolom

Lantai	Kolom CFT
1-5	CFT 700 x 700 x 25
6-10	CFT 600 x 600 x 25
11-15	CFT 500 x 500 x 25

#### 4.5 Perencanaan Sambungan

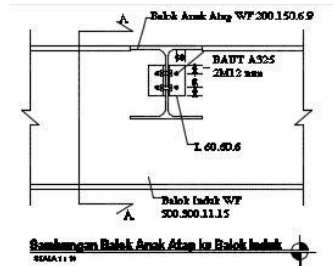
Perencanaan sambungan pada tugas akhir ini menggunakan peraturan SNI 1729:2015 tentang spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural dengan metode DFBK (Desain Faktor Beban dan Ketahanan)

##### 4.5.1 Sambungan balok induk dengan balok anak

Sambungan balok induk dengan balok anak menggunakan tipe sambungan *simple connection*. Sambungan ini di desain hanya untuk menerima beban geser dari balok anak.

##### 4.5.1.1 Sambungan atap rumah susun

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 3155,45 kg, dengan dimensi balok anak WF 250x175x7x11 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. 51 Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk

- Sambungan pada badan balok anak  
Mutu baut A325 kuat geser nominal dalam sambungan tipe tumpu ( $F_{nv}=4570\text{kg/cm}^2$ ) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset. F_{nv}.Ab.m = 0,75 \cdot 4570 \cdot 1,13 \cdot 2 \\ &= 7746,15 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 30 - 0,5 (12+1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$Rn = 1,2 \ell_c t Fu \leq 2,4 d t Fu$$

$$\begin{aligned}&= 1,2 \cdot 2,325 \cdot 0,7 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,7 \cdot 4100 \\ &= 8007,3 \text{ kg} \leq 8265,6 \text{ kg (OK)}\end{aligned}$$

$$\emptyset.Rn = 0,75 \cdot 8007,3 = 6005,48 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = Vu / \emptyset Vn = 3155,45 / 6005,48 = 0,5 \approx 2 \text{ buah}$$

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 (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset. F_{nv}.Ab.m \\ &= 0,75 \cdot 4570 \cdot 1,13 \cdot 1\end{aligned}$$

$$= 4029,093 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$l_c = 30 - 0,5 (12+1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 23,25 \cdot 1,1 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 12 \cdot 1,1 \cdot 4100$$

$$= 12582 \text{ kg} \leq 12988,8 \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset \cdot R_n = 0,75 \cdot 12582 = 9436,5 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 3155,45 / 4029,093 = 0,78 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S1)} &= 1,5 \text{ db atau Tabel J3.4 s/d } 12 \text{ tp atau } 150 \text{ mm} \\ &= 18 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 30 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S2)} &= 1,5 \text{ db atau Tabel J3.4 s/d } 12 \text{ tp atau } 150 \text{ mm} \\ &= 18 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S2} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3 \text{ db s/d } 15 \text{ tp atau } 200 \text{ mm} = 36 \text{ mm s/d } 90 \text{ mm}$$

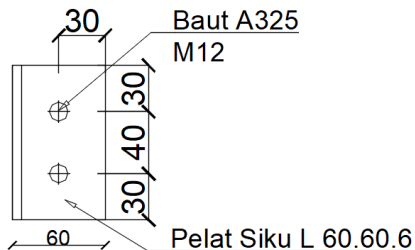
$$\text{Pakai S} = 40 \text{ mm}$$

- 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. 52 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{siku} = 10 \times 0,6 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (10 - 2 \times 1,35) \times 0,6 = 4,38 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,9 \cdot 6 \cdot 2500 = 13468,5 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,9 \cdot 4,38 \cdot 4100 = 13500 \text{ kg}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\phi P_u = 2 \cdot 13468,5 = 26937 \text{ kg}$$

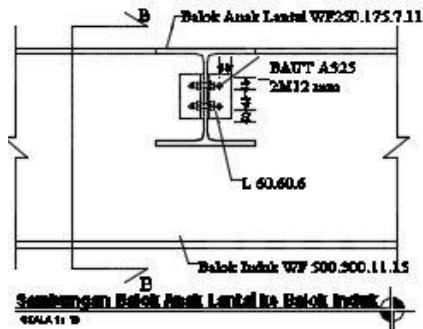
Syarat:

$$V_u \leq 2 \phi P_u \rightarrow 3155,45 \text{ kg} < 26937 \text{ kg (OK)}$$

#### 4.5.1.2 Sambungan lantai rumah susun

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 4666,31 kg, dengan dimensi balok anak WF 250x175x7x11 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. 53 Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk

- Sambungan pada badan balok anak

Mutu baut A325 ( $F_{nv}=4750\text{kg/cm}^2$ ) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

$$\begin{aligned}\emptyset.R_n &= \emptyset \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m = 0,75 \cdot 4570 \cdot 1,13 \cdot 2 \\ &= 7746,15 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 30 - 0,5 (12+1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 23,25 \cdot 0,7 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,7 \cdot 4100$$

$$= 8007,3 \text{ kg} \leq 8265,6 \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset.R_n = 0,75 \cdot 8007,3 = 6005,48 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 4666,31 / 6005,48 = 0,79 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Sambungan pada badan balok induk

Mutu baut A325 ( $F_{nv}=4750\text{kg/cm}^2$ ) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

$$\emptyset.R_n = \emptyset \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m = 0,75 \cdot 4570 \cdot 1,13 \cdot 1$$

$$= 4029,093 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$l_c = 30 - 0,5 (12+1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 23,25 \cdot 1,1 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 12 \cdot 1,1 \cdot 4100$$

$$= 12582 \text{ kg} \leq 12988,8 \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset \cdot R_n = 0,75 \cdot 12582 = 9436,5 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 4666,31 / 4029,093 = 1,16 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S1)} &= 1,5db \text{ atau Tabel J3.4 s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 18 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 30 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S2)} &= 1,5 db \text{ atau Tabel J3.4 s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 18 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S2} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d } 15tp \text{ atau } 200 \text{ mm} = 36 \text{ mm s/d } 90 \text{ mm}$$

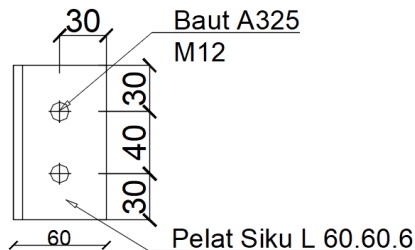
$$\text{Pakai S} = 40 \text{ mm}$$

- 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. 54 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{siku} = 10 \times 0,6 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (10 - 2 \times 1,35) \times 0,6 = 4,38 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,9 \cdot 6 \cdot 2500 = 13468,5 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,9 \cdot 4,38 \cdot 4100 = 13500 \text{ kg}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\phi P_u = 2 \cdot 13468,5 = 26937 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2 \phi P_u \rightarrow 4666,31 \text{ kg} < 26937 \text{ kg (OK)}$$

#### 4.5.2 Sambungan balok tangga

Sambungan balok tangga menggunakan tipe sambungan *simple connection*.

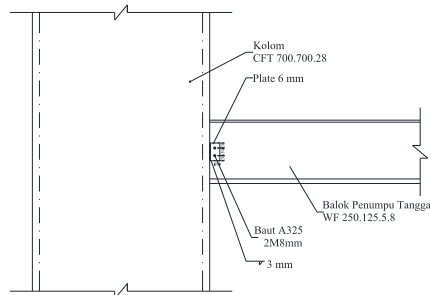
##### 4.5.2.1 Sambungan balok tangga dengan balok penumpu tangga

Sambungan antara balok tangga utama dengan balok penumpu tangga direncanakan sebagai perletakan rol. Sehingga, dimensi balok utama tangga WF 200x100x5,5x8 berada diatas balok penumpu tangga WF 200x150x6x9 dan dipasang baut ukuran M8 dengan lubang slot sepanjang  $2,5d_b = 20 \text{ mm}$ .

##### 4.5.2.2 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar 2505,64 kg, dengan

dimensi balok penumpu tangga WF 200x150x6x9 dan dimensi kolom CFT 700x700x25x25



Gambar 4. 55 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

- Sambungan balok penumpu tangga dengan pelat:

Profil pelat 6 mm

baut = M12;  $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$

Mutu baut A325 ( $F_{nv} = 4750 \text{ kg/cm}^2$ ) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned} \phi \cdot R_n &= \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m = 0,75 \cdot 4570 \cdot 1,13 \cdot 1 \\ &= 4029,093 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$l_c = 20 - 0,5(8 + 1,5) = 15,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 15,25 \cdot 0,6 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,6 \cdot 4100$$

$$= 4501,8 \text{ kg} \leq 4723,2 \text{ kg (OK)}$$

$$\phi \cdot R_n = 0,75 \cdot 4501,8 = 3376,35 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \phi V_n = 2505,64 / 3376,35 = 0,74 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm

$$= 12 \text{ mm s/d } 60 \text{ mm}$$

Pakai  $S1 = 20 \text{ mm}$

Jarak tepi : ( $S2$ ) = 1,5 db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm  
= 12 mm s/d 60 mm

Pakai  $S2 = 20 \text{ mm}$

Jarak baut : ( $S$ ) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 24 mm s/d 75 mm

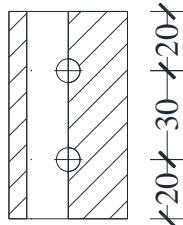
Pakai  $S = 30 \text{ mm}$

Kontrol kekuatan pelat penyambung

Tebal pelat penyambung 6 mm

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

$\emptyset$  lubang = 12 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)  
= 13,5 mm = 1,35 cm



Gambar 4. 56 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Penumpu  
Tangga dengan Kolom

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 7 \times 0,6 = 4,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (7 - 2 \times 1,35) \times 0,6 = 2,61 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_g f_y = 0,9 \cdot 4,2 \cdot 2500 = 9450 \text{ kg}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,75 \cdot 2,61 \cdot 4100 = 8025,75 \text{ kg (Menentukan)}$$

Syarat:

$$V_u \leq \emptyset P_u \rightarrow 2505,64 \text{ kg} < 8025,75 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan Las Kolom dengan Pelat

Direncanakan las dengan  $t_e = 1 \text{ cm}$

Panjang Pelat (d plat) = 7 cm

Mutu las yang digunakan  $F_{E70xx}$

$A_{we} = t_e \cdot (d_{plat})$

$$= 1 \times (7)$$

$$= 7 \text{ cm}^2$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{1968,345}{7} = 281,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset F_{nw} = \emptyset \times 0,6 \times F_{EXX} = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{281,19}{2214,45} = 0,127 \text{ cm}$$

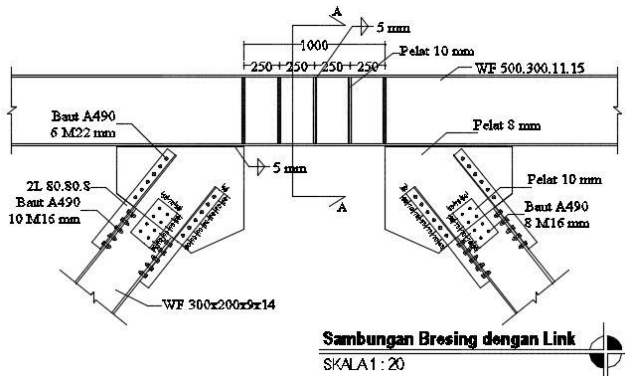
$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,127}{0,707} = 0,179 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga  $a_{\min} = 3 \text{ mm}$

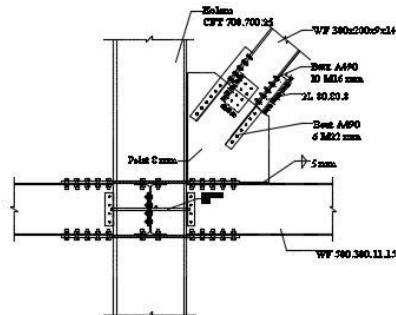
Maka dipakai las sudut dengan tebal 3 mm.

#### 4.5.3 Sambungan *bresing*

Sesuai peraturan SNI 1729:2015, mengenai kuat perlu sambungan batang bresing ke balok, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing yaitu 1,25. Ry.Vn. Perhitungan didasarkan pada kekuatan nominal tekan dan nominal tarik yang telah dihitung pada perencanaan bresing. Dimensi balok link adalah WF 500x300x11x15 sedangkan dimensi batang bresing adalah WF 300x200x9x14 dengan tebal pelat buhul (gusset) sebesar 9 mm.



Gambar 4. 57 Sambungan Bresing dengan Balok Link



Gambar 4. 58 Sambungan Bresing dengan Balok dan Kolom

- Gaya pada bresing

$$P_u = 179079,4 \text{ kg}$$

Gaya pada satu sayap

$$P_{uf} = \frac{P_u \cdot b_f \cdot t_f}{A} = \frac{177453,26 \times 20,1 \times 1,5}{65,4} = 81807,58 \text{ kg}$$

Gaya pada badan

$$P_{uw} = P_u - 2P_{uf} = 179079,4 - (2 \times 81807,58) = 24429,33 \text{ kg}$$

- Sambungan geser pada sayap balok dengan pelat siku (A)

Profil siku 80x80x8

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 (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset \cdot F_{nv} \cdot Ab \cdot m = 0,75 \cdot 5790 \cdot 2,01 \cdot 1 \\ &= 8731,1 \text{ kg (Menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 50 - 0,5 (16+1,5) = 41,25 \text{ mm}$$

$$Rn = 1,2 \ell_c t \leq 2,4 d t \leq Fu$$

$$= 1,2 \cdot 41,25 \cdot 0,8 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,6 \cdot 0,8 \cdot 4100$$

$$= 16236 \text{ kg} \leq 12595 \text{ kg}$$

$$\emptyset.Rn = 0,75 \cdot 12595 = 9446,4 \text{ kg}$$

$$n = Vu / \emptyset Vn = 81807,58 / 8731,1 = 9,36 \approx 10 \text{ buah}$$

Dipasang 10 buah baut M16.

Kontrol jarak baut

$$\text{Jarak tepi : (S1)} = \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm}$$

$$= 22 \text{ mm s/d 96 mm}$$

$$\text{Pakai S1} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tepi : (S2)} = \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm}$$

$$= 22 \text{ mm s/d 96 mm}$$

$$\text{Pakai S2} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d 15tp atau } 200 \text{ mm} = 48 \text{ mm s/d } 120 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai S} = 70 \text{ mm}$$

Kontrol kekuatan siku penyambung

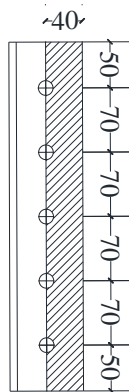
Dipakai siku penyambung 80x80x8

$$BJ41 (fu = 4100 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\emptyset \text{ lubang} = 16 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)}$$

$$= 17,5 \text{ mm} = 1,75 \text{ cm}$$





Gambar 4. 59 Detail Pelat Siku Sambungan Sayap Balok

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 38 \times 0,8 = 30,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (38 - 5 \times 1,75) \times 0,8 = 23,4 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,9 \cdot 30,4 \cdot 2500 = 68400 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,75 \cdot 23,4 \cdot 4100 = 71955 \text{ kg}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\phi P_u = 2 \cdot 68400 = 136800 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\phi P_u \rightarrow 81807,58 \text{ kg} < 136800 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan geser pada pelat siku dengan pelat buhul (B)

Profil siku 80x80x8

baut = M22;  $A_s = 3,81 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ( $F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ ) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned}\emptyset.R_n &= \emptyset. F_{nv}.Ab.m = 0,75 \cdot 5790 \cdot 3,81 \cdot 2 \\ &= 33015 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$l_c = 60 - 0,5 (22+1,5) = 48,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 4,825 \cdot 0,8 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2,2 \cdot 0,8 \cdot 4100$$

$$= 18991 \text{ kg} \leq 17318 \text{ kg}$$

$$\emptyset.R_n = 0,75 \cdot 17318 = 12989 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 81807,58 / 12989 = 5,96 \approx 6 \text{ buah}$$

Dipasang 6 buah baut M22.

Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S1)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 28 \text{ mm s/d 96 mm}\end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 60 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S2)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 28 \text{ mm s/d 96 mm}\end{aligned}$$

$$\text{Pakai S2} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d } 15tp \text{ atau } 200 \text{ mm} = 48 \text{ mm s/d } 120 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai S} = 70 \text{ mm}$$

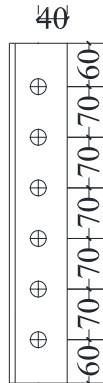
Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 80x80x8

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\emptyset \text{ lubang} = 22 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)}$$

$$= 23,5 \text{ mm} = 2,35 \text{ cm}$$



Gambar 4. 60 Detail Pelat Siku Sambungan dengan Pelat Buhul

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 47 \times 0,8 = 37,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (47 - 6 \times 2,35) \times 0,8 = 26,32 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_g f_y = 0,9 \cdot 37,6 \cdot 2500 = 84600 \text{ kg}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,75 \cdot 26,32 \cdot 4100 = 80934 \text{ kg (Menentukan)}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\emptyset P_u \rightarrow 81807,58 \text{ kg} < 160788 \text{ kg (OK)}$$

○ Sambungan geser pada badan balok

Tebal pelat = 10 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 (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned} \emptyset R_n &= \emptyset F_{nv} \cdot A_b \cdot m = 0,75 \cdot 5790 \cdot 2,01 \cdot 2 \\ &= 17462 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 50 - 0,5(16 + 1,5) = 41,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\
 &= 1,2 \cdot 4,125 \cdot 0,8 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,6 \cdot 0,8 \cdot 4100 \\
 &= 16236 \text{ kg} \leq 12595 \text{ kg} \\
 \emptyset \cdot R_n &= 0,75 \cdot 12595 = 9446,4 \text{ kg (Menentukan)}
 \end{aligned}$$

$n = V_u / \emptyset V_n = 24429,33 / 9446,4 = 2,586 \approx 4$  buah  
 Dipasang 2 baris 2 buah baut pada pelat gusset dan pada badan dengan diameter M16 mm

Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm  
 = 22 mm s/d 96 mm

Pakai S1 = 50 mm

Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm  
 = 22 mm s/d 96 mm

Pakai S2 = 50 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 48 mm s/d 120 mm

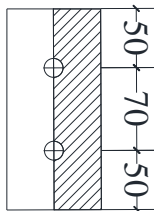
Pakai S = 70 mm

Kontrol kekuatan pelat penyambung

Dipakai plat 10 mm

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

$\emptyset$  lubang = 16 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)  
 = 17,5 mm = 1,75 cm



Gambar 4. 61 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 17 \times 1 = 17 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{pelat} = (17 - 2 \times 1,75) \times 1 = 13,5 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_g f_y = 0,9 \cdot 17 \cdot 2500 = 38250 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,75 \cdot 13,5 \cdot 4100 = 41513 \text{ kg}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\emptyset P_u = 2 \cdot 38250 = 76500 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\emptyset P_u \rightarrow 24429,33 \text{ kg} < 76500 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan las sudut pada plat buhul dan balok

Direncanakan pelat dilas pada kedua sisi pelat buhul. Bahan las sudut yang digunakan adalah E90xx.

Panjang pelat 100 dan 78 cm.

Tebal efektif las sudut rencana  $t_e = 1 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot F_{nw} &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot F_{EXX} \\ &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot 90 \cdot 70,3 \\ &= 2847,15 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= t_e \cdot (2 \times d_{plat}) \\ &= 1 \times 2 \times (100 + 78) \\ &= 356 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut

$$\text{Cos } \emptyset = \text{Cos } 51,34 = 0,624$$

$$\text{Sin } \emptyset = \text{Sin } 51,34 = 0,78$$

$$f_v = \frac{P_{ux} \text{Sin } \emptyset}{A} = \frac{0,78 \times 179079,4}{356} = 392,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_h = \frac{P_{ux} \text{Cos } \emptyset}{A} = \frac{0,624 \times 179079,4}{356} = 314,24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{total} &= \sqrt{(f_v)^2 + (f_h)^2} \\ &= \sqrt{(392,8)^2 + (314,24)^2} \\ &= 503,03 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{503,03}{2847,15} = 0,176 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,176}{0,707} = 0,249 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga  $a_{\min} = 5 \text{ mm}$   
Maka dipakai las sudut dengan tebal 5 mm

- Sambungan las sudut pada buhul dan link

Direncanakan pelat dilas pada kedua sisi pelat buhul. Bahan las sudut yang digunakan adalah E90xx.  
Panjang pelat 895 cm.

Tebal efektif las sudut rencana  $te = 1 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot F_{nw} &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot F_{EXX} \\ &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot 90 \cdot 70,3 \\ &= 2847,15 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= te \cdot (2 \cdot d_{plat}) \\ &= 1 \times 2 \times 89,5 \\ &= 179 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut

$$\cos \emptyset = \cos 51,34 = 0,624$$

$$\sin \emptyset = \sin 51,34 = 0,78$$

$$f_v = \frac{P_{ux} \sin \emptyset}{A} = \frac{0,78 \times 179079,4}{179} = 781,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_h = \frac{P_{ux} \cos \emptyset}{A} = \frac{0,624 \times 179079,4}{179} = 624,97 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{total} &= \sqrt{(f_v)^2 + (f_h)^2} \\ &= \sqrt{(781,22)^2 + (624,97)^2} \\ &= 1000,4 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{1000,4}{2847,15} = 0,351 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,351}{0,707} = 0,497 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga  $a_{\min} = 5 \text{ mm}$   
Maka dipakai las sudut dengan tebal 5 mm

#### 4.5.4 Sambungan balok induk dengan kolom

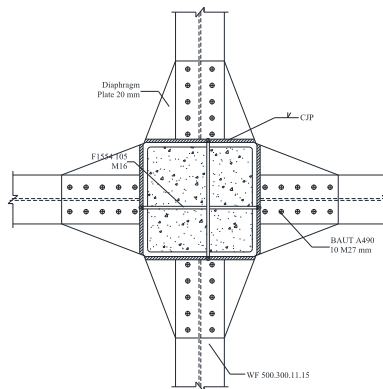
Sambungan antar balok induk – kolom direncanakan sebagai *rigid connection*, yang mana tumpuan pada balok induk terletak sebagai tumpuan yang diberi pelat pengaku.

Balok Induk = WF 500 x 300 x 11 x 15

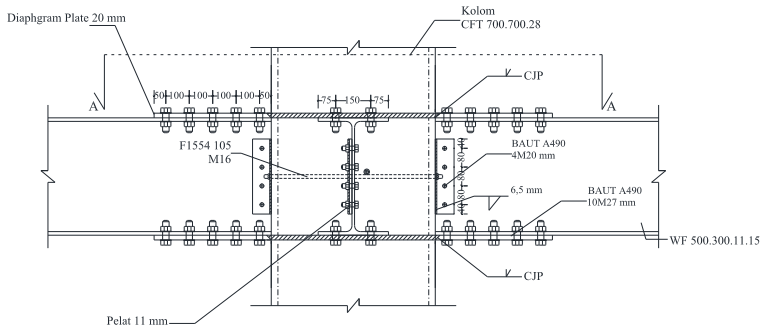
Kolom = CFT 700 x 700 x 25

Mutu Las = FE90xx

Mutu baut A490 ( $F_{nv}=5790 \text{ kg/cm}^2$ ) Berdasarkan Tabel J3.2



Gambar 4. 62 Tampak Atas Sambungan Balok Induk dengan Kolom



Gambar 4. 63 Tampak Samping Sambungan Balok Induk dengan Kolom

- Perhitungan gaya geser pada sambungan
- Akibat kapasitas balok induk

$$\begin{aligned} \text{Mu}^* &= 1,1 \times R_y \times Z_x \times F_y \\ &= 1,1 \times 1,5 \times 2663 \times 2500 \\ &= 10984875 \text{ kg cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Vu1} &= 2 \times \text{Mu/L} \\ &= 2 \times 10984875/830 = 26469,58 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Akibat beban kombinasi

Dari program ETABS, diperoleh Vu akibat beban kombinasi adalah sebesar :

$$\begin{aligned} \text{Vu2} &= 11247.78\text{kg} \\ \text{Vu total} &= 26469,58 + 11247.78 \\ &= 37717.358 \text{ kg} \end{aligned}$$

- 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 (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned} \emptyset.R_n &= \emptyset. F_{nv}.A_b.m = 0,75 \cdot 5790 \cdot 3,14 \cdot 1 \\ &= 13642,4 \text{ kg} \end{aligned}$$



Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 40 - 0,5 (20+1,5) = 29,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 2,925 \cdot 1,1 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2 \cdot 1,1 \cdot 4100$$

$$= 15830,1 \text{ kg} \leq 21648 \text{ kg}$$

$$\emptyset \cdot R_n = 0,75 \cdot 15830,1 = 11872,6 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 37717,358 / 11872,6 = 3,17 \approx 4 \text{ buah}$$

Dipasang 4 buah baut dengan ukuran M20.

Kontrol jarak baut

$$\text{Jarak tepi : (S1)} = \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm}$$

$$= 26 \text{ mm s/d 132 mm}$$

$$\text{Pakai S1} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tepi : (S2)} = \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm}$$

$$= 26 \text{ mm s/d 132 mm}$$

$$\text{Pakai S2} = 40 \text{ mm}$$

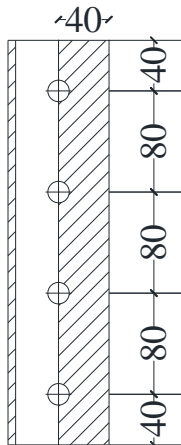
$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d 15tp atau } 200 \text{ mm} = 48 \text{ mm s/d 165 mm}$$

$$\text{Pakai S} = 80 \text{ mm}$$

Kontrol kekuatan siku penyambung

$$\emptyset \text{ lubang} = 20 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)}$$

$$= 21,5 \text{ mm} = 2,15 \text{ cm}$$



Gambar 4. 64 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok Induk

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 32 \times 1,1 = 35,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (32 - 4 \times 2,15) \times 1,1 = 25,74 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,9 \cdot 35,2 \cdot 2500 = 79200 \text{ kg}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,75 \cdot 25,74 \cdot 4100 = 79150,5 \text{ kg (Menentukan)}$$

Syarat:

$$V_u \leq \phi P_u \rightarrow 37717,358 \text{ kg} < 79150,5 \text{ kg (OK)}$$

○ Sambungan geser pada kolom

Direncanakan las dengan  $t_e = 1 \text{ cm}$

Panjang Pelat ( $d_{\text{plat}}$ ) = 32 cm

Mutu las yang digunakan  $F_{E70xx}$

$A_{we} = t_e \cdot (d_{\text{plat}})$

$$= 1 \times (32)$$

$$= 32 \text{ cm}^2$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{37717.358}{32} = 1178,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset F_{nw} = \emptyset \times 0,6 \times F_{EXX} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 = 2847,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{1178,67}{2847,15} = 0,414 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,414}{0,707} = 0,585 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga  $a_{\min} = 5 \text{ mm}$  dan menurut pasal J2.2b.b ukuran maksimum las sudut didapatkan  $a_{\max} = 11 - 2 = 9 \text{ mm}$ .

Maka dipakai las sudut dengan tebal 6,5 mm.

- Sambungan pada diaphragm plat dengan kolom

$$Pu = \frac{Mu}{D_{balok}} = \frac{10984875}{48,2 - 2 \times 1,5} = 243028 \text{ kg}$$

Kekuatan rencana las tumpul

$$te = 2 \text{ cm}$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 \times 2 = 5694,3 \text{ kg/cm}^2$$

Luas las tumpul

$$A_1 = te \cdot d_{plat} \\ = 2 \times 70 = 140 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{243028}{140} = 1735,92 \text{ kg/cm}^2 \leq F_{nw} \text{ (OK)}$$

- Sambungan pada diaphragm plat dengan sayap balok

Plate tebal 20 mm

$$\text{baut} = M27; A_s = 5,722 \text{ cm}^2$$

Mutu baut A490 ( $F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ ) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned}\emptyset.R_n &= \emptyset.F_{nv}.Ab.m = 0,75 \cdot 5790 \cdot 5,722 \cdot 1 \\ &= 24863,2 \text{ kg (Menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$l_c = 50 - 0,5 (27+1,5) = 35,75 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 3,575 \cdot 2 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2,7 \cdot 2 \cdot 4100$$

$$= 35178 \text{ kg} \leq 53136 \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset.R_n = 0,75 \cdot 35178 = 26383,5 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 243028 / 24863,2 = 9,774 \approx 10 \text{ buah}$$

Dipasang 10 buah baut dengan ukuran M27.

Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S1)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 34 \text{ mm s/d 150 mm}\end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 75 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S2)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 34 \text{ mm s/d 150 mm}\end{aligned}$$

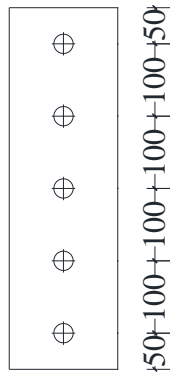
$$\text{Pakai S2} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d 15tp atau } 200 \text{ mm} = 81 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai S} = 100 \text{ mm}$$

Kontrol kekuatan siku penyambung

$$\begin{aligned}\emptyset \text{ lubang} &= 27 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 28,5 \text{ mm} = 2,85 \text{ cm}\end{aligned}$$



Gambar 4. 65 Detail Sambungan Diaphragm Plat dengan Sayap Balok

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (50 - 5 \times 2,85) \times 2 = 71,5 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,9 \cdot 100 \cdot 2500 = 225000 \text{ kg}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,75 \cdot 71,5 \cdot 4100 = 219863 \text{ kg (Menentukan)}$$

Terdapat 2 pelat sehingga

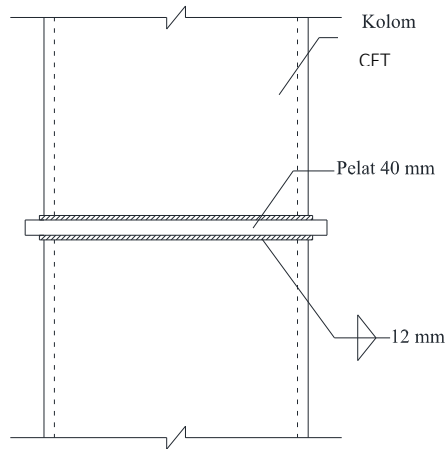
$$2\phi P_u = 2 \cdot 219863 = 439725 \text{ kg}$$

Syarat:

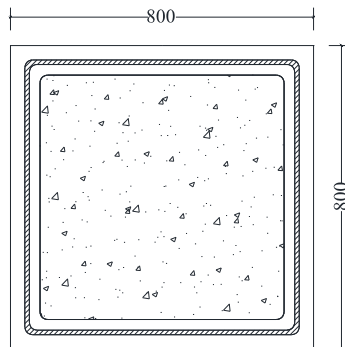
$$V_u \leq 2\phi P_u \rightarrow 243028 \text{ kg} < 439725 \text{ kg (OK)}$$

#### 4.5.5 Sambungan antar kolom

Kolom disambung menggunakan sambungan las dengan pelat tambahan tebal 40 mm. Profil kolom yang digunakan yaitu HSS 700x700x25.



Gambar 4.66 Sambungan Antar Kolom Tampak Samping



Gambar 4. 67 Sambungan Antar Kolom Tampak Atas

Mutu las yang digunakan  $F_{E90xx}$ .

• Hasil Output ETABS

$P_u = 505931.49 \text{ kg}$

$V_u = 6411.86 \text{ kg}$

$M_{u_x} = 15571.37 \text{ kgm}$

$$M_{u_y} = 16528.04 \text{ kgm}$$

$$\text{Dimisalkan } t_e = 1 \text{ cm}$$

$$A_{\text{las}} = 4 \times (1 \times 70) = 280 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333,3 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333,3 \text{ cm}^4$$

$$S_x = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533,3 \text{ cm}^3$$

$$S_y = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533,3 \text{ cm}^3$$

- Akibat  $P_u$

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_{u_x}}{S_x} + \frac{M_{u_y}}{S_y}$$

$$f_v = \frac{505931.49}{280} + \frac{1557137}{6533,3} + \frac{1652804}{6533,3}$$

$$f_v = 2298,215 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat  $V_u$

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{6411,86}{280} = 22,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_v)^2}$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{(2298,215)^2 + (22,9)^2} = 2298,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{\text{nw}} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 \times 1 = 2847,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{\text{total}}}{F_{\text{nw}}} = \frac{2298,33}{2847,15} = 0,807 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,807}{0,707} = 1,141 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las

$$t_{\text{plat}} = 40 \text{ mm, a min} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{\text{eff}} = \frac{0,6 \times f_u \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E90xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 4}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 90 \times 70,3}$$

$$a_{\text{eff}} = 1,83 \text{ cm}$$

Digunakan las sudut dengan  $a = 1,2 \text{ cm}$

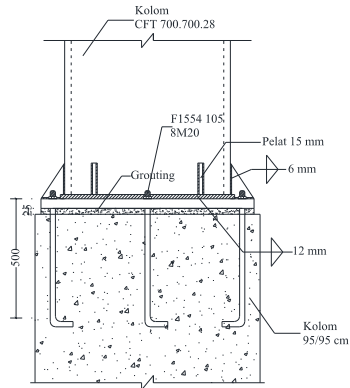
#### 4.5.6 Sambungan kolom dengan *base plate*

Perencanaan *base plate* menggunakan *fixed plate* untuk profil CFT 700x700x25 dengan data sebagai berikut:

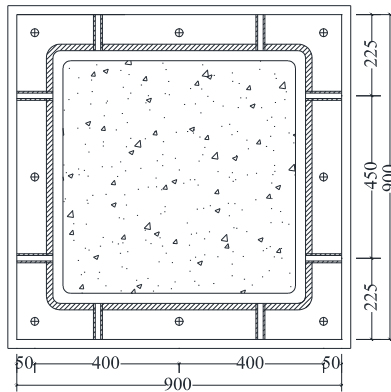
H= 900 mm

B= 900 mm

$t_p = 40$  mm



Gambar 4. 68 Tampak Samping *Base Plate*



Gambar 4. 69 Tampak Atas *Base Plate*



Dari hasil analisa ETABS 2016 didapat gaya- gaya yang bekerja adalah sebagai berikut:

$$P_u = 599013 \text{ kg}$$

$$M_{u_x} = 3058744 \text{ kg.cm}$$

$$M_{u_y} = 5612721 \text{ kg.cm}$$

$$V_u = 7091,03 \text{ kg}$$

- Perencanaan sambungan pada *base plate*

Direncanakan las sudut pada daerah yang diarsir pada profil kolom.

Dimisalkan  $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A_{\text{las}} = 4 \times (1 \times 70) = 280 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333,3 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333,3 \text{ cm}^4$$

$$S_x = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533,3 \text{ cm}^3$$

$$S_y = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533,3 \text{ cm}^3$$

- Akibat  $P_u$

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_{u_x}}{S_x} + \frac{M_{u_y}}{S_y}$$

$$f_v = \frac{599013}{280} + \frac{3058744}{6533,3} + \frac{5612721}{6533,3}$$

$$f_v = 3466,59 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat  $V_u$

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{7091,03}{280} = 25,325 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_v)^2}$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{(3466,59)^2 + (25,325)^2} = 3466,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 \times 1 = 2847,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{3466,69}{2847,25} = 1,217 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{1,217}{0,707} = 1,722 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las

$$t_{plat} = 40 \text{ mm}, a_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{eff} = \frac{0,6 \times fu \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E90xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 4}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 90 \times 70,3}$$

$$a_{eff} = 1,83 \text{ cm}$$

Digunakan las sudut dengan  $a = 1,8 \text{ cm}$

- Perhitungan *base plate*

Periksa eksentrisitas gaya:

$$e = \frac{Muy}{Pu} = \frac{5612721}{599013} = 9,36 \text{ cm}$$

$$1/6 h = 1/6 \cdot 90 = 15 \text{ cm} > e = 9,36 \text{ cm}$$

Karena  $1/6 h > e$ , maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga tidak perlu memasang gaya angkur (dipasang angkur praktis).

Direncanakan diameter baut : 25 mm = 2,5 cm

$$h' \geq we + c1$$

$$we = \text{jarak baut ke tepi} = 2 \cdot db = 2 \cdot 2,5 = 5 \text{ cm}$$

$$c1 = \text{jarak minimum untuk kunci} = 27/16 \cdot 2,5 = 4,21 \text{ cm}$$

$$h' \geq 5 + 4,21 = 9,21 \text{ cm}$$

$$h \geq H - 0,5 \cdot h' = 90 - 0,5 \times 9,21 = 85,39 \text{ cm}$$

$$B = 90 \text{ cm}$$

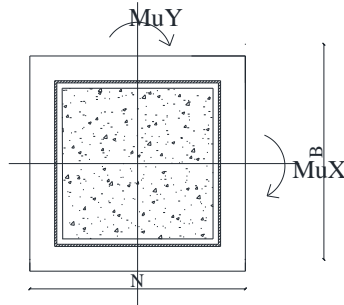
Dimensi beton :

Panjang : 950 mm

Lebar : 950 mm

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{95,95}{90,90}} = 1,056$$

- Perencanaan akibat beban sumbu X



Gambar 4. 70 Arah Beban Sumbu X Pada Base Plate

- Akibat beban Pu

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{599013}{90 \cdot 90} = 73,95 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat beban Mu

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_u}{B \cdot N^2} = \frac{6 \cdot 3058744}{90 \cdot 90^2} = 25,174 \frac{\text{kg}^2}{\text{cm}}$$

- Tekanan maksimal

$$f_{p \max} = f_{pa} + f_{pb} = 73,95 + 25,174 = 99,127 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan yang dapat diterima kolom

$$f_{p \text{ avail}} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,90 \times 0,85 \times 40 = 30,6 \text{ Mpa}$$

$$f_{p \text{ avail}} = 306 > f_{p \max} = 99,127 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

- Menentukan  $M_{upl}$  pada sejarak  $m$  setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{90 - 0,95 \cdot 70}{2} = 11,75 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left( f_{p \max} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left( \frac{m^2}{2} \right) + \left( 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \left( \frac{m^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = \left( 99,127 - 2 \times 25,174 \times \frac{11,75}{90} \right) \left( \frac{11,75^2}{2} \right) +$$

$$\left( 2 \times 25,174 \times \frac{11,75}{90} \right) \left( \frac{11,75^2}{3} \right)$$

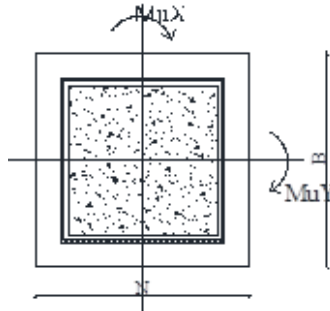
$$M_{upl} = 6691,608 \text{ kg.cm/cm}$$

- o Menentukan tebal *base plate*

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

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{0,9 \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 6691,608}{0,9 \cdot 2500}} = 3,45 \text{ cm} < 4 \text{ cm (OK)}$$

- Perencanaan akibat beban sumbu Y



Gambar 4. 71 Arah Beban Sumbu Y Pada Base Plate

- o Akibat beban  $P_u$

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{599013}{90 \cdot 90} = 73,952 \text{ kg/cm}^2$$

- o Akibat beban  $M_u$

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_u}{B \cdot N^2} = \frac{6 \cdot 5612721}{90 \cdot 90^2} = 46,195 \text{ kg/cm}^2$$

- o Tekanan maksimal

$$f_{p \text{ max}} = f_{pa} + f_{pb} = 73,952 + 46,195 = 120,147 \text{ kg/cm}^2$$

- o Tekanan yang dapat diterima kolom

$$f_{p \text{ avail}} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,90 \times 0,85 \times 40 = 30,6 \text{ Mpa}$$

$$f_{p \text{ avail}} = 306 > f_{p \text{ max}} = 120,147 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

- o Menentukan  $M_{upl}$  pada sejarak  $m$  setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{90 - 0,95 \cdot 70}{2} = 11,75 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Mupl} &= \left( f_{p_{max}} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left( \frac{m^2}{2} \right) + \left( 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \left( \frac{m^2}{3} \right) \\ \text{Mupl} &= \left( 120,147 - 2 \times 46,195 \times \frac{11,75}{90} \right) \left( \frac{11,75^2}{2} \right) + \\ &\quad \left( 2 \times 46,195 \times \frac{11,75}{90} \right) \left( \frac{11,75^2}{3} \right) \\ \text{Mupl} &= 8016,375 \text{ kg.cm/cm} \end{aligned}$$

- Menentukan tebal *base plate*

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

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{0,9 \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 8016,375}{0,9 \times 2500}} = 3,775 \text{ cm} < 4 \text{ cm (OK)}$$

- Perencanaan pelat pengaku

Pelat pengaku direncanakan seperti dengan dengan balok yang menerima beban momen dari pelat landas

Tebal pelat pengaku minimum (ts)

$$t_s \geq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 0,5 \times 2,8 = 1,4 \text{ cm}$$

Tebal pelat pengaku (ts) = 1,5 cm dengan las minimum (a=6mm)

- Perencanaan baut angkur

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan  $1/6 h > e$ , maka dipasang angkur praktis.

- Perhitungan baut angkur

Dipakai baut angkur M20 mm ( $A_s=3,14 \text{ cm}^2$ ) mutu F1554 Grade 105 dengan  $f_u = 7240 \text{ kg/cm}^2$ .

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot R_n &= \emptyset \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m = 0,75 \cdot 7240 \cdot 3,14 \cdot 1 \\ &= 17058,85 \text{ kg (Menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$l_c = 50 - 0,5 (20+1,5) = 39,25 \text{ mm}$$

$R_n = 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$

$$= 1,2 \cdot 3,925 \cdot 4 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 4100$$

$$= 77244 \text{ kg} \leq 78720 \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset.R_n = 0,75 \cdot 77244 = 57933 \text{ kg}$$

Kuat rencana Tarik

$$T_d = 0,75 \cdot F_{nt} \cdot A_b = 0,75 \times 7240 \times 3,14$$

$$= 17058,85 \text{ kg}$$

Jumlah baut

$$n = V_u / \emptyset V_n = 7091,03 / 17058,85 = 0,415 \approx 8 \text{ buah}$$

Dipasang 8 baut angkur M20 mm mutu F1554 Grade 105 untuk menjaga stabilitas struktur.

○ Panjang baut angkur (panjang penyaluran struktur Tarik)

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3fy \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \lambda}{5 \cdot \sqrt{f'c}} = \frac{3 \times 250 \times 1 \times 1 \times 1}{5 \cdot \sqrt{40}}$$

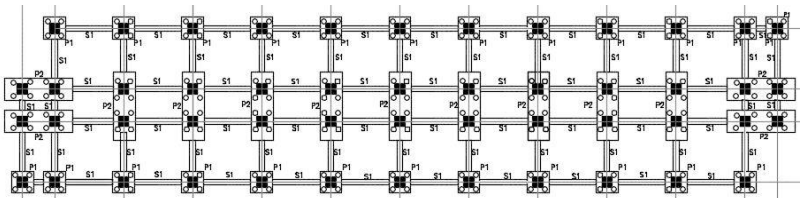
$$l_d = 23,717 d_b = 23,717 \times 2 = 47,43 \text{ cm}$$

Maka panjang angkur yang dibutuhkan 50 cm.

## 4.6 Perencanaan Struktur Bawah

### 4.6.1 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan bagian dasar dari konstruksi yang berfungsi sebagai penopang bangunan di atasnya yang bertujuan untuk meneruskan beban ke tanah yang diterima oleh kolom secara bertahap dan merata.



Gambar 4. 72 Denah Pondasi

Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin.

- D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75(0,7E) + 0,75L
- 0,6D + 0,7E

#### 4.6.2.1 Data perencanaan pondasi

Pondasi pada gedung ini direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang beton (*Spun pile*) produk dari PT. 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 cm<sup>2</sup>
- Berat : 393 kg/m
- *Bending moment crack* : 17 tm
- *Bending momen ultimate* : 25.5 tm
- *Allowable axial load* : 252,7 t

#### 4.6.2.2 Daya dukung tanah tiang pancang tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi ( $Q_p$ ) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah ( $Q_s$ ). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s.$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga

harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

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

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila  $N > 15$

a.  $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$

b.  $N_1 = 0.6 N$

Kemudian pilih harga  $N_1$  yang terkecil

2. Koreksi terhadap *overburden pressure* dari tanah

Dari harga  $N_1$  dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal

$$N_2 = \frac{4N_1}{(1 + 0,4 P_o)} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

$$N_2 = \frac{4N_1}{(3,25 + 0,1 P_o)} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

3. Perhitungan daya dukung satu tiang pancang

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji Standard Penetration Test (SPT) dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = C_n \times A_{ujung} = 40 \times \tilde{N} \times A_{ujung}$$



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

Dimana :

$\tilde{N}$  = Harga rata – rata N2 4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang

$C_{li}$  = N/2 untuk tanah lempung atau lanau dan N/5 untuk tanah pasir

$A_{si}$  = Luas selimut tiang pada segmen i =  $O_i \times h_i$

$O_i$  = Keliling tiang

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P \text{ ijin } 1 \text{ tiang} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

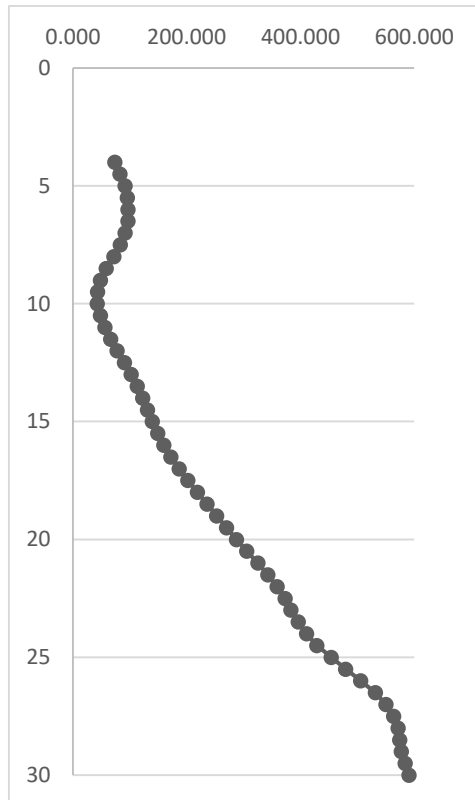
Dimana :

SF = safety factor = 3

Tabel 4. 24 Daya Dukung Tanah Kedalaman 2 – 30 m

Depth (m)	N (blow/ft)	Qp (ton)	S Qs (ton)	Quit = Qp + Qs	Qijin = Quit/SF
2	8	147.027	7.540	154.566	51.522
2.5	6.5	130.062	13.666	143.728	47.909
3	5	113.097	18.378	131.476	43.825
3.5	3.5	101.788	21.677	123.465	41.155
4	2	93.709	23.562	117.271	39.090
4.5	2	74.321	25.447	99.768	33.256
5	2	59.780	27.332	87.112	29.037
5.5	2	50.086	29.217	79.303	26.434
6	2	45.239	31.102	76.341	25.447
6.5	2	45.239	32.987	78.226	26.075
7	2	45.239	34.872	80.111	26.704
7.5	2	46.047	36.757	82.803	27.601
8	2	47.662	38.642	86.304	28.768
8.5	2.25	50.086	40.762	90.848	30.283
9	2.5	53.317	43.118	96.436	32.145
9.5	2.75	55.741	45.710	101.451	33.817
10	3	57.357	48.538	105.894	35.298
10.5	2.75	58.164	51.129	109.294	36.431
11	2.5	57.357	53.486	110.842	36.947
11.5	2.25	57.357	55.606	112.963	37.654
12	2	58.164	57.491	115.655	38.552
12.5	2.5	59.780	59.847	119.627	39.876
13	3	63.819	62.675	126.494	42.165
13.5	3.5	71.090	65.973	137.063	45.688
14	4	81.592	69.743	151.335	50.445
14.5	4.75	95.325	74.220	169.545	56.515
15	5.5	109.866	79.404	189.270	63.090
15.5	6.25	130.062	85.294	215.356	71.785
16	7	155.913	91.892	247.804	82.601
16.5	9.25	187.418	95.379	282.797	94.266
17	11.5	223.771	99.714	323.485	107.828
17.5	13.75	254.469	104.898	359.367	119.789
18	16	279.512	119.977	399.489	133.163
18.5	15	298.900	134.115	433.015	144.338
19	14	307.786	147.309	455.096	151.699
19.5	13	315.057	159.561	474.618	158.206
20	12	320.712	170.871	491.583	163.861
20.5	13.75	324.751	183.830	508.581	169.527
21	15.5	337.676	198.439	536.115	178.705
21.5	17.25	350.602	214.696	565.298	188.433
22	19	363.527	232.604	596.131	198.710
22.5	18	376.453	249.568	626.021	208.674
23	17	380.492	265.590	646.082	215.361
23.5	16	382.107	280.670	662.777	220.926
24	15	381.300	294.807	676.107	225.369
24.5	16	378.068	309.887	687.955	229.318
25	17	381.300	325.909	707.208	235.736
25.5	18	383.723	342.873	726.597	242.199
26	19	385.339	360.781	746.119	248.706
26.5	17.75	386.147	377.509	763.656	254.552
27	16.5	379.684	393.060	772.744	257.581
27.5	15.25	372.413	407.433	779.847	259.949
28	14	364.335	420.628	784.963	261.654
28.5	14.75	355.449	434.529	789.978	263.326
29	15.5	353.025	449.138	802.163	267.388
29.5	16.25	349.659	464.453	814.112	271.371
30	17	350.602	480.475	831.077	277.026

Berdasarkan hasil perhitungan daya dukung tanah, maka tiang pancang direncanakan berhenti sampai elevasi -20 m yang memiliki nilai daya dukung sebesar 163,861 ton.



Gambar 4. 73 Grafik Antara Daya dukung Tanah dengan Kedalaman

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, diambil output semua reaksi perletakkan.

Tabel 4. 25 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1

Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	Jumlah tiang pancang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	
D	17.116	5.103	2233.92	7.31	5.79	2478.15	4
D+L	21.609	6.650	2704.30	9.58	7.28	2478.15	4
D+0,75L	20.486	6.263	2586.70	9.01	6.91	2478.15	4
D+0,7Ex	151.002	19.960	3378.18	73.96	279.39	2478.15	4
D+0,7Ey	50.025	54.064	2699.97	259.70	81.59	2478.15	4
D+0,75(0,7Ex)+L	122.024	17.794	3562.50	51.37	206.60	2478.15	4
D+0,75(0,7Ey)+L	52.291	43.371	3053.83	190.67	58.25	2478.15	4
0,6D+0,7Ex	144.156	17.921	2484.62	76.88	281.70	2478.15	4
0,6D+0,7Ey	51.179	52.024	1806.40	262.62	83.91	2478.15	4

Tabel 4. 26 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 2

Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	Jumlah tiang pancang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	
D	0.529	0.137	5321.263	3.194	0.504	2478.15	8
D+L	0.910	0.260	6622.810	0.143	1.109	2478.15	8
D+0,75L	0.814	0.229	6287.423	0.133	0.958	2478.15	8
D+0,7Ex	123.378	36.650	5548.833	172.359	556.742	2478.15	8
D+0,7Ey	38.048	119.080	5990.970	561.824	170.442	2478.15	8
D+0,75(0,7Ex)+L	93.046	27.331	6793.489	129.334	418.288	2478.15	8
D+0,75(0,7Ey)+L	29.049	89.153	7125.090	421.432	128.562	2478.15	8
0,6D+0,7Ex	123.166	36.702	3420.328	172.317	556.545	2478.15	8
0,6D+0,7Ey	37.837	119.135	3862.465	561.782	170.240	2478.15	8

Berdasarkan table diatas sehingga jumlah tiang pancang digunakan 4 buah untuk tipe 1 dan 8 buah untuk tipe 2.

#### 4.6.2.3 Daya dukung tanah tiang pancang kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang.

Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1,2 meter.

Untuk daya dukung ini diambil nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang didesain :

$$\bar{P}_{1\text{tiang}} = 252,7 \text{ ton}$$

- Daya dukung tanah :

$$\bar{P}_{1\text{tiang}} = 163,801 \text{ ton}$$

Maka daya dukung satu tiang pondasi adalah 163,801ton.

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi ( $\eta$ ) menurut Seiler-Keeney Formula.

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

$$C_e = 1 - \frac{18,43}{90} \times \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2}\right) = 0,757$$

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

$$QL (\text{group}) = QL (1 \text{ tiang}) \times C_e = 163,801 \times 0,757 = 124,007 \text{ ton} = 1240,07 \text{ kN}$$

#### 4.6.2.4 Kontrol beban maksimum 1 tiang pancang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2} \leq P_{ijin \text{ tanah}} (1 \text{ tiang})$$

Perhitungan jarak tiang

$$2D \leq S \leq 3D$$

$$120 \leq S \leq 180$$

$$1D \leq S \leq 2D$$

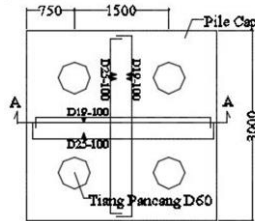
$$60 \leq S \leq 120$$

dengan S = jarak antar tiang

dipakai S = 150 cm

dengan S = jarak tepi

dipakai S = 75 cm



Gambar 4.74 Pondasi Tipe 1

$$P = 3562,50 \text{ kN}$$

$$N = 4 \text{ tiang}$$

$$M_x = 51,37 \text{ kNm}$$

$$M_y = 206,60 \text{ kNm}$$

$$X_{max} = 0,75 \text{ m}$$

$$Y_{max} = 0,75 \text{ m}$$

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

$$P_{max} = \frac{3562,50}{4} \pm \frac{206,6 \times 0,75}{1,5^2} \pm \frac{51,37 \times 0,75}{1,5^2}$$

$$P_{max} = 976,62 \text{ kN} \leq 1217,6 \text{ (1 tiang)} \dots \text{OK}$$

Tabel 4. 27 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 1

Kombinasi beban	P	Mx	My	Jumlah tiang pancang	X	Y	P/n	$\frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2}$	$\frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$	Pmax (kN)	Pijin (kN)	Pijin ≥ Pmax
	kN	kNm	kNm		m	m						
D	2233.92	7.31	5.79	4	0.75	0.75	558.48	1.93	2.44	562.84	1217.6	OK
D+L	2704.30	9.58	7.28	4	0.75	0.75	676.07	2.43	3.19	681.69	1217.6	OK
D+0.75L	2586.70	9.01	6.91	4	0.75	0.75	646.68	2.30	3.00	651.98	1217.6	OK
D+0.7Ex	3378.18	73.96	279.39	4	0.75	0.75	844.55	93.13	24.65	962.33	1217.6	OK
D+0.7Ey	2699.97	259.70	81.59	4	0.75	0.75	674.99	27.20	86.57	788.75	1217.6	OK
D+0.75(0.7Ex)+ 0.75L	3562.50	51.37	206.60	4	0.75	0.75	890.62	68.87	17.12	976.62	1217.6	OK
D+0.75(0.7Ey)+0.75L	3053.83	190.67	58.25	4	0.75	0.75	763.46	19.42	63.56	846.43	1217.6	OK
0.6D+0.7Ex	2484.62	76.88	281.70	4	0.75	0.75	621.15	93.90	25.63	740.68	1217.6	OK
0.6D+0.7Ey	1806.40	262.62	83.91	4	0.75	0.75	451.60	27.97	87.54	567.11	1217.6	OK

Tabel 4. 28 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 2

Kombinasi beban	P	Mx	My	Qu ijin	jumlah tiang pancan n	X	Y	P/n	$\frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2}$	$\frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$	Pmax (kN)	Pijin (kN)	Pijin $\geq$ Pmax
	kN	kNm	kNm	kN		m	m						
D	5321.263	3.194	0.504	2478.15	8	1.50	0.75	665.16	0.17	0.18	665.51	1192.7	OK
D+L	6622.810	0.143	1.109	2478.15	8	1.50	0.75	827.85	0.37	0.01	828.23	1192.7	OK
D+0,75L	6287.423	0.133	0.958	2478.15	8	1.50	0.75	785.93	0.32	0.01	786.25	1192.7	OK
D+0,7Ex	5548.833	172.359	556.742	2478.15	8	1.50	0.75	693.60	185.58	9.97	889.16	1192.7	OK
D+0,7Ey	5990.970	561.824	170.442	2478.15	8	1.50	0.75	748.87	56.81	27.64	833.32	1192.7	OK
D+0,75(0,7Ex)+0,75L	6793.489	129.334	418.288	2478.15	8	1.50	0.75	849.19	139.43	7.48	996.10	1192.7	OK
D+0,75(0,7Ey)+0,75L	7125.090	421.432	128.562	2478.15	8	1.50	0.75	890.64	42.85	20.73	954.22	1192.7	OK
0,6D+0,7Ex	3420.328	172.317	556.545	2478.15	8	1.50	0.75	427.54	185.52	9.97	623.03	1192.7	OK
0,6D+0,7Ey	3862.465	561.782	170.240	2478.15	8	1.50	0.75	482.81	56.75	32.51	572.07	1192.7	OK

#### 4.6.2.5 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 = 99,585 ton < Pijin = 252,7 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  $C_u = 1,5 \text{ kg/cm}^2$

$$f = \frac{H}{9 C_u d} = \frac{3110.69}{9 \times 1,5 \times 60} = 3,84 \text{ cm}$$

$M_{max} = H (e + 1,5d + 0,5f) = 3110.69 (0 + 1,5 \times 60 + 0,5 \times 3,84)$   
 $= 285900 \text{ kgcm} = 2,86 \text{ tm}$

Untuk diameter 600 mm kelas C pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi  $M_{crack} = 17 \text{ tm}$ .

Cek kekuatan momen tiang :

$M_{crack} = 17 \text{ tm} > M = 2,86 \text{ tm} \dots\dots\dots (\text{OK})$

Tabel 4. 29 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 1

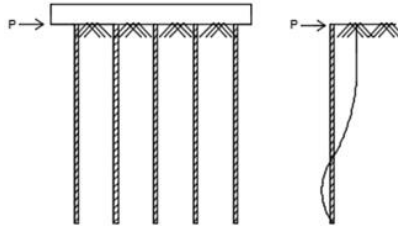
Kombinasi beban	Hx	Hy	H	e	D	f	Mmax	Mijin
	Kg	Kg	Kg		cm	cm	tm	tm
D	1745.298	520.363	436.32453	0	60	0.539	0.394	17
D+L	2203.439	678.101	550.85978	0	60	0.68	0.498	17
D+0,75L	2088.906	638.669	522.22661	0	60	0.645	0.472	17
D+0,7Ex	15397.705	2035.321	3849.4261	0	60	4.752	3.556	17
D+0,7Ey	5101.039	5512.865	1378.2163	0	60	1.702	1.252	17
D+0,75(0,7Ex)+0.75L	12442.746	1814.454	3110.6866	0	60	3.84	2.859	17
D+0,75(0,7Ey)+0.75L	5332.072	4422.490	1333.0181	0	60	1.646	1.211	17
0,6D+0,7Ex	14699.587	1827.353	3674.8968	0	60	4.537	3.391	17
0,6D+0,7Ey	5218.682	5304.928	1326.232	0	60	1.637	1.204	17

Tabel 4. 30 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 2

Kombinasi beban	Hx	Hy	H	e	D	f	Mmax	Mijin
	Kg	Kg	Kg		cm	cm	tm	tm
D	53.942	13.929	5.394213	0	60	0.008	0.005	17
D+L	92.742	26.461	9.2741715	0	60	0.014	0.008	17
D+0,75L	83.034	23.331	8.3034171	0	60	0.012	0.007	17
D+0,7Ex	12580.804	3737.231	1258.0804	0	60	1.864	1.144	17
D+0,7Ey	3879.775	12142.567	1214.2567	0	60	1.799	1.104	17
D+0,75(0,7Ex)+0.75L	9487.890	2786.901	948.78904	0	60	1.406	0.861	17
D+0,75(0,7Ey)+0.75L	2962.116	9090.911	909.0911	0	60	1.347	0.824	17
0,6D+0,7Ex	12559.227	3742.523	1255.9227	0	60	1.861	1.142	17
0,6D+0,7Ey	3858.198	12148.145	1214.8145	0	60	1.800	1.104	17



- Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 4. 75 Diagram Gaya Lateral Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left( \frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$\delta$  = defleksi yang terjadi

$Fd$  = koefisien defleksi

$P$  = Gaya lateral 1 tiang

$T$  = *Relative stiffnes Factor*

Pondasi Tiang Pancang Tipe 1

Jumlah tiang = 4

$H_{\max}$  = 14,69 t

$H_{\max}$  1 tiang = 3,67 t

$C_u = 1,5 \text{ kg/cm}^2$

$$Q_u = 2 \times C_u = 2 \times \frac{1,5}{0.977} = 2,55 \frac{\text{t}}{\text{ft}^3}$$

Dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing* maka didapatkan  $f = 6 \text{ t/ft}^3 = 0,192 \text{ kg/cm}^3$

$$T = \left( \frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$E = 4700 \sqrt{fc} = 4700 \sqrt{50} = 33234,019 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (60 - 40)^4 = 7857,143 \text{ cm}^4$$

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{338921,82 \times 7857,143}{0,192}\right)^{\frac{1}{5}} = 106,34 \text{ cm}$$

$F_d$  (deflection coefficient)

$L = 22,5 \text{ m} = 2250 \text{ cm}$  (kedalaman tiang pancang)

$T = 106,34 \text{ cm}$

$L/T = 21,15$

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile*

maka didapatkan  $F_d = 0,99$

$$\delta = F_d \left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,99 \left(\frac{14,69 \times 106,34^3}{33234,019 \times 7857,143}\right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,066 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm (OK)}$$

Kontrol Momen :

$M_{\text{crack}} = 17 \text{ tm}$

$L/T = 21,15$

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan  $F_m = 0,9$

$M = F_m(PT) \leq M_{\text{banding crack}}$

$M = 0,9 \times (14,69 \times 1,06) \leq 17 \text{ tm}$

$M = 14,01 \text{ tm} \leq 17 \text{ tm (OK)}$

#### 4.6.2 Perencanaan Poer Pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data-data perancangan poer.

$P_u = 660,9 \text{ ton}$

$P_{\text{max}} (1 \text{ tiang}) = 99,585 \text{ ton}$

Jumlah tiang pancang = 4 buah

Dimensi poer =  $3 \times 3 \times 1,2 \text{ m}$

Mutu beton ( $f_c'$ ) = 40 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) = 420 MPa

Diameter tulangan = 25 mm

Selimut beton = 70 mm

$\lambda = 1$  (beton normal)

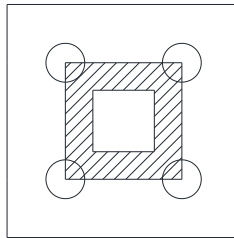
Tinggi efektif (d):

$$d_x = 1200 - 70 - \frac{1}{2} 25 = 1117,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 70 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1092,5 \text{ mm}$$

#### 4.6.3.1 Kontrol Geser Ponds

- Akibat Kolom



Gambar 4. 76 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

$\beta$  = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek =  $1100/1100 = 1$

$b_o$  = Keliling penampang kritis :

$$b_o = 2 (b_{\text{kolom}} + d) + 2(h_{\text{kolom}} + d)$$

$$b_o = 2 (1100 + 1117,5) + 2 (1100 + 1117,5) = 8270 \text{ mm}$$

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

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1\sqrt{40} \times 8270 \times 1117,5 = 29809399N$$

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

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{40 \times 1117,5}{8270} + 2 \right) 1\sqrt{40} \times 9670 \times 1417,5$$

$$V_{c2} = 359245058 N$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 8270 \times 1117,5 = 19463784 N$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$$\phi V_c \geq P_u$$

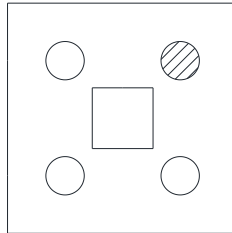
$$\phi V_c = 0,75 \times 19463784 N = 14597838$$

$$N = 1459,784 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 1459,784 \geq 660,9 \text{ ton (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

- Akibat Tiang Pancang



Gambar 4. 77 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang

$\beta$  = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek =  $1100/1100 = 1$

$b_o = (0,25 \times \pi \times (600 + 1117,5)) = 1584,54 \text{ mm}$

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

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1\sqrt{40} \times 1584,54 \times 1117,5 = 6274185 \text{ N}$$

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

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{40 \times 1117,5}{1584,54} + 2 \right) 1\sqrt{40} \times 1584,54 \times 1117,5$$

$$V_{c2} = 38580192 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 1584,54 \times 1117,5 = 4100364 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$$\phi V_c \geq P_{pile}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 4100364 \text{ N} = 3075273 \text{ N} = 307,52 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 307,52 \geq 99,585 \text{ (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

### 4.6.3 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.

$$d_x = 1200 - 70 - \frac{1}{2} 25 = 1117,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 70 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1092,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{410} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0363$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0363 = 0.0273$$

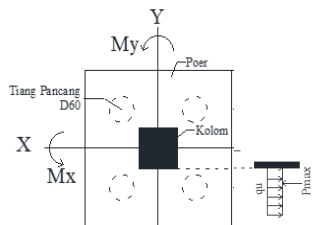
$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{30}}{420} = 0.0038$$

$\rho_{min}$  dipakai 0.0038

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12,352$$

#### 4.6.4.1 Penulangan poer tipe 1

1. Penulangan poer arah sumbu X

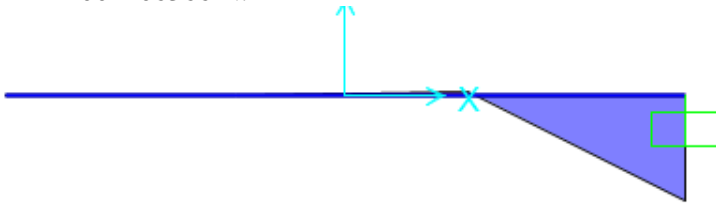


Gambar 4. 78 Pembebanan Poer Tipe I (Arah Sumbu X)

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= 99,585 \text{ ton} \\
 P_{\text{kolom}} &= 600,45 \text{ ton} \\
 q &= 3 \times 1,2 \times 2,4 = 10,38 \text{ ton/m} \\
 q_u &= 10,38 \text{ ton/m} \times 1,2 = 12,4416 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 Mu_1 &= 2 \cdot P_{\max} \cdot a - \frac{1}{2} q_u x \cdot L^2 \\
 &= (2 \times 99,585 \times 0,75) - (\frac{1}{2} \times 12,4 \times (1,5)^2) \\
 &= 102,196 \text{ t.m} \\
 &= 1002206366 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 79 Bidang Momen pondasi 1 Sumbu X

Penulangan negatif

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{1002206366}{0,9 \cdot 3000 \cdot 1117,5^2} = 0,297 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,297}{420}} \right) =$$

$$0,0007$$

$$\rho = 0,0007$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0037$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 3000 \times 1117,5 = 12404,35 \text{ mm}^2$$

Tulangan sisi bawah pilecap :

- Jumlah tulangan  
 $n = 12404,35 / 0,25 \times \pi \times 25^2 = 25,25 \text{ buah} = 26 \text{ buah}$
- Jarak tulangan  
 $S = \frac{3000 - 2 \times 75 - 25}{26 - 1} = 113 \text{ mm}$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

Tulangan sisi atas pilecap :

$$A_s = \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_x = \frac{1}{2} \times 0,0037 \times 1000 \times 1117,5 \\ = 6207,175 \text{ mm}^2$$

- Jumlah tulangan

Digunakan Tulangan D19 ( $A_s = 283,64 \text{ mm}^2$ )

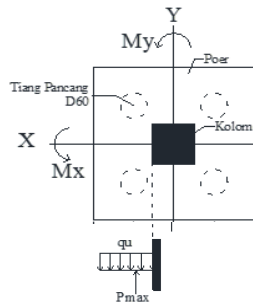
$$n = \frac{6207,64}{0,25 \times \pi \times 19^2} = 21,88 \text{ buah} = 26 \text{ buah}$$

- Jarak tulangan

$$S = \frac{3000 - 2 \times 75 - 25}{26 - 1} = 113,24 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D19-100 mm.

## 2. Penulangan poer arah sumbu Y



Gambar 4. 80 Pembebanan Poer Tipe I (Arah Sumbu Y)

$$P_{\max} = 99,585 \text{ ton}$$

$$P_{\text{kolom}} = 600,45 \text{ ton}$$

$$q = 3 \times 1,2 \times 2,4 = 10,38 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 10,38 \text{ ton/m} \times 1,2 = 12,4416 \text{ ton/m}$$

Momen yang bekerja :

$$Mu1 = 2 \cdot P_{\max} \cdot a - \frac{1}{2} q_u \cdot L^2$$

$$= (2 \times 99,585 \times 0,75) - (\frac{1}{2} \times 12,4 \times (1,5)^2)$$



$$= 102,196 \text{ t.m}$$

$$= 1002206366 \text{ N.mm}$$

Penulangan negatif

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{1002206366}{0,9 \cdot 3000 \cdot 1117,5^2} = 0,297 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 16,47 \cdot 0,297}{420}} \right) =$$

$$0,0007$$

$$\rho = 0,0007$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0037$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,0037 \cdot 3000 \cdot 1117,5 = 12404,35 \text{ mm}^2$$

Tulangan sisi bawah pilecap :

- Jumlah tulangan

$$n = 12404,35 / 0,25 \pi x 25^2 = 25,25 \text{ buah, pakai 26 buah}$$

- Jarak tulangan

$$S = \frac{3000 - 2x75 - 25}{26 - 1} = 113 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

Tulangan sisi atas pilecap :

$$A_s = \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_x = \frac{1}{2} \times 0,0037 \times 1000 \times 1117,5$$

$$= 6207,175 \text{ mm}^2$$

- Jumlah tulangan

Digunakan Tulangan D19 ( $A_s = 283,64 \text{ mm}^2$ )

$$n = \frac{6207,64}{0,25 \pi x 19^2} = 21,88 \text{ buah, dipakai 22 buah}$$

- Jarak tulangan

$$S = \frac{3000 - 2x75 - 25}{22 - 1} = 134 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D19-100 mm.

Tabel 4.31 Rekapitulasi Penulangan Poer

Pilecap Tipe 1		
Dimensi	3000 x 3000 x 1200	
Jumlah Tiang pancang	4 buah	
Tulangan Lentur Arah X	sisi bawah	D25-100
	jumlah	26
	sisi atas	D19-100
	jumlah	26
Tulangan Lentur Arah Y	sisi bawah	D25-100
	jumlah	26
	sisi atas	D19-100
	jumlah	26
Pilecap Tipe 2		
Dimensi	6000 x 3000 x 1200	
Jumlah Tiang pancang	8 buah	
Tulangan Lentur Arah X	sisi bawah	D25-100
	jumlah	51
	sisi atas	D19-100
	jumlah	51
Tulangan Lentur Arah Y	sisi bawah	D25-100
	jumlah	26
	sisi atas	D19-100
	jumlah	26

#### 4.6.4 Perencanaan pedestal

Struktur pedestal dalam Tugas Akhir ini berfungsi untuk menghubungkan kolom baja dengan struktur dibawahnya menggunakan sambungan base plate. Besarnya gaya dalam pada pedestal dari hasil SAP2000 adalah sebagai berikut:

$$Mux = 30587,44 \text{ kgm}$$

$M_{uy} = 56127,21 \text{ kgm}$

$P_u = 599013 \text{ kg}$

$V_u = 7091,03 \text{ kg}$

Dimensi pedestal:

$b = 110 \text{ cm}$

$h = 110 \text{ cm}$

$A_g = 12100 \text{ cm}^2$

Mutu bahan:

$f'_c = 30 \text{ MPa}$

$f_y = 420 \text{ MPa}$

### Penulangan utama pedestal

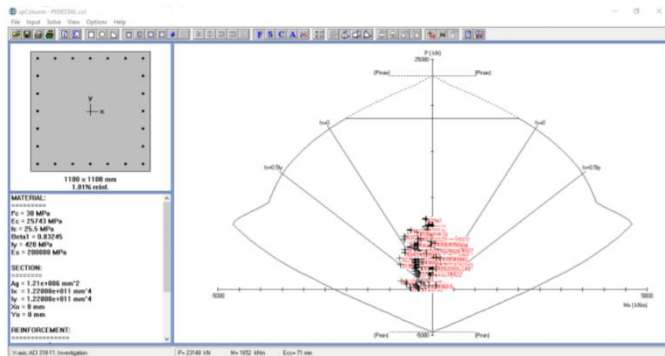
Tulangan utama D25 mm,  $A_s = 491,07 \text{ mm}^2$

Tulangan transversal  $\emptyset 13 \text{ mm}$ ,  $A_s = 132,78 \text{ mm}^2$

Selimit beton (c) = 40 mm

$d' = 110 \times 10 - 40 - 13 - 0,5 \times 25 = 1034,5 \text{ mm}$

Dengan menggunakan software spcolumn, didapatkan rasio tulangan utama ( $\rho$ ) = 1,011%



Gambar 4.81 Hasil Analisis Pedestal dengan *Software Spcolumn*  
Jumlah tulangan butuh,

$$A_s = \rho \times b \times d'$$

$$= 0,0101 \times 1100 \times 1034,5$$

$$= 11504,67 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan utama 24D25 (dipasang merata 4 sisi)  $A_s = 24 \times 491,07 = 11785,7 \text{ mm}^2 \geq 11504,67 \text{ mm}^2$  (OK!)

### Penulangan geser pedestal

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton dihitung dengan persamaan berikut ini,

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b \times d \times \left( 1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1100 \times 1034,5 \times \left[ 1 + \frac{599013}{14 \times 1210000} \right] \\
 &= 1461451,332 \text{ N} \\
 &= 146145,13 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

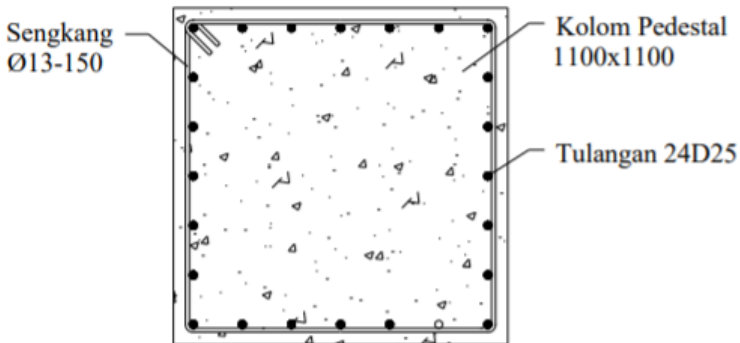
$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 146145,13 \\
 &= 109608,85 \text{ kg} \geq V_u = 7091,03 \text{ kg (OK!)}
 \end{aligned}$$

Sehingga tidak perlu tulangan geser, namun dipasang tulangan geser praktis Ø13 dengan jarak yang paling minimum dari berikut,

- 150 mm

-  $6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$

Pakai 150 mm, Ø13 – 150



Gambar 4.82 Kolom Pedestal

### 4.6.5 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 =  $400 \times 600$  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 m

Gaya aksial kolom = 5990,13 kN

$P_U$  sloof =  $10\% \times 5990,13 = 599,013$  kN = 599013 N

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horizontal antara *poer* harus diporoposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450

$$\frac{l}{20} = \frac{600}{20} = 300 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 400 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

#### 4.6.6.1 Penulangan lentur sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom.

Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

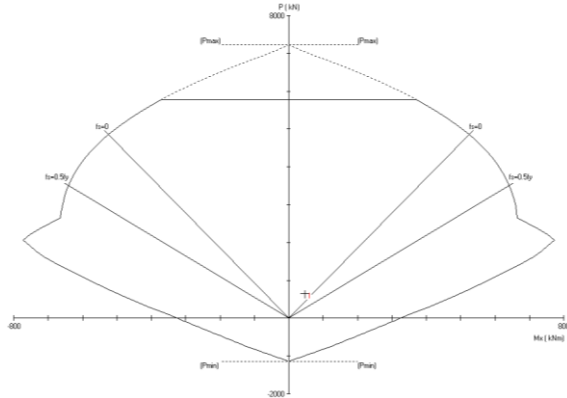
$$q_d = 0,40 \times 0,60 \times 2400 = 702 \text{ kg/m}$$

$$q_u = 1,2 \times 702 = 842,4 \text{ kg/m}$$

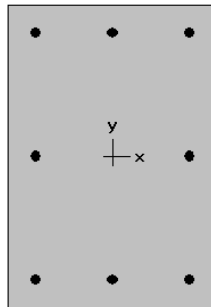
$$M_{u \text{ tumpuan}} = \frac{1}{12} \times q_u \times l^2$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{12} \times 842,4 \times 8,3^2 \\
 &= 4836,078 \text{ kgm} = 47.42572432 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$Pu_{\text{sloof}} = 647,9744 \text{ kN}$$



Gambar 4. 83 Diagram Interaksi Sloof



400 × 600 mm  
1.06% reinf.

Gambar 4. 84 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn

Dari analisis spColumn didapat :

$$\rho = 0,0106$$

Dipasang tulangan = 8 D22 ( $A_s = 3096 \text{ mm}^2$ )

- Cek lebar sloof

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

2 x selimut beton (c = 40 mm)	= 2 x 40 = 80 mm
2 x sengkang (Ø = 10 mm)	= 2 x 10 = 20 mm
3 x D22	= 3 x 22 = 66 mm
2 kali jarak antara 25 mm	= <u>2 x 25 = 50 mm</u>
Total	= 216 mm

Total lebar < Lebar balok 400 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:

$$A_g = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$$d = 600 - 40 - 10 - 22/2 = 539 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{599013}{14 \cdot 240000} \right) 1 \sqrt{30} \times 400 \times 539$$

$$V_c = 236540,74 \text{ N}$$

$$\emptyset V_c = 0,75 \times 236540,74 = 177405,56 \text{ N} = 17375,69 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 842,2 \cdot 6 = 3495,96 \text{ kg}$$

$$\phi V_c > V_u$$

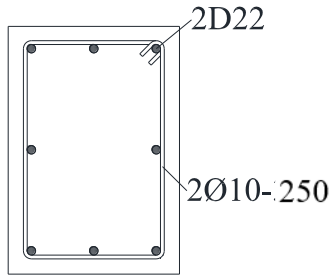
$$17375,69 \text{ kg} > 3495,96 \text{ kg} \text{ (tidak perlu tulangan geser)}$$

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $\frac{d}{2} = \frac{539}{2} = 269,5 \text{ mm}$

- $s = 250 \text{ mm}$

Dipasang sengkang  $2\text{Ø}10 - 250$  mm.



Gambar 4. 85 Penulangan Sloof



*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## **BAB V**

### **PENUTUP**

#### **5.1 Kesimpulan**

Dari hasil perhitungan struktur dan analisa yang telah dilakukan, maka dapat diperoleh kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil perhitungan struktur sekunder
  - a. Pelat menggunakan bondek dari SUPER FLOOR DECK, menggunakan tebal pelat 90 mm dengan tulangan M8-200 pada atap serta M9-150 dengan ketebalan 100 mm pada lantai 2-15.
  - b. Dimensi balok anak atap menggunakan profil WF 250x175x6x9 dan balok anak lantai menggunakan profil WF 200x150x9x14 .
  - c. Dimensi balok penggantung lift menggunakan profil WF 300x200x8x12.
  - d. Pelat anak tangga menggunakan bondek. Balok utama tangga WF 200x100x5x8 dan balok penumpu menggunakan profil WF 200x150x9x14.
2. Analisis ETABS dalam bentuk 3D telah memenuhi kontrol partisipasi massa, kontrol waktu getar alami fundamental, kontrol nilai akhir respon spectrum, kontrol simpangan (drift) dan sistem ganda pada struktur yang direncanakan di kota Jakarta telah memenuhi syarat.
3. Hasil perhitungan struktur primer: a. Link menggunakan panjang 100 cm dengan profil WF 500x300x11x15. b. Bressing menggunakan WF 300x200x9x14. c. Balok Induk menggunakan profil WF 500x300x11x15. d. Kolom menggunakan tipe Concrete Filled Tube dengan dimensi Lantai 1-5, CFT 700 x 700 x 25; 6-10, CFT 600 x 600 x 25; 11-15, CFT 500 x 500 x 25.

4. Hasil Perhitungan sambungan
  - a. Sambungan balok anak atap dan balok induk menggunakan 2 buah dan 2 buah baut M12 mm A325 dan pelat siku 60x60x6.
  - b. Sambungan balok anak lantai dan balok induk menggunakan 2 buah dan 2 buah baut M12 mm A325 dan pelat siku 60x60x6.
  - c. Sambungan balok utama tangga dan balok tumpu tangga diberikan lubang slot 20 mm dan baut 4M8 mm A325.
  - d. Sambungan balok penumpu tangga dan kolom menggunakan baut 2M12 mm A325 dan pelat ketebalan 6 mm dan las sudut 3mm.
  - e. Sambungan bresing menggunakan 4 M16 mm A490 pada badan dengan pelat sambung 10 mm dan menggunakan 5M16 mm A490 pada sayap dengan pelat siku L.80.80.8 serta menggunakan pelat gusset tebal 8 mm dengan las 5,5 mm pada link serta 5 mm pada balok dan kolom,
  - f. Sambungan Balok Induk dan Kolom menggunakan 4M20 mm dan 10 M27mm serta las tumpul pada diaphragm plate setebal 20 mm.
  - g. Sambungan antar kolom menggunakan las sudut dan pelat dengan tebal 40 mm
  - h. Sambungan Base Plate menggunakan pelat dengan ukuran 900 x 900 mm dengan ketebalan 40 mm dan menggunakan baut angkur F1554 M22 8 buah.
5. Hasil Perhitungan struktur bawah
  - a. Pondasi menggunakan tiang pancang produk dari PT. Waskita Beton Precast dengan diameter 600 mm dengan mencapai kedalaman -20 m.
  - b. Penulangan poer menggunakan D25-100 mm.
  - c. Dimensi sloof sebesar 40/60 cm menggunakan tulangan 8D22.

## 5.2 Saran

Saran untuk Tugas Akhir ini adalah:

1. Perlu ditinjau lebih lanjut mengenai perilaku ketiga jenis Link dengan menggunakan program bantu (Perform3D) untuk menghasilkan analisa yang lebih akurat.
2. Diperlukan pengawasan yang baik dan benar dalam pelaksanaan di lapangan sehingga struktur dapat benar-benar bekerja sebagai struktur rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris.

*Halaman ini sengaja dikosongkan*

## DAFTAR PUSTAKA

- American Institute of Steel Construction, 2005. **Seismic Provision for Structural Steel Buildings**. AISC, Inc.
- Badan Standardisasi Nasional . 2015 . SNI 1729-2015 : **Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural** . Jakarta . Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standardisasi Nasional. 2002. **Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002)**. Bandung : BSN
- Badan Standardisasi Nasional. 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
- Isdarmanu, Marwan. 2006. **“Buku Ajar Struktur Baja I”**. Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember
- Jevon, B. 2017. **Modifikasi Perencanaan Gedung Politeknik Elektro Negeri Surabaya (PENS) Menggunakan Steel Plate Shear Wall (SPSW)**. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember

- Liang, Q. Q. 2004. *Performance-Based Optimization of Structures: Theory and Applications*. London dan New York : Spon Press, Taylor dan Francis Group.
- Moestopo, M, dkk. **Kajian Eksperimental Peningkatan Kinerja Link Geser pada Sistem Rangka Baja Berpengaku Eksentrik**. Tesis Magister Teknik Sipil, Pengutamaan Rekayasa Struktur, ITB.
- 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*.
- Ricles, J.M. and Popov,E.P. 1987. **“Experiments on Eccentrically Braced Frames with Composite Floors”** Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA
- Ruddy, John L. 2005. **“Structural Design of Steel Building Components for Fire Conditions”**. Proceedings of the 2005 Structures Congress and the 2005 Forensic Engineering Symposium. New York : Metropolis and Beyond.
- Salmon, Charles & E. Johnson, Jhon . 1991 .”**Struktur Baja desain dan Perilaku Jilid 2 Edisi Kedua**” . Jakarta : Erlangga
- 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.
- Spiegel, Leonard dan Limbrunner, Geogre F. 1998. **Desain Baja Struktural Terapan**. Bandung : PT. ERESKO BANDUNG
- Wahyudi, Herman .1999 . **“Daya Dukung Pondasi Dangkal. Surabaya”** : Jurusan Teknik Sipil FTSP

## **LAMPIRAN**







Form AK/TA-04  
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukotilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Budi Suswanto, ST., MT., PhD
NAMA MAHASISWA	: Made Murata Nafa
NRP	: 03111440000023
JUDUL TUGAS AKHIR	: MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG RUMAH SUSUN PENGAGILANGAN JAKARTA MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA BERPENGATU EKSENTRIK (SRBE)
TANGGAL PROPOSAL	: 16 APRIL 2018
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	7/09/2018	- Preliminary design dan perhitungan pelat atap & lantai kamar - Tampilkan hasil penulangan pelat atap & lantai kamar	- Perhitungan balok anak - Perhitungan balok left	JIR
2	19/09/2018	- Perbaiki rumus perhitungan balok anak - Dibuatkan tabel utk profil balok anak yg lain - Perlu ditambahkan gambar model lift yg digunakan	- Perhitungan Tangga	JIR
3	29/09/2018	- Perhitungan balok utama dan balok penumpu tangga perlu diperbaiki	- perbaiki perhitungan tangga - pembebanan struktur	JIR
4	8/10/2018	- Perhitungan Tangga ok - Pembebanan coba di cek lagi	- Permodelan Struktur	JIR
5	23/10/2018	- Permodelan perlu diperbaiki	- perbaiki Permodelan - kontrol Permodelan	JIR
6	14/12/2018	- Masukkan faktor skala utk respon akhir spektrum	- Struktur Primer	JIR
7	28/12/2018	- Struktur primer ok, tambahkan gambar pada lapisan	- Sambungan - Pondasi - Gambar	JIR
8	31/1/2019	- Gambar perbaiki KOP - rupa. Bait Perumahan diperbesar	- Perbaiki Gambar	JIR





**LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN**  
**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS**

Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya 60111, Telp. 031 5994251-55 Psw 1140 Telp/Fax 031 592 8601,

e-mail : tanah.its@gmail.com

**KLIEN** : PT. PEMBANGKIT JAWA BALI (PJB)  
**PROYEK** : PEMBANGUNAN CNG PLAT  
**LOKASI** : PLTGU MUARA TAWAR

**POINT** : BH-1  
**DATE** : 10 JANUARI 2013  
**MASTER BOR** : HARNO

**REKAP HASIL TEST**

DEPTH (Meter)	VOLUMETRI + GRAVIMETRI								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	$\gamma_t$	$\gamma_d$	$\gamma_{sat}$	Pp	Cc	Cv
-3.00	2.647	1.318	79.82	39.74	56.86	1.596	1.142	1.711	*	*	*
-6.00	2.437	1.124	100.00	46.12	52.92	1.677	1.147	1.677	*	*	*
-9.00	2.597	1.297	100.00	49.94	56.46	1.695	1.131	1.695	*	*	*
-12.00	2.673	1.284	100.00	48.04	56.22	1.732	1.170	1.732	*	*	*
-15.00	2.519	1.178	100.00	46.76	54.09	1.697	1.157	1.697	*	*	*
-18.00	2.642	1.105	100.00	41.82	52.49	1.780	1.255	1.780	*	*	*
-21.00	2.685	1.219	100.00	45.40	54.93	1.759	1.210	1.759	*	*	*
-24.00	2.649	1.235	100.00	46.62	55.26	1.738	1.185	1.738	*	*	*
-27.00	2.643	1.144	100.00	43.28	53.36	1.766	1.233	1.766	*	*	*
-30.00	2.574	1.139	100.00	44.25	53.25	1.736	1.203	1.736	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			STRENGTH			SWEALING TEST	
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	$\phi$	C	Cu	$\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	(%)
-3.00	0.24	28.56	71.20	46.40	29.65	16.75	0	*	0.080		
-6.00	0.84	25.50	73.66	37.96	28.17	9.79	18	0	*		
-9.00	0.00	0.63	99.37	72.15	33.27	38.88	0	*	0.090		
-12.00	0.00	0.71	99.29	72.49	33.42	39.07	0	*	0.150		
-15.00	0.85	20.96	78.19	57.54	31.17	26.37	20	0	*		
-18.00	1.51	10.44	88.05	72.66	33.61	39.05	0	*	0.700		
-21.00	0.00	0.82	99.18	66.48	33.28	33.20	0	*	0.683		
-24.00	1.43	18.87	79.70	66.51	33.42	33.09	0	*	0.689		
-27.00	0.13	6.77	93.10	66.98	34.16	32.82	0	*	0.682		
-30.00	2.32	50.15	47.53	38.96	28.73	10.23	0	*	0.859		

**REMARK**

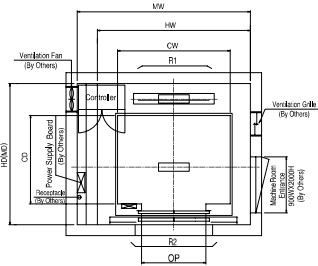
G = Gravel (%)	LL = Liquid Limit (%)	$\phi$ = Angle of internal friction (degree)
S = Sand (%)	PL = Plastic Limit (%)	C = Cohesion (kg/cm <sup>2</sup> )
S + Cl = Silt + Clay (%)	IP = Plastic Index (%)	Cu = Cohesion Undrained (kg/cm <sup>2</sup> )
Gs = Specific Gravity	W <sub>c</sub> = Water content (%)	$\gamma_{sat}$ = Saturated density (gr/cc)
e = Void ratio	n = Porosity (%)	$\gamma_d$ = Dry density (gr/cc)
Sr = Degree of saturation (%)	$\gamma_t$ = Wet density (gr/cc)	
Pp = Preconsolidation Pressure (kg/cm <sup>2</sup> )		
Cc = Compression Index		
Cv = Compression of Consolidation (cm <sup>2</sup> /sec)		
* = Not test		



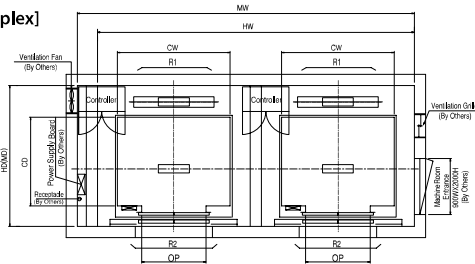
# Technical Data

## I Hoistway & Machine Room Plan

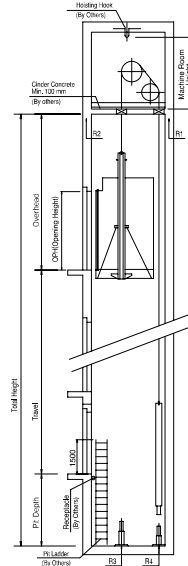
[Simplex]



[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	Travels:100	4200	1400	2300	3000	
		1350	Travels:100	4300			4500	
		1150/1600	Travels:80	4300			4500	
	1.5	450-1000	Travels:100	4650	1450	2300	3000	
		1350	Travels:100	4400			4500	
		1150/1600	Travels:80	4400			4500	
	1.75	450-1000	Travels:100	4750	1600	2300	3000	
		1350	Travels:100	4500			4500	
		1150/1600	Travels:80	4500			4500	
MS2021	1	410-1025	80<Travels:100	4200	1400	2400	3000	
		1365	Travels:100	4300			4500	
		1160/1365	Travels:80	4300			4500	
	1.5	410-1025	80<Travels:100	4650	1450	2400	3000	
		1365	Travels:100	4400			4500	
		1160/1365	Travels:80	4400			4500	
	1.75	410-1025	80<Travels:100	4750	1600	2400	3000	
		1365	Travels:100	4500			4500	
		1160/1365	Travels:80	4500			4500	
	Standard / EN	2	800-1600	Travel≤130	5100	1900	2300	4500
		2.5			5300	2200		

# Technical Data

| 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			
	Person	Load(kg)		CW	CD	Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
						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
			1000	1800	1750	2350	2450	4850	2450	2350	2450	4850	2450				
	20	1365	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	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

# Penggunaan

1. Lantai beton : pabrik, gudang, gedung bertingkat, parkir, dll
2. Dinding beton : gedung bertingkat, perumahan, penyekat ruangan, dll
3. Jalan beton, konstruksi cakar ayam, landasan pesawat terbang
4. Saluran irigasi, saluran drainase, bronjong
5. Kerangka kolom dan balok praktis untuk perumahan
6. Dinding penahan, dinding pemikul beban di dalam gedung
7. Pagar, teralis, kandang hewan

# Applications

1. Concrete floor : factory, warehouse, high rise building, car park, etc
2. Concrete wall : high rise building, houses, room divider, etc
3. Rigid pavement, strip footing construction, landing strip
4. Irrigation and drainage open channels, gabion basket
5. Non structural column and beam reinforcement for houses
6. Retaining wall, structural wall inside the building
7. Fence, railings, cages

## PERENCANAAN & DESAIN

### PLANNING & DESIGN

### Perhitungan Konversi

Mengganti tulangan biasa (U-24) dengan JKBL Union (U-50)

**Rumus :**

$$\text{Luas JKBL union (U-50)} = \text{Luas tulangan biasa (U-24)} \times \frac{\text{Tegangan leleh U-24}}{\text{Tegangan leleh U-50}}$$

**Contoh :**

Diketahui : Tulangan U-24  
 Diameter = 10 mm  
 Jarak spasi = 150 mm  
 Luas tulangan = 5,24 cm<sup>2</sup>/m'

$$\text{Luas JKBL union} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} = 2,515 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

Dari Tabel diperoleh : JKBL Union  
 Diameter 7 mm dengan spasi 150 mm  
 Luas 2,57 cm<sup>2</sup>/m'

### Conversion Calculation

Substituting union wire mesh (U-50) for ordinary reinforcement (U-24)

**Formula :**

$$\text{Union Wire Mesh area (U-50)} = \text{Mild Steel bar area (U-24)} \times \frac{\text{Yield stress U-24}}{\text{Yield stress U-50}}$$

**Example :**

Given : Mild Steel bar U-24  
 Diameter = 10 mm  
 Spacing = 150 mm  
 Cross sectional area = 5.24 cm<sup>2</sup>/m'

$$\text{Union Wire Mesh area} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} = 2,515 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

From the Table is obtained : Union Wire Mesh  
 Diameter 7 mm with 150 mm spacing  
 Area 2.57 cm<sup>2</sup>/m'

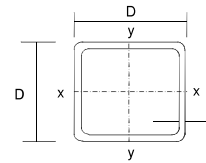
TABEL LUAS PENAMPANG KAWAT

WIRE AREA TABLE

Diameter Kawat Ø Wire Diameter (mm)	Luas Kawat Ø Wire Area (cm <sup>2</sup> )	Jumlah Luas Penampang Kawat (cm <sup>2</sup> /m') Menurut Spasinya Setiap Arah Total Wire Area (cm <sup>2</sup> /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

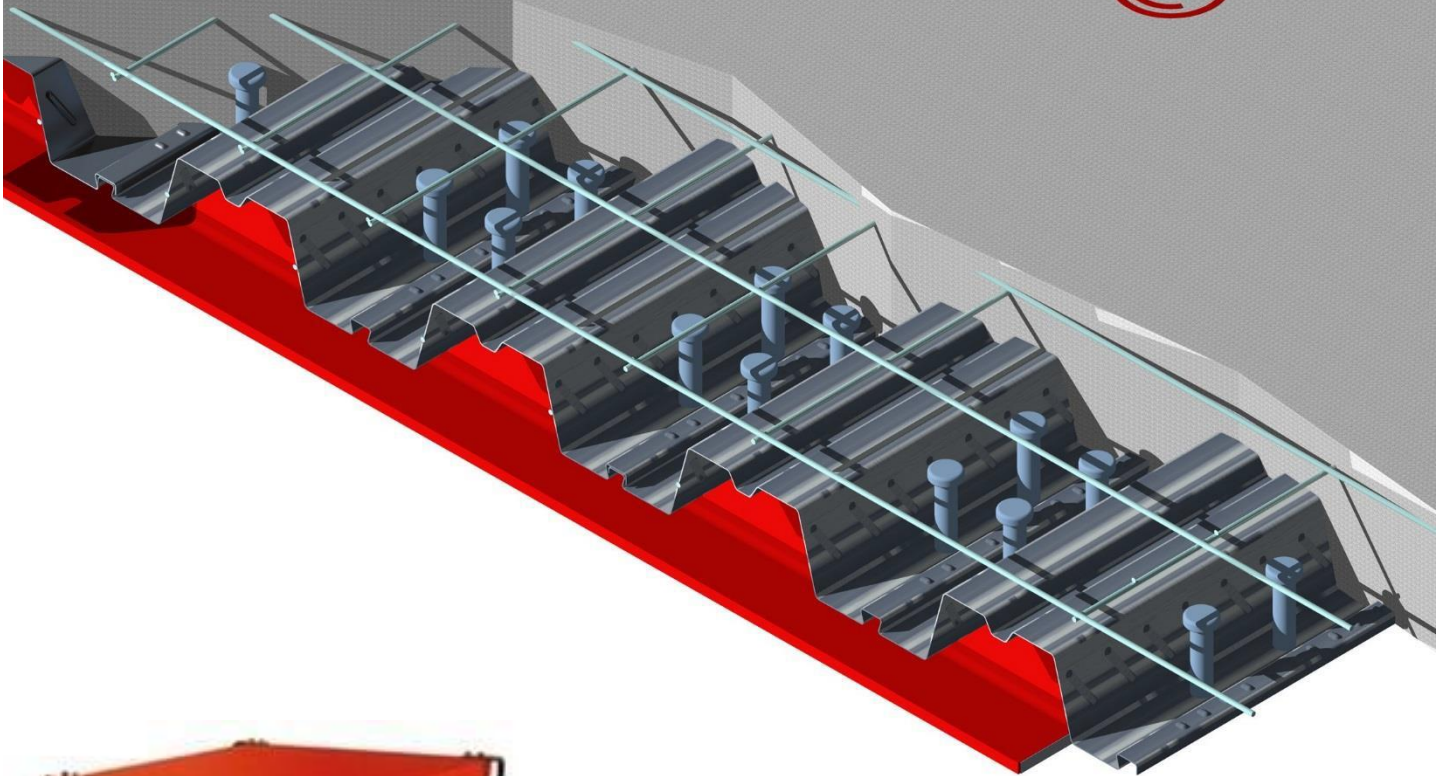


## SUPER HOT COLUMNS

**Super Hot Columns****Submerged arc welded steel tubes**

Designation	Mass	Area	Second	Radius	Elastic	Plastic	Torsional		Surface	
Size	Per	Of	Moment	Of	Modulus	Modulus	Constant		Area	
D	Metre	Section	Of Inertia	Gyration	Z	S	J	C	Per Metre	
D	t	A	I	r	Z	S	J	C		
mm	mm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	m <sup>2</sup> /m	
<b>450x450</b>	25	321	409	120600	17.2	5359	6427	197700	8088	1.71
	28	355	452	131200	17.0	5830	7047	217300	8813	1.70
	32	399	509	144100	16.8	6404	7826	242000	9707	1.69
<b>500x500</b>	25	360	459	169400	19.2	6778	8074	275300	10220	1.91
	28	399	508	184900	19.1	7396	8874	303300	11160	1.90
	32	450	573	204000	18.9	8161	9886	338900	12340	1.89
	36	498	635	221500	18.7	8860	10840	372500	13430	1.88
<b>550x550</b>	25	399	509	230000	21.3	8362	9909	371000	12590	2.11
	28	443	564	251600	21.1	9149	10910	409400	13790	2.10
	32	500	637	278600	20.9	10130	12190	458600	15300	2.09
	36	555	707	303500	20.7	11040	13400	505400	16700	2.08
	40	608	775	326500	20.5	11870	14540	549800	18000	2.06
<b>600x600</b>	25	439	559	303400	23.3	10110	11930	486600	15220	2.31
	28	487	620	332700	23.2	11090	13160	537700	16700	2.30
	32	550	701	369400	23.0	12310	14730	603400	18570	2.29
	36	611	779	403700	22.8	13460	16220	666300	20330	2.28
	40	671	855	435500	22.6	14520	17640	726400	21970	2.26
	45	743	947	472000	22.3	15730	19320	797600	23880	2.25
	50	813	1036	504900	22.1	16830	20880	864200	25610	2.23
<b>650x650</b>	25	478	609	391000	25.3	12030	14140	623900	18100	2.51
	28	531	676	429500	25.2	13220	15620	690300	19890	2.50
	32	600	765	478100	25.0	14710	17510	775900	22170	2.49
	36	668	851	523700	24.8	16110	19320	858200	24320	2.48
	40	734	935	566400	24.6	17430	21050	937200	26340	2.46
	45	814	1037	615900	24.4	18950	23100	1031000	28700	2.45
	50	891	1136	661000	24.1	20340	25030	1120000	30880	2.43
	60	1040	1323	739100	23.6	22740	28530	1282000	34720	2.39
<b>700x700</b>	25	517	659	494100	27.4	14120	16540	784900	21220	2.71
	28	575	732	543500	27.2	15530	18280	869200	23360	2.70
	32	651	829	606200	27.0	17320	20530	978300	26080	2.69
	36	724	923	665400	26.9	19010	22670	1084000	28660	2.68
	40	797	1015	721200	26.7	20610	24760	1185000	31110	2.66
	45	885	1127	786300	26.4	22470	27220	1307000	33980	2.65
	50	970	1236	846300	26.2	24180	29560	1422000	36650	2.63
	60	1130	1443	951700	25.7	27190	33830	1635000	41410	2.59
<b>750x750</b>	25	556	709	613800	29.4	16370	19120	971300	24600	2.91
	28	619	788	676000	29.3	18030	21160	1077000	27110	2.90
	32	701	893	755300	29.1	20140	23790	1213000	30320	2.89
	36	781	995	830600	28.9	22150	26320	1345000	33370	2.88
	40	859	1095	901900	28.7	24050	28760	1473000	36280	2.86
	45	955	1217	985500	28.5	26280	31680	1627000	39710	2.85
	50	1050	1336	1063000	28.2	28350	34460	1774000	42920	2.83
	60	1230	1563	1202000	27.7	32040	39590	2046000	48700	2.79
<b>800x800</b>	25	596	759	751500	31.5	18790	31900	1185000	28220	3.11
	28	663	844	828500	31.3	20710	34250	1315000	31140	3.10
	32	751	957	927100	31.1	23180	37290	1483000	34870	3.09
	36	837	1067	1021000	30.9	25530	40230	1646000	38440	3.08
	40	922	1175	1110000	30.7	27760	43070	1804000	41840	3.06
	45	1030	1307	1216000	30.5	30400	46480	1995000	45880	3.05
	50	1130	1436	1314000	30.3	32860	49740	2178000	49680	3.03
	60	1320	1683	1492000	29.8	37290	57900	2521000	56590	2.99

# NELSON STUD WELDING



## **Nelson Stud Welding - USA**

Nelson® Stud Welding, founded in the USA, 75 years ago, is the leading global manufacturer and distributor of weld stud fasteners and application equipment serving a broad range of markets on a worldwide basis including the automotive, construction and industrial markets. Stud welding products are suitable for the fastening needs of virtually every industry and our products include externally threaded fasteners, shear connectors, concrete anchors, punching resistor studs, and the equipment used to apply, assemble and weld these items.

Through years of design, engineering and manufacturing excellence, we have perfected the durability of our fastener products for use in high stress environments from applications such as off-road construction equipment, large expansion bridges and skyscrapers to high performance autos, nuclear power plants and equipment used in high temperature environments

## **Nelson Stud Welding - NZ**

Nelson Stud Welding has been operating in New Zealand for 40 years, with operating bases in Auckland, Wellington and Christchurch.

### **Enquires:**

**Auckland**

**Tel: 09 820 9133**

**Fax: 09 820 9131**

**Wellington**

**Tel: 04 234 8703 or 04 233 8131**

**Email:**

**[sales@nelsonstud.co.nz](mailto:sales@nelsonstud.co.nz)**

## The Nelson System

Nelson Stud Welding is the world's leading producer of stud welding fasteners and equipment. We invented the stud welding process and have spread its acceptance to a wide variety of end users.

Fastening with the Nelson System is quick, reliable and economical. It is a proven and tested method that successfully meets stringent fastening, material and welding codes. It has received approvals from recognised design agencies, code bodies and industrial standard organisations.

In the construction industry, Nelson pioneered the use of stud welded shear connectors and Punching Shear Resistor Studs.

## The Process

Electric-Arc stud welding is the most common process and is utilized whenever metal is fabricated. It is used to best advantage when the base plate is heavy enough to support the full strength of the welded studs, but is sometimes used with lighter gauge material.

The Stud is held in the welding gun with the end of the stud placed against the work. The cycle is started by depressing the trigger button start switch. The stud is then automatically retracted from the work piece to establish an arc. The arc continues for predetermined period of time until portions of the stud and the base plate have been melted. Then, the welding gun automatically plunges the stud into the molten pool of metal and holds it there under spring pressure. At the same time, the welding current is stopped and, when the molten metal solidifies, the weld is completed and the welding gun is removed from the stud.

The molten metal is held in place by a ceramic ferrule which also serves to shield the arc. The weld metal is deoxidised by a flux in the weld end of the stud. This results in a dense, strong weld which will develop the full strength of the stud and base plate. The weld cycle depends on the diameter of the fastener and materials being joined and varies in time from 1/10 to 1-1/2 seconds. Welding currents range from 250 to 3000 amps.



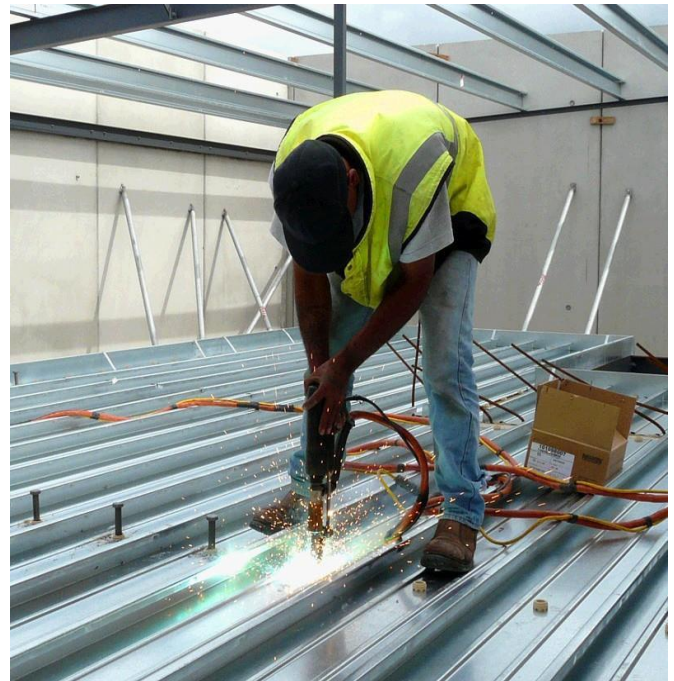
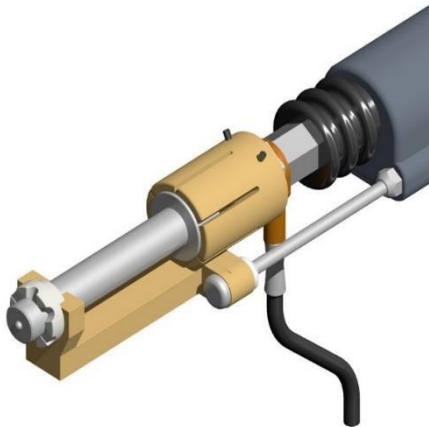
## Welding Thru deck

The best welding results are achieved through adherence to recommended job-site procedures and conditions. Factors such as painted beam flanges, water, deck fit-up to the beam, and inadequate power can seriously hamper satisfactory welding.

Here are some important site requirements:

- ✓ Top flanges of beams must be unpainted (or at least a strip where the studs are to be welded).
- ✓ Remember if fire protection coating is applied to the rest of the beam (top uncoated) prior to stud welding, that touch up may be required after the studs have been welded. (The heat from stud welding may activate the fire protection)
- ✓ The beams should be free of heavy rust and mill scale
- ✓ The beams should be free of dirt, sand and other materials
- ✓ Galvanised beams will need to be ground back to remove the galvanising
- ✓ Water on the deck, or between the beam and deck must be removed before welding

## Gun setup for weld-thru deck application



## Shear Connectors

Nelson headed shear connectors deliver code specified shear strength values as used in composite construction, securing concrete to steel structural components. Nelson shear connectors meet requirements of the following codes: ✓

- ✓ AS/NZS 1554.2 Structural steel welding Part 2: Stud Welding (steel studs to steel)
- ✓ AWS D1.1 Structural Welding Code – Steel
- ✓ AWS D1.6 Structural Welding Code – Stainless Steel
- ✓ AWS D1.5 Structural Welding Code / AASHTO Standard Specification for Highway Bridges
- ✓ Canadian Standards Association W59 – Welded Steel Construction
- ✓ AISC Manual of Steel Construction – Allowable Stress Design
- ✓ AISC Manual of Steel Construction – Load & Resistance Factor Design

See also: ICC-ES Evaluation Report ESR-2856 Nelson Shear Connector Studs

Shear connectors are typically used in composite steel construction for holding concrete slabs to steel members to resist shear forces and increase shear loading capacity in steel buildings, bridges, columns caissons, containment liners, etc. They also act as embedment anchors on miscellaneous embedded plates, frames, angles, strip plates, attachments and connections.

## Shear Studs held in stock

	D Diameter	Nominal Length	L Length	A	H	Burn off
	M13	50	54	8	25	4
	M13	100	104			
	M13	150	154			
	M16	65	69	8	32	4
	M16	100	104			
	M16	150	154			
	M16	50	55	10	32	5
	M19	75	80			
	M19	80	85			
	M19	95	100			
	M19	100	105			
	M19	125	130			
	M19	150	155			
	M19	175	180	10	35	5
	M19	200	205			
	M19	250	255			
	M19	300	305			
	M22	100	105			
	M22	125	130	10	35	5
	M22	150	155			
M22	200	205				
M22	250	255				
M25	100	106	13	41	6	
M25	125	131				
M25	200	206				

Please note that limited stocks are held on some sizes. Other sizes may be available, so please contact us.

## Short form specification

To ensure that certified products are used, the following specification is suggested. "Headed anchors shall be Nelson Shear Studs, flux filled welding to plates as shown on drawings. Studs shall be made from cold drawn steel Grades to I C -1010 through C – 1020 per ASTM A-108 and shall be welded per manufactures recommendation"

## Physical Properties of Shear Connectors

Diameter	A <sub>s</sub> Nominal Area mm <sup>2</sup>	A <sub>s</sub> f <sub>y</sub> Yield Kg (min)	A <sub>s</sub> f <sub>s</sub> Tensile Kg (min)
M13	126.7	4,445	5,334
M16	198.0	6,963	8,355
M19	285.0	10,024	12,029
M22	388.0	13,630	16,356

A<sub>s</sub> Area of stud shank

f<sub>s</sub> Ultimate strength (tensile):

M13, M16, M19, and M22

420 Mpa min

f<sub>y</sub> Yield strength

345 Mpa min

Elongation

20%

Reduction Area

50% min

Cold Finished low carbon steel

C 0.23 max

Mn 0.90 max

P 0.04 Max

S 0.05 max

## Tension capacity

The following data is presented as guideline as only and are based on embedded studs and adequate spacing for full capacity development. Appropriate safety factors should be applied based on actual use.

## Shear Stud tension capacity in concrete

Diameter	Length before weld (1)	Length after weld (2)	Head diameter	Le (3)	Ultimate tensile strength of anchor (4)	Factored tension Capacity $\phi V_b$ (kN) (5)								
						Normal Weight Concrete (6)			Standard light weight concrete (7)			All light weight concrete (8)		
						$f'_c$ 20.7MPA	$f'_c$ 27.6 MPA	$f'_c$ 34.5 MPA	$f'_c$ 20.7MPA	$f'_c$ 27.6 MPA	$f'_c$ 34.5 MPA	$f'_c$ 20.7MPA	$f'_c$ 27.6 MPA	$f'_c$ 34.5 MPA
M13	54	50	25	43	42.5	9.0	10.3	11.6	7.6	8.8	9.8	6.7	7.8	8.7
M13	105	100	25	94	42.5	28.9	33.4	37.3	24.6	28.4	31.7	21.7	25.0	28.0
M13	156	150	25	145	42.5	42.5	42.5	42.5	42.5	42.5	42.5	41.6	42.5	42.5
M16	68	63	32	56	66.4	13.2	15.3	17.0	11.2	13.0	14.5	9.9	11.5	12.8
M16	106	100	32	94	66.4	28.9	33.4	37.3	24.6	28.4	31.7	21.7	25.0	28.0
M19	81	75	32	67	95.6	17.4	20.1	22.4	14.8	17.0	19.0	13.1	15.1	16.8
M19	86	80	32	71	95.6	19.3	22.2	24.9	16.4	18.9	21.1	14.5	16.7	18.6
M19	98	92	32	84	95.6	24.6	28.5	31.8	21.0	24.2	27.0	18.5	21.3	23.8
M19	106	100	32	92	95.6	28.2	32.5	36.4	24.0	27.7	30.9	21.1	24.4	27.3
M19	111	105	32	97	95.6	30.4	35.1	39.2	25.8	29.8	33.4	22.8	26.3	29.4
M19	132	125	32	118	95.6	40.6	46.9	52.5	34.5	39.9	44.6	30.5	35.2	39.3
M19	157	150	32	143	95.6	54.5	63.0	70.4	46.3	53.5	59.8	40.9	47.2	52.8
M19	183	175	32	168	95.6	69.7	80.5	90.0	59.2	68.4	76.5	52.3	60.3	67.4
M19	208	200	32	194	95.6	86.0	95.6	95.6	73.1	84.4	94.4	64.5	74.5	83.3
M22	106	100	35	92	130.1	28.2	32.5	36.4	24.0	27.7	30.9	21.1	24.4	27.3
M22	183	175	35	168	130.1	69.7	80.5	90.0	59.2	68.4	76.5	52.3	60.3	67.4
M22	208	200	35	194	130.1	86.0	99.3	111.0	73.1	84.4	94.4	64.5	74.5	83.3

Notes:

- (1.) Stock anchor size.
- (2.) A.W. = Length overall after welding.
- (3.) Le = Length of embedment under head of anchor. Ignores thickness of an embedment plate which will increase Le.
- (4.)  $\phi N_s = 0.75 A_s f_s$
- (5.)  $\phi N_b = 0.70 \lambda x 24 \sqrt{f'_c} L_e \exp 1.5$ , where  $\phi N_b > \phi N_s$ ,  $\phi N_s$  governs as  $\phi N_n$ . Assumes no supplemental reinforcement. Pullout and side-face blowout strengths not considered.
- (6.) NWT = normal- weight concrete ( $\lambda = 1.0$ ).
- (7.) SLWT = sand lightweight concrete ( $\lambda = 0.85$ ).
- (8.) ALWT = All lightweight concrete ( $\lambda = 0.75$ ).



## Shear capacity

Headed shear studs embedded in concrete with an embedment length more than four times their diameter are capable of developing full shear capacity. Spacing is not as sensitive in shear as in tension. Spacing four times diameter between studs in plane perpendicular to the shear force and six times diameter in the direction of the shear force is generally adequate to develop full stud capacity. Free edges in the direction of the shear force and some spacing restrictions along a free edge apply. Use proper safety factors and edge reinforcement.

An upper bound limit for headed studs as approached at  $0.9 A_s f_s$  when concrete strength exceeds 35Mpa

Headed studs used as inserts have different values than those employed in composite design. For shear capacity of studs in composite design with or without metal deck see appropriate code and commentary.

## Stud Shear Capacity in Concrete

Diameter	Length before weld (1)	Length after weld (2)	H/D <sub>s</sub> (no. of diameters)	Factored steel shear strength (kN) (3)	Factored Shear Breakout Capacity $\phi V_b$ (kN) (4)(5)								
					Normal Weight Concrete			Standard light-weight concrete			All light weight concrete		
					f'c 20.7MPA	f'c 27.6 MPA	f'c 34.5 MPA	f'c 20.7MPA	f'c 27.6 MPA	f'c 34.5 MPA	f'c 20.7MPA	f'c 27.6 MPA	f'c 34.5 MPA
M13	54	50	3.4	36.9	15.8	18.2	20.4	13.4	15.5	17.3	11.9	13.7	15.3
M13	105	100	7.4	36.9	18.5	21.3	23.8	15.7	18.1	20.2	13.9	16.0	17.9
M13	156	150	11.4	36.9	20.2	23.3	26.0	17.1	19.8	22.1	15.1	17.4	19.5
M16	68	63	3.5	57.5	17.8	20.6	23.0	15.1	17.4	19.5	13.3	15.4	17.2
M16	106	100	5.9	57.5	19.8	22.8	25.5	16.8	19.4	21.7	14.8	17.1	19.1
M19	81	75	3.5	82.9	19.5	22.5	25.2	16.6	19.1	21.4	14.6	16.9	18.9
M19	86	80	3.8	82.9	19.8	22.8	25.5	16.8	19.4	21.7	14.8	17.1	19.1
M19	98	92	4.4	82.9	20.4	23.6	26.4	17.4	20.0	22.4	15.3	17.7	19.8
M19	106	100	4.8	82.9	20.8	24.0	26.8	17.7	20.4	22.8	15.6	18.0	20.1
M19	111	105	5.1	82.9	21.0	24.2	27.1	17.8	20.6	23.0	15.8	18.2	20.3
M19	132	125	6.2	82.9	21.8	25.2	28.2	18.6	21.4	23.9	16.4	18.9	21.1
M19	157	150	7.5	82.9	22.7	26.2	29.3	19.3	22.3	24.9	17.0	19.7	22.0
M19	183	175	8.8	82.9	23.4	27.1	30.3	19.9	23.0	25.8	17.6	20.3	22.7
M19	208	200	10.2	82.9	24.1	27.8	31.1	20.5	23.7	26.5	18.1	20.9	23.4
M22	106	100	4.1	112.8	21.8	25.1	28.1	18.5	21.4	23.9	16.3	18.9	21.1
M22	183	175	6.4	112.8	22.5	26.0	29.1	19.1	22.1	24.7	16.9	19.5	21.8
M22	208	200	7.0	112.8	22.5	26.0	29.1	19.1	22.1	24.7	16.9	19.5	21.8

Notes:

- (1.) Stock anchor size.
- (2.) A.W. = Length overall after welding.
- (3.)  $\phi V_s = 0.65 A_s f_s$
- (4.)  $\phi V_b = 0.70 \lambda x 7^* (L_e/D_a) - \exp 0.2^* \sqrt{(D_a)^* \sqrt{(f'c)^* (\text{edge distance} - \exp 1.5)}}$ , where  $L_e/D_a < 8$ , alternately (if less)  $\phi V_b = 0.70 \lambda x 9 \sqrt{(f'c)^* (\text{edge distance} - \exp 1.5)}$ . Where

$\phi V_b > \phi V_s$ ,  $\phi V_s$  governs as  $\phi V_n$ . Assumes no supplemental reinforcement. Pryout strength not considered.

(5.) A six-inches edge distance perpendicular to load is assumed.

(6.) NWT = normal- weight concrete ( $\lambda = 1.0$ ).

(7.) SLWT = sand lightweight concrete ( $\lambda = 0.85$ ).

(8.) ALWT = All lightweight concrete ( $\lambda = 0.75$ ).

Outside Diameter D	Wall Thickness T	Class	Concrete Cross Section	Unit Weight	Length L	Bending Moment		Allowable Axial Load
						Crack	Ultimate	
(mm)	(mm)		(cm <sup>2</sup> )	(kg/m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	(ton)
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	1.159	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	1.571	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
800	120	A1	2.564	641	6 - 24	40.00	60.00	412.00
		A2				45.00	67.50	408.20
		A3				49.00	73.50	400.70
		B				55.00	99.00	385.20
		C				65.00	130.00	373.10
1000	140	A1	3.782	946	6 - 24	75.00	112.50	614.40
		A2				81.00	121.50	606.40
		A3				95.00	142.50	589.30
		B				105.00	189.00	571.20
		C				120.00	240.00	555.70
1200	150	A1	4.948	1.237	6 - 24	120.00	180.00	759.10
		A2				134.00	201.00	791.10
		A3				156.00	234.00	768.00
		B				170.00	306.00	736.70
		C				200.00	400.00	718.20

Gambar 3.3 : Spesifikasi Spun pile PT. WBP



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan,  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG RUMAH  
SUSUN PENGGLINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIS (SRBE)

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

K1 = Kolom CFT 700.700.25  
BA3 = Balok Anak WF 250.175.7.11  
BA4 = Balok Anak WF 200.100.5.5.8  
BIMJ = Balok Induk WF 500.300.11.15  
BIML = Balok Induk WF 500.300.11.15  
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
0311144000023

Nama Gambar

Skala

Denah Balok Kolom  
Lantai 2-5

1 : 200

Kode

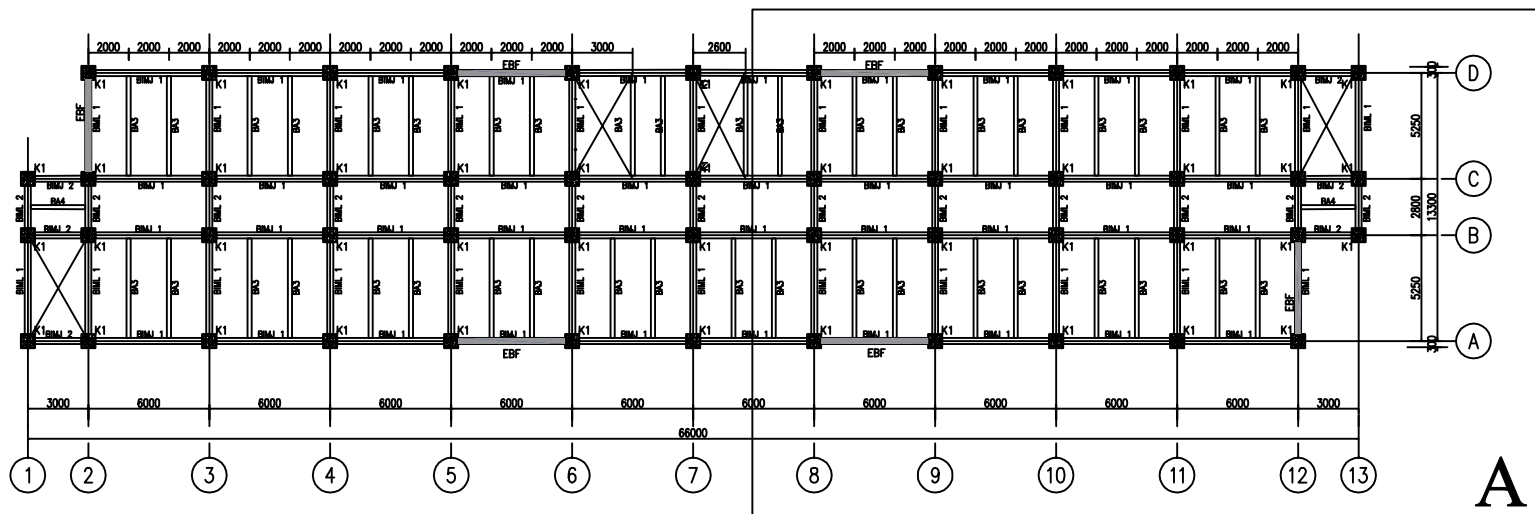
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

1

24



Denah Balok Kolom Lantai 2-5  
SKALA 1 : 200



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan,  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG RUMAH  
SUSUN PENGGLINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIS (SRBE)**

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

K1 = Kolom CFT 700.700.25  
BA3 = Balok Anak WF 250.175.7.11  
BA4 = Balok Anak WF 200.100.5.5.8  
BIMJ = Balok Induk WF 500.300.11.15  
BIML = Balok Induk WF 500.300.11.15  
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
0311144000023

Nama Gambar

Skala

**Detail A**  
**Denah Balok Kolom**  
**Lantai 2-5**

1 : 100

Kode

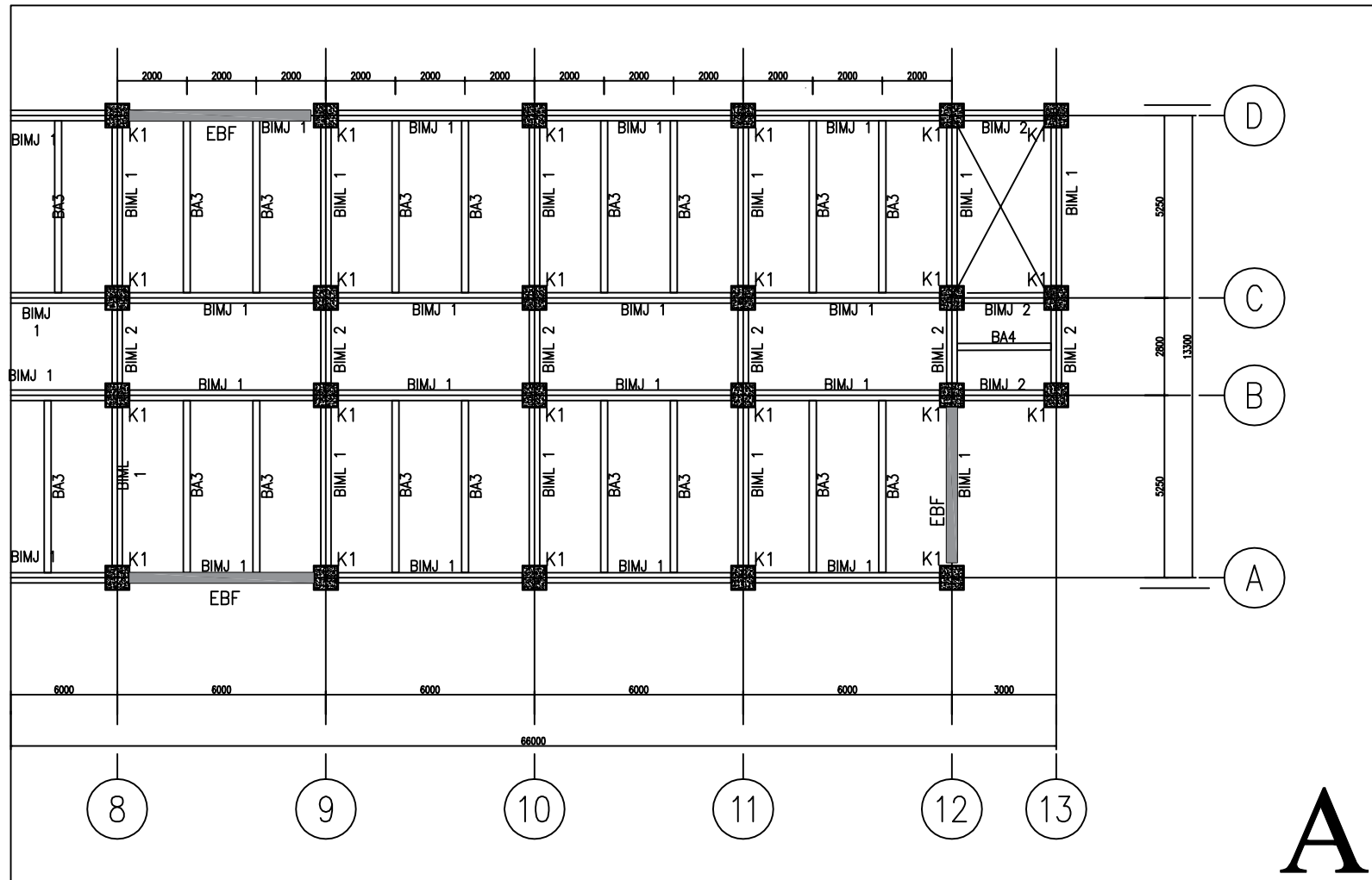
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

2

24



**Detail A**  
**Denah Balok Kolom Lantai 2-5**  
SKALA 1 : 100

**A**



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan,  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG RUMAH  
SUSUN PENGGLINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIS (SRBE)

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

K2 = Kolom CFT 600.600.25  
BA3 = Balok Anak WF 250.175.7.11  
BA4 = Balok Anak WF 200.100.5.5.8  
BIMJ = Balok Induk WF 500.300.11.15  
BIML = Balok Induk WF 500.300.11.15  
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
0311144000023

Nama Gambar

Skala

Denah Balok Kolom  
Lantai 5-10

1 : 200

Kode

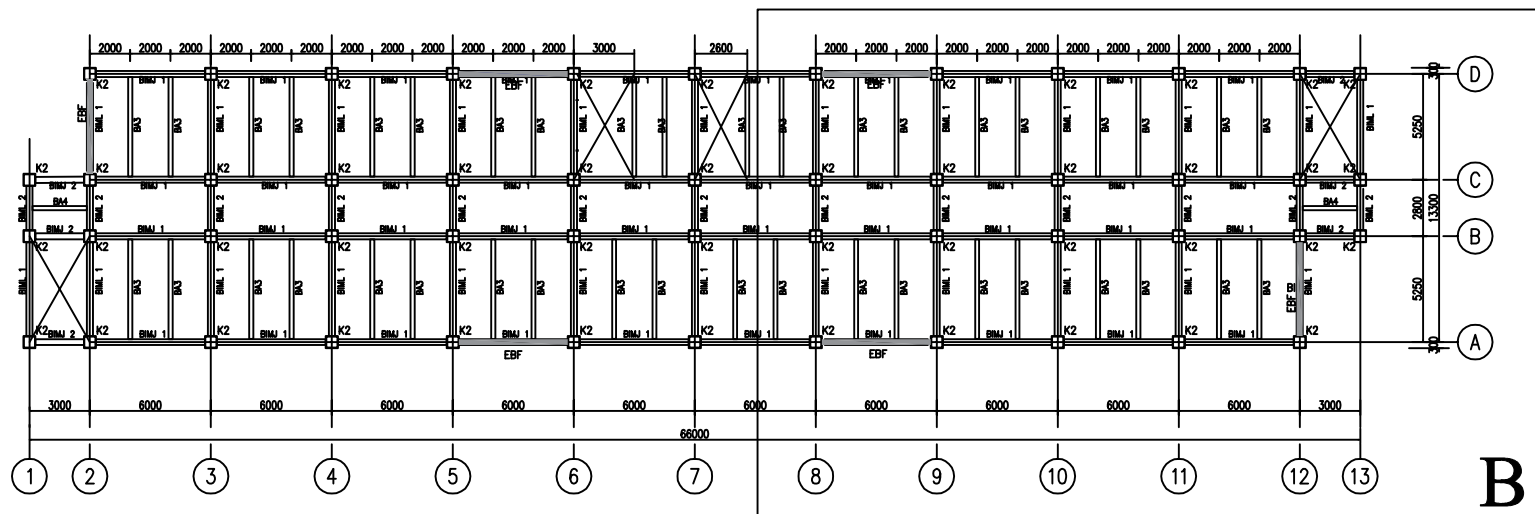
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

3

24



Denah Balok Kolom Lantai 5-10  
SKALA 1 : 200



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan,  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG RUMAH  
SUSUN PENGGLINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIS (SRBE)**

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

K2 = Kolom CFT 600.600.25  
BA3 = Balok Anak WF 250.175.7.11  
BA4 = Balok Anak WF 200.100.5.5.8  
BIMJ = Balok Induk WF 500.300.11.15  
BIML = Balok Induk WF 500.300.11.15  
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
0311144000023

Nama Gambar

Skala

**Detail B**  
**Denah Balok Kolom**  
**Lantai 5-10**

1 : 100

Kode

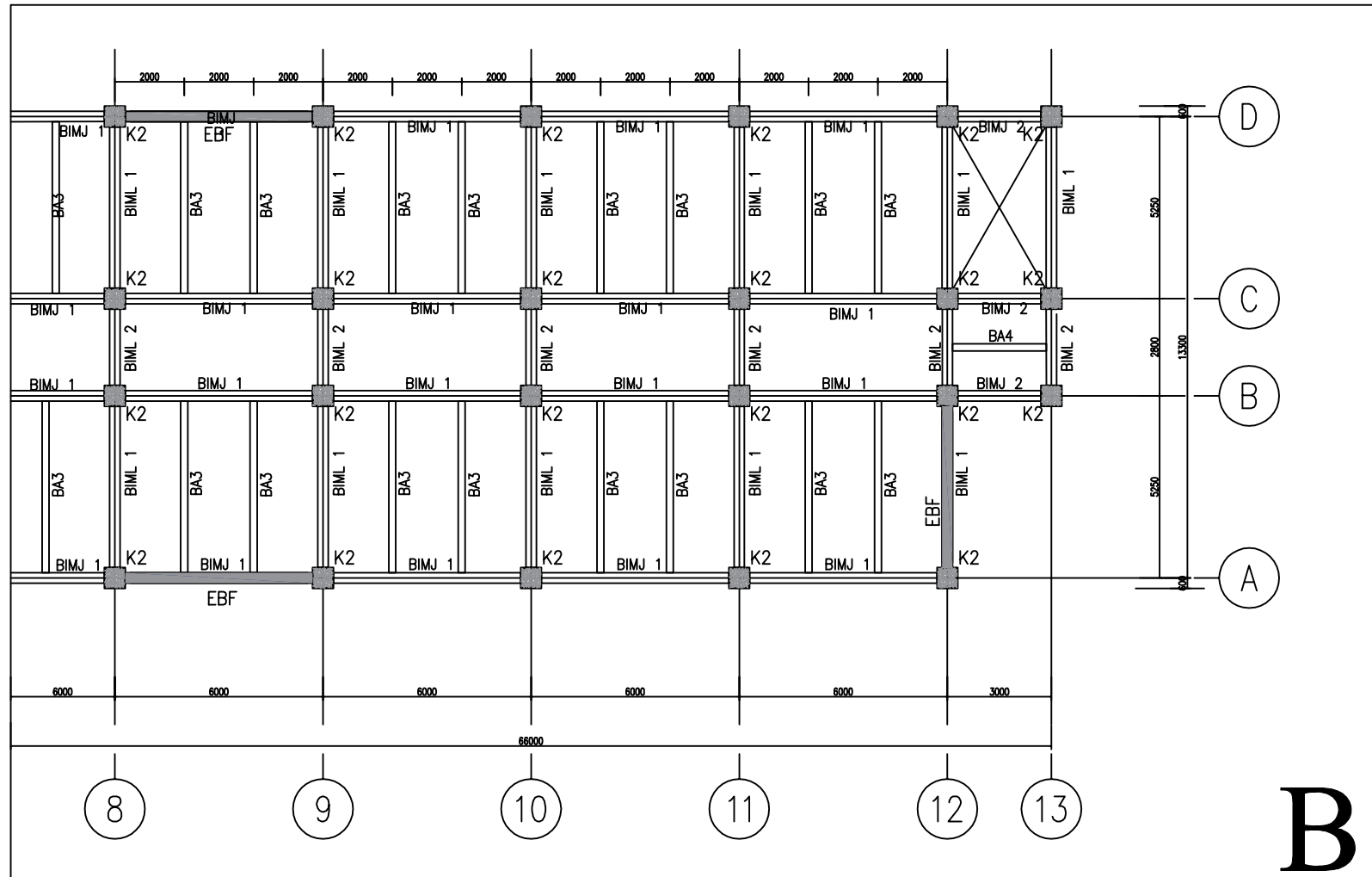
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

4

24



**Detail B**  
**Denah Balok Kolom Lantai 5-10**  
SKALA 1 : 100



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan,  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG RUMAH  
SUSUN PENGGLINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIS (SRBE)

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

K3 = Kolom CFT500.500.25  
BA3 = Balok Anak WF 250.175.7.11  
BA4 = Balok Anak WF 200.100.5.5.8  
BIMJ = Balok Induk WF 500.300.11.15  
BIML = Balok Induk WF 500.300.11.15  
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
0311144000023

Nama Gambar

Skala

Denah Balok Kolom  
Lantai 11-14

1 : 200

Kode

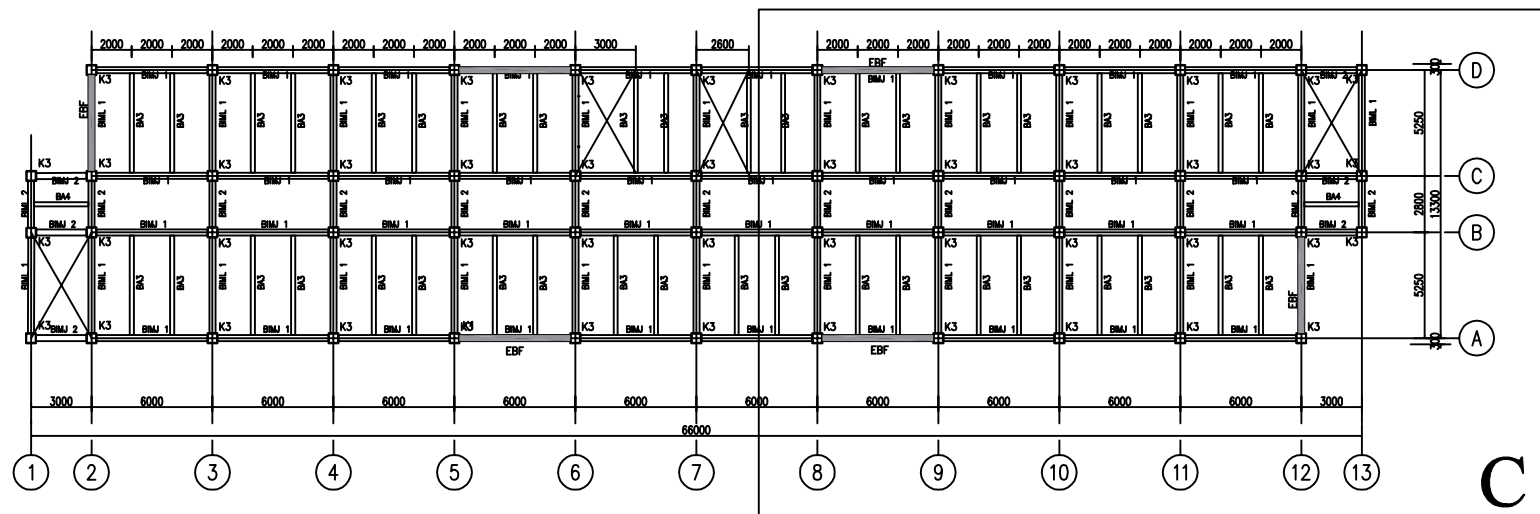
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

5

24



Denah Balok Kolom Lantai 11-14  
SKALA 1 : 200





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan,  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG RUMAH  
SUSUN PENGGLINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIS (SRBE)**

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

K3 = Kolom CFT500.500.25  
BA3 = Balok Anak WF 250.175.7.11  
BA4 = Balok Anak WF 200.100.5.5.8  
BIMJ = Balok Induk WF 500.300.11.15  
BIML = Balok Induk WF 500.300.11.15  
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
0311144000023

Nama Gambar

Skala

**Detail C**  
**Denah Balok Kolom**  
**Lantai 11-14**

1 : 100

Kode

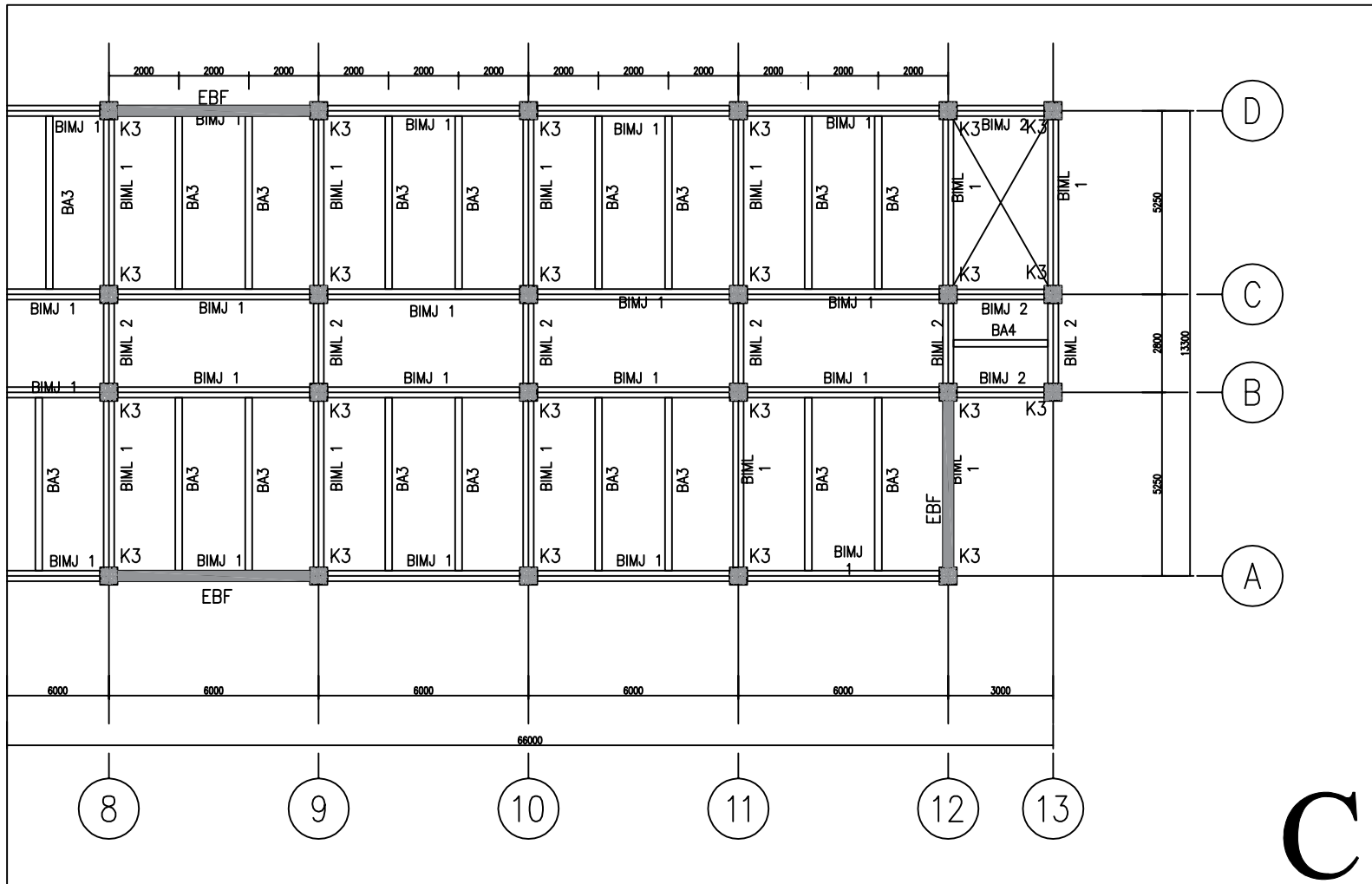
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

6

24



**Detail C**  
**Denah Balok Kolom Lantai 11-14**

SKALA 1 : 100

**C**



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan,  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG RUMAH  
SUSUN PENGGLINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIS (SRBE)

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

K3 = Kolom CFT 500.500.25  
BA1 = Balok Anak WF 200.150.6.9  
BA2 = Balok Anak WF 200.100.4.5.7  
BIMJ = Balok Induk WF 500.300.11.15  
BIML = Balok Induk WF 500.300.11.15  
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
0311144000023

Nama Gambar

Skala

Denah Balok Kolom  
Atap

1 : 200

Kode

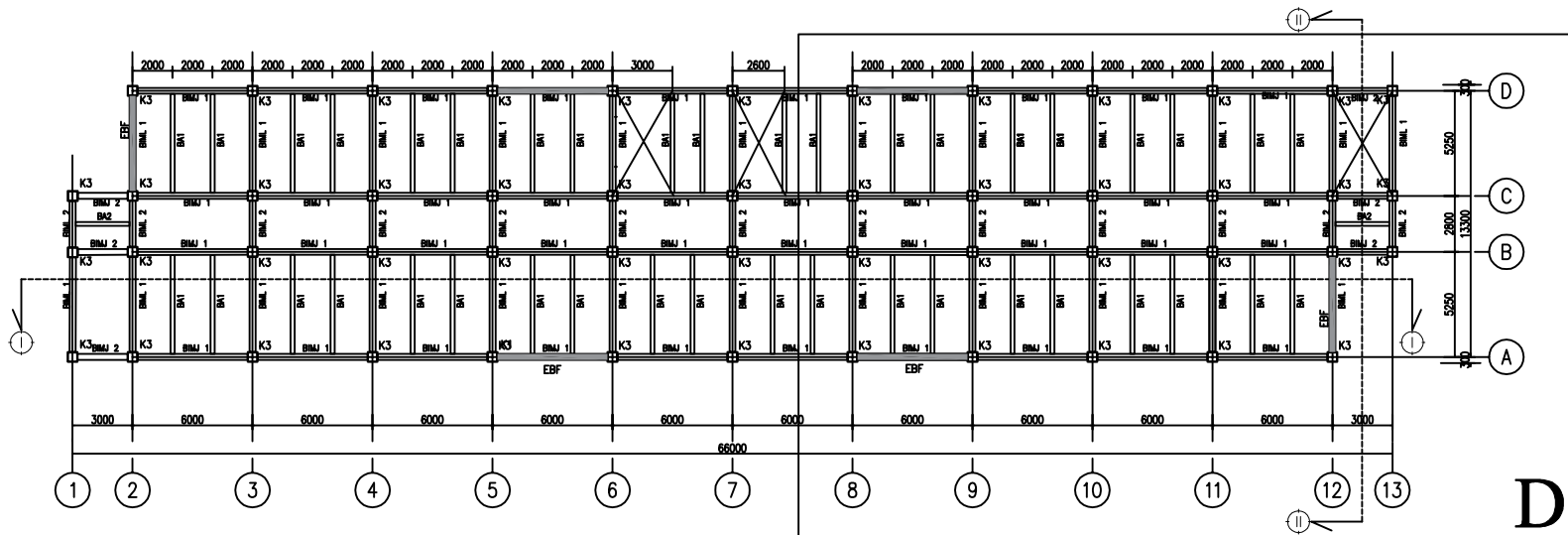
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

7

24



Denah Balok Kolom Atap  
SKALA 1 : 200





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan,  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG RUMAH  
SUSUN PENGGLINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIS (SRBE)**

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

K3 = Kolom CFT 500.500.25  
BA1 = Balok Anak WF 200.150.6.9  
BA2 = Balok Anak WF 200.100.4.5.7  
BIMJ = Balok Induk WF 500.300.11.15  
BIML = Balok Induk WF 500.300.11.15  
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
0311144000023

Nama Gambar

Skala

**Detail D**  
**Denah Balok Kolom**  
**Atap**

1 : 100

Kode

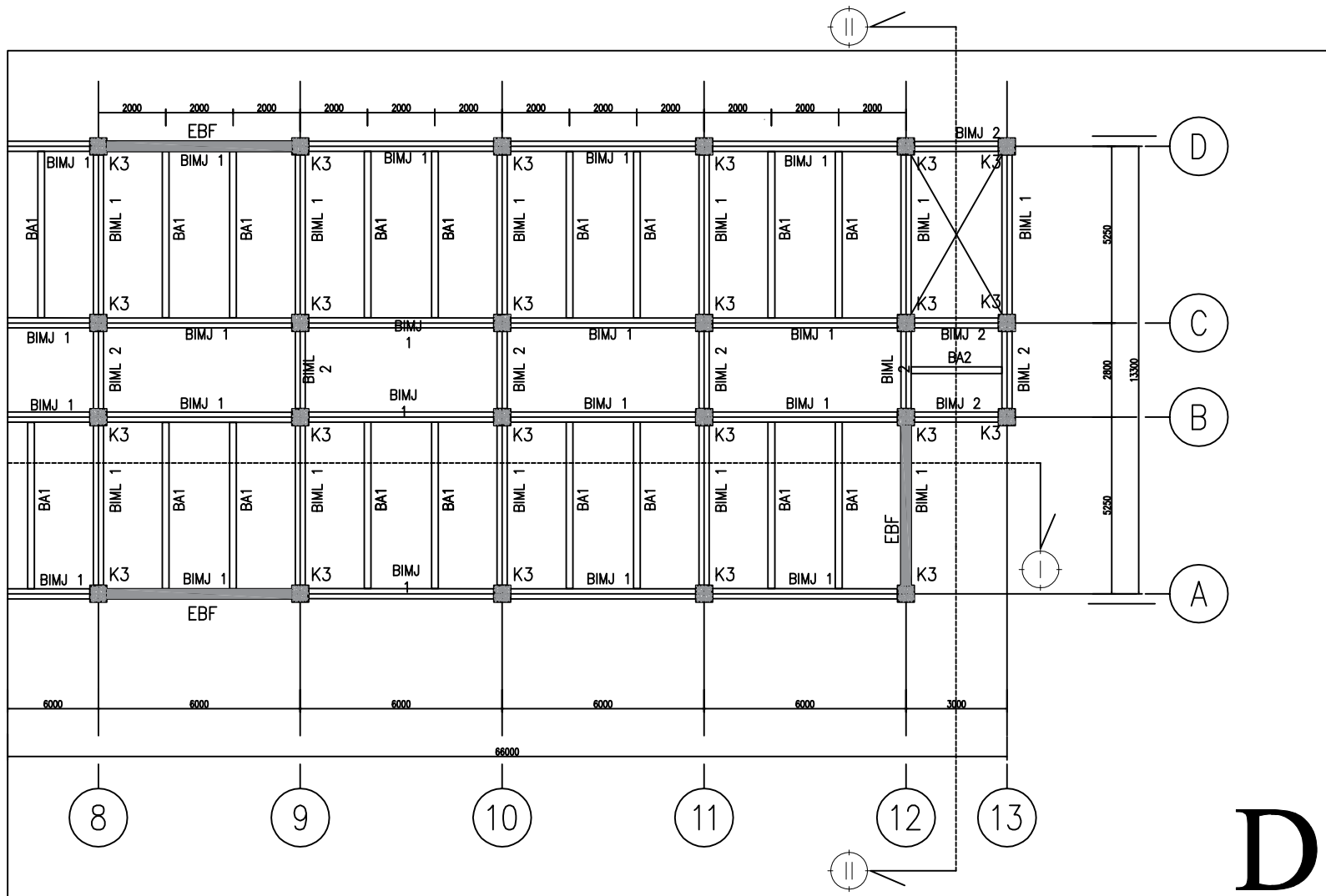
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

8

24



**Detail D**  
**Denah Balok Kolom**  
**Atap**  
SKALA 1 : 100

**D**



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan,  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG RUMAH  
SUSUN PENGGLINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIS (SRBE)

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

P1 = Pondasi tipe 1  
P2 = Pondasi tipe 2  
S1 = Sloof 1 (400x600)

Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
0311144000023

Nama Gambar

Skala

Denah Pondasi

1 : 200

Kode

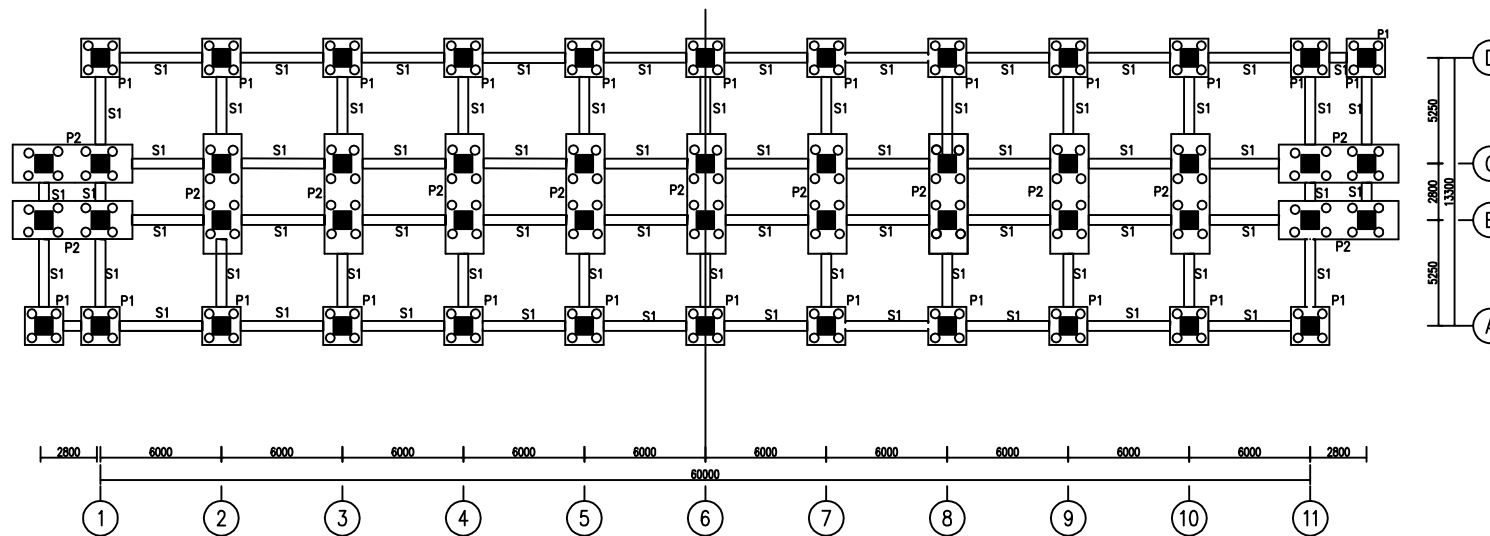
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

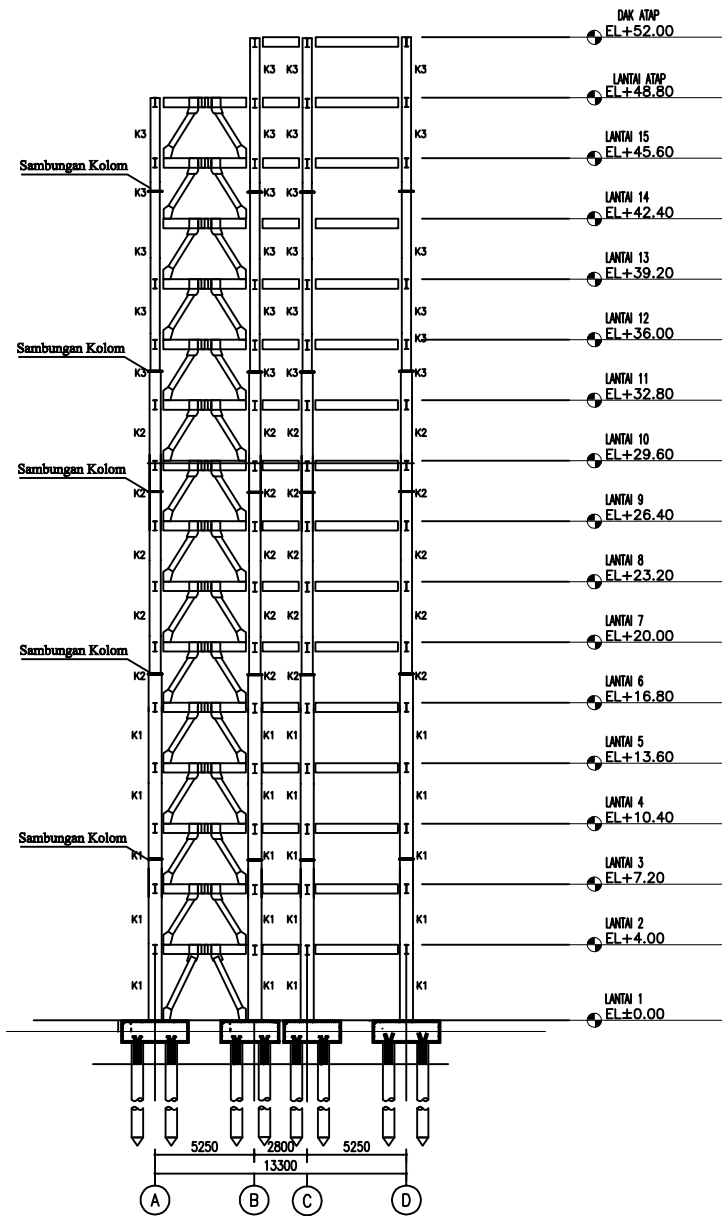
9

20



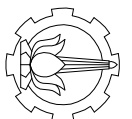
Denah Pondasi  
SKALA 1 : 200





## Potongan II-II

SKALA 1 : 200



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan,  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG RUMAH  
SUDUN PENGUNGILAN TAKARTAH  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
SISTEM RANGKA BERENKAKU  
EKSENTRIS (SRBE)

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
0311144000023

Nama Gambar

Skala

Potongan II-II

1 : 400

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	10	24

STR

10

24



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan,  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG RUMAH  
SUSUN PENGGLINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIS (SRBE)

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
0311144000023

Nama Gambar

Skala Gambar

Pembalokan  
Tangga  
Potongan A-A  
Detail A

1 : 50

1 : 50

1 : 15

Kode

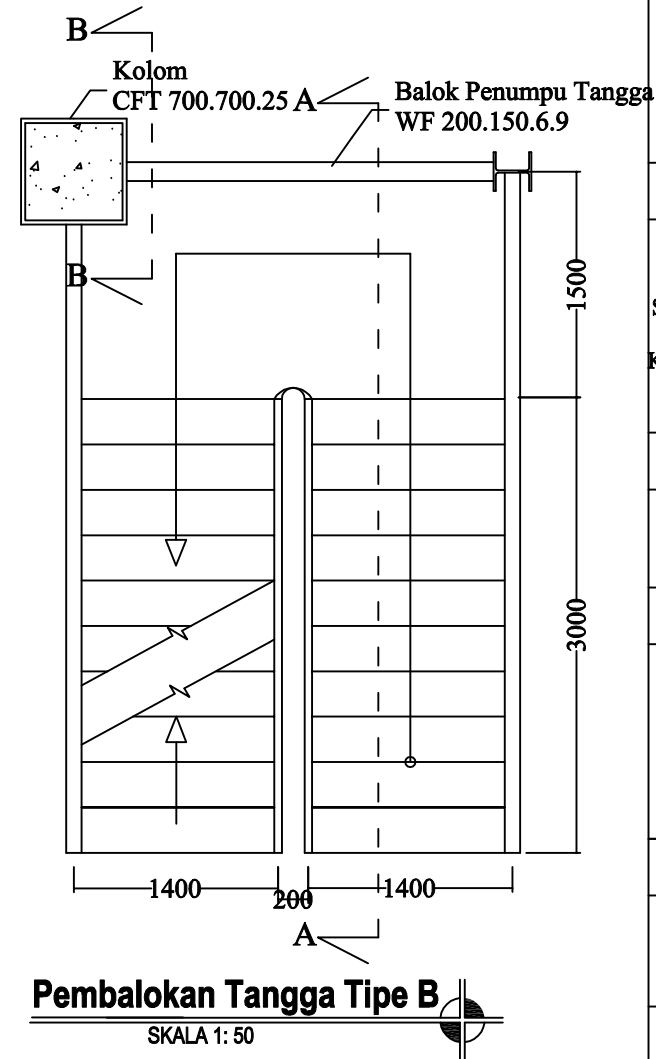
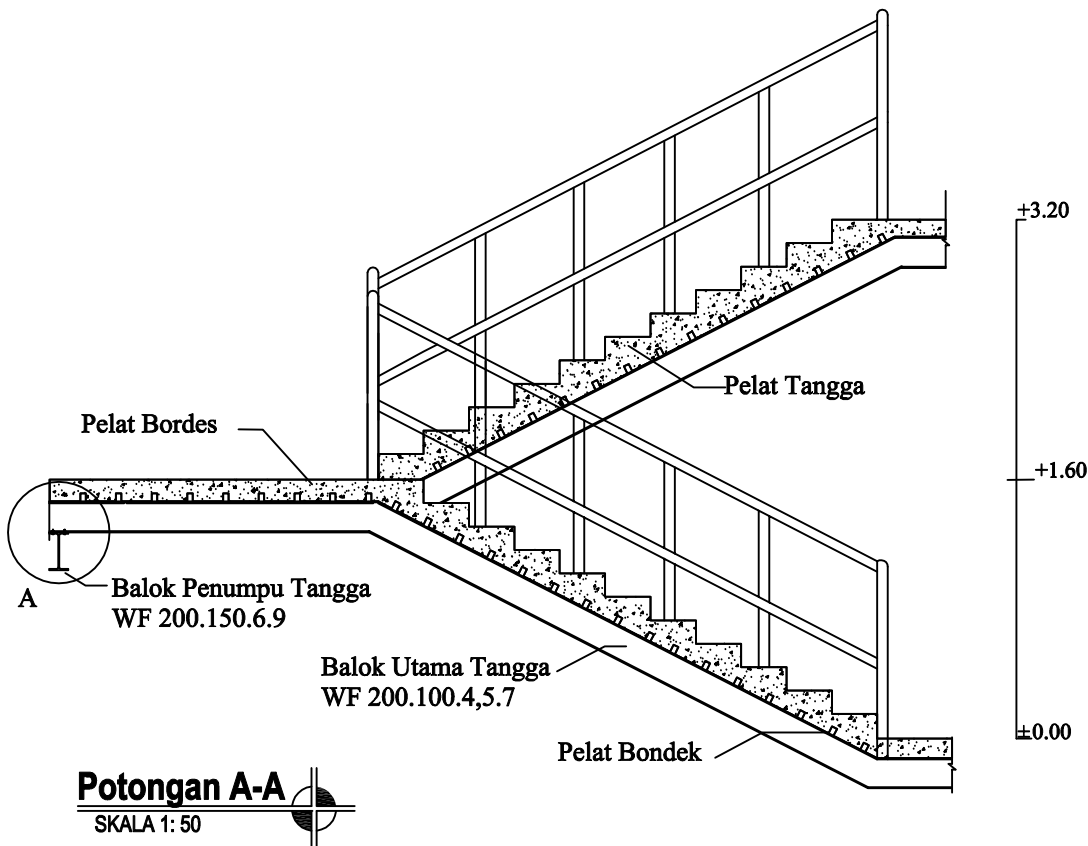
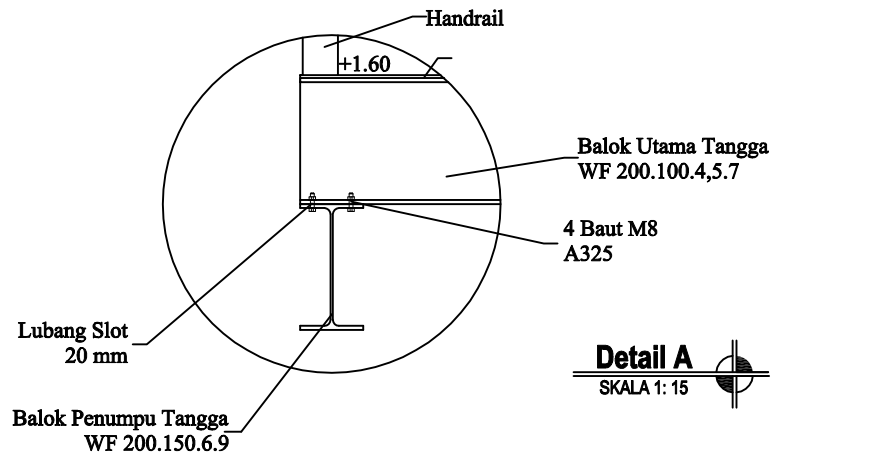
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

12

24





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan,  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG RUMAH  
SUSUN PENGILINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIS (SRBE)

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
0311144000023

Nama Gambar

Skala Gambar

Detail B

1 : 15

Potongan B-B

1 : 50

Potongan C-C

1 : 50

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

13

24

Balok Penumpu Tangga  
WF 200.150.6.9

Kolom  
CFT 700.700.25

Baut A325  
2M12

3 mm

Pelat 6mm

Potongan C-C

SKALA 1 : 50

Kolom  
CFT 700.700.25

Plate 6 mm

C

C

Balok Penumpu Tangga  
WF 200.150.6.9

Baut A325  
2M12

3 mm

Potongan B-B

SKALA 1 : 50



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan,  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG RUMAH  
SUSUN PENGILINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIS (SRBE)

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
0311144000023

Nama Gambar

Skala Gambar

Balok Induk  
Memanjang

1:40

Potongan A-A

1:10

Potongan B-B

1:10

Kode

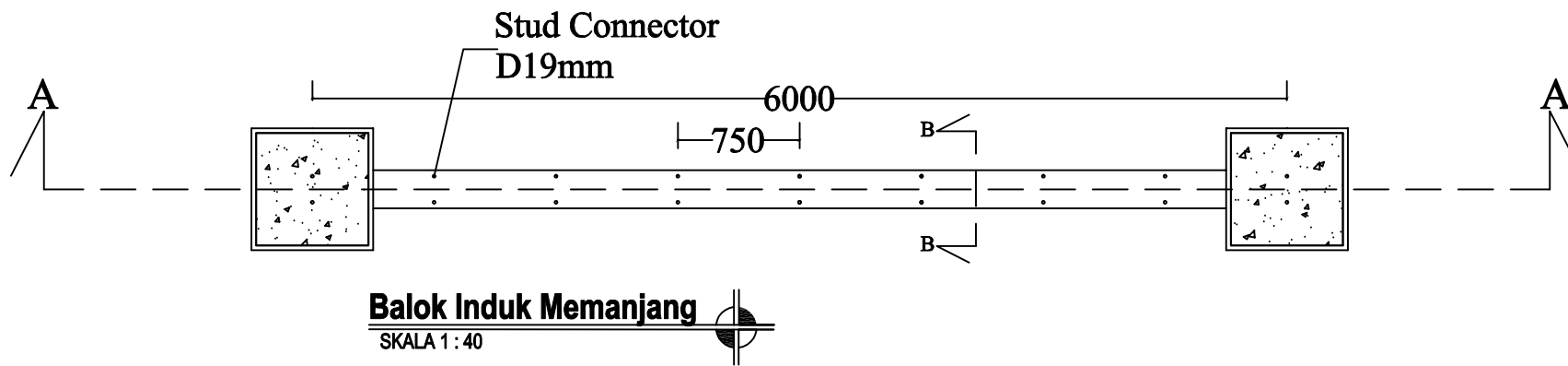
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

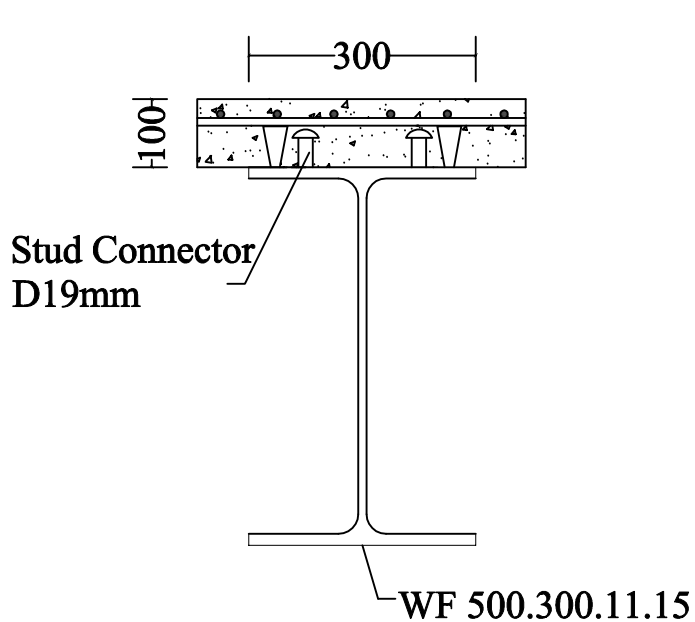
14

24



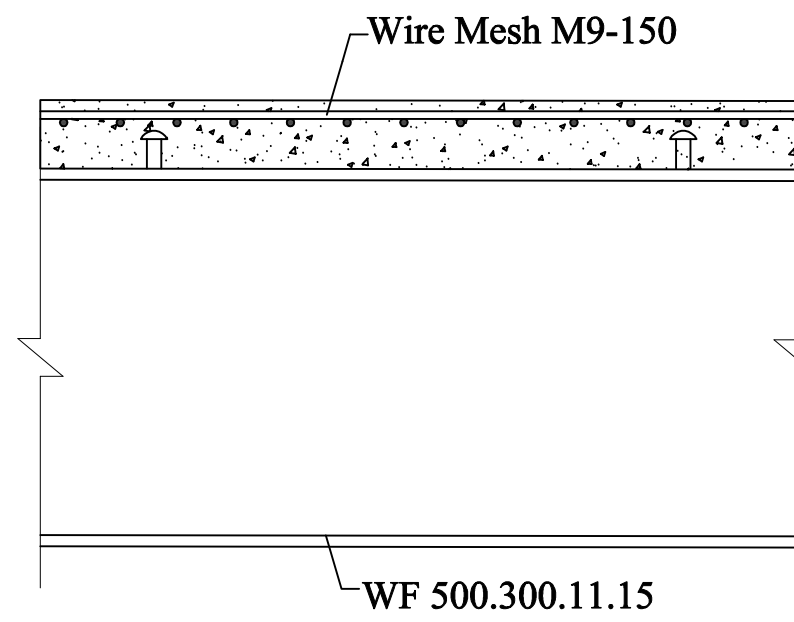
**Balok Induk Memanjang**

SKALA 1 : 40



**Potongan B-B**

SKALA 1 : 10



**Potongan A-A**

SKALA 1 : 10





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan,  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG RUMAH  
SUSUN PENGILINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIS (SRBE)

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

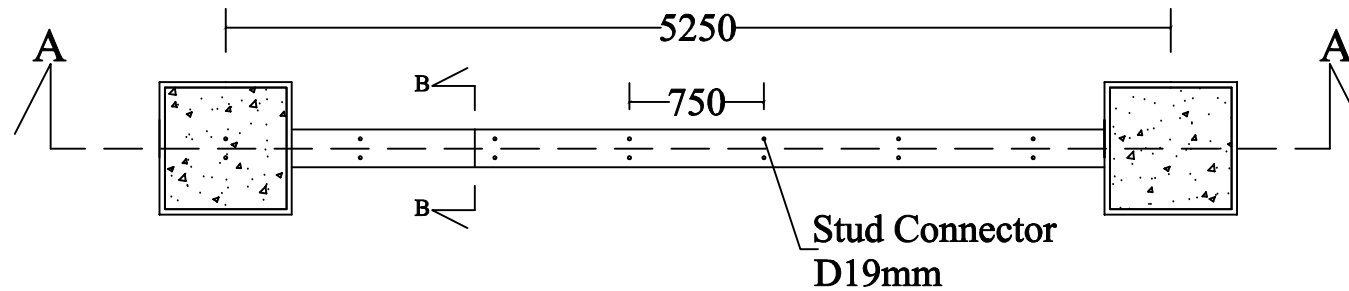
Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
0311144000023

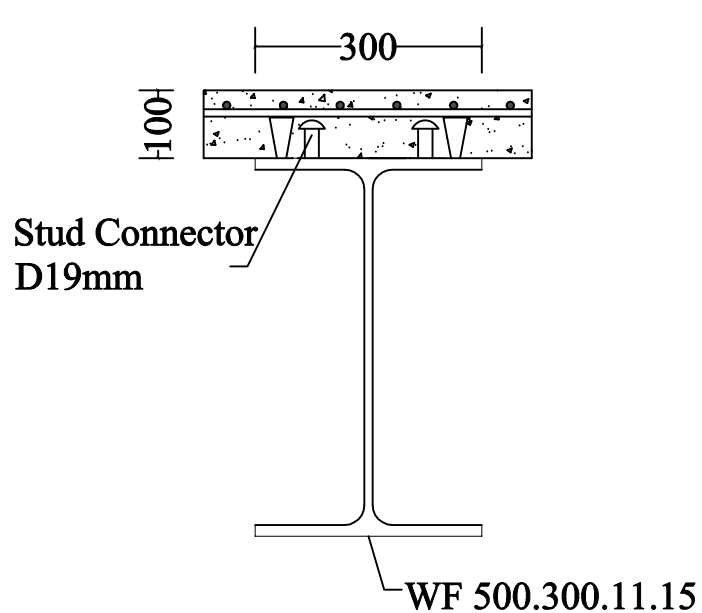
Nama Gambar

Balok Induk Melintang	1:40
Potongan A-A	1:10
Potongan B-B	1:10

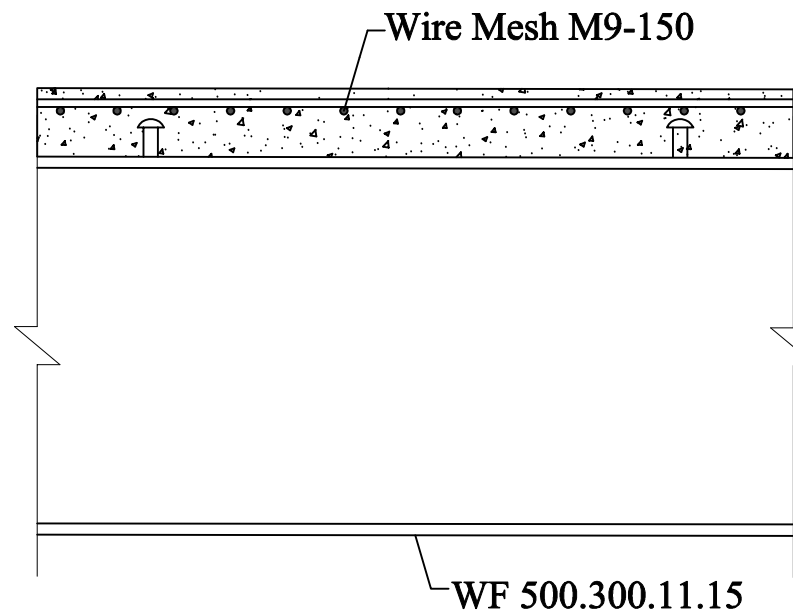
Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	15	24



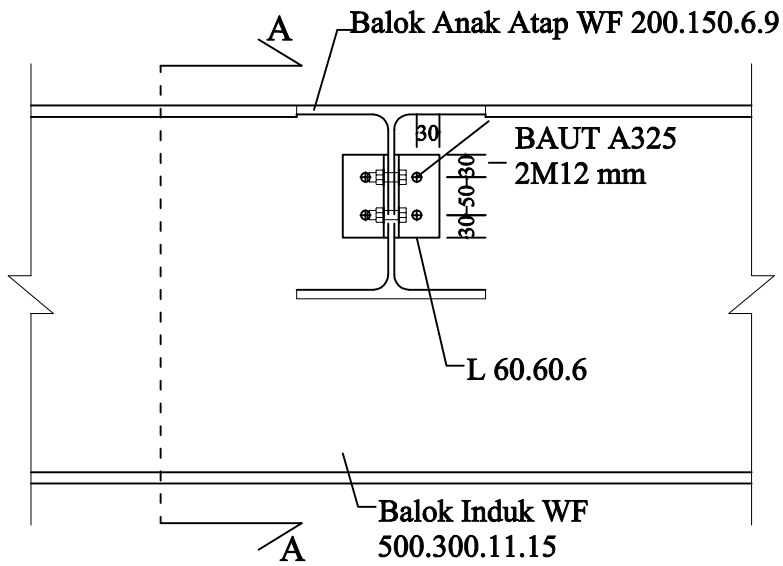
**Balok Induk Melintang**  
SKALA 1 : 40



**Potongan B-B**  
SKALA 1 : 10

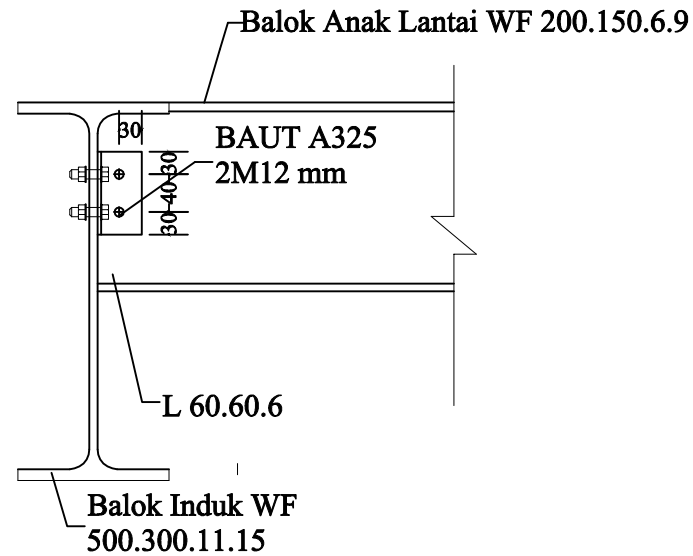


**Potongan A-A**  
SKALA 1 : 10



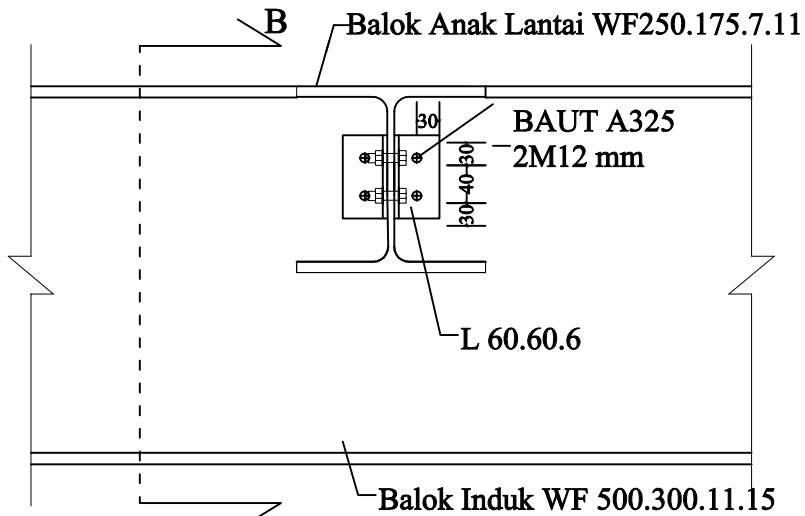
**Sambungan Balok Anak Atap ke Balok Induk**

SKALA 1 : 10



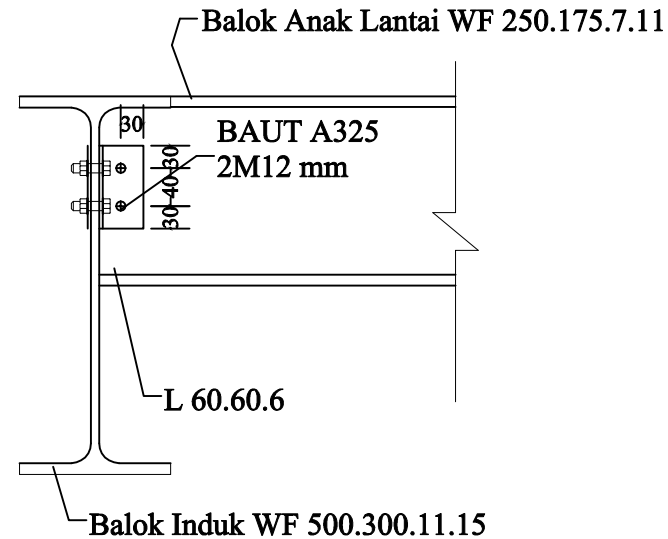
**Potongan A-A**

SKALA 1 : 10



**Sambungan Balok Anak Lantai ke Balok Induk**

SKALA 1 : 10



**Potongan B-B**

SKALA 1 : 10



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan,  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG RUMAH  
SUSUN PENGGLINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIS (SRBE)

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
0311144000023

Nama Gambar

Sambungan Balok Induk	1:10
Sambungan Balok Induk	1:10
Potongan A-A	1:10
Potongan B-B	1:10

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	16	24



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan,  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG RUMAH  
SUSUN PENGGIKINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIS (SRBE)

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Mutu Las: E90xx  
CJP = Complete Joint Penetration

Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
0311144000023

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan Balok  
Induk- Kolom  
Potongan A-A

1: 20

1: 20

Kode

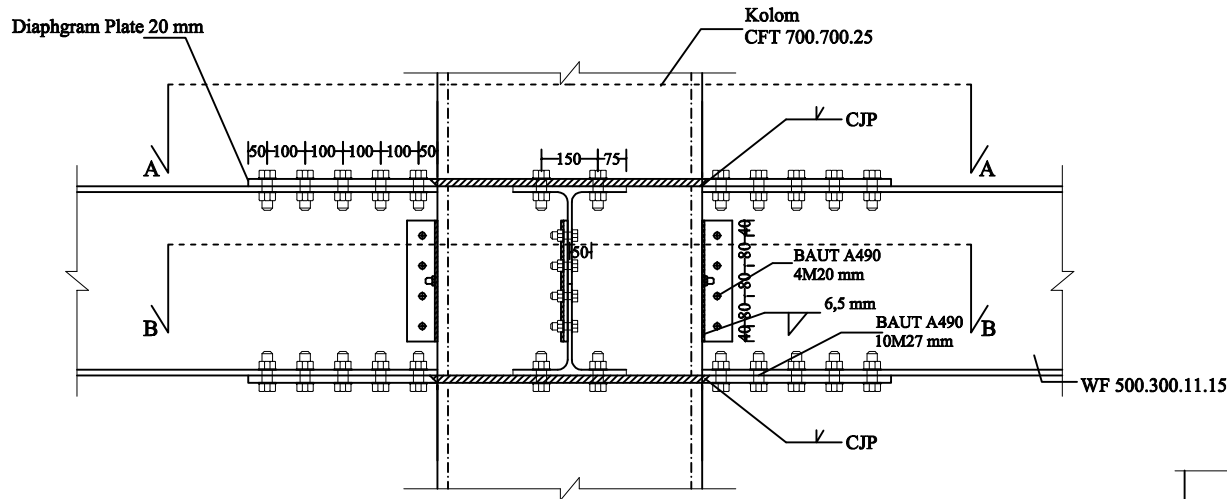
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

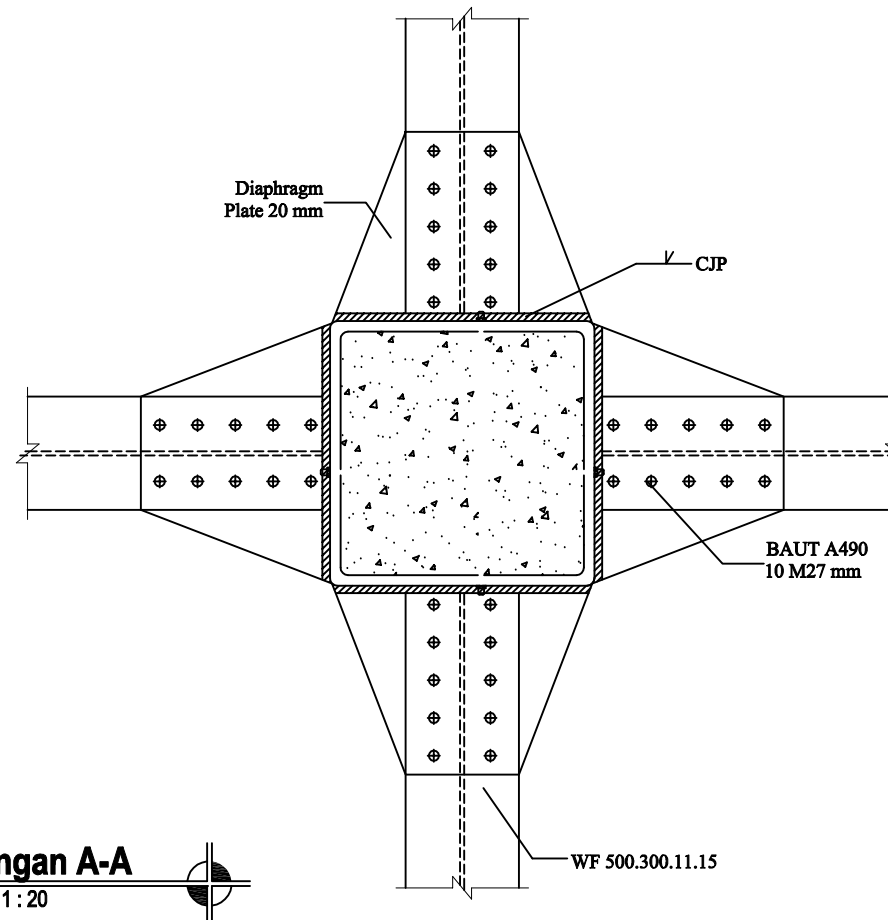
STR

17

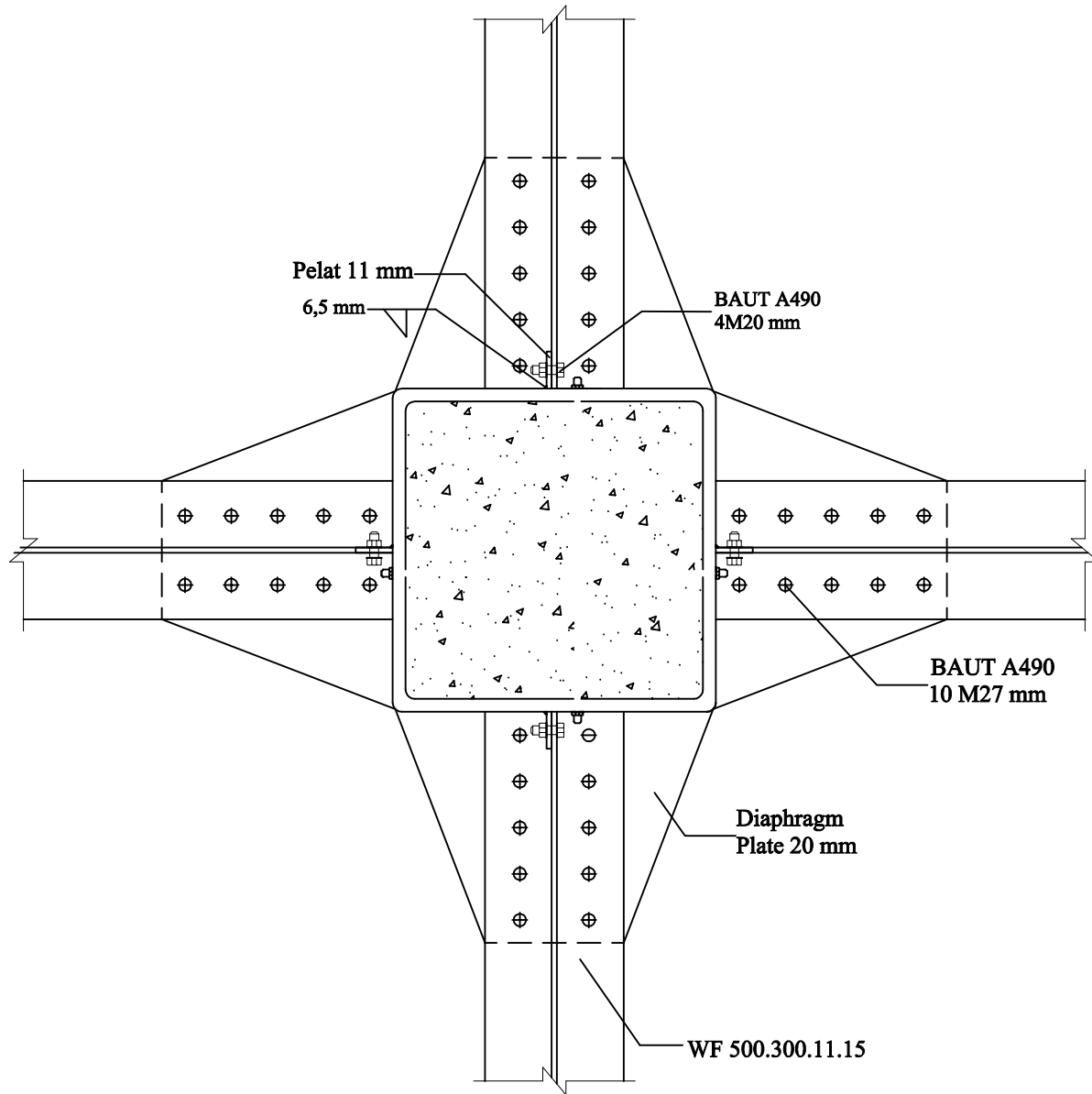
24



**Sambungan Balok Induk**  
SKALA 1 : 20

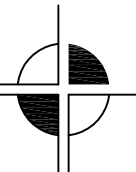


**Potongan A-A**  
SKALA 1 : 20



**Potongan B-B**

**SKALA 1 : 15**



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan,  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG RUMAH  
SUSUN PENGGILINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIS (SRBE)

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Mutu Las: E90xx  
CJP = Complete Joint Penetration

Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
0311144000023

Nama Gambar

Skala Gambar

Potongan B-B

1 : 15

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

18

24



Departemen Teknik Sipil  
 Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan,  
 dan Kebumihan  
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
 STRUKTUR GEDUNG RUMAH  
 SUSUN PENGGLINGAN JAKARTA  
 MENGGUNAKAN STRUKTUR  
 KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
 SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
 EKSENTRIS (SRBE)

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Mutu Las: E90xx

Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
 0311144000023

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan Bresing  
 dengan Link

1: 20

Potongan A-A

1: 20

Kode

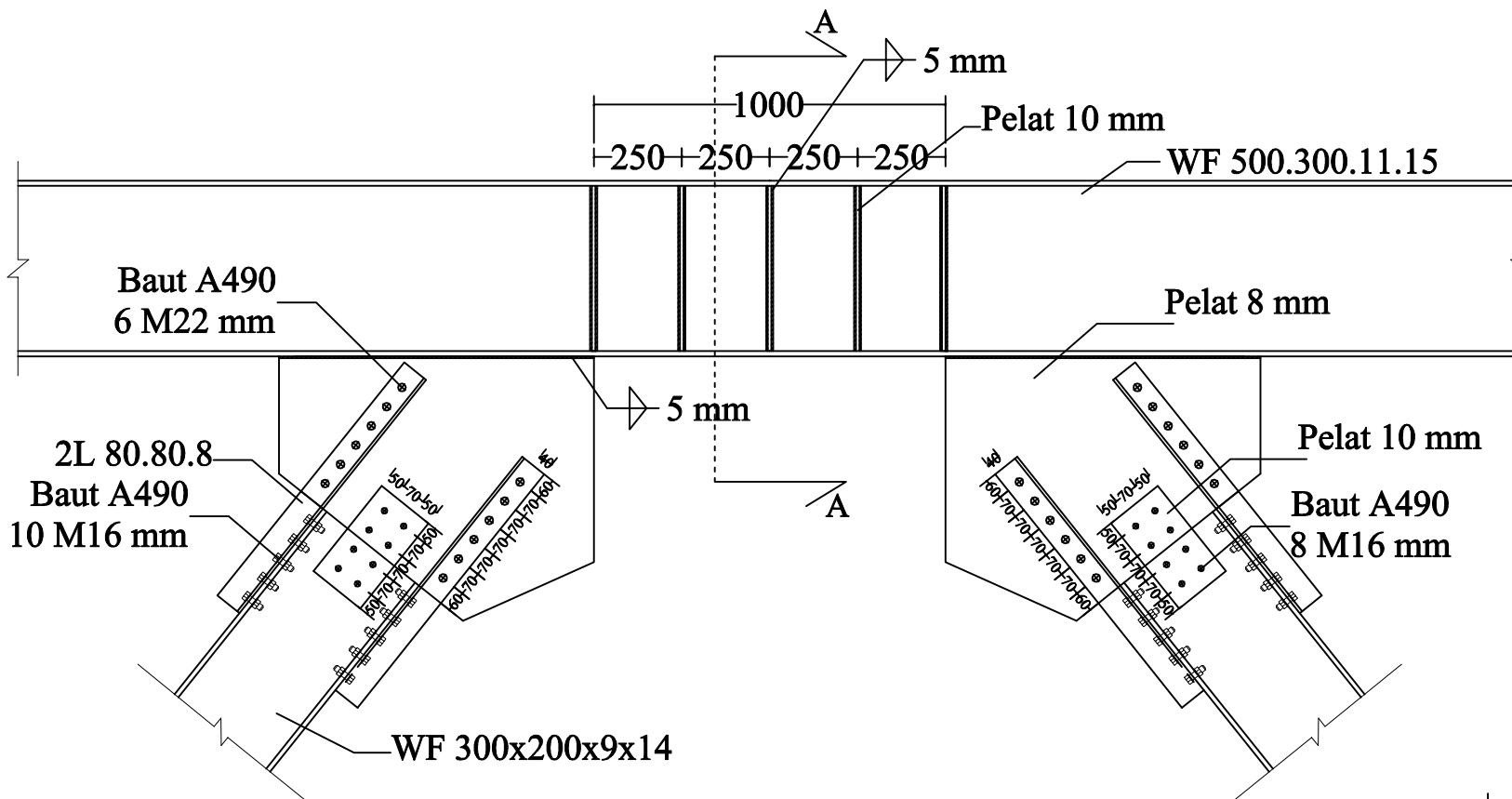
No  
 Gambar

Jumlah  
 Gambar

STR

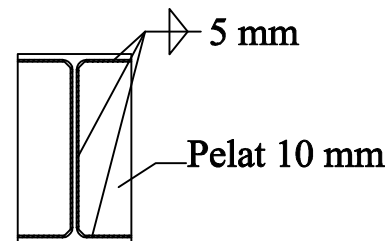
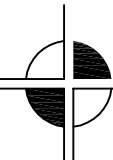
19

24



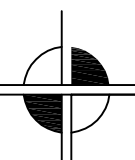
### Sambungan Bresing dengan Link

SKALA 1 : 20



### Potongan A-A

SKALA 1 : 20





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan,  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG RUMAH  
SUSUN PENGGLINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIS (SRBE)

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Mutu Las: E90xx

Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
0311144000023

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan B्रेसing  
dengan Balok  
dan Kolom

1: 20

Kode

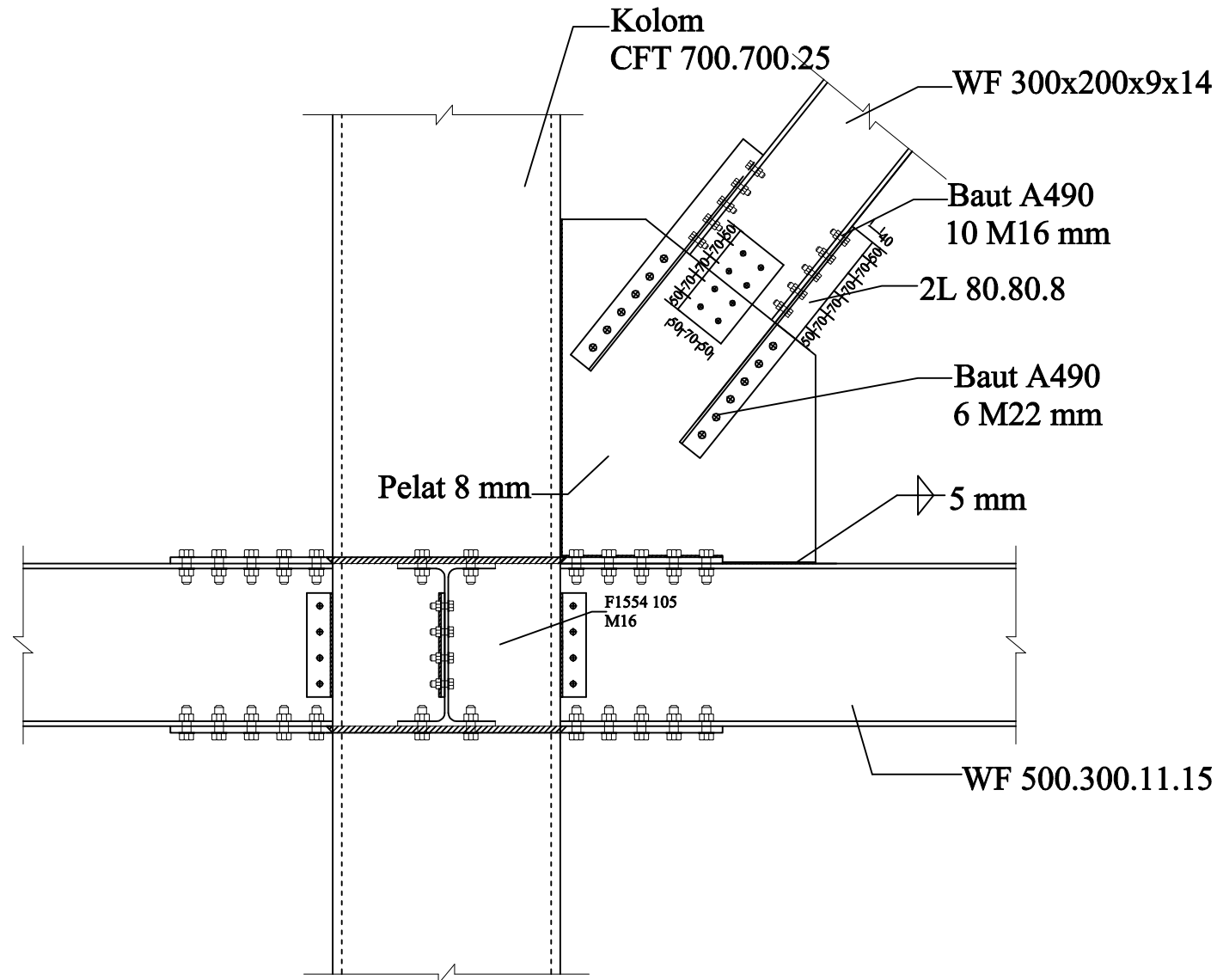
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

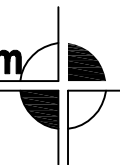
20

24



**Sambungan bresing dengan Balok Kolom**

SKALA 1 : 20





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan,  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG RUMAH  
SUSUN PENGGLINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIS (SRBE)

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Mutu Las: E90xx

Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
0311144000023

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan  
Antar Kolom  
Potongan A-A

1 : 15

1 : 15

Kode

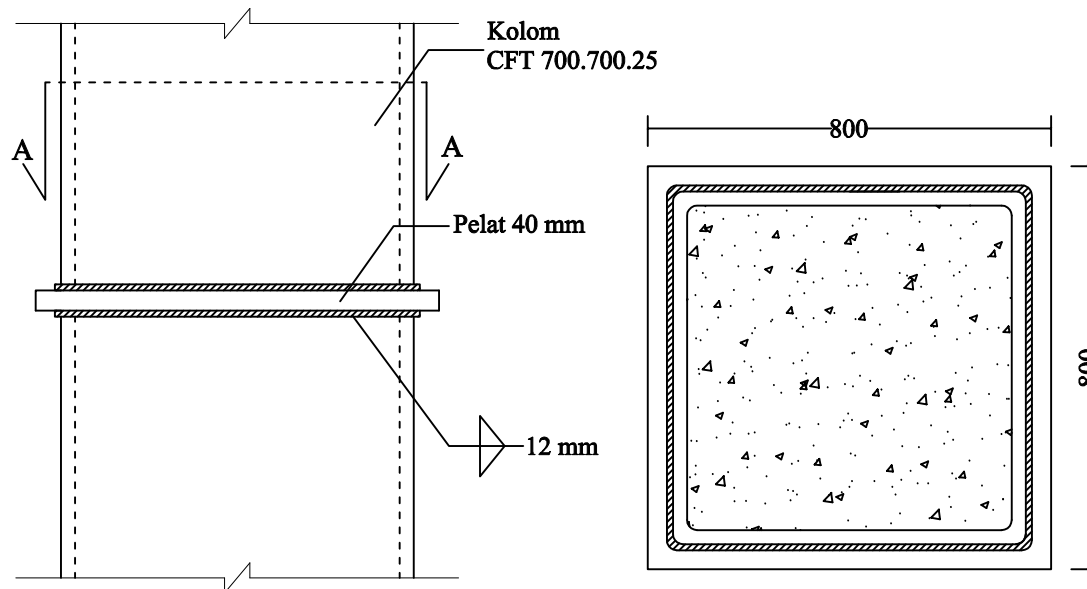
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

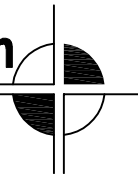
21

24



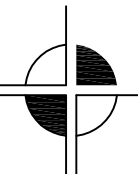
**Sambungan Antar Kolom**

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 RUMAH  
SUSUN PENGGLINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIS (SRBE)

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Mutu Las: E90xx

Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
0311144000023

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan  
Antar Kolom  
Potongan A-A

1 : 15

1 : 15

Kode

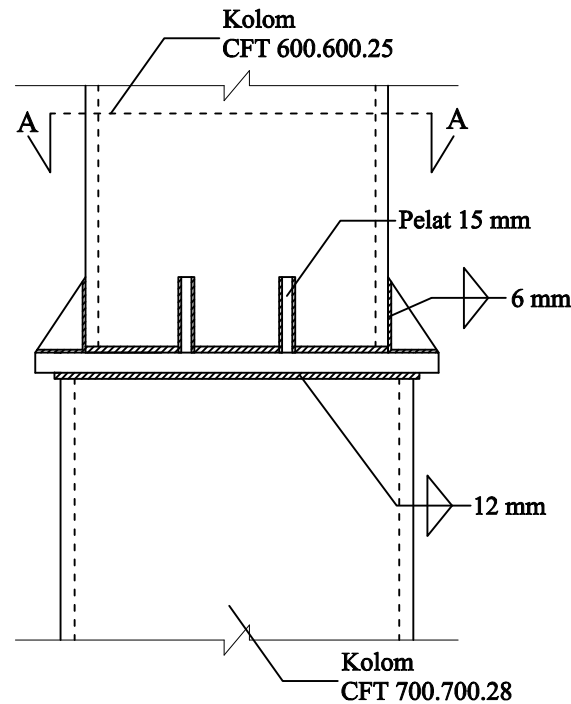
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

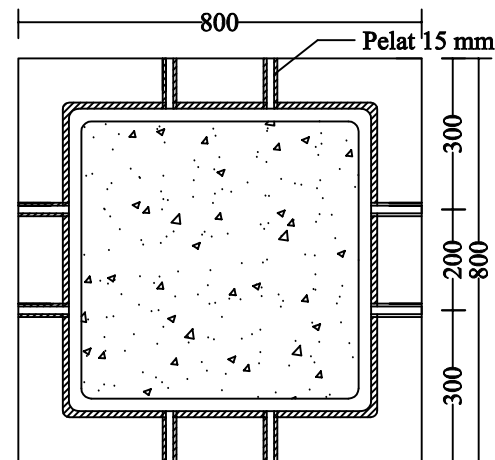
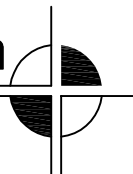
22

24



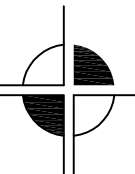
**Sambungan Antar Kolom**

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 RUMAH  
SUSUN PENGGLINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIS (SRBE)

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Mutu Las: E90xx

Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
0311144000023

Nama Gambar

Skala Gambar

Baseplate

1 : 15

Potongan A-A

1 : 15

Kode

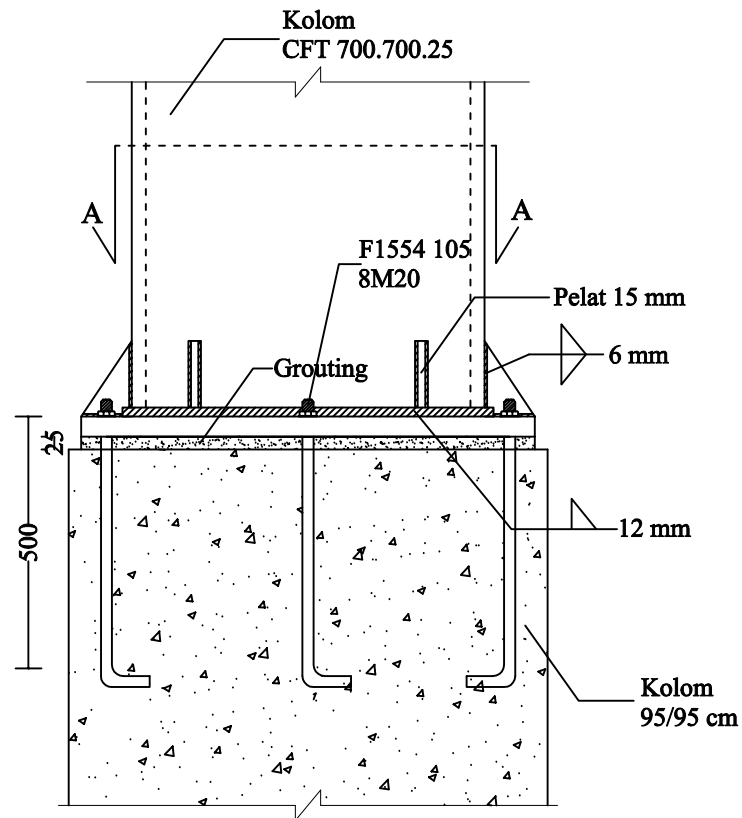
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

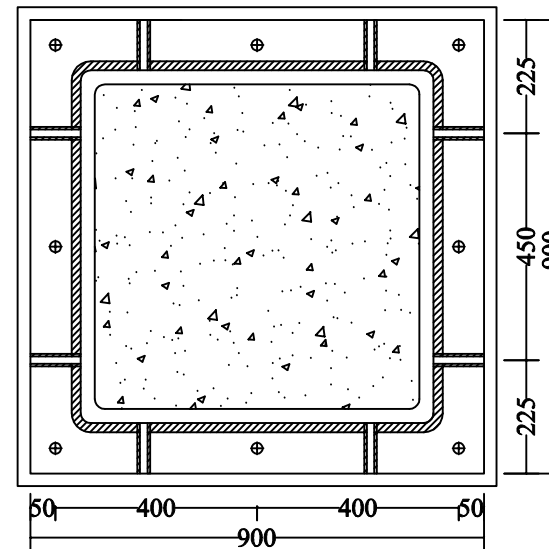
23

24



**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 RUMAH  
SUSUN PENGILINGAN JAKARTA  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIS (SRBE)

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

I Made Murata Nata  
0311144000023

Nama Gambar

Skala Gambar

Potongan A-A  
Detail Pondasi 1

1 : 75

1 : 75

Kode

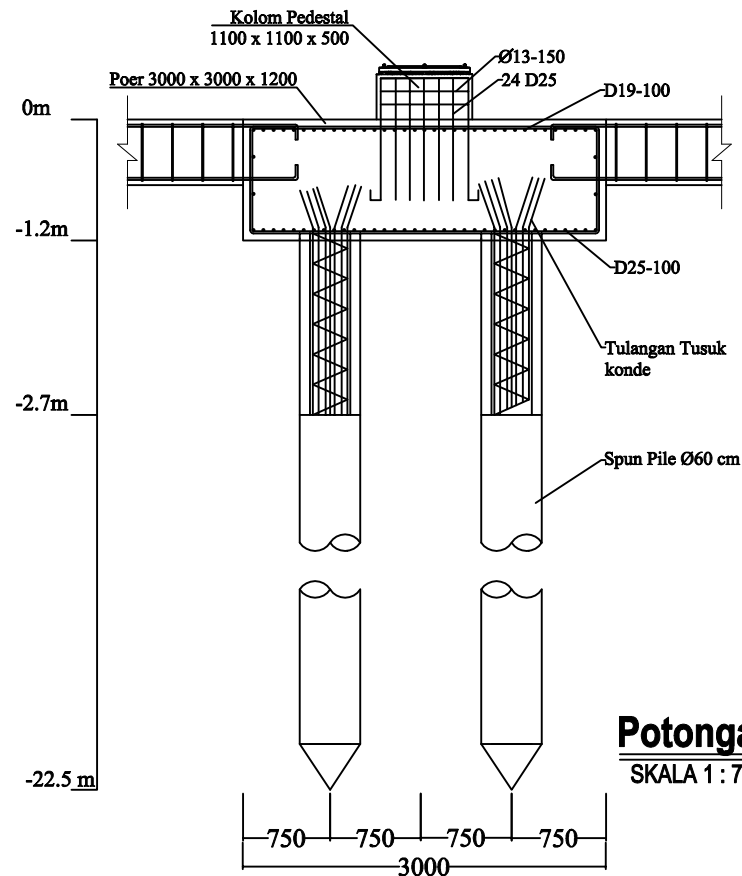
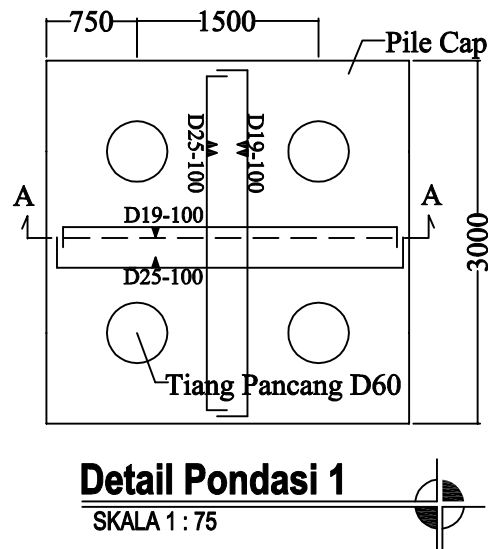
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

24

24



## BIODATA PENULIS



I Made Murata Nata.

Penulis dilahirkan di Denpasar 07 Juli 1996, yang merupakan anak kedua dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Negeri 4 Tonja (Kota Denpasar), SMP Negeri 10 Denpasar, dan SMA Negeri 4 Denpasar. Setelah lulus dari SMA Negeri 4 Denpasar, Penulis mengikuti Seleksi Nasional Masuk Perguruan Tinggi Negeri (SNMPTN) dan melanjutkan pendidikan di Institut

Teknologi Sepuluh Nopember pada program studi S1-Teknik Sipil dan terdaftar dengan NRP 03111440000023. Selama masa perkuliahan, penulis juga pernah aktif dalam organisasi kemahasiswaan dengan mengikuti Himpunan Mahasiswa Sipil FTSP-ITS, Badan Eksekutif Mahasiswa FTSP-ITS serta organisasi kerohanian Tim Pembina Kerohanian Hindu-ITS. Penulis juga terdaftar sebagai Pemandu dan Pemateri yang aktif dalam Latihan Keterampilan Manajemen Mahasiswa (LKMM). Penulis juga sempat menjabat sebagai Ketua Badan Koordinasi Pemandu LKMM BEM FTSP-ITS periode 2016-2017 serta sering mengikuti kegiatan kepanitiaan intra kampus maupun ekstra kampus. Apabila pembaca ingin berdiskusi dengan penulis, pembaca dapat menghubungi penulis melalui email: [imade.muratanata@gmail.com](mailto:imade.muratanata@gmail.com)

**BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN  
SEMINAR DAN LISAN  
TUGAS AKHIR**

Pada hari ini **Senin** tanggal **14 Januari 2019** 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
03111440000023	I Made Murata Nata	Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Rumah Susun Penggilingan Jakarta Menggunakan Struktur Komposit Baja-Béton dengan Sistem Rangka Berpengaku Eksentris (SRBE)

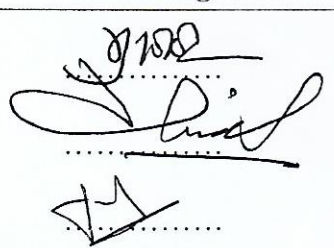
1. Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :

*Abstraknya kepanjangan, tinjauan pustaka dicek lagi berdasarkan sumber aslinya, pengertian tentang daktilitas, perhitungan tangga dicek lagi, perhitungan kapasitas tiang pancang, menentukan  $R_y$ , menentukan KDS.*

2. Rentang nilai dari hasil diskusi Tim Penguji Tugas Akhir adalah : A / AB / B / BC / C / D / E

3. Dengan hasil ujian (wajib dibacakan oleh Ketua Sidang di depan Peserta Ujian dan Penguji) :

- Lulus Tanpa Perbaikan       Mengulang Ujian Seminar dan Lisan  
 Lulus Dengan Perbaikan       Mengulang Ujian Lisan

Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Budi Suswanto, ST. MT. PhD (Pembimbing 1) Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M., MS. Prof. Dr. Ir. Triwulan	

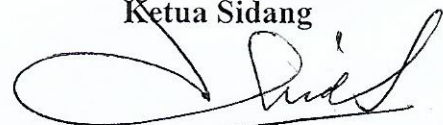
Mengetahui,  
Ketua Program Studi S1



**Dr. techn. Umboro Lasminto, ST. MSc**  
NIP 19721202 199802 1 001

Surabaya, 14 Januari 2019

Ketua Sidang



(Dr. Ir. Hidayat Soegihardjo M. MS.)

Nama tercap