



TUGAS AKHIR - RC18-4803

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR *SOCIAL SECURITY TOWER* DI JAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM STRUKTUR *STEEL PLATE SHEAR WALL (SPSW)***

MUHAMMAD BASYSYAR  
NRP. 0311154000040

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

Dosen Pembimbing II.  
Data Iranata, ST., MT., Ph.D.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya  
2020



TUGAS AKHIR – RC18 – 4803

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR *SOCIAL SECURITY TOWER* DI JAKARTA DENGAN MENGGUNAKAN SISTEM STRUKTUR *STEEL PLATE SHEAR WALL* (SPSW)**

MUHAMMAD BASYSYAR  
NRP. 0311154000040

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

Dosen Pembimbing II  
Data Iranata, ST., MT., Ph.D.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya  
2020

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



FINAL PROJECT – RC18 – 4803

**DESIGN MODIFICATION OF SOCIAL SECURITY  
TOWER JAKARTA USING STEEL PLATE SHEAR  
WALL (SPSW)**

MUHAMMAD BASYSYAR  
NRP. 0311154000040

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

Academic Supervisor II  
Data Iranata, ST., MT., Ph.D.

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT  
Faculty of Civil, Planning, and Geo Engineering  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya  
2020

“This page is intentionally left blank”

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR SOCIAL  
SECURITY TOWER DI JAKARTA DENGAN  
MENGUNAKAN SISTEM STRUKTUR STEEL PLATE  
SHEAR WALL (SPSW)**

**TUGAS AKHIR**

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

Oleh :

**MUHAMMAD BASYSYAR**  
NRP. 0311154000040

Disetujui oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir :

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

2. Data Iranata, ST., MT., Ph.D



**SURABAYA, Januari 2020**

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR SOCIAL  
SECURITY TOWER DI JAKARTA DENGAN  
MENGUNAKAN SISTEM STRUKTUR STEEL PLATE  
SHEAR WALL (SPSW)**

**Nama Mahasiswa : Muhammad Basysyar**  
**NRP : 0311154000040**  
**Departemen : Teknik Sipil FTSPK-ITS**  
**Dosen Pembimbing : Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.**  
**Data Iranata S.T., M.T., Ph.D.**

**ABSTRAK**

*Pertumbuhan penduduk di Indonesia yang semakin lama semakin meningkat, menyebabkan kebutuhan infrastruktur bertambah secara signifikan terutama untuk gedung perkantoran dan tempat tinggal. Hal ini terutama sangat dirasakan dikota-kota besar. Dalam perencanaan suatu bangunan gedung bertingkat haruslah didesain tahan terhadap gempa dikarenakan ancaman gempa bumi yang cukup tinggi diwilayah Indonesia sehingga kemungkinan korban jiwa bisa diminimalisir. Selain bangunan yang terbuat dari struktur beton, struktur baja bisa menjadi alternatif dalam perencanaan Gedung. Baja memiliki sifat duktail, dimana mampu berdeformasi tanpa langsung runtuh yang dapat dimanfaatkan pada saat struktur memikul beban akibat gempa.*

*Steel Plate Shear Wall (SPSW) merupakan salah satu sistem penahan beban lateral yang terdiri dari plat baja vertikal padat yang menghubungkan balok dan kolom disekitarnya dan terpasang sepanjang ketinggian struktur sehingga membentuk sebuah dinding penopang. Penggunaan SPSW dapat menghasilkan kekakuan struktur yang besar dan perilaku duktail pada struktur, selain itu SPSW memiliki tingkat penyerapan energi yang besar. Oleh karena itu, menurut sifat sifat yang dimiliki SPSW ini sangat cocok dimanfaatkan untuk mengurangi beban gempa yang terjadi.*



*Dalam tugas akhir ini, perhitungan struktur Gedung dengan sistem SPSW ini mengacu pada Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 03-1726-2018, Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 03-1729-2015, dan beban minimum untuk perencanaan bangunan gedung dan struktur lain SNI 1727-2013. Dan dalam menganalisis strukturnya ditinjau dengan pengaruh beban gempa dinamik dengan menggunakan program bantu ETABS.*

*Dari hasil analisa dan diperhitungan yang telah dilakukan, didapatkan : Tebal pelat lantai dan atap dengan menggunakan bondex adalah 9 cm dan 10 cm, dimensi balok induk melintang dan memanjang WF 800x300x14x22, ketebalan SPSW dipakai 5 mm, dimensi HBE WF 800x300x14x22, dimensi VBE CFT 800x800x28x28, dimensi kolom lantai 1-5 CFT 800x800x28x28, dimensi kolom lantai 6-atap CFT 700x700x28x28, dan dimensi kolom beton 1100x1100. Perencanaan bangunan bawah menggunakan dinding penahan dengan tipe cantilever wall dan pondasi menggunakan tiang pancang beton diameter 60 cm dengan kedalaman 24 meter dan dimensi sloof 45/65 cm.*

***Kata Kunci : Steel Plate Shear Wall, Gempa, Daktilitas, Struktur Baja***

# DESIGN MODIFICATION OF SOCIAL SECURITY TOWER JAKARTA USING STEEL PLATE SHEAR WALL (SPSW)

**Student Name** : Muhammad Basysyar  
**NRP** : 0311154000040  
**Department** : Civil Engineering FTSPK-ITS  
**Academic Supervisor** : Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.  
Data Iranata S.T., M.T., Ph.D.

## ABSTRACT

*The growth population in Indonesia is increasing rapidly making the need for infrastucture increased significantly. especially for the office building and residence. This case especially true in big cities. For the planning of a multi-storey building should be designed to withstand earthquakes due to the high earthquake threats in Indonesia so that the risk of casualties when an earthquake occurs can be minimized. Besides building who made of concrete structure, steel structures can be an alternative in building planning. Steel has ductile properties, which are able to deform without collapsing directly. which can be utilized when the structure is overburdened caused by earthquake.*

*Steel Plate Shear Wall (SPSW) is one of the lateral load-bearing systems consisting of solid vertical steel plates connecting adjacent beams and columns and mounted along the height of the structure to form a supporting wall. The use of SPSW can result in large structural stiffness and ductile behavior on the structure, besides SPSW has a large energy absorption rate. These properties are very suitable to be used to reduce the earthquake load that occurred.*

*In this final project, design modification of building structure using SPSW system is referring to Earthquake Resistance Planning Standards For Building Structure SNI 03-1726-2018, Procedure Planning Steel Structure For Building Structure SNI 03-1729- 2015, and the minimum load for the planning of buildings*

*and structures Other SNI 1727-2013, And in analyzing the structure using the asset program ETABS.*

*From the analyzing and calculating, that has been done, obtained : The thickness of the floor and roof plate using bondex is 9 cm and 10 cm, the dimensions of the main beam is WF 800x300x14x22, The thickness of SPSW is 5 mm, HBE dimensions WF 800x300x14x22, VBE dimensions CFT 800x800x28x28, the dimensions of the 1-5<sup>th</sup> floor is 800x800x28x28 columns, the dimensions of the 6<sup>th</sup>-roofed floor is 700x700x28x28 columns, and the dimensions of the concrete column is 1100x1100. Basement and foundation planning consists of retaining wall using cantilever wall type and foundation using 60 cm diameter concrete piling piles with a depth of 24 meters and dimensions of sloof is 45/65 cm.*

***Keyword : Steel Plate Shear Wall, Earthquake, Ductility, Steel 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 *social security tower* di Jakarta dengan menggunakan sistem struktur *steel plate shear wall (spsw)*”.

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. Umi dan Abi saya, Ati Rohati dan Slamet Riyadi yang selalu memberikan dukungan baik moril dan materil, dan menjadi motivasi penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini. Serta tak lupa pula adik-adik tersayang, Nada Tadziya, Nida Al-Haq, Tsara Hanina.
2. Bapak Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D. dan Bapak Data Iranata, ST., MT., Ph.D. selaku dosen pembimbing tugas akhir yang selalu sabar dan tulus dalam memberikan banyak masukan dan ilmu yang sangat bermanfaat.
3. Teman-teman yang mengambil tugas akhir bertema struktur (Dovan, Bima, Doni, Fito, Sahrul, Wira, Taufik, Angga, Scot, Mbak Rizky, Mas Rajab) dan geoteknik (Rosa dan Hafid) yang telah membantu dan menjawab pertanyaan-pertanyaan saya ketika saya kesulitan dalam pengerjaan Tugas akhir saya.
4. Seluruh dosen pengajar beserta staf karyawan di Departemen Teknik Sipil ITS, terima kasih atas ilmu-ilmu yang telah diberikan selama saya berkuliah di Teknik Sipil ITS.
5. Teman-teman dan adik-adik dari organisasi yang pernah saya ikuti yang selalu memberikan semangat serta motivasi dan dukungan kepada saya untuk tetap semangat mengerjakan tugas akhir saya.

6. Teman-teman angkatan S58, 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 2020

(Penulis)

## DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
HALAMAN PENGESAHAN.....	vi
ABSTRAK.....	vii
ABSTRACT.....	ix
KATA PENGANTAR.....	xi
DAFTAR ISI.....	xiii
DAFTAR GAMBAR.....	xvii
DAFTAR TABEL.....	xxi
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	2
1.2.1 Rumusan Masalah Umum.....	2
1.2.2 Rumusan Masalah Khusus.....	2
1.3 Tujuan.....	3
1.3.1 Tujuan Umum.....	3
1.3.2 Tujuan Khusus.....	3
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Manfaat.....	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	5
2.1 Umum.....	5
2.2 Dinding Geser Plat Baja ( <i>Steel Plate Shear Wall</i> ).....	5
2.2.1 Pengertian Dinding Geser Plat Baja ( <i>Steel Plate Shear Wall</i> ).....	5
2.2.2 Kelebihan Dinding Geser Plat Baja ( <i>Steel Plate Shear Wall</i> ).....	6
2.2.3 Kekurangan Dinding Geser Plat Baja ( <i>Steel Plate Shear Wall</i> ).....	7

2.2.4	Jenis Dinding Geser Plat Baja ( <i>Steel Plate Shear Wall</i> )	8
2.2.5	Analisis Desain Dinding Geser Plat Baja ( <i>Steel Plate Shear Wall</i> )	8
2.3	Struktur Komposit	9
2.3.1	Balok Komposit	10
2.3.2	Kolom Komposit	11
BAB III METODOLOGI		13
3.1	Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir	13
3.2	Pengumpulan Data	14
3.3	Studi Literatur	15
3.4	Preliminary Design	15
3.5	Analisa Pembebanan	15
3.5.1	Beban Mati	15
3.5.2	Beban Hidup	16
3.5.3	Beban Angin	16
3.5.4	Beban Gempa	17
3.5.5	Kombinasi Pembebanan	27
3.5.6	Beban Tanah	28
3.6	Perencanaan Struktur Sekunder	28
3.6.1	Perencanaan Tangga	28
3.6.1	Perencanaan Plat Lantai	28
3.6.2	Perencanaan Balok Penggantung Lift	29
3.6.3	Perencanaan Balok Anak	29
3.7	Permodelan Struktur	29
3.7.1	Permodelan Concrete Steel Filled Tube	29
3.7.2	Permodelan <i>Steel Plate Shear Wall</i>	30
3.8	Perencanaan Struktur Primer	32
3.8.1	Kolom	33
3.8.2	Balok	37
3.8.3	Dinding geser plat baja ( <i>Steel plate shear wall</i> )	40
3.9	Perencanaan Sambungan	40

3.9.1	Baut .....	41
3.9.2	Sambungan Las .....	42
3.10	Perencanaan <i>Base Plate</i> .....	43
3.11	Perencanaan Bangunan Bawah .....	44
3.11.1	Perencanaan Poer .....	44
3.11.2	Tiang Pancang .....	45
3.11.3	Perencanaan <i>Basement</i> .....	49
3.12	Penggambaran .....	50
BAB IV HASIL DAN ANALISA PERENCANAAN .....		51
4.1	Perencanaan Struktur Sekunder.....	51
4.1.1	Perencanaan Pelat Lantai Gedung .....	51
4.1.2	Perencanaan Balok Anak.....	53
4.1.3	Perencanaan Balok Lift .....	60
4.1.4	Perencanaan Tangga.....	66
4.2	Permodelan Struktur.....	77
4.2.1	Umum.....	77
4.2.1	Pembebanan Struktur Utama.....	78
4.2.2	Pembebanan gempa dinamis .....	80
4.2.3	Arah pembebanan .....	81
4.2.4	Kontrol desain .....	83
4.3	Perencanaan Struktur Primer.....	95
4.3.1	Perencanaan Balok Induk.....	96
4.4.3	Perencanaan Kolom CFT (Concrete Filled Tube) .....	114
4.4.4	Perencanaan <i>Steel Plate Shear Wall (SPSW)</i> ....	119
4.4	Perencanaan Sambungan.....	131
4.4.1	Sambungan Balok Anak dan Balok Induk Atap	131
4.4.2	Sambungan Balok Anak dan Balok Induk Lantai Kantor .....	134
4.4.3	Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga .....	137



4.4.4	Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom .....	138
4.4.5	Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	141
4.4.6	Sambungan Antar Kolom .....	148
4.4.7	Sambungan Antar Kolom Dimensi Beda .....	150
4.4.8	Sambungan <i>Stell Plate Shear Wall (SPSW)</i> .....	154
4.4.9	Sambungan Balok (HBE) dengan Kolom (VBE) pada Steel Plate Shear Wall (SPSW) .....	155
4.4.10	Sambungan Kolom dengan <i>Base Plate</i> .....	160
4.4.11	Sambungan <i>Shearwall Basement</i> dan HBE.....	167
4.5	Perencanaan Struktur Bawah.....	168
4.5.1	Perencanaan Basement .....	168
4.5.2	Perencanaan Pondasi .....	181
4.5.3	Perencanaan Poer Pada Kolom.....	196
4.5.4	Perencanaan Kolom Beton .....	210
4.5.5	Perencanaan Sloof Pondasi.....	215
4.5.6	Perencanaan Tulangan Tusuk Konde .....	218
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN .....		223
5.1	Kesimpulan.....	223
5.2	Saran .....	225
DAFTAR PUSTAKA.....		227
LAMPIRAN .....		229

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Dinding Geser Plat Baja .....	9
Gambar 2. 2 Balok Komposit dengan Penghubung Geser .....	10
Gambar 2. 3 Balok baja yang diberi selubung beton.....	10
Gambar 2. 4 Kolom baja berselubung beton .....	11
Gambar 2. 5 Kolom baja berintikan beton .....	11
Gambar 3. 1 Alir Pengerjaan Tugas Akhir .....	14
Gambar 3. 2 kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa .....	18
Gambar 3. 3 Koefisien risiko terpetakan, perioda respon spektral 0.2 detik .....	19
Gambar 3. 4 Koefisien risiko terpetakan, perioda respon spektral 1 detik .....	19
Gambar 3. 5 Grafik respons spectrum.....	25
Gambar 3. 6 Kotak Dialog <i>Frame Property Shape Type</i> .....	29
Gambar 3. 7 Kotak Dialog <i>Frame Section Property Data</i> .....	30
Gambar 3. 8 kotak dialog <i>wall property data</i> .....	31
Gambar 3. 9 <i>Shell Assignment</i> pada lantai dasar .....	32
Gambar 3. 10 <i>Shell Assignment</i> pada selain lantai dasar.....	32
Gambar 3. 11 Base Plate .....	43
Gambar 3. 12 Penampang Kritis Pada Pondasi .....	44
Gambar 3. 13 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal.....	47
Gambar 3. 14 Tekanan aktif pasif tanah.....	50
Gambar 4. 1 pelat lantai atap yang ditinjau .....	51
Gambar 4. 2 pelat lantai kantor yang ditinjau .....	52
Gambar 4. 3 Denah Balok Anak Lantai Atap.....	54
Gambar 4. 4 Denah Balok Anak Lantai kantor .....	57
Gambar 4. 5 Denah Lift.....	61
Gambar 4. 6 Potongan Lift .....	61
Gambar 4. 7 Sketsa Pembebanan Balok Lift.....	63
Gambar 4. 8 Posisi Ma, Mb, dan Mc.....	64
Gambar 4. 9 Sketsa denah tangga .....	66

Gambar 4. 10 Pembebanan pada balok utama tangga .....	70
Gambar 4. 11 Bidang Momen Balok Tangga Utama .....	70
Gambar 4. 12 Bidang Geser Balok Tangga Utama .....	71
Gambar 4. 13 Bidang Normal Balok Tangga Utama .....	71
Gambar 4. 14 Hasil Analisis Lendutan.....	73
Gambar 4. 15 Pembebanan Balok Penumpu Tangga .....	74
Gambar 4. 16 Denah Tangga.....	76
Gambar 4. 17 Potongan Tangga .....	76
Gambar 4. 18 Permodelan Struktur <i>Social Security Tower</i> .....	77
Gambar 4. 19 Balok Induk memanjang yang ditinjau.....	96
Gambar 4. 20 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Sebelum Komposit .....	97
Gambar 4. 21 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Setelah Komposit .....	99
Gambar 4. 22 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif .....	101
Gambar 4. 23 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif .....	103
Gambar 4. 24 Shear Connector Balok Memanjang .....	105
Gambar 4. 25 Balok Induk melintang yang ditinjau.....	105
Gambar 4. 26 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Sebelum Komposit .....	106
Gambar 4. 27 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Setelah Komposit .....	108
Gambar 4. 28 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif .....	110
Gambar 4. 29 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif .....	112
Gambar 4. 30 Shear Connector Balok Melintang.....	114
Gambar 4. 31 Kolom yang Ditinjau .....	114
Gambar 4. 32 Penampang Kolom CFT HSS 800x800x28.....	115
Gambar 4. 33 Ilustrasi Kolom Komposit.....	116
Gambar 4. 34 Interaksi Aksial dan momen dengan Xtract.....	118

Gambar 4. 35 Desain <i>Steel Plate Shear Wall</i> .....	119
Gambar 4. 36 Sambungan Balok Anak dan Induk pada atap....	131
Gambar 4. 37 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap	133
Gambar 4. 38 Sambungan Balok Anak dan Induk pada lantai kantor.....	134
Gambar 4. 39 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak lantai kantor dengan Balok Induk .....	136
Gambar 4. 40 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga.....	138
Gambar 4. 41 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom .....	138
Gambar 4. 42 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom .....	140
Gambar 4. 43 Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	142
Gambar 4. 44 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok Induk .....	144
Gambar 4. 45 Detail Sambungan Diaphragm Plat dengan Sayap Balok .....	147
Gambar 4. 46 Sambungan Kolom dengan Kolom.....	148
Gambar 4. 47 Sambungan Antar Kolom Dimensi Beda .....	150
Gambar 4. 48 Sambungan SPSW .....	154
Gambar 4. 49 Sambungan HBE dan VBE.....	155
Gambar 4. 50 Sambungan Kolom dengan <i>Base Plate</i> .....	161
Gambar 4. 51 Arah Beban Sumbu X Pada Base Plate .....	163
Gambar 4. 52 Arah Beban Sumbu Y Pada Base Plate .....	164
Gambar 4. 53 Sambungan HBE dan <i>Shearwall basement</i> .....	168
Gambar 4. 54 Tampak Samping Dinding Penahan Tanah .....	168
Gambar 4. 55 Sketsa Beban Dinding Penahan Tanah.....	170
Gambar 4. 56 Penulangan <i>Shearwall Basement</i> .....	181
Gambar 4. 57 Denah Pondasi .....	181
Gambar 4. 58 Grafik Antara Daya dukung Tanah dengan .....	186
Gambar 4. 59 Diagram Gaya Lateral Tiang .....	193
Gambar 4. 60 grafik <i>Immediate Settlement of Isolate</i> .....	194

Gambar 4. 61 grafik <i>Influence Value for Laterally Loaded Pile</i> .....	195
Gambar 4. 62 grafik <i>Influence Value for Laterally Loaded Pile</i> .....	196
Gambar 4. 63 Area Kritis Geser Akibat Kolom .....	197
Gambar 4. 64 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang .....	199
Gambar 4. 65 Pembebanan Poer Kolom Tipe I (Arah Sumbu X) .....	200
Gambar 4. 66 Pembebanan Poer Kolom Tipe I (Arah Sumbu Y) .....	202
Gambar 4. 67 Permodelan Pilecap Tipe 2 .....	203
Gambar 4. 68 Permodelan Pilecap Tipe 3 .....	206
Gambar 4. 69 Permodelan Pilecap Tipe 4 .....	208
Gambar 4. 70 hasil analisis kolom menggunakan spColumn....	211
Gambar 4. 71 Tulangan longitudinal Kolom.....	212
Gambar 4. 72 Tulangan Kolom Beton.....	214
Gambar 4. 73 Diagram Interaksi Sloof.....	216
Gambar 4. 74 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn.....	216
Gambar 4. 75 Penulangan Sloof.....	218
Gambar 4. 76 Diagram Interaksi Tiang Pancang.....	219
Gambar 4. 77 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn.....	220

## DAFTAR TABEL

Tabel 3. 1 Berat Sendiri Pada Struktur.....	16
Tabel 3. 2 Faktor Keutamaan Gempa.....	19
Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs.....	20
Tabel 3. 4 Koefisien situs $F_a$ .....	21
Tabel 3. 5 Koefisien situs $F_v$ .....	22
Tabel 3. 6 kategori resiko $S_{DS}$ .....	23
Tabel 3. 7 kategori resiko $S_{D1}$ .....	23
Tabel 3. 8 Faktor $R$ , $C_d$ , dan $\Omega$ untuk system penahan gaya gempa.....	24
Tabel 3. 9 Nilai parameter perioda Pendekatan $C_t$ dan $x$ .....	26
Tabel 3. 10 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung.....	27
Tabel 4. 1 Dimensi Standar Lift Dan Reaksi.....	61
Tabel 4. 2 Hasil data tanah berdasarkan N-SPT.....	80
Tabel 4. 3 Parameter Gempa Jakarta untuk Situs E.....	81
Tabel 4. 4 Faktor Reduksi Gempa untuk SPSW.....	82
Tabel 4. 5 Perbandingan Berat Total Manual dan ETABS.....	84
Tabel 4. 6 Rasio Partisipasi Massa.....	85
Tabel 4. 7 Perioda Struktur.....	88
Tabel 4. 8 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa.....	90
Tabel 4. 9 Hasil Gaya Geser Dasar Setelah Dikali Faktor Skala.....	91
Tabel 4. 10 Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah X.....	92
Tabel 4. 11 Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah Y.....	94
Tabel 4. 12 Reaksi Perletakan dan Persentasi Gaya Geser.....	95
Tabel 4. 13 Perhitungan Momen Dinding Penahan Tanah.....	171
Tabel 4. 14 Tabel Rekapitulasi Dinding Geser.....	178
Tabel 4. 15 Daya Dukung Tanah.....	184
Tabel 4. 16 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1.....	186
Tabel 4. 17 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 2.....	187
Tabel 4. 18 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 3.....	187
Tabel 4. 19 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 4.....	187

Tabel 4. 20 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 1 .....	190
Tabel 4. 21 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 2 .....	190
Tabel 4. 22 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 3 .....	190
Tabel 4. 23 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 4 .....	191
Tabel 4. 24 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 1 .....	192
Tabel 4. 25 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 2 .....	192
Tabel 4. 26 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 3 .....	193
Tabel 4. 27 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 4 .....	193

# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Pertumbuhan penduduk di Indonesia yang semakin lama semakin meningkat menyebabkan kebutuhan infrastruktur bertambah secara signifikan terutama untuk gedung perkantoran dan tempat tinggal. Hal ini terutama sangat dirasakan di kota-kota besar. Namun lahan di kota – kota besar sudah tidak memungkinkan untuk diperluas, maka dari itu salah satu jawaban untuk menyelesaikan hal ini adalah dengan pembangunan gedung kearah vertikal. Dalam perencanaan suatu bangunan gedung bertingkat haruslah memikirkan tahanan terhadap gempa, dikarenakan ancaman gempa bumi yang cukup tinggi diwilayah Indonesia sehingga resiko korban jiwa ketika gempa bumi terjadi bisa diminimalisir.

Untuk dapat menahan beban gempa tersebut, perlu didesain struktur yang kuat. Pada bangunan bertingkat tinggi tahanan gempa, gaya-gaya yang terjadi cukup besar sehingga perlu menggunakan elemen-elemen kaku yang menyebabkan deformasi (lendutan) yang kecil. Material baja dipilih karena memiliki beberapa keunggulan dari material konstruksi yaitu, memiliki kekuatan yang tinggi, dapat mengalami deformasi yang sangat besar dibawah pengaruh tegangan tarik yang tinggi tanpa putus, kemudahan penyambungan antar elemen yang satu dengan yang lainnya menggunakan alat sambung las atau baut, dan juga penggunaan baja akan mengurangi berat dari bangunannya sendiri.

Menurut Berman dan Bruneau pada tahun 2003, *Steel Plate Shear Wall* (SPSW) merupakan salah satu sistem penahan beban lateral yang terdiri dari plat baja vertikal padat yang menghubungkan balok dan kolom disekitarnya dan terpasang sepanjang ketinggian struktur sehingga membentuk sebuah dinding penopang. Penggunaan SPSW dapat menghasilkan kekakuan struktur yang besar dan perilaku daktail pada struktur, selain itu SPSW juga memiliki tingkat penyerapan energi yang



besar. Oleh karena itu, digunakan material baja sebagai struktur utama dan struktur kaku berupa dinding geser plat baja (*steel plate shear wall*) untuk menahan kombinasi gaya geser, momen, aksial yang timbul akibat beban gempa dan beban angin.

Dengan mempertimbangkan sifat-sifat material baja yang dipadukan dengan sistem SPSW, maka akan dilaksanakan modifikasi perencanaan gedung yang menggunakan SPSW di Kota Jakarta menggunakan data gedung *Social Security Tower* setinggi 24 lantai dan 3 *basement* yang semula berupa struktur beton bertulang. Pada modifikasi perencanaan ini, gedung tersebut akan dibangun dengan ketinggian 24 lantai beserta *basement* 1 lantai. Oleh sebab itu judul “Modifikasi Perencanaan Struktur *Social Security Tower* di Jakarta dengan menggunakan system struktur *Steel Plate Shear Wall* (SPSW)” diajukan sebagai Tugas Akhir.

## **1.2 Rumusan Masalah**

### **1.2.1 Rumusan Masalah Umum**

Bagaimana mendesain *Social Security Tower* di Jakarta menggunakan *Steel Plate Shear Wall* (SPSW) sesuai dengan peraturan yang berlaku?

### **1.2.2 Rumusan Masalah Khusus**

1. Bagaimana menghitung pembebanan yang terjadi setelah dimodifikasi?
2. Bagaimana merencanakan struktur sekunder dan struktur utama nya?
3. Bagaimana memodelkan dan menganalisis struktur dengan menggunakan program bantu?
4. Bagaimana merencanakan sambungan nya?
5. Bagaimana merencanakan *basement* dan pondasi nya?
6. Bagaimana mengilustrasikan hasil perencanaan struktur dalam gambar teknik?

## **1.3 Tujuan**

### **1.3.1 Tujuan Umum**

Tujuan Utama dari tugas akhir ini adalah mendapatkan hasil perencanaan struktur baja *Social Security Tower* di Jakarta dengan menggunakan *Steel Plate Shear Wall* (SPSW) sesuai dengan peraturan yang berlaku.

### **1.3.2 Tujuan Khusus**

1. Mampu Menghitung pembebanan yang terjadi
2. Mampu Merencanakan struktur sekunder dan struktur utama
3. Mampu Memodelkan dan menganalisa struktur dengan program bantu
4. Mampu Merencanakan sambungan yang memenuhi persyaratan struktur baja
5. Mampu Merencanakan basement dan pondasi sesuai dengan kondisi tanah di lapangan
6. Mampu Mengilustrasikan hasil perencanaan dalam bentuk gambar Teknik

## **1.4 Batasan Masalah**

1. Hanya merencanakan 1 lantai basement
2. Perencanaan tidak menghitung dari segi analisa biaya, waktu, arsitektural serta tidak membahas metode pelaksanaan konstruksi.
3. Tidak mempertimbangan sistem sanitasi, *mechanical plumbing*, utilitas bangunan, dan *finishing*.

## **1.5 Manfaat**

1. Dapat merencanakan struktur baja yang memenuhi persyaratan yang berlaku
2. Sebagai bahan pertimbangan dalam menggunakan jenis pengaku untuk mendesain gedung baja.
3. Sebagai alternatif bagi bidang konstruksi bangunan baja yang menggunakan dinding geser sebagai penahan beban lateral.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Pada prinsipnya, bangunan tinggi tahan gempa umumnya menggunakan elemen-elemen struktur kaku berupa dinding geser untuk menahan kombinasi gaya geser, momen dan gaya aksial yang timbul akibat beban gempa. Dengan menggunakan dinding geser yang kaku pada bangunan, mayoritas beban gempa akan ditahan oleh dinding geser tersebut. Kegunaan utama dari dinding geser adalah sebagai penahan beban lateral seperti gaya gempa dan angin.

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

#### **2.2 Dinding Geser Plat Baja (*Steel Plate Shear Wall*)**

##### **2.2.1 Pengertian Dinding Geser Plat Baja (*Steel Plate Shear Wall*)**

Dinding Geser Plat Baja (*Steel Plate Shear Wall*) merupakan sistem penahan beban lateral yang umumnya terdiri dari dinding plat baja yang berhubungan dengan kolom dan balok disekitarnya sehingga membentuk sebuah dinding penopang. Kolom beraksi sebagai flens dari dinding penopang tersebut dan plat baja bertindak sebagai *web*. Balok lantainya bertindak sebagai pengaku dari sistem tersebut. (Astaneh, 2000). Dinding geser plat baja yang dikenakan beban inelastis siklik menunjukkan kekakuan, daktilitas yang tinggi, dan mampu mendisipasi energi dalam jumlah besar. Karakter-karakter ini membuat dinding geser plat

baja sangat cocok digunakan untuk menahan beban seismik. Dinding geser plat baja ini memiliki keuntungan lain dalam hal biaya, daktilitas, kekakuan awal yang tinggi, dan proses pengerjaan yang relatif cepat di lapangan. Akan tetapi, fungsi utama dari dinding geser plat baja adalah menahan beban lateral dan mengurangi beban gempa yang terjadi pada struktur.

Secara umum, dinding geser plat baja terdiri dari dinding plat baja yang dikelilingi oleh kolom yang disebut *Vertical Boundary Elements* (VBEs), dan balok yang disebut *Horizontal Boundary Elements* (HBEs). Batang vertikal/kolom berfungsi sebagai *flens*, dinding geser berfungsi sebagai *web* dan batang horizontal/balok berfungsi sebagai pengaku/*stiffner* (Astaneh, 2000).

### **2.2.2 Kelebihan Dinding Geser Plat Baja (*Steel Plate Shear Wall*)**

#### **1. Berat Bangunan**

Dari hasil penelitian, berat bangunan yang menggunakan dinding geser plat baja lebih ringan dibandingkan dengan bangunan menggunakan dinding geser beton. Perbedaan bangunan tersebut adalah sekitar 18%, hal ini dapat mengurangi beban pondasi akibat beban gravitasi dan beban gempa (Seilie dan Hooper, 2005).

#### **2. Ketebalan Dinding**

Dinding geser plat baja lebih tipis dibandingkan ketebalan dinding geser plat beton. Pada beberapa studi yang dilakukan, penggunaan dinding geser plat baja dapat menghemat sekitar 2% dari *gross square footage* (Seilie dan Hooper, 2005).

#### **3. Pekerjaan Konstruksi yang cepat**

Alasan penggunaan SPSW mampu mempercepat konstruksi karena mudahnya pemasangan SPSW dan juga tidak adanya masa *curing*. Menurut studi yang dilakukan penggunaan SPSW mempercepat pekerjaan konstruksi selama 1 bulan dikarenakan lebih mudah dilakukan dibandingkan dengan sistem rangka bresing konsentrik khusus. (Seilie dan Hooper, 2005)

#### 4. Daktilitas

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

#### 5. Sistem yang Teruji

Sistem ini telah diuji sejak tahun 1970 and telah diatur dalam National Building Code of Canada (NBCC) sejak 1994 dan juga telah diatur dalam American 7 Institute of Steel Construction (AISC) Seismic Provisions pada tahun 2005 (Seilie dan Hooper, 2005).

### **2.2.3 Kekurangan Dinding Geser Plat Baja (*Steel Plate Shear Wall*)**

#### 1. Kekakuan

Sistem dinding geser plat baja pada umumnya lebih lentur dibandingkan dengan dinding geser dari beton. Sehingga, ketika menggunakan dinding geser plat baja pada gedung bertingkat tinggi perencana perlu menambahkan pengaku (Seilie dan Hooper, 2005).

#### 2. Urutan Pekerjaan Konstruksi

Urutan pekerjaan konstruksi sangat perlu diperhatikan dalam pemasangan dinding geser plat baja untuk menghindari tekanan awal berlebihan pada dinding plat baja. Pada kasus di sebuah gedung, pengelasan plat sambung pada dinding geser ditunda sampai sebagian besar deformasi akibat beban mati dalam rangka. hal ini dimaksudkan untuk meringankan tekanan awal pada dinding geser plat baja (Seilie dan Hooper, 2005).

#### 3. Sistem Baru

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

melibatkan kontraktor dalam perencanaan dinding geser plat baja (Seilie dan Hooper, 2005).

#### **2.2.4 Jenis Dinding Geser Plat Baja (*Steel Plate Shear Wall*)**

Ada 2 jenis dinding geser plat baja, yaitu core systems dan planar systems (Seilie dan Hooper, 2005). Berdasarkan susunan, ukuran, dan tinggi, dua jenis tersebut mempunyai keuntungan masing-masing.

##### **1. SPSW Core Systems**

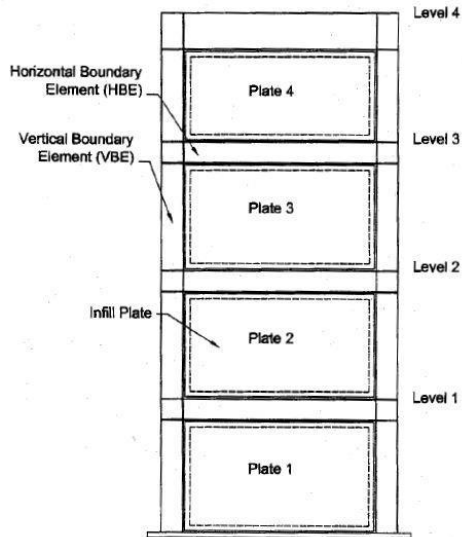
Dinding geser plat baja (SPSW) jenis ini cocok digunakan pada bangunan bertingkat menengah hingga bangunan bertingkat tinggi. Jenis dinding geser plat baja ini memberikan kekakuan terhadap puntir dan keruntuhan lebih baik.

##### **2. Multiple Planar SPSW**

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

#### **2.2.5 Analisis Desain Dinding Geser Plat Baja (*Steel Plate Shear Wall*)**

Dinding geser plat baja terdiri dari batang vertikal (VBEs) yang disebut dengan kolom, batang horizontal (HBEs) yang disebut dengan balok, dan plat pengisi tipis yang melengkung pada bidang geser dan membentuk bidang diagonal untuk menahan beban gempa (Berman dan Bruneau, 2004) seperti ditunjukkan pada gambar 2.1.



Gambar 2. 1 Dinding Geser Plat Baja

Dinding geser plat baja direncanakan dan dianalisis untuk menentukan kekuatan elemen dalam sistem, menentukan distribusi gaya geser gempa antara plat geser dan batang vertikal (kolom), dan untuk menghitung perpindahan lateral batang (Seilie dan Hooper, 2005).

### 2.3 Struktur Komposit

Struktur komposit merupakan struktur yang terdiri dari dua material atau lebih dengan sifat bahan yang berbeda dan membentuk satu kesatuan sehingga menghasilkan sifat gabungan yang lebih baik. Batang komposit yang direncanakan adalah batang yang terdiri dari profil baja dan beton yang digabung bersama untuk memikul beban tekan atau lentur. Batang yang memikul lentur disebut dengan balok komposit. Sedangkan batang yang memikul beban tekan umumnya disebut dengan kolom komposit.

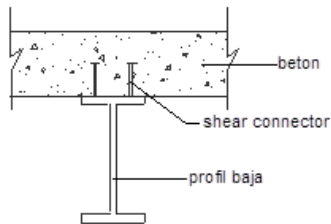


### 2.3.1 Balok Komposit

Balok adalah salah satu diantara element-elemen struktur yang paling banyak dijumpai pada setiap struktur. Balok adalah elemen struktur yang memikul beban yang bekerja tegak lurus dengan sumbu longitudinalnya. Hal ini akan menyebabkan balok melentur (Spiegel dan Limbrunner, 1998)

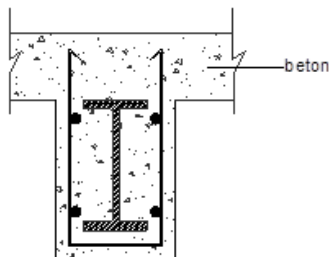
Sebuah balok komposit adalah sebuah balok yang kekuatannya bergantung pada interaksi mekanis diantara dua atau lebih bahan. Pada dasarnya aksi komposit pada balok komposit dapat tercapai atau tidaknya tergantung dari penghubung gesernya. Biasanya penghubung geser diletakan di sayap atas profil baja. Hal ini bertujuan untuk mengurangi terjadinya slip pada pelat beton dengan balok baja. Beberapa jenis balok komposit antara lain :

- Balok komposit dengan penghubung geser



Gambar 2. 2 Balok Komposit dengan Penghubung Geser

- Balok baja yang diberi selubung beton



Gambar 2. 3 Balok baja yang diberi selubung beton

### 2.3.2 Kolom Komposit

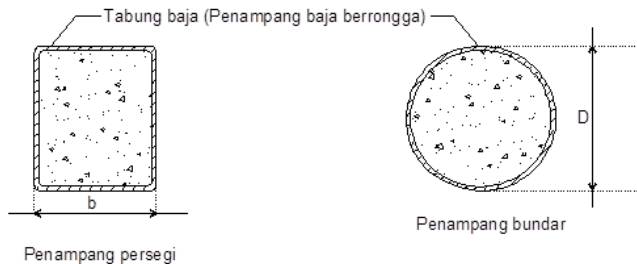
Kolom komposit dibuat dari baja profil yang terbungkus beton seluruhnya, atau dengan mengisi pipa baja dengan beton. Kolom komposit akan dapat menahan beban yang lebih besar dibandingkan dengan kolom beton bertulang biasa dengan ukuran yang sama. Beberapa tipe kolom komposit antara lain :

- Kolom baja berselubung beton



Gambar 2. 4 Kolom baja berselubung beton

- Kolom baja berintikan beton



Gambar 2. 5 Kolom baja berintikan beton

#### 2.3.2.1 Kolom *Concrete Filled Steel Tube*

*Concrete filled steel tube (CFT)* merupakan kolom baja yang berintikan beton. Pada umumnya *Concrete Filled Steel Tube (CFT)* digunakan dalam struktur utama karena memiliki kekuatan yang tinggi, daktilitas yang tinggi, serta kekakuan yang tinggi. Kolom baja ini diisi dengan beton agar menjadi solusi untuk meningkatkan perlawanan tekuk lokal dari baja ber dinding tipis.

Kolom CFT mempunyai beberapa keuntungan daripada baja dan beton yang dipisah, antara lain :

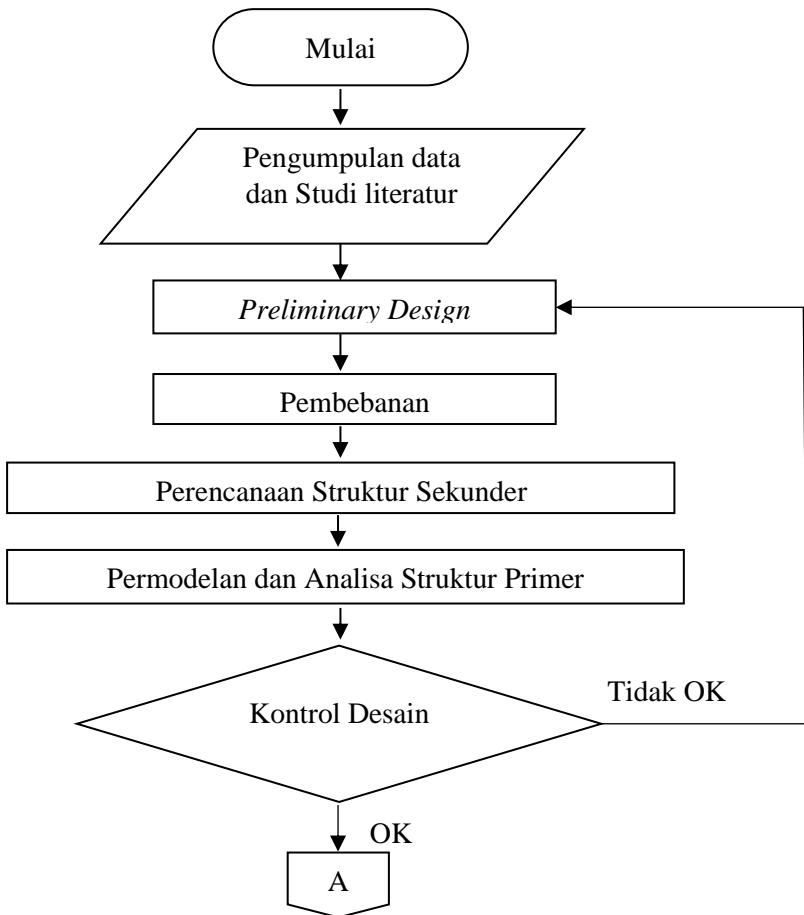
1. Interaksi antara pipa baja & beton (Morino, 2001):
  - a. Peristiwa tekuk lokal dari pipa baja akan lambat, dan pengurangan kekuatan akibat tekuk lokal akan ditahan oleh beton.
  - b. Kekuatan beton akan bertambah akibat penggabungan dengan pipa baja.
  - c. Penyusutan dan retak dari beton akan jauh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

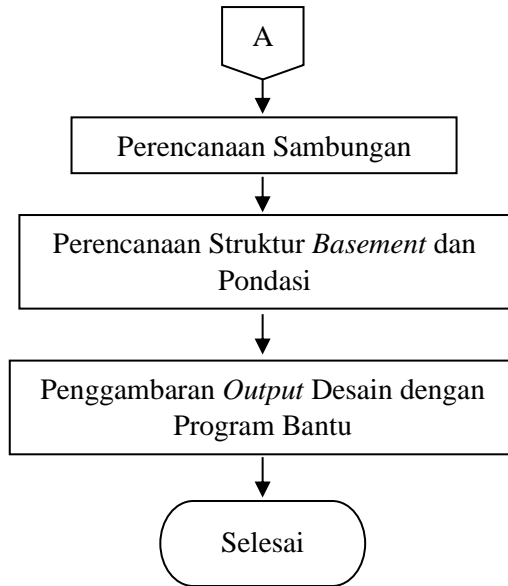
Beton meningkatkan performa anti kebakaran yang dapat mengurangi jumlah bahan tahan api.

## BAB III METODOLOGI

### 3.1 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir

Dalam pengerjaan Tugas Akhir ini, diperlukan adanya diagram alir yang berfungsi sebagai langkah pengerjaan yang dapat dilihat pada gambar berikut :





Gambar 3. 1 Alir Pengerjaan Tugas Akhir

### 3.2 Pengumpulan Data

1. Data bangunan
  - Nama Gedung : *Social Security Tower (SS TOWER)*
  - Fungsi : Perkantoran sewa
  - Lokasi : Jakarta Selatan, DKI Jakarta
  - Jumlah Lantai : 24 lantai dan 3 basement
  - Tinggi Gedung :  $\pm 92$  meter
  - Stuktur Utama : Beton bertulang
2. Data Gambar
  - Data gambar berupa gambar arsitektur dan gambar struktur gedung
3. Data Tanah
  - Data tanah berupa grafik SPT

### 3.3 Studi Literatur

Dalam menunjang pengerjaan tugas akhir ini, maka dilakukan studi terhadap literatur yang berkaitan dengan perencanaan bangunan struktur baja komposit dengan menggunakan sistem *steel plate shear wall*.

### 3.4 Preliminary Design

Struktur yang akan direncanakan adalah struktur bangunan baja dengan sistem SPSW yang akan dianalisa gaya dalamnya menggunakan program ETABS. Berikut data-data perkiraan yang akan digunakan :

Nama Gedung : *Social Security Tower (SS TOWER)*  
 Fungsi : Perkantoran sewa  
 Lokasi : Jakarta  
 Jumlah Lantai : 24 lantai dan 1 basement  
 Tinggi Gedung :  $\pm 92$  meter  
 Kolom : Rectangular Concrete Filled Steel Tube (RCFT)  
 Sistem Struktur : Steel Plate Shear Wall (SPSW)

### 3.5 Analisa Pembebanan

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

#### 3.5.1 Beban Mati

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 structural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. (Besaran beban mati untuk bangunan gedung dilihat pada Bab 2 PPIUG 1983)

Tabel 3. 1 Berat Sendiri Pada Struktur

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

### 3.5.2. Beban Hidup

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan. (Besaran beban mati untuk bangunan gedung dilihat pada tabel 4-1 SNI 1727-2013)

### 3.5.3. Beban Angin

Beban angin adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara (Besaran beban angin untuk bangunan gedung dilihat pada SNI 1727-2013 pasal 27.4)

$$p = qG Cp - qi(GC pi) \left( \frac{lb}{ft^2} \right) \left( \frac{N}{m^2} \right) \quad (3.1)$$

Dimana:

q = qz untuk dinding disisi angin datang yang diukur pada ketinggian z di atas permukaan tanah.

- $q$  =  $q_h$  untuk dinding disisi angin pergi, dinding samping, dan atap diukur pada ketinggian  $h$ .  
 $q_i$  =  $q_h$  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.  
 $q_i$  =  $q_z$  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,  $q_i$ , secara konservatif boleh dihitung pada ketinggian  $h$  ( $q_i=q_h$ ).  
 $G$  = faktor efek-tiupan angin, lihat SNI 1727:2013 Pasal 26.9.  
 $C_p$  = koefisien tekanan eksternal dari SNI 1727:2013 Gambar 27.4-1, 27.4-2, 27.43.  
 $(GC_{pi})$  = koefisien tekanan eksternal dari SNI 1727:2013 Gambar 27.4-1, 27.4-2, 27.43.

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

#### 3.5.4. Beban Gempa

Perencanaan kategori desain seismik dapat dilihat pada SNI gempa 1726-2018. Gempa rencana ditetapkan mempunyai periode ulang 2500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 2% selama umur gedung 50 tahun. Perencanaan ini diperlukan untuk mengetahui batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, sehingga dapat diketahui jenis-jenis sistem struktur



apa dan setinggi apa sebuah bangunan dapat dilakukan perencanaan lebih lanjut.

### 3.5.4.1 Menentukan Kategori Resiko Bangunan

Kategori resiko bangunan dapat dilihat pada tabel 3 SNI 1726-2018 yang dapat dilihat pada Gambar berikut ini :

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <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>	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <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 non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <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, 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>	III

Gambar 3. 2 kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

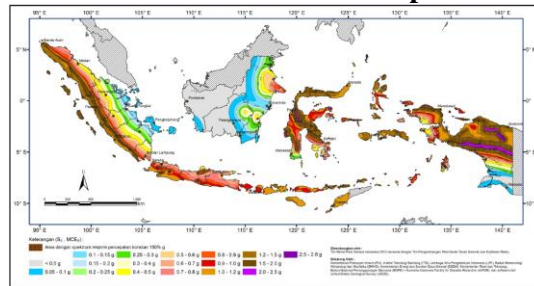
Kategori resiko bangunan berkaitan dengan fungsi dan jenis gedung yang tercantum pada tabel. Berdasarkan data tersebut didapat kategori resiko bangunan *Social Security Tower (SS TOWER)* adalah Kategori Resiko II

### 3.5.4.2 Menentukan faktor keutamaan gempa

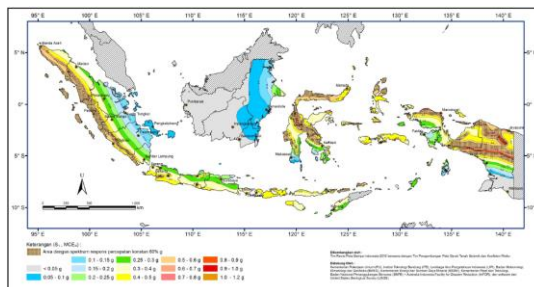
Tabel 3. 2 Faktor Keutamaan Gempa

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

### 3.5.4.3 Menentukan Parameter Percepatan Tanah



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



Gambar 3. 4 Koefisien risiko terpetakan, perioda respon spektral 1 detik

Berdasarkan gambar 3.3 dan 3.4 untuk Kota Jakarta didapatkan nilai sebagai berikut :

$S_s$  : 0.6 – 0.7, Diambil nilai  $S_s$  : 0.7

$S_1$  : 0.25 – 0.3, Diambil nilai  $S_1$ : 0.3

### 3.5.4.4 Menentukan Jenis Tanah

Jenis tanah dikelompokkan menjadi 6 bagian, dengan pembagiannya berdasarkan besaran percepatan rambat gelombang geser rata-rata ( $V_s$ ), nilai hasil tes penetrasi standar rata-rata ( $N$ ) dan kuat geser nilai rata-rata. Pembagian kelas situs dapat dilihat di tabel 3.3

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>
	Atau setiap profil tanah yang mengandung 3 m tanah dengan arakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa		

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

### 3.5.4.5 Menentukan koefisien situs

Setelah jenis tanah ditentukan, dengan nilai  $S_s$  dan  $S_1$  yang diperoleh dilangkah awal maka  $F_a$  dan  $F_v$  akan diperoleh melalui tabel 3.4 dan tabel 3.5

Tabel 3. 4 Koefisien situs  $F_a$

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang dipertimbangkan risiko-retarget ( $MCE_R$ ) terpetakan pada perioda pendek, $T = 0,2$ detik, $S_s$					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$SS^{(a)}$					

Tabel 3. 5 Koefisien situs  $F_v$ 

Kelas Situs	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang dipertimbangkan risiko-retarget ( $MCE_R$ ) terpetakan pada 1, $S_1$					
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I = 0,5$	$S_I \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	$SS^{(a)}$					

Berdasarkan perhitungan sebelumnya pada nomor 1, telah diketahui nilai  $S_s$  sebesar 0,7 dan  $S_1$  sebesar 0,3. Sehingga dapat dilakukan penentuan  $F_a$  dan  $F_v$  sesuai dengan tabel 3.5 dan 3.6. Jika nilai tidak terdapat pada tabel dilakukan perhitungan linear terhadap nilai yang ada.

Menurut RSNI 1726-2018 pasal 5.3.1 nilai  $F_a$  dan  $F_v$  untuk kelas situs  $SD$  atau  $SE$  dikalikan dengan faktor yang meningkat secara linear dari 1,0 pada  $PI = 75$  sampai dengan 1,3 untuk  $PI = 125$  dan 1,3 untuk  $PI > 125$ . Dimana  $PI = LL - PL$ . Karena di data tanah merupakan tanah lempung maka asumsi nilai  $PI < 75$ , maka diambil faktor pembesaran linear sebesar 1.

Sehingga didapatkan nilai sebagai berikut:

$F_a$  : Interpolasi antara 1.7 – 1.3, didapat nilai  $F_a$  : 1,327

$F_v$  : Interpolasi antara 3.3 – 2.8, didapat nilai  $F_v$  : 2.8

### 3.5.4.6 Menghitung $S_{MS}$ dan $S_{M1}$

$S_{MS}$  dan  $S_{M1}$  (parameter spektrum respon percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini

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

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (3.3)$$

Setelah dilakukan perhitungan dengan rumus 3.2 dan 3.3 maka didapatkan nilai  $S_{MS}$  dan  $S_{M1}$  sebagai berikut :

$$S_{MS} = 1,327 \cdot 0,7 = 0,929$$

$$S_{M1} = 2,8 \cdot 0,3 = 0,84$$

### 3.5.4.7 Menghitung parameter percepatan desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek,  $S_{DS}$  dan periode 1 detik

$S_{D1}$  harus ditentukan melalui persamaan berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.4)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.5)$$

Setelah dilakukan perhitungan dengan rumus 3.4 dan 3.5 maka didapatkan nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  sebagai berikut :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot 0,929 = 0,607$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot 0,84 = 0,56$$

### 3.5.4.8 Menentukan kategori desain seismic

Tabel 3. 6 kategori resiko  $S_{DS}$

Nilai SDS	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  $S_{D1}$

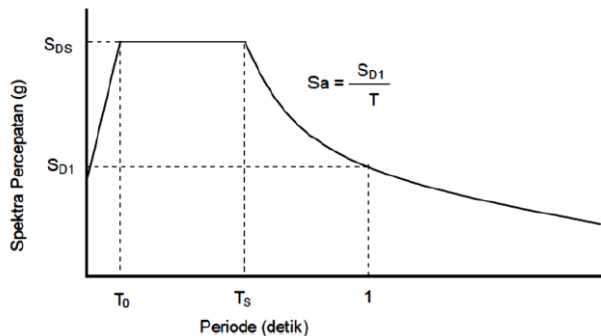
Nilai $S_{D1}$	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$SD1 < 0,067$	A	A
$0,067 \leq SD1 < 0,133$	B	C
$0,133 \leq SD1 < 0,20$	C	D
$0,20 \leq SD1$	D	D



<b>persen gaya gempa yang ditetapkan</b>									
Dinding Geser pelat baja dan beton komposit	7,5	2,5	6	TB	TB	TB	TB	TB	TB

### 3.5.4.10 Menentukan respons spektrum desain

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



Gambar 3. 5 Grafik respons spectrum

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

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

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

$$S_a = S_{DS} \quad (3.7)$$

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



$$Sa = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.8)$$

Dengan :

$$T_o = \frac{0,2 S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.9)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.10)$$

### 3.5.4.11 Melakukan analisis static ekivalen

- Menentukan periode fundamental pendekatan ( $T_a$ )

$$T_a = C t h_n^x \quad (3.11)$$

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  $x$

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

- Menentukan batas periode struktur

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

Keterangan :

$T_a$  = periode fundamental perkiraan

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

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

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

- Menghitung koefisien respon seismik

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

Keterangan :

$S_{DS}$  = percepatan spektrum respon desain dalam periode pendek

R = faktor modifikasi respon dalam tabel 3.8

$I_e$  = faktor keutamaan hunian sesuai tabel 3.2

- Menghitung gaya dasar seismik

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

Dimana:

$C_s$  = koefisien respons seismik

W = berat seismik menurut pasal 7.7.2 (SNI-172-2018)

### 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 (Lr atau S atau R)
3. 1,2D + 1,6 (Lr atau S atau R) + (L atau 0,5W)
4. 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr atau S atau R)
5. 1,2D + 1,0W + L + 0,2S
6. 0,9D + 1,0W

7. 0,9D + 1,0E

### 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. Besarnya tegangan tanah horizontal secara umum adalah sebagai berikut:

Tegangan tanah horizontal aktif :

$$\sigma' = \gamma' h K_a - 2c' \sqrt{K_a} \quad (3.12)$$

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (3.13)$$

Tegangan tanah horizontal pasif:

$$\sigma' = \gamma' h K_p - 2c' \sqrt{K_p} \quad (3.14)$$

$$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (3.15)$$

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

## 3.6 Perencanaan Struktur Sekunder

### 3.6.1 Perencanaan Tangga

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

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.16)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.17)$$

Dimana:

M<sub>n</sub> = Momen nominal balok

M<sub>u</sub> = Momen ultimate yang terjadi

Ø = faktor reduksi = 0,9

### 3.6.1 Perencanaan Plat Lantai

Direncanakan menggunakan plat bondek sehingga plat lantai di desain menjadi plat 1 arah

### 3.6.2 Perencanaan Balok Penggantung Lift

Direncanakan dan dikontrol sesuai dengan peraturan 3.16 dan 3.17

### 3.6.3 Perencanaan Balok Anak

Direncanakan dan dikontrol sesuai dengan peraturan 3.16 dan 3.17

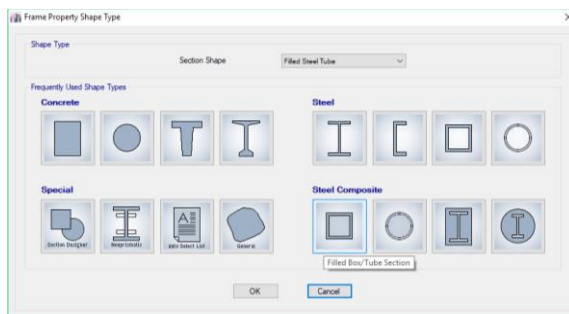
## 3.7 Permodelan Struktur

Melakukan permodelan struktur menggunakan program bantu ETABS dengan permodelan struktur ruang 3 dimensi. Berikut ini adalah langkah langkah permodelan *Concrete Steel Filled Tube* dan *Steel Plate Shear Wall* pada program bantu ETABS.

### 3.7.1 Permodelan Concrete Steel Filled Tube

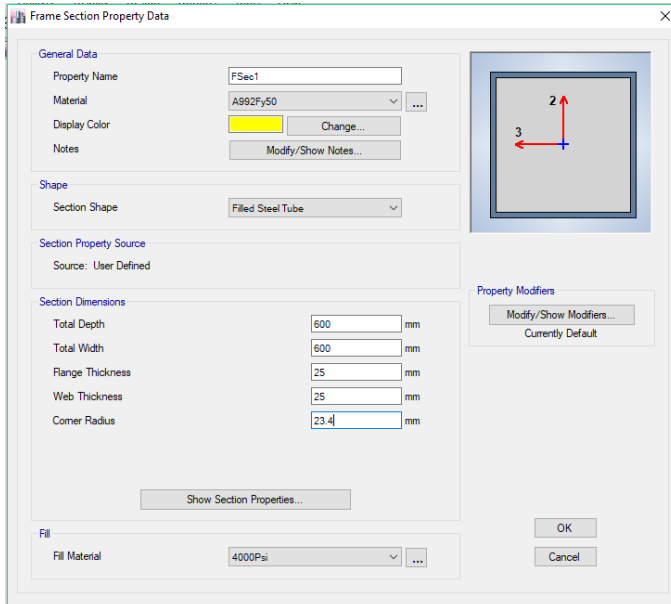
Kolom yang akan digunakan pada permodelan ini menggunakan *Rectangular Concrete Steel Filled Tube* (RCFT), yang dimana langkah langkah permodelannya akan dijelaskan dibawah ini :

1. klik *define - section properties - frame sections - add new properties* - karena menggunakan tipe *Rectangular Concrete Steel Filled Tube* (RCFT) maka dipilih *filled Box* seperti gambar dibawah ini.
- 2.



Gambar 3. 6 Kotak Dialog *Frame Property Shape Type*

3. Setelah dipilih *filled box/tube section*, masukan dimensi dari RCFT sesuai dengan brosur yang tersedia (dimisalkan dimensi 600x600 mm dengan tebal 25 mm).



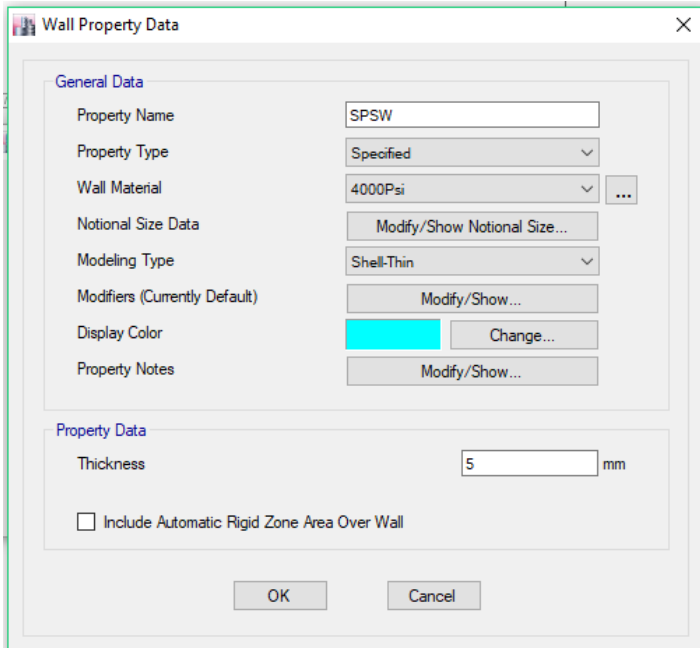
Gambar 3. 7 Kotak Dialog *Frame Section Property Data*

4. setelah selesai di input, klik ok. Maka kolom RCFT berhasil dibuat.

### 3.7.2 Permodelan *Steel Plate Shear Wall*

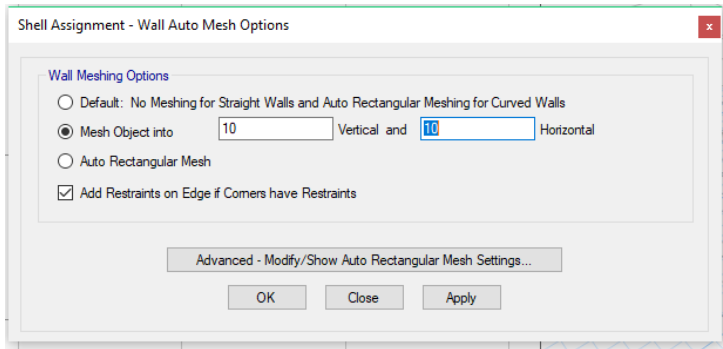
Setelah kolom RCFT dan balok selesai dimodelkan, maka langkah selanjutnya SPSW dimodelkan. Pada permodelan ini, Elemen dinding geser plat baja (SPSW) dimodelkan sebagai elemen shell seperti pada plat lantai.

1. Klik *define - section properties - wall sections*, ganti property name menjadi SPSW dan dimisalkan tebal SPSW sebesar 5 mm



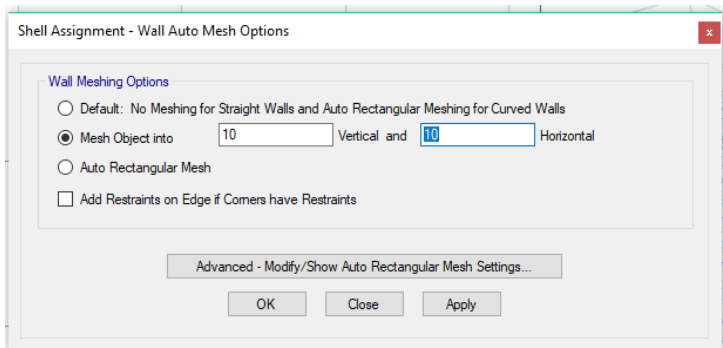
Gambar 3. 8 kotak dialog *wall property data*

2. Klik icon *Draw Rectangular Area* - pada kotak *Properties of Object* klik kotak isian *Section* - ganti menjadi SPSW
3. Elemen Shell yang dipakai untuk permodelan dinding geser plat baja perlu dibagi ke dalam pias-pias kecil sejumlah tertentu. Klik *assign - shell - wall auto mesh options*.
4. Pada lantai dasar dimana pada dinding geser diperlukan tumpuan atau jepitan, sehingga kolom *add restrains* harus dicentang.



Gambar 3. 9 *Shell Assignment* pada lantai dasar

5. Pada selain lantai dasar tidak perlu tumpuan atau jepitan, sehingga kolom *add restrains* tidak perlu dicentang



Gambar 3. 10 *Shell Assignment* pada selain lantai dasar

### 3.8 Perencanaan Struktur Primer

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

### 3.8.1 Kolom

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

a. Kriteria Untuk Kolom Komposit Bagi Struktur Tekan

- Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 4\% \quad (3.18)$$

- Kontrol tebal minimum penampang baja berongga yang diisi beton

$$t \geq b \times \sqrt{\frac{f_y}{3e}} \quad (3.19)$$

b. Kuat nominal tekan kolom komposit CFT

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

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

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (3.20)$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.21)$$

$$\lambda_r = 3 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.22)$$

$$\lambda_r = 5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.23)$$

Untuk komponen struktur komposit yang terisi

- Untuk Penampang Kompak

$$P_{no} = P_p \quad (3.24)$$

Dengan,

$$P_p = f_y A_s + C_2 f'_c (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.25)$$

- Untuk Penampang Tidak Kompak

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (3.26)$$



Dengan,

$$P_y = f_y A_s + 0,7 f' c (A_c + A_{s_r} \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.27)$$

- Untuk Penampang Langsing

$$P_{no} = f_{cr} A_s + 0,7 f' c (A_c + A_r \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.28)$$

- Untuk Penampang Terisi Beton

$$f_{cr} = \frac{9 E_s}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (3.29)$$

c. Amplifikasi Momen

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

$$M_r = B_1 M_{ni} + B_2 M_i \quad (3.30)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t \quad (3.31)$$

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

$M_{nt}$  = 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

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

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

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

- Pengali  $B_1$  untuk efek  $P-\delta$

$$B1 = \frac{Cm}{1 - \alpha \frac{Pr}{Pe1}} \geq 1 \quad (3.32)$$

Dengan,

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

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

$$Cm = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M1}{M2} \right) \quad (3.33)$$

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

$Pe1$  = Kekuatan tekuk kritis elastis komponen struktur dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi tanpa translasi pada ujung-ujung komponen struktur.

$$Pe1 = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad (3.34)$$

Keterangan :

$EI$  = kekakuan lentur yang diperlukan yang harus digunakan dalam analisis ( $0,8\tau c EI$ ) 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, mm<sup>4</sup>

$L$  = 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- $\delta$

$$B2 = \frac{1}{\left( 1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{story}} \right)} \quad (3.35)$$

Dengan,

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

$P_{story}$  = beban vertikal total didukung oleh tingkat menggunakan kombinasi beban DFBK yang sesuai, termasuk

bebanbeban 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:

$$P_e \text{ story} = RM \frac{HL}{\Delta H} \quad (3.36)$$

Dengan,

$$Rm = 1 - 0,15 \left( \frac{Pmf}{P_{\text{story}}} \right) \quad (3.37)$$

Dimana:

L = Tinggi tingkat, mm

Pmf = 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

#### d. Momen nominal

Momen nominal pada kolom diperhitungkan sama dengan balok dengan dua arah sumbu penampang yaitu x dan y dengan menggunakan persamaan 3.19. Untuk profil HSS yang diisi dengan beton dengan ketebalan profil baja di semua sisi:

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (3.38)$$

$$\lambda p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (3.39)$$

$$\lambda r = 1,4 \times \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (3.40)$$

Untuk Komponen Struktur Berpenampang kotak/persegi

- Untuk Penampang Kompak

$$Mn = M p = fy \cdot Z \quad (3.41)$$

- Untuk Penampang Tidak kompak

$$Mn = Mp - (Mp - fyS) \left[ 3,57 \frac{b}{tf} \sqrt{\frac{fy}{E}} - 4 \right] \leq Mu \quad (3.42)$$

- Untuk Penampang Langsing

$$Mn = fySe \quad (3.43)$$

Dimana,

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

$$be = 1,92 tf \sqrt{\frac{E}{fy}} \left( 1 - \frac{0,38}{b} \sqrt{\frac{E}{fy}} \right) \leq b \quad (3.44)$$

- 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

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left( \frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1 \quad (3.45)$$

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

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left( \frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1 \quad (3.46)$$

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

### 3.8.2 Balok

Balok direncanakan menggunakan profil WF dengan ketentuan penampang sebagai berikut:

Untuk Sayap (flange):

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

$$\lambda = \frac{b}{2tf} \leq \lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (3.47)$$

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

$$\lambda_r = 1,0 \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (3.48)$$

Untuk Badan (web):

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

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \leq \lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (3.49)$$

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

$$\lambda_r = 5,7 \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (3.50)$$

Dimana:

bf = Lebar sayap

tf = Tebal sayap

h = Tinggi profil

tw = Tebal plat badan

fy = Kuat leleh profil baja

fr = Tegangan tekan residual pada plat sayap

- a. Kuat nominal lentur penampang

Balok yang menerima beban lentur Mu harus dikontrol agar tidak melebihi dari kekuatan nominal yang dimiliki balok itu sendiri dengan menggunakan persamaan 3.17

- Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal

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

- Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lateral

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

b. Kuat geser

Plat badan tak diperkaku yang memikul gaya geser terfaktor perlu ( $V_n$ ) harus memenuhi dengan menggunakan persamaan 3.20. Kekuatan geser nominal dari plat badan yang tak diperkaku menurut keadaan batas dari pelelehan geser dan tekuk geser adalah:

$$V_n = 0.6f_y A_w C_v \quad (3.51)$$

Dengan ketentuan nilai  $C_v$  diambil sebagai berikut :

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

Maka,  $C_v = 1.0$

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

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v E/f_y}}{h/t_w} \quad (3.52)$$

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

$$C_v = \frac{1.51 k_v E}{(h/t_w)^2 f_y} \quad (3.53)$$

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

$$h/t_w < 260 \quad (3.54)$$

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

### 3.8.3 Dinding geser plat baja (*Steel plate shear wall*)

Kontrol dinding geser plat baja yang dipasang dengan ketebalan tertentu.

a. Syarat Panel

$$0,8 < \frac{L}{h} < 2,5 \quad (3.55)$$

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

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{tL}{2Ac}}{1 + t \cdot h_s \cdot \left( \frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 \cdot I_c \cdot L} \right)}} \quad (3.56)$$

Keterangan :

$t$  = ketebalan plat

$Ac$  = luas penampang kolom

$I_c$  = momen inersia kolom

$h_s$  = tinggi tiap lantai

$A_b$  = luas penampang balok

Momen inersia kolom harus memenuhi persamaan berikut

:

$$I_c \geq \frac{0,00307 \cdot t \cdot h_s^4}{L} \quad (3.57)$$

c. Kekuatan geser nominal plat

$$V_n = 0.42 f_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \quad (3.58)$$

Dimana :

$t_w$  = ketebalan plat, mm

$L_{cf}$  = jarak bersih antar kolom, mm

### 3.9 Perencanaan Sambungan

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

### 3.9.1 Baut

#### a. Kekuatan Baut

Suatu baut yang memikul gaya terfaktor,  $R_n$  harus memenuhi

$$R_u \leq \phi R_n \quad (3.59)$$

Keterangan :

$\phi$  = Faktor tahanan

$R_n$  = Tahanan nominal baut

- Baut dalam geser

$$V_d = \phi_f V_n = \phi_f r_1 f_u^b A_b \quad (3.60)$$

- Baut yang memikul gaya Tarik

$$T_d = \phi_f T_n = \phi_f 0,75 f_u^b A_b \quad (3.61)$$

- Baut pada sambungan tipe tumpu yang memikul kombinasi geser dan Tarik

$$f_{uv} = \frac{v_u}{n A_b} \leq r_1 \phi_f f_u^b m \quad (3.62)$$

$$T_d = \phi_f T_n = \phi_f f_t A_b \geq \frac{T_u}{n} \quad (3.63)$$

$$f_1 \leq f_1 - r_2 f_{uv} \leq f_2 \quad (3.64)$$

- Tahanan tumpu

$$R_d = \phi_f R_n = 2.4 \phi_f d b t p f_u \quad (3.65)$$

Keterangan :

$r_1$  = 0.5 untuk baut tanpa ulir pada bidang geser

$r_1$  = 0.4 untuk baut dengan ulir pada bidang geser

$\phi_f$  = Faktor tahanan untuk fraktur

$f_u^b$  = Kuat tarik baut

$A_b$  = Luas bruto penampang baut pada daerah tak berulir

$n$  = Jumlah baut

$m$  = Jumlah bidang geser

$d_b$  = Diameter baut nominal pada daerah tak berulir

$t_p$  = Tebal plat



$f_u$  = Kuat tarik terendah baut atau plat

b. Letak baut

- Spasi minimum

Jarak antara pusat-pusat standar, ukuran-ukuran atau lubang-lubang slot tidak boleh kurang dari  $\frac{2}{3}$  kali diameter nominal,  $d$ , dari sarana penyambung tersebut; jarak minimum yang umum digunakan adalah  $3d$ .

- Spasi minimum dan jarak tepi

Jarak dari pusat tiap pengencang ke tepi terdekat suatu bagian yang berhubungan dengan tepi yang lain tidak boleh lebih dari 12 kali tebal plat lapis luar tertipis dalam sambungan dan juga tidak boleh melebihi 150mm. Spasi longitudinal sarana penyambung antara elemen-elemen yang terdiri dari suatu plat dan suatu profil atau dua plat pada kontak menerus harus sebagai berikut:

- Untuk komponen struktur dicat atau komponen struktur tak dicat yang tidak menahan korosi, spasi tersebut tidak boleh melebihi 24 kali ketebalan bagian tertipis atau 305 mm

- Untuk komponen struktur tak dicat dari baja yang berhubungan dengan cuaca yang menahan korosi atmosferic, spasi tidak boleh melebihi 14 kali ketebalan dari bagian tertipis atau 180mm.

### 3.9.2 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

$$R_n = F_{nBM} A_{BM} \quad (3.66)$$

- Untuk Logam las

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad (3.67)$$

Dimana:

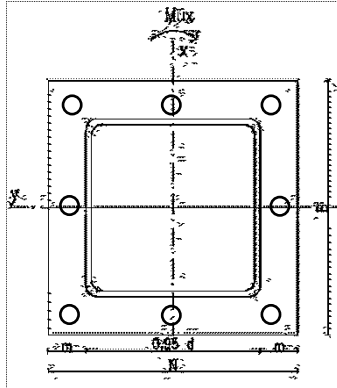
$F_{nBM}$  = tegangan nominal dari logam dasar, ksi (MPa)

$F_{nw}$  = 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>)

### 3.10 Perencanaan Base Plate



Gambar 3. 11 Base Plate

$$e = \frac{Mux}{Pu} \quad (3.68)$$

Akibat beban  $Pu$

$$fpa = \frac{Pu}{BN} \quad (3.69)$$

Akibat beban  $Mux$

$$fpb = \frac{6 Mux}{BN^2} \quad (3.70)$$

Tekanan Maksimal

$$fp(\max) = fpa + fpb \quad (3.71)$$

Menentukan  $Mupl$

$$m = \frac{(N-0,95 D)}{2} \quad (3.72)$$

$$Mupl = \left( fp(\max) - 2 fpb \frac{m}{N} \right) x \left( \frac{m^2}{2} \right) + \left( 2 fpb \frac{m}{N} \right) \left( \frac{m^2}{3} \right) \quad (3.73)$$

Menentukan tebal *base plate*

$$t = \sqrt{\frac{4Mu_{pl}}{\phi f_y}} \quad (3.74)$$

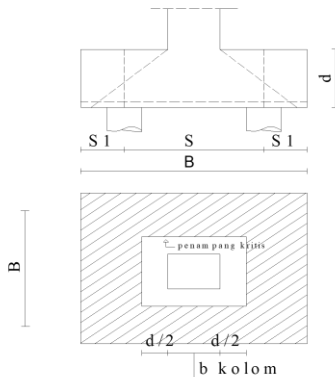
### 3.11 Perencanaan Bangunan Bawah

#### 3.11.1 Perencanaan Poer

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

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (3.75)$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (3.76)$$



Gambar 3. 12 Penampang Kritis Pada Pondasi

Dimana :

$\beta c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$b_o$  = keliling dari penampang kritis

$$= 4 \cdot (0,5 \cdot d + b \text{ kolom} + 0,5 \cdot d)$$

Untuk memenuhi syarat akan kebutuhan tebal poer dapat dirumuskan sebagai berikut

$$\phi V_c > V_u \quad (3.77)$$

Dimana :

$$\phi = 0,75$$

$V_c$  = Kuat geser pons beton  
 $V_u$  = Gaya geser akibat kolom

### 3.11.1.1 Penulangan poer

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

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \quad (3.78)$$

$$R_n = \frac{M_u}{b \times d^2} \quad (3.79)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad (3.80)$$

$$\rho_{pertu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \quad (3.81)$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad (3.82)$$

## 3.11.2 Tiang Pancang

### 3.11.2.1 Gaya yang Bekerja pada Sebuah Tiang Pancang

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

$$P_i = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_y d_{xi}}{\sum_{i=1}^n d^2 x_i} + \frac{M_x d_{yi}}{\sum_{i=1}^n d^2 y_i} \quad (3.83)$$

Dimana :

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

$n$  = Jumlah tiang

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

$d_{xi}$  dan  $d_{yi}$  = Jarak-jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang, nilai +/-

menunjukkan posisi tiang tertekan atau tertarik akibat adanya momen (Nmm)

### 3.11.2.2 Daya Dukung Tiang Pancang

Berikut ini adalah rumus umum daya dukung tiang pancang tunggal :

$$Q_{ult} = Q_e + Q_f - w \quad (3.84)$$

Dimana :

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

$Q_e$  = Kapasitas ujung tiang pancang (N)

$Q_f$  = Kapasitas gesekan tiang pancang (N)

$W$  = Berat tiang pancang (N)

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

$$Q_L = Q_P + Q_S \quad (3.85)$$

Dimana :

$Q_L$  = Daya dukung tanah maksimum pada fondasi

$Q_P$  = Resistance ultimate di dasar pondasi

$Q_S$  = Resistance ultimate akibat lekatan lateral

$$Q_P = q_p \times A_p = (N_p \times K) \times A_p \quad (3.86)$$

Dimana :

$A_P$  = Luas penampang ujung tiang

$N_P$  = Harga rata-rata SPT 4D diatas ujung tiang dan 4D dibawah ujung tiang

$K$  = Koefisien karakteristik tanah

12 t/m<sup>2</sup> = 117.7 kPa, untuk tanah lempung

20 t/m<sup>2</sup> = 196 kPa, untuk lanau berlempung

25 t/m<sup>2</sup> = 245 kPa, untuk lanau berpasir

40 t/m<sup>2</sup> = 392 kPa, untuk pasir

$Q_P$  = Tegangan di ujung tiang

$$Q_S = q_s \times A_s = \left( \frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s \quad (3.87)$$

Dimana :

$q_s$  = Tegangan akibat lekatan lateral pada sisi tiang

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

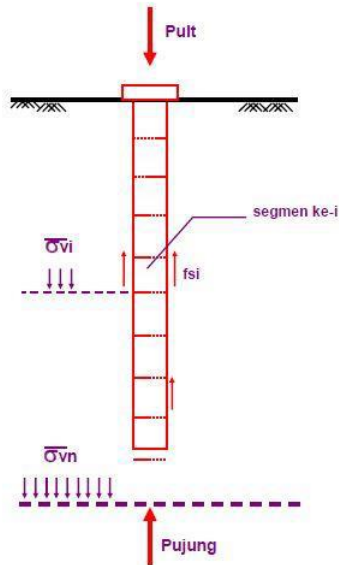
$AS$  = Luas selimut tiang yang terbenam (keliling x Panjang terbenam)

Harga  $N$  di bawah muka air tanah harus dikoreksi menjadi  $N'$ .  $N'$  dihitung dengan rumus berikut ini :

$$N' = 15 + 0,5(N - 15) \quad (3.88)$$

Dimana :

$N$  = Jumlah pukulan kenyataan di lapangan untuk di bawah muka air tanah



Gambar 3. 13 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

### 3.11.2.3 Perencanaan daya dukung tiang pancang kelompok

Untuk kasus daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi ( $C_e$ )

$$QL (group) = QL (1 \text{ tiang}) \times n \times C_e \quad (3.89)$$

Dimana :

$n$	= jumlah tiang dalam grup
$C_e$	= koefisien efisiensi
$QL$ (group)	= daya dukung tiang pancang kelompok
$QL$ (1 tiang)	= daya dukung 1 tiang pancang

Untuk menghitung koefisien efisiensi  $C_e$ , digunakan cara *Seiler – Keeney Formula* :

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\emptyset}{s}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (3.90)$$

Dimana :

$\emptyset$	= diameter tiang pondasi
$S$	= jarak as ke as antar tiang dalam grup
$m$	= jumlah baris tiang dalam grup
$n$	= jumlah kolom tiang dalam grup
$C_e$	= 0,9 – 1,0 (untuk jarak antar tiang pancang $\geq 3 \emptyset$ )

Bila di atas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal ( $V$ ), horizontal ( $H$ ), dan momen ( $M$ ), maka besarnya beban vertikal ekuivalen ( $P_v$ ) yang bekerja pada sebuah tiang adalah:

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y x_{max}}{\sum x^2 \frac{M_x y_{max}}{\sum y^2}} \quad (3.91)$$

Dimana :

$P_v$	= Beban vertical ekuivalen
$V$	= Beban vertical dari kolom
$n$	= Banyaknya tiang dalam grup
$M_x$	= Momen terhadap sumbu x
$M_y$	= Momen terhadap sumbu y
$x_{max}$	= Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
$y_{max}$	= Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
$\sum x^2$	= Jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

$\sum y^2$  = Jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

### 3.11.3 Perencanaan *Basement*

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

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

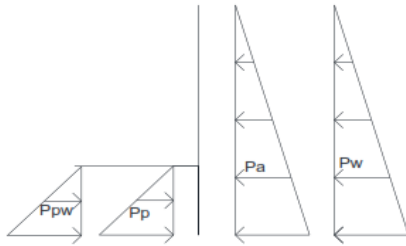
#### 3.11.3.1 Perhitungan Struktur dinding *basement*

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

$$Fk = \frac{\sum \text{momen penahan}}{\sum \text{momen guling}} > 1 \quad (3.92)$$



- Analisa terhadap stabilitas lokal



Gambar 3. 14 Tekanan aktif pasif tanah

$$Pa = \frac{1}{2} \gamma h^2 Ka - 2cH\sqrt{Ka} \quad (3.93)$$

$$p = \frac{1}{2} \gamma h^2 Kp + 2cH\sqrt{Kp} \quad (3.94)$$

$$Pw = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \quad (3.95)$$

$$Fk = \frac{\Sigma \text{momen penahan}}{\Sigma \text{momen guling}} > 3 \quad (3.96)$$

### 3.12 Penggambaran

Hasil dari perhitungan dituangkan dalam bentuk gambar teknik dengan bantuan program Autocad.

## BAB IV HASIL DAN ANALISA PERENCANAAN

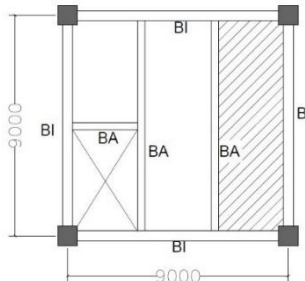
### 4.1 Perencanaan Struktur Sekunder

#### 4.1.1 Perencanaan Pelat Lantai Gedung

Perencanaan pelat lantai dalam pengerjaan Tugas Akhir ini menggunakan bondek dengan bantuan tabel perencanaan praktis dari “SUPER FLOOR DECK”. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut :

- Direncanakan menggunakan satu baris penyangga selama pengerasan pelat beton.
- Beban mati (berat sendiri bondek dan pelat beton) sudah diperhitungkan.
- Berat berguna yang digunakan adalah jumlah beban hidup dan beban-beban finishing lainnya.
- Beton menggunakan mutu  $f'c$  25 Mpa.
- Bondek menggunakan tebal 0,75 mm.
- Untuk Wiremesh menggunakan mutu baja tulangan U-50 ( $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ )

##### 4.1.1.1 Pelat Lantai Atap



Gambar 4. 1 pelat lantai atap yang ditinjau

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai atap ini menggunakan SNI 1727-2013.

Beban Mati :

Berat aspal (2 cm) : 2 x 14	= 28 kg/m <sup>2</sup>
Berat plafon + penggantung : 11 + 7	= 18 kg/m <sup>2</sup>
Berat MEP	= 25 kg/m <sup>2</sup> +
	$q_D = 71 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup (SNI 1727-2013; tabel 4.1) :

Lantai Atap (0,96 kN/m <sup>2</sup> )	$q_L = 97,893 \text{ kg/m}^2$
---------------------------------------	-------------------------------

Beban Berguna :

$$Q_u = q_D + q_L$$

$$= 76 + 97,893 = 168,893 \text{ kg/m}^2 \approx 200 \text{ kg/m}^2$$

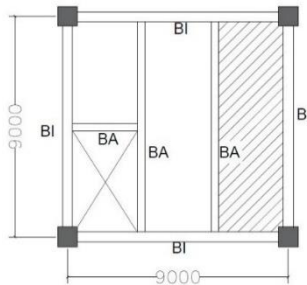
Perencanaan Pelat Bondek

- Bentang = 3 m
- Beban Berguna = 200 kg/m<sup>2</sup>
- Dari tabel perencanaan praktis “SUPER FLOOR DECK” dengan spesifikasi bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 cm, dan tulangan negative 2.51 cm<sup>2</sup>/m
- Perencanaan tulangan pada pelat direncanakan menggunakan wiremesh U-50 sehingga perlu dilakukan konversi.

$$\text{Tulangan negatif} = 2,51 \times \frac{4800}{5000} = 2,409 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Berdasarkan brosur wiremesh U-50 maka digunakan M8-200 mm (As = 2,51 cm<sup>2</sup>/m)

#### 4.1.1.2 Pelat Lantai Kantor



Gambar 4. 2 pelat lantai kantor yang ditinjau

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai atap ini menggunakan SNI 1727-2013.

Beban Mati :

Berat Spesi (1 cm)		= 21 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 ducting dan plumbng		= 25 kg/m <sup>2</sup> +
	$q_D$	= 88 kg/m <sup>2</sup>

Beban Hidup (SNI 1727-2013; tabel 4.1) :

Lantai Kantor (2,40 kN/m <sup>2</sup> )	$q_L$	= 244.73 kg/m <sup>2</sup>
---	-------	----------------------------

Beban Berguna :

$$Q_u = q_D + q_L$$

$$= 88 + 244.73 = 332.73 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{ kg/m}^2$$

Perencanaan Pelat Bondek

- Bentang = 3 m
- Beban Berguna = 400 kg/m<sup>2</sup>
- Dari tabel perencanaan praktis “SUPER FLOOR DECK” dengan spesifikasi bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 10 cm, dan tulangan negative 3,25 cm<sup>2</sup>/m
- Perencanaan tulangan pada pelat direncanakan menggunakan wiremesh U-50 sehingga perlu dilakukan konversi.

$$\text{Tulangan negatif} = 3,25 \times \frac{4800}{5000} = 3,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Berdasarkan brosur wiremesh U-50 maka digunakan M8-150 mm (As = 3,35 cm<sup>2</sup>/m)

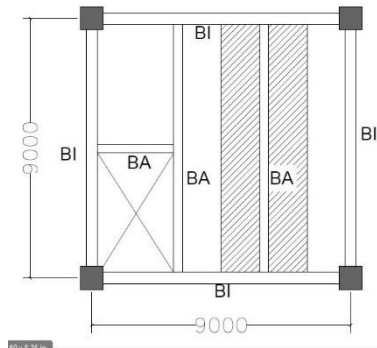
#### 4.1.2 Perencanaan Balok Anak

Balok anak direncanakan sebagai struktur sekunder, sehingga dalam perhitungan tidak menerima beban lateral yang diakibatkan oleh beban gempa

#### 4.1.2.1 Balok Anak Lantai Atap

Balok anak atap direncanakan dengan panjang 9 m.  
Menggunakan profil WF 400x200x8x13

$W = 66 \text{ kg/m}$	$r = 16 \text{ mm}$	$S_x = 1190 \text{ cm}^3$
$A = 84.12 \text{ cm}^2$	$i_x = 16.8 \text{ cm}$	$S_y = 174 \text{ cm}^3$
$t_w = 8 \text{ mm}$	$i_y = 4.54 \text{ cm}$	$Z_x = 1286 \text{ cm}^3$
$t_f = 13 \text{ mm}$	$I_x = 23700 \text{ cm}^4$	$Z_y = 266 \text{ cm}^3$
$d = 400 \text{ mm}$	$I_y = 1740 \text{ cm}^4$	$bf = 200 \text{ mm}$
$E = 200000 \text{ Mpa}$	$h = 400 - 2(13 + 16)$	$A_w = 342 \times 8$
$f_u = 410 \text{ Mpa}$	$= 342 \text{ mm}$	$= 27.36 \text{ cm}^2$
$f_y = 250 \text{ Mpa}$		



Gambar 4. 3 Denah Balok Anak Lantai Atap

##### a. Pembebanan pada balok anak lantai atap

###### Beban mati

Berat pelat bondek	= 10.1	kg/m <sup>2</sup>
Berat aspal (2cm) 2 x 14	= 28	kg/m <sup>2</sup>
Berat beton (9 cm) 0,09 x 2400	= 216	kg/m <sup>2</sup>
Berat plafond + penggantung 11 + 7	= 18	kg/m <sup>2</sup>
Berat ducting dan plumbing	= 25	kg/m <sup>2</sup> +
	= 297.1	kg/m <sup>2</sup>

###### Berat perhitungan pelat lantai

Total lebar pelat : 297.1 kg/m <sup>2</sup> x 3 m	= 891.3	kg/m
Berat profil	= 66	kg/m +

$$q_D = 957.3 \text{ kg/m}$$

Beban hidup SNI 1727-2013

$$q_L = 3 \text{ m} \times 97.893 \text{ kg/m}^2 = 293.679 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor :

$$\begin{aligned} q_U &= 1.2 \times q_D + 1.6 \times q_L \\ &= 1.2 \times 957.3 + 1.6 \times 293.679 = 1618.646 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

b. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

Momen Ultimate

$$\begin{aligned} M_U &= \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1618.646 \times 9^2 \\ &= 16388.795 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Gaya geser yang terjadi

$$\begin{aligned} V_U &= \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 1618.646 \times 9 \\ &= 7283.909 \text{ kg} \end{aligned}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2(8)} = 7.692$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7.692 < 10.748 \text{ (penampang kompak)}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{342}{8} = 42.75$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 42,75 < 106,349 \text{ (penampang kompak)}$$

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

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

$$= 32150 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

$$\emptyset_b \times M_n \geq M_u$$

$$\emptyset_b \times M_n = 0.9 \times 32150$$

$$= 28935 \text{ kg.m} > 16388.795 \text{ kg.m} \text{ (OK)}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

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

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

$$L_p = 226.003 \text{ cm}$$

$$L_r = 658.357 \text{ cm}$$

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

Perhitungan momen nominal

Karena bentang pendek, maka  $M_n = M_p$

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

$$= 32150 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

$$\emptyset_b \times M_n \geq M_u$$

$$\emptyset_b \times M_n = 0.9 \times 40525$$

$$= 28935 \text{ kg.m} > 16388.795 \text{ kg.m} \text{ (OK)}$$

- d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = 42.75 \quad ; \quad 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63.357$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 42.75 \leq 63.3577$$

sehingga  $\phi_v = 1,00$  dan  $C_v = 1,0$

maka  $V_n = 0.6 f_y A_w C_v$

$$= 0.6 \times 2500 \times 27.36 \times 1 = 41040 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\emptyset V_n = 1 \times 41040 \text{ kg}$$

$$= 41040 \text{ kg} > 7283.909 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

## e. Kontrol Lendutan

$$L = 900 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{900}{360} = 2.5 \text{ cm}$$

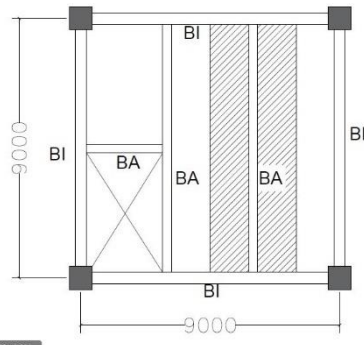
$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(12.51) \times 900^4}{2000000 \times 23700} = 2.25 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 2.255 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm (OK)}$$

**4.1.2.2 Balok Anak Lantai Kantor**

Balok anak atap direncanakan dengan panjang 9 m.  
Menggunakan profil WF 500x200x10x16

W = 89.6kg/m	r = 20 mm	S <sub>x</sub> = 1190 cm <sup>3</sup>
A = 114.2cm <sup>2</sup>	i <sub>x</sub> = 20.5 cm	S <sub>y</sub> = 214 cm <sup>3</sup>
t <sub>w</sub> = 10 mm	i <sub>y</sub> = 4.33 cm	Z <sub>x</sub> = 2096 cm <sup>3</sup>
t <sub>r</sub> = 16 mm	I <sub>x</sub> = 47800 cm <sup>4</sup>	Z <sub>y</sub> = 332 cm <sup>3</sup>
d = 500 mm	I <sub>y</sub> = 2140 cm <sup>4</sup>	bf = 200 mm
E = 200000 Mpa	h = 500-2(16+20)	A <sub>w</sub> = 428x10
f <sub>u</sub> = 410 Mpa	= 428 mm	= 42.8 cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> = 250 Mpa		



Gambar 4. 4 Denah Balok Anak Lantai kantor



## f. Pembebanan pada balok anak lantai atap

Beban mati

Berat pelat bondek	= 10.1	kg/m <sup>2</sup>
Berat spesi (1cm)	= 21	kg/m <sup>2</sup>
Berat keramik (0 cm)	= 24	kg/m <sup>2</sup>
Berat beton (10 cm) 0,1 x 2400	= 240	kg/m <sup>2</sup>
Berat plafond + penggantung 11 + 7	= 18	kg/m <sup>2</sup>
Berat MEP	= 25	kg/m <sup>2</sup>
	<hr/>	
	= 338.1	kg/m <sup>2</sup>

## Berat perhitungan pelat lantai

Total x lebar pelat : 338.1 kg/m <sup>2</sup> x 3 m	= 1014.3	kg/m
Berat profil	= 89.6	kg/m +
	<hr/>	
	q <sub>D</sub> = 1103.9	kg/m

Beban hidup SNI 1727-2013

$$q_L = 3 \text{ m} \times 244.73 \text{ kg/m}^2 = 734.19 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor :

$$\begin{aligned} q_U &= 1.2 \times q_D + 1.6 \times q_L \\ &= 1.2 \times 1103.9 + 1.6 \times 734.19 = 2499.384 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

## g. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

Momen Ultimate

$$\begin{aligned} M_U &= \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 2499.384 \times 9^2 \\ &= 25306.263 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Gaya geser yang terjadi

$$\begin{aligned} V_U &= \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 2499.384 \times 9 \\ &= 11247.228 \text{ kg} \end{aligned}$$

## h. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2(16)} = 6.25$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6.25 < 10.748 \text{ (penampang kompak)}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{428}{10} = 42.8$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.349$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 42.8 < 106.349 \text{ (penampang kompak)}$$

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \times Z_x = 2500 \times 2096 = 5240000 \text{ kg.cm}$$

$$= 52400 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \times M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \times M_n = 0.9 \times 52400$$

$$= 47160 \text{ kg.m} > 25306.263 \text{ kg.m (OK)}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

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

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

$$L_p = 215.549 \text{ cm}$$

$$L_r = 643.749 \text{ cm}$$

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

Perhitungan momen nominal

Karena bentang pendek, maka  $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \times Z_x = 2500 \times 2096 = 5240000 \text{ kg.cm}$$

$$= 52400 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \times M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \times M_n = 0.9 \times 52400$$

$$= 47160 \text{ kg.m} > 25306.263 \text{ kg.m (OK)}$$

i. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = 42.8 \quad ; \quad 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63.357$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 42.8 \leq 63.3577$$

sehingga  $\phi_v = 1,00$  dan  $C_v = 1,0$

maka  $V_n = 0.6 f_y A_w C_v$

$$= 0.6 \times 2500 \times 42.8 \times 1 = 64200 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\emptyset V_n = 1 \times 64200 \text{ kg}$$

$$= 41040 \text{ kg} > 11247.228 \text{ kg (OK)}$$

j. Kontrol Lendutan

$$L = 900 \text{ cm}$$

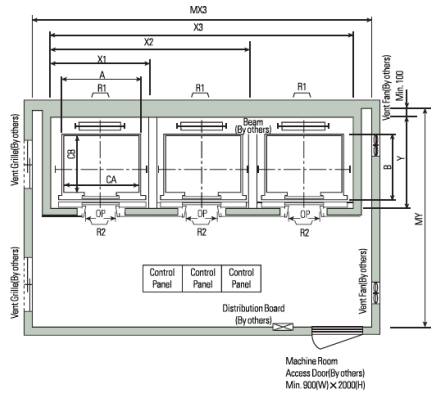
$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{900}{360} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(18.38) \times 900^4}{2000000 \times 47800} = 1.64 \text{ cm}$$

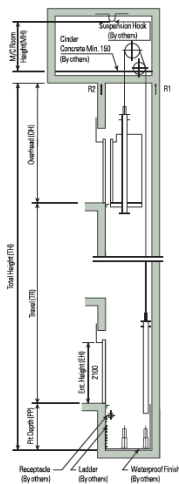
$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 1.64 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm (OK)}$$

### 4.1.3 Perencanaan Balok Lift

Perencanaan balok lift ini meliputi balok-balok yang berhubungan dengan ruang mesin lift yaitu, balok penggantung lift. Bangunan in menggunakan lift penumpang sesuai dengan brosur sebagai berikut.



Gambar 4. 5 Denah Lift



Gambar 4. 6 Potongan Lift

Tabel 4. 1 Dimensi Standar Lift Dan Reaksi

Merk	HYUNDAI
Tipe Lift	Passenger Elevators
Kapasitas	1350 Kg / 20 Orang

Lebar pintung (Clear Opening)	1000 mm			
Car	Internal		Eksternal	
	CA	CB	CA	CB
	1800	1700	1900	1870
Hoistway (3 Cars)	X3 :	7250	Y:	2380
M/C Room (3 Cars)	MX3:	7500	MY:	4200
M/C Room Reaction (Kg)	R1:	7800	R2:	6000

Balok penggantung lift direncanakan menggunakan profil WF 450 x 300 x 10 x 15, dengan data- data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 W &= 106 \text{ kg/m} & r &= 24 \text{ mm} & h &= 434-2(15+24) \\
 A &= 135 \text{ cm}^2 & Z_x &= 2287 \text{ cm}^3 & &= 356 \text{ mm} \\
 t_w &= 10 \text{ mm} & i_y &= 7.04 \text{ cm} & b_f &= 299 \text{ mm} \\
 t_r &= 15 \text{ mm} & I_x &= 46800 \text{ cm}^4 & S_x &= 2160 \text{ cm}^3 \\
 d &= 434 \text{ mm} & I_y &= 6690 \text{ cm}^4 & &
 \end{aligned}$$

- **Pembebanan Balok Penggantung Lift**

Beban mati

$$\begin{aligned}
 \text{Berat profil balok penggantung lift} &= 106 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat sambungan (10\%)} &= 10.6 \text{ kg/m} + \\
 q_d &= 116.6 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban merata ultimate

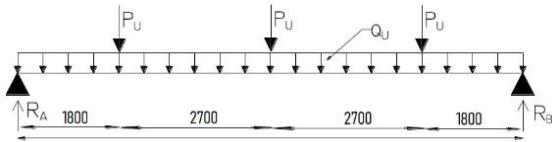
$$\begin{aligned}
 q_u &= 1.4 \times q_d \\
 &= 1.4 \times 116.6 = 163.24 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban terpusat lift

Pasal 4.6 pada SNI 1727:2013 tentang impact load menerangkan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 50% untuk mesin yang bergerak maju dan mundur atau unit tenaga-driven. Semua persentase harus meningkat bila disyaratkan oleh produsen.

$$\begin{aligned}
 PU_1 &= R_1 \times (1 + 50\%) = 7800 \times (1 + 50\%) = 11700 \text{ kg} \\
 PU_2 &= R_2 \times (1 + 50\%) = 6000 \times (1 + 50\%) = 9000 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan gaya dalam yang terjadi pada balok penumpu lift



Gambar 4. 7 Sketsa Pembebanan Balok Lift

#### Reaksi Perletakan

$$R_A = R_B = \frac{3Pu + qux l}{2}$$

$$= \frac{3 \times 11700 + 163,24 \times 9}{2}$$

$$= 18284,58 \text{ kg}$$

#### - Momen maksimum

$$M_{\max} = (18284,58 \text{ kg} \times 9 \times 0,5) - (11700 \times 2,7) - (1/2 \times 163,24 \times 9^2)$$

$$= 44079,39 \text{ kgm}$$

#### - Gaya geser

$$V_U = R_a = 18284,58 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

#### Kontrol terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2 \cdot t_f} = \frac{299}{2 \cdot 15} = 9,97$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow [9,97 < 10,74 \text{ (OK)}]$$

Bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{356}{10} = 35,6$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 35,6 < 106,34 \text{ (OK)}$$

Maka Penampang kompak

- Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$   
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 2287 = 5717500 \text{ kg.cm}$   
 $= 57175 \text{ kg.m}$
- Cek kemampuan penampang  
 $\phi_b \cdot M_n \geq M_u$   
 $\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 57175$   
 $= 51457.5 \text{ kg.m} \geq 44079.39 \text{ kg.m (OK)}$

Kontrol terhadap tekuk lateral

$$L_b = 900 \text{ cm}$$

$$L_p = 350.453 \text{ cm (dari tabel profil)}$$

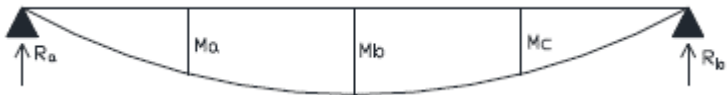
$$L_r = 1023.583 \text{ cm (dari tabel profil)}$$

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

- Karena bentang menengah, maka

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

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



Gambar 4. 8 Posisi  $M_a$ ,  $M_b$ , dan  $M_c$

$$M_A = M_C$$

$$= R_A \times (L/4) - q_u \times (L/4) \times (L/8) - P_u l \times ((L/4) - 1.8)$$

$$= 18284.58 \times (9/4) - 163.24 \times (9/4) \times (9/8) - 11700 \times ((9/4) - 1.8)$$

$$= 40726.65 \text{ kg.m}$$

$$M_B = M_{Max}$$

$$= 44079.39 \text{ kg.m}$$

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

$$C_b = \frac{12.5 \times 44079.39}{2.5 \times 44079.39 + 3 \times 40726.65 + 4 \times 44079.39 + 3 \times 40726.65} \leq 2.3$$

$$C_b = 1.038 \leq 2.3 \rightarrow C_b = 1.038$$

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

$$M_n = 1.038 \left[ 57175 - (57175 - (0,7 \times 2500 \times 2160) \frac{900 - 350.453}{1023,583 - 350.453}) \right]$$

$$M_n = 42924.286 \text{ kgm} > M_p \text{ maka dipakai } M_p$$

- Cek kemampuan penampang

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

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 57175$$

$$= 57175 \text{ kg.m} \geq 44079.39 \text{ kg.m (OK)}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Geser

#### Kontrol geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{356}{10} = 35.6 \quad ; \quad 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63.356$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 35.6 < 63.356$$

sehingga  $\phi_v = 1.00$  dan  $C_v = 1.0$

maka  $V_n = 0.6 f_y A_w C_v$

$$= 0.6 \times 2500 \times 43.4 \times 1 = 65100 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 1 \times 65100 \text{ kg}$$

$$= 65100 \text{ kg} \geq 18284.58 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 900 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{900}{360} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f^o = \left[ \frac{5}{384} \times \frac{(q_L + q_D) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right] + \left[ \frac{1}{48} \times \frac{P_u \cdot L^3}{E \cdot I_x} \right]$$

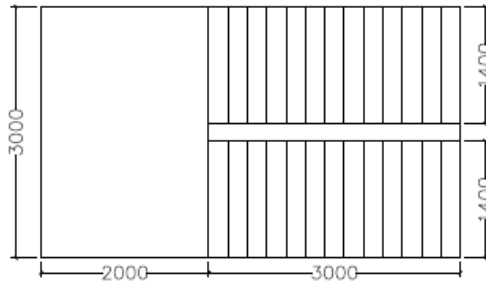
$$= 2.005 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 2.005 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm (OK)}$$



#### 4.1.4 Perencanaan Tangga

Tangga adalah salah satu bagian dari struktur bangunan bertingkat yang difungsikan sebagai jalur akses penghubung satu lantai dengan lantai lainnya. Pada gedung ini direncanakan tangga dengan menggunakan konstruksi baja.



Gambar 4. 9 Sketsa denah tangga

##### 4.1.4.1 Data Teknis Tangga

Mutu baja	: BJ 41
Tinggi antar lantai	: 400 cm
Elevasi bordes	: 200 cm
Tinggi injakan (t)	: 18 cm
Lebar injakan (i)	: 25 cm
Jumlah tanjakan ( $\Sigma_t$ )	: $\frac{200}{18} = 11.11 \approx 12$ buah
Jumlah injakan ( $\Sigma_i$ )	: $\Sigma_t - 1 = 12 - 1 = 11$ buah
Panjang bordes	: 200 cm
Lebar bordes	: 300 cm
Lebar tangga	: 140 cm
Panjang tangga tanpa bordes	: 300 cm
Kemiringan tangga ( $\alpha$ )	: $\text{arc tan} = \frac{200}{300} = 33.69$

Cek syarat jumlah injakan tangga

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

$$60 \text{ cm} \leq ((2 \times 18) + 25) \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 61 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \rightarrow \text{Memenuhi persyaratan}$$

Cek syarat sudut kemiringan

$$25^\circ < \alpha < 45^\circ$$

$$25^\circ < 33.69 < 45^\circ \rightarrow \text{Memenuhi persyaratan}$$

#### 4.1.4.2 Perencanaan Anak Tangga

a. Perencanaan tebal pelat anak tangga

Direncanakan anak tangga menggunakan bondek. Peraturan pembebanan pada struktur pelat anak tangga ini menggunakan SNI 1727-2013.

Beban Mati :

Berat Spesi (1 cm)	= 21 kg/m <sup>2</sup>
Berat Keramik	= 24 kg/m <sup>2</sup>
Berat Railing	= 30 kg/cm <sup>2</sup> +
	= 75 kg/m <sup>2</sup>

$q_D$

Beban Hidup (SNI 1727-2013; tabel 4.1) :

Tangga dan jalan keluar = 488.44 kg/m<sup>2</sup>

Beban Berguna :

$$Q_u = 1.2q_D + 1.6q_L$$

$$90 = 45 + 781.498 = 871.498 \text{ kg/m}^2 \approx 1000 \text{ kg/m}^2$$

Perencanaan Pelat Bondek

- Bentang = 1.4 ≈ 1.5 m
- Beban Berguna = 1000 kg/m<sup>2</sup>
- Dari tabel perencanaan praktis “SUPER FLOOR DECK” dengan spesifikasi bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 cm, dan tulangan negative 2.08 cm<sup>2</sup>/m
- Perencanaan tulangan pada pelat direncanakan menggunakan wiremesh U-50 sehingga perlu dilakukan konversi.

$$\text{Tulangan negatif} = 2.08 \times \frac{4800}{5000} = 1.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Berdasarkan brosur wiremesh U-50 maka digunakan M7-175 mm ( $A_s = 2.2 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

#### 4.1.4.3 Perencanaan Bordes

##### a. Perencanaan tebal pelat Bordes

Direncanakan bordes tangga menggunakan bondek. Peraturan pembebanan pada struktur bordes tangga ini menggunakan SNI 1727-2013.

Beban Mati :

Berat Spesi (1 cm)		= 21 kg/m <sup>2</sup>
Berat Keramik		= 24 kg/m <sup>2</sup> +
	$q_D$	= 45 kg/m <sup>2</sup>

Beban Hidup (SNI 1727-2013; tabel 4.1) :

Tangga dan jalan keluar	= 488.44 kg/m <sup>2</sup>
-------------------------	----------------------------

Beban Berguna :

$$Q_u = 1.2q_D + 1.6q_L$$

$$= 90 + 781.498 = 835.498 \text{ kg/m}^2 \approx 1000 \text{ kg/m}^2$$

Perencanaan Pelat Bondek

- Bentang = 1.4  $\approx$  1.5 m
- Beban Berguna = 1000 kg/m<sup>2</sup>
- Dari tabel perencanaan praktis “SUPER FLOOR DECK” dengan spesifikasi bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 cm, dan tulangan negative 2.08 cm<sup>2</sup>/m
- Perencanaan tulangan pada pelat direncanakan menggunakan wiremesh U-50 sehingga perlu dilakukan konversi.

$$\text{Tulangan negatif} = 2.08 \times \frac{4800}{5000} = 1.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Berdasarkan brosur wiremesh U-50 maka digunakan M7-175 mm ( $A_s = 2.2 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

#### 4.1.4.4 Perencanaan Balok Utama Tangga

Balok utama tangga dianggap terletak di atas dua tumpuan sederhana dengan menerima beban merata dari berat sendiri dan beban dari anak tangga. Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 250x125x5x8 dengan data-data sebagai berikut:

$$\begin{array}{lll}
 W = 25.7 \text{ kg/m} & r = 12 \text{ mm} & h = d-2(tf+r) \\
 A = 32.68 \text{ cm}^2 & Z_x = 305 \text{ cm}^3 & = 208 \text{ mm} \\
 d = 248 \text{ mm} & Z_y = 63 \text{ cm}^3 & S_x = 285 \text{ cm}^3 \\
 bf = 124 \text{ mm} & i_x = 10.4 \text{ cm} & S_y = 41.1 \text{ cm}^3 \\
 tw = 5 \text{ mm} & i_y = 2.79 \text{ cm} & f_y = 250 \text{ Mpa} \\
 tf = 8 \text{ mm} & I_x = 3540 \text{ cm}^4 & f_u = 410 \text{ Mpa} \\
 & I_y = 255 \text{ cm}^4 & E = 200000 \text{ Mpa}
 \end{array}$$

- Perhitungan Pembebanan

- Pada Bidang Miring

- Beban Mati

- Berat pelat Bondek ( $0.1 \times 1.4/2 \times 2400$ ) = 168 kg/m

- Handrail* = 20 kg/m

- Berat Bondek ( $10.1 \times 1.4/2 \times \cos 33.69^\circ$ ) = 5.88 kg/m

- Berat profil balok sendiri ( $25.7/\cos 33.69^\circ$ ) = 30.89 kg/m +

- $q_D = 224,77 \text{ kg/m}$

- Sambungan (10%) = 22,48 kg/m +

- $q_{D1} = 247,25 \text{ kg/m}$

- Beban Hidup ( $q_{L1}$ )

- Tangga dan jalan keluar ( $488.444 \times 1.4/2$ ) = 341.91 kg/m

- Beban Berfaktor

- $q_{U1} = 1,2 \cdot q_{D1} + 1,6 \cdot q_{L1}$

- = 843,75 kg/m

- Pada Bidang Horizontal

- Beban Mati

- Handrail* = 20 kg/m

Berat pelat	= 168 kg/m
Berat bondek	= 7.07 kg/m
Berat profil balok utama	= 25.7 kg/m +
	$q_D = 220,7 \text{ kg/m}$
Sambungan (10%)	= 22,07 kg/m +
	$q_{D2} = 242,85 \text{ kg/m}$

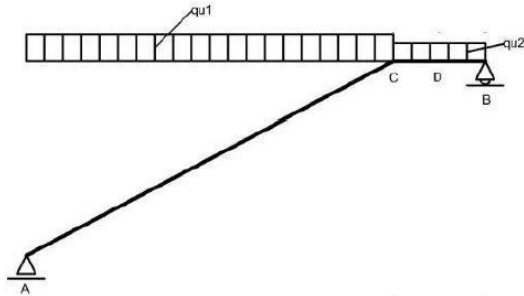
Beban Hidup ( $q_{L2}$ )

Tangga dan jalan keluar  $(488.444 \times 1.4/2) = 341.91 \text{ kg/m}$

Beban Berfaktor

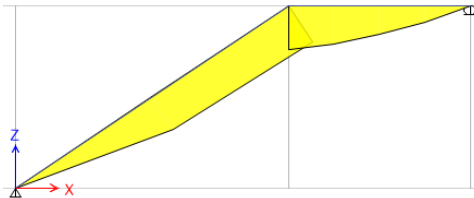
$$q_{U2} = 1,2 \cdot q_{D1} + 1,6 \cdot q_{L1}$$

$$= 838,47 \text{ kg/m}$$



Gambar 4. 10 Pembebanan pada balok utama tangga

- Momen yang terjadi

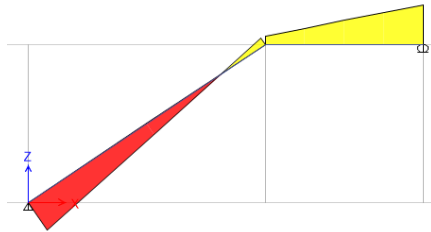


Gambar 4. 11 Bidang Momen Balok Tangga Utama

$$M_{\max} = 3398,22 \text{ kg.m}$$

$$= 339822 \text{ kg.cm}$$

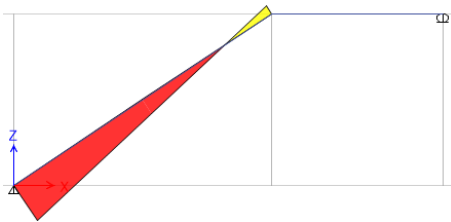
- Gaya geser yang terjadi



Gambar 4. 12 Bidang Geser Balok Tangga Utama

$V_{\max} = 2706,03 \text{ kg}$  (pada bidang horizontal)

- Gaya normal yang terjadi



Gambar 4. 13 Bidang Normal Balok Tangga Utama

$N_{\max} = 1640.63 \text{ kg}$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur  
Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2.t_f} = \frac{124}{16} = 7.75$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7.75 < 10.74 \text{ (OK)}$$

Bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{208}{5} = 41.6$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.34$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 41.6 < 106.34 \text{ (OK)}$$

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 305 = 762500 \text{ kg.cm} = 7625 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

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

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 7625$$

$$= 6862.5 \text{ kg.m} \geq 3398,22 \text{ kg.m (OK)}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = \sqrt{25^2 + 18^2} = 30.805 \text{ cm}$$

$$L_p = 138.887 \text{ cm}$$

$$L_r = 404.55 \text{ cm}$$

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

Perhitungan momen nominal

Karena bentang pendek, maka  $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 305 = 762500 \text{ kg.cm} = 7625 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

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

$$\phi_b \cdot M_n = 0.9 \times 7625$$

$$= 6862.5 \text{ kg.m} \geq 3398,22 \text{ kg.m (OK)}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{208}{5} = 41.6 \quad ; \quad 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63.356$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 41.6 < 63.356$$

sehingga  $\phi_v = 1,00$  dan  $C_v = 1,0$

maka  $V_n = 0.6 f_y A_w C_v$

$$= 0.6 \times 2500 \times 12.4 \times 1 = 18600 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

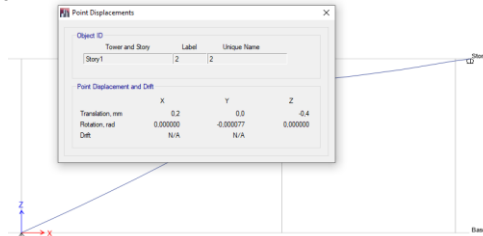
$$\phi V_n = 1 \times 18600 \text{ kg}$$

$$= 18600 \text{ kg} \geq 2706,03 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 360.56 \text{ (miring)} + 200 = 560.56 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{472,311}{360} = 1.56 \text{ cm}$$



Gambar 4. 14 Hasil Analisis Lendutan

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0.4 \text{ cm} < 1.56 \text{ cm (OK)}$$

#### 4.1.4.4 Perencanaan Balok Penumpu Tangga

Balok penumpu tangga direncanakan menggunakan profil WF 250x125x5x8 dengan data-data sebagai berikut:

$$\begin{aligned} W &= 25.7 \text{ kg/m} & r &= 12 \text{ mm} & h &= d-2(tf+r) \\ A &= 32.68 \text{ cm}^2 & Z_x &= 305 \text{ cm}^3 & &= 208 \text{ mm} \\ d &= 248 \text{ mm} & Z_y &= 63 \text{ cm}^3 & S_x &= 285 \text{ cm}^3 \\ bf &= 124 \text{ mm} & i_x &= 10.4 \text{ cm} & S_y &= 41.1 \text{ cm}^3 \\ tw &= 5 \text{ mm} & i_y &= 2.79 \text{ cm} & f_y &= 250 \text{ Mpa} \\ tf &= 8 \text{ mm} & I_x &= 3540 \text{ cm}^4 & f_u &= 410 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

- Perhitungan Pembebanan

##### Beban Mati

$$\text{Berat profil balok} = 25.7 \text{ kg/m} +$$

$$q_D = 25.7 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sambungan; (10\%)} = 2.57 \text{ kg/m} +$$

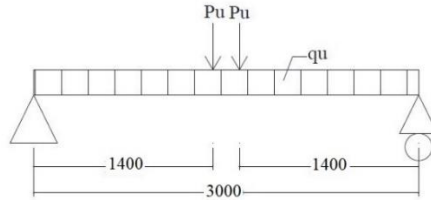
$$q_D = 28.27 \text{ kg/m}$$

##### Beban Berfaktor

$$\begin{aligned} q_U &= 1,2 \cdot q_D + 1,6 \cdot q_L \\ &= 1.2 \times 28.27 + 1.6 \times 0 \\ &= 33.924 \text{ kg/m} \end{aligned}$$



$P_u = 2706,03$  (Dari reaksi  $R_B$  balok utama)



Gambar 4. 15 Pembebanan Balok Penumpu Tangga

- Perhitungan Gaya Dalam

$$\begin{aligned} V_u = R_A &= \frac{1}{2} \times q_u \times L + P_u \\ &= \frac{1}{2} \times 33,924 \times 1.4^2 + 2706,03 \\ &= 2756,916 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u = R_A \times \frac{L}{2} - \frac{1}{2} \times q_u \times L^2 - P_u \times L \\ &= 2756,916 \times \frac{3}{2} - \frac{1}{2} \times 33,924 \times 3^2 - 2706,03 \times 0.1 \\ &= 3826,6065 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Kontrol Profil Terhadap Gaya Lentur  
Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2.t_f} = \frac{124}{16} = 7.75$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7.75 < 10.74 \text{ (OK)}$$

Bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{208}{5} = 41.6$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.34$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 41.6 < 106.34 \text{ (OK)}$$

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 305 = 762500 \text{ kg.cm} = 7625 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

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

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

$$= 6862,5 \text{ kg.m} \geq 382660,65 \text{ kg.m (OK)}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

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

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

$$L_r = 404,55 \text{ cm}$$

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

Perhitungan momen nominal

Karena bentang pendek, maka  $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 305 = 762500 \text{ kg.cm} = 7625 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

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

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

$$= 6862,5 \text{ kg.m} \geq 382660,65 \text{ kg.m (OK)}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{208}{5} = 41,6 \quad ; \quad 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63,356$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 41,6 < 63,356$$

sehingga  $\phi_v = 1,00$  dan  $C_v = 1,0$

maka  $V_n = 0,6 f_y A_w C_v$

$$= 0,6 \times 2500 \times 12,4 \times 1 = 18600 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 1 \times 18600 \text{ kg}$$

$$= 18600 \text{ kg} \geq 2756,916 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 300 \text{ cm}$$

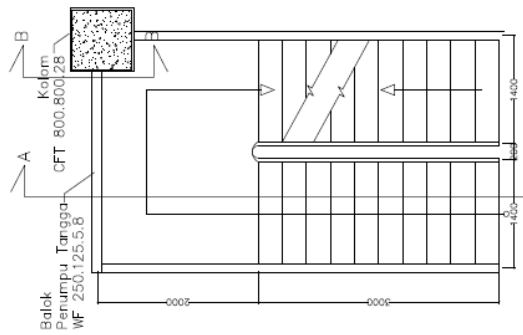
$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{300}{360} = 0,833 \text{ cm}$$

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

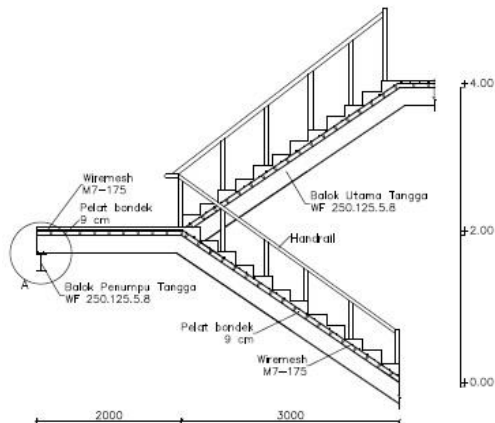
$$f^o = \left[ \frac{5}{384} \times \frac{(28,7) \cdot 300^4}{2000000 \cdot 3540} \right] + \left[ \frac{Pu}{24} \times \frac{(3 \times 300^2 - 4 \times 140^2)}{2000000 \times 3540} \right]$$

$$f^o = 0.424 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{ijin} \quad \rightarrow \quad 0.424 \text{ cm} < 0.833 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$



Gambar 4. 16 Denah Tangga

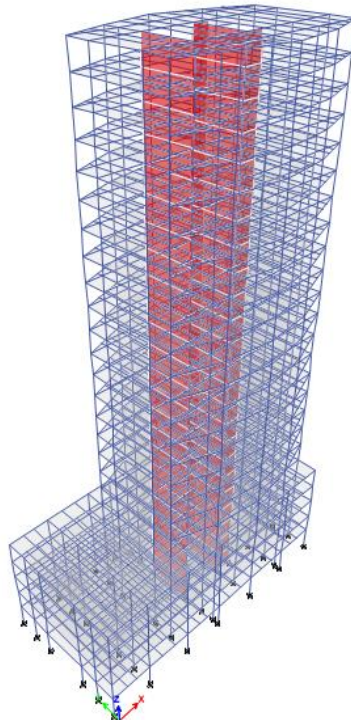


Gambar 4. 17 Potongan Tangga

## 4.2 Permodelan Struktur

### 4.2.1 Umum

Dalam perencanaan modifikasi *Social Security Tower* perlu dilakukan analisa struktur dengan cara memodelkan dengan alat bantu ETABS. *Social Security Tower* terdiri dari 24 lantai dengan total tinggi 92 meter. Permodelan struktur pada tugas akhir ini berupa struktur baja dengan sistem dinding geser pelat baja (Steel Plate Shear Wall). Struktur dinding geser berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat gempa. Denah dari struktur yang ada dalam permodelan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:



Gambar 4. 18 Permodelan Struktur *Social Security Tower*

Program bantu ETABS membantu dalam beberapa perhitungan yang akan digunakan sebagai syarat struktur Gedung baja. Syarat - syarat yang harus dipenuhi meliputi peraturan SNI 1726:2018 (Gempa), SNI 1729:2015 (Baja), dan SNI 2847:2013 (Beton).

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

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

- Pelat Atap
 

Berat aspal 2 cm (2x14)	$= 28 \text{ kg/m}^2$
Berat plafon + penggantung (11+7)	$= 18 \text{ kg/m}^2$

Berat MEP	$= 25 \text{ kg/m}^2 +$
Total	$= 71 \text{ kg/m}^2$
Sambungan (10%)	$= 7.1 \text{ kg/m}^2 +$
Total	$= 78.1 \text{ kg/m}^2$

- Pelat Lantai kantor

Dinding Partisi	$= 73.42 \text{ kg/m}^2$
Berat spesi 1 cm	$= 21 \text{ kg/m}^2$
Berat keramik	$= 24 \text{ kg/m}^2$
Berat plafon + penggantung (11+7)	$= 18 \text{ kg/m}^2$
Berat MEP	$= 25 \text{ kg/m}^2 +$
Total	$= 161.42 \text{ kg/m}^2$
Sambungan (10%)	$= 16.14 \text{ kg/m}^2 +$
Total	$= 177.562 \text{ kg/m}^2$

## 2. Beban Hidup

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

Atap	$= 97.893 \text{ kg/m}^2$
Lantai kantor	$= 244.73 \text{ kg/m}^2$

## 3. Beban Gempa

Penentuan jenis tanah berdasarkan nilai SPT. Perhitungan beban gempa pada bangunan ini dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik dan parameter gempa yang digunakan diambil dari desain Spectra Indonesia.

## 4. Data Tanah

Penentuan jenis tanah merupakan salah satu persyaratan sebelum membangun sebuah bangunan. Salah satu cara untuk menentukan jenis tanah adalah dengan melakukan tes penetrasi tanah (SPT). Berikut perhitungan penentuan jenis tanah:

$$\tilde{N} \geq 50 = \text{Tanah Keras (SC)}$$

$15 \geq \tilde{N} \geq 50 = \text{Tanah Sedang (SD)}$

$\tilde{N} < 15 = \text{Tanah Lunak (SE)}$

Tabel 4. 2 Hasil data tanah berdasarkan N-SPT

Lapisan	Kedalaman (m)	Tebal (m)	N	Tebal/N
1	-2	2	13	0.153846
2	-4	2	8	0.25
3	-6	2	14	0.142857
4	-8	2	8	0.25
5	-10	2	7	0.285714
6	-12	2	8	0.25
7	-14	2	9	0.222222
8	-16	2	8	0.25
9	-18	2	9	0.222222
10	-20	2	8	0.25
11	-22	2	10	0.2
12	-24	2	49	0.040816
13	-26	2	61	0.032787
14	-28	2	63	0.031746
15	-30	2	69	0.028986
Total		30		2.61

$$\tilde{N} = \frac{30}{2.61} = 11.49 < 15$$

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

#### 4.2.2 Pembebanan gempa dinamis

Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 1726:2018. Analisis

dilakukan berdasarkan analisis respons dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

### 4.2.3 Arah pembebanan

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

#### 4.2.3.1 Parameter respon spektrum rencana

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, ada beberapa metode perhitungan pengaruh gempa, satu di antaranya adalah *response spectrum*. Gempa merupakan getaran yang memiliki parameter-parameter sebuah getaran, seperti frekuensi, periode, spektrum dan parameter lainnya. Dalam hal ini informasi *response spectrum* merupakan fungsi spektra percepatan gempa ( $S$ ) terhadap rentang waktu selama periode gempa berlangsung ( $T$ ). Perhitungan gaya gempa menggunakan analisis dinamik sesuai persyaratan SNI 1726:2018. Berikut adalah nilai parameter respon spektrum untuk wilayah Jakarta dengan kondisi tanah lunak (kelas situs E)

Tabel 4. 3 Parameter Gempa Jakarta untuk Situs E

<b>TANAH LUNAK</b>	
PGA (g)	0.361
$S_s$ (g)	0.686
$S_1$ (g)	0.301
$F_A$	1.327



$F_V$	2.798
$S_{MS}$ (g)	0.911
$S_{M1}$ (g)	0.841
$S_{DS}$ (g)	0.607
$S_{D1}$ (g)	0.561
$T_0$ (detik)	0.185
$T_s$ (detik)	0.923
$R^a$	7.5
$\Omega_0$	2.5
$C_d^b$	6
$I_e$	1

#### 4.2.3.2 Faktor reduksi gempa ( $R$ )

Berdasarkan SNI 1726:2018 pasal 7.2.2 tabel 12 didapatkan nilai parameter struktur bangunan untuk sistem rangka baja dengan dinding geser pelat baja adalah :

Tabel 4. 4 Faktor Reduksi Gempa untuk SPSW

Sistem Penahan Gaya Gempa	$R^a$	$\Omega_0$	$C_d^b$	$B$	$C$	$D$	$E$	$F$
Dinding geser Pelat Baja	$7^{1/2}$	$2^{1/2}$	6	TB	TB	TB	TB	TB

#### 4.2.3.3 Faktor keutamaan ( $I$ )

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung, pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan suatu factor kemanan  $I_e$ . Gedung ini direncanakan sebagai

bangunan perkantoran. Pada tabel 4 SNI 1726:2018, bangunan ini termasuk kategori II sehingga didapat nilai  $I_e = 1$ .

#### 4.2.3.4 Kombinasi pembebanan

Setelah memperhitungkan beban akibat gempa dan gravitasi, maka seluruh beban tersebut dihitung dengan faktor kombinasi yang mengacu pada SNI 1726:2018 sebagai berikut:

- $1,4D_L$
- $1,2D_L + 1,6L_L$
- $1,2D_L + L_L + E_x$
- $1,2D_L + L_L + E_y$
- $0,9D_L + E_x$
- $0,9D_L + E_y$

Keterangan :

DL : *Dead Load* (Beban Mati)

LL : *Live Load* (Beban Hidup)

E : *Earthquake* (Beban gempa yang dinyatakan 2 arah)

#### 4.2.4 Kontrol desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu ETABS, hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu sesuai dengan peraturan SNI 1726:2018 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 (*Base Shear*)
- Kontrol Simpangan Antar Lantai (*Drift*)
- Kontrol Sistem Ganda (*dual system*)

#### 4.2.4.1 Berat total bangunan

Pada perencanaan tugas akhir ini akan dilakukan perbandingan perhitungan berat struktur yang diambil dari analisis menggunakan program ETABS dan perhitungan berat secara manual. Hasil perbandingan tersebut tidak boleh melebihi batasan 5%.

Berat yang perlu diperhitungkan adalah beban mati yang terdiri dari berat sendiri material-material struktur serta beban hidup yang diakibatkan oleh penggunaan bangunan. Kemudian dibandingkan dengan kombinasi 1D+1L yang dilihat dari permodelan ETABS.

Tabel 4. 5 Perbandingan Berat Total Manual dan ETABS

	Keterangan	Berat	Satuan
perhitungan Manual	BEBAN MATI	11542845.67	Kg
	SUPER DEAD	2451783.378	Kg
	Beban Hidup	6045775.862	Kg
	<b>TOTAL BEBAN</b>	15040404.91	Kg
ETABS	1D+1L	14616779.14	Kg
SELISIH		2.9%	

Dari tabel diatas, didapatkan total berat struktur dari ETABS dan dari hasil perhitungan manual sebesar. sehingga dapat disimpulkan selisih antara kedua perhitungan tersebut tidak melebihi 5% sehingga dapat dikatakan bahwa analisa permodelan tersebut telah sesuai.

#### 4.2.4.2 Kontrol partisipasi massa

Perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikiannya agar sesuai menurut SNI 1726:2018 yaitu partisipasi massa terkombinasi sebesar 100% dari massa struktur.

Tabel 4. 6 Rasio Partisipasi Massa

Case	Mode	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.6596	0.0004
Modal	2	0.6602	0.3261
Modal	3	0.6602	0.6405
Modal	4	0.8016	0.6405
Modal	5	0.8016	0.6753
Modal	6	0.8016	0.8142
Modal	7	0.8777	0.8142
Modal	8	0.878	0.8143
Modal	9	0.878	0.8727
Modal	10	0.9123	0.8727
Modal	11	0.9124	0.8945
Modal	12	0.9124	0.9015
Modal	13	0.928	0.9015
Modal	14	0.928	0.9182
Modal	15	0.928	0.9183
Modal	16	0.9392	0.9183
Modal	17	0.9393	0.9292
Modal	18	0.9402	0.9292
Modal	19	0.9519	0.9292
Modal	20	0.9519	0.9402
Modal	21	0.9519	0.9457
Modal	22	0.9638	0.9458
Modal	23	0.9639	0.9571
Modal	24	0.9639	0.9572
Modal	25	0.9639	0.9572
Modal	26	0.9702	0.9572

Modal	27	0.9703	0.9629
Modal	28	0.9703	0.963
Modal	29	0.9703	0.9631
Modal	30	0.9726	0.9637
Modal	31	0.9737	0.9646
Modal	32	0.9738	0.9658
Modal	33	0.9738	0.9665
Modal	34	0.9738	0.9665
Modal	35	0.9738	0.9666
Modal	36	0.9738	0.9668
Modal	37	0.9738	0.9669
Modal	38	0.976	0.9672
Modal	39	0.9769	0.9683
Modal	40	0.9769	0.9684
Modal	41	0.9769	0.9698
Modal	42	0.9771	0.9704
Modal	43	0.9771	0.971
Modal	44	0.9772	0.9729
Modal	45	0.9827	0.9734
Modal	46	0.9828	0.9796
Modal	47	0.9829	0.9801
Modal	48	0.9832	0.9802
Modal	49	0.9893	0.9802
Modal	50	0.9894	0.9819
Modal	51	0.9894	0.9824
Modal	52	0.9896	0.9824
Modal	53	0.9896	0.9824
Modal	54	0.9896	0.9825
Modal	55	0.9896	0.9825

Modal	56	0.9896	0.9825
Modal	57	0.9896	0.9825
Modal	58	0.9897	0.9832
Modal	59	0.9898	0.9836
Modal	60	0.9898	0.9837
Modal	61	0.9898	0.9838
Modal	62	0.9898	0.9838
Modal	63	0.9898	0.984
Modal	64	0.9898	0.984
Modal	65	0.9912	0.9841
Modal	66	0.9912	0.9842
Modal	67	0.9913	0.9844
Modal	68	0.9913	0.9849
Modal	69	0.9919	0.9851
Modal	70	0.9919	0.9857
Modal	71	0.9948	0.9861
Modal	72	0.9948	0.9867
Modal	73	0.9968	0.9912
Modal	74	0.9968	0.9934
Modal	75	0.9993	0.9946
Modal	76	0.9993	0.9967
Modal	77	1	0.9972
Modal	78	1	0.9992
Modal	79	1	0.9997
Modal	80	1	1

Dari tabel 4.6 di atas didapatkan partisipasi massa arah X sebesar 100% pada moda ke 77 dan partisipasi massa arah Y sebesar 100% pada moda ke 80. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang

terdapat pada Pasal 7.9.1.1 SNI 1726:2018 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar 100%.

#### 4.2.4.3 Kontrol Periode Getar Struktur

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 1726:2018, periode fundamental struktur harus ditentukan dari:

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

(nilai  $C_t$  dan  $x$  diambil dari tabel 18 SNI 1726:2018)

$$C_t = 0.0724; x = 0.8; h_n = 92 \text{ m}$$

$$T_a = 0,0724 \cdot 92^{0,8} = 2.696 \text{ detik}$$

Dengan nilai  $S_{D1} = 0.607$ , maka  $C_u = 1,4$

Sehingga periode sruktur yang diijinkan adalah :

$$T = T_a \cdot C_u = 2.696 \times 1.4 = 3.775 \text{ detik.}$$

Tabel 4. 7 Perioda Struktur

Case	Mode	Period	Frequency
		sec	cyc/sec
Modal	1	2.049	0.488
Modal	2	1.867	0.536
Modal	3	1.423	0.703
Modal	4	0.663	1.507
Modal	5	0.603	1.658
Modal	6	0.459	2.181
Modal	7	0.382	2.62
Modal	8	0.364	2.75
Modal	9	0.289	3.461
Modal	10	0.261	3.826
Modal	11	0.248	4.026

Modal	12	0.199	5.021
Modal	13	0.19	5.269
Modal	14	0.182	5.505
Modal	15	0.147	6.783
Modal	16	0.146	6.862
Modal	17	0.14	7.12
Modal	18	0.119	8.396
Modal	19	0.118	8.462
Modal	20	0.113	8.858

#### 4.2.4.4 Kontrol nilai akhir respon spektrum (*Base Shear*)

Berdasarkan SNI 1726:2018 pasal 7.9.1.4.1, nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang adalah 100% nilai respons statik. Rumus gaya geser statik adalah:

$$V = C_s \cdot W$$

Dimana:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{0.607}{7.5/1} = 0.08093$$

Nilai  $C_s$  tidak boleh lebih dari:

$$C_{s \max} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.561}{2.08 \cdot \left(\frac{7.5}{1}\right)} = 0.03596$$

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  $C_s = 0.03596$

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

Berat total struktur adalah sebesar 14616779.14 Kg

Maka:  $V_{\text{statik}} = C_s \cdot W = 0.03596 \times 14616779.14 = 533594.475 \text{ kg}$



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

Tabel 4. 8 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

Load Case/Combo	FX	FY
	Kgf	Kgf
GEMPA X Max	400914.96	113424.26
GEMPA Y Max	120539.04	377143.57

Kontrol nilai akhir respon spectrum:

- Gempa arah-X :

$$V_{\text{dinamik}} = V_{\text{statik}}$$

$$400914.96 = 533594.475 \text{ Kg (TIDAK OK)}$$

- Gempa arah-Y :

$$V_{\text{dinamik}} = V_{\text{statik}}$$

$$377143.570 = 533594.475 \text{ kN (TIDAK OK)}$$

Sehingga perlu dikalikan skala untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 pasal 7.9.1.4.1. dijelaskan apabila gaya geser dasar hasil analisis kurang dari 100%, maka harus diperbesar dengan faktor skala yaitu  $\frac{C_s \cdot W}{V}$

- Gempa arah-X :

$$\frac{C_s \cdot W}{V} = \frac{0.03596 \times 14616779.14}{400914.96} = 1.33$$

- Gempa arah-Y :

$$\frac{C_s \cdot W}{V} = \frac{0.03596 \times 14616779.14}{377143.570} = 1.42$$

Setelah dikali faktor skala di atas didapatkan gaya geser

Dasar yaitu :

Tabel 4. 9 Hasil Gaya Geser Dasar Setelah Dikali Faktor Skala

Load Case/Combo	FX	FY
	Kgf	Kgf
GEMPA X Max	533594,475	149191.06
GEMPA Y Max	170451.77	533594,4752

#### 4.2.4.5 Kontrol Simpangan Antar Lantai (*Drift*)

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Berdasarkan Pasal 7.8.6 SNI 1726:2018, untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus:

$$\Delta_i \leq \Delta_a$$

Di mana:

$\Delta_i$  = Simpangan yang terjadi

$\Delta_a$  = Simpangan ijin antar lantai

Perhitungan  $\Delta_i$  untuk tingkat 1:

$$\Delta_{i1} = C_d \times \delta_{e1}/I$$

Perhitungan  $\Delta_i$  untuk tingkat 2:

$$\Delta_{i1} = (\delta_{e2} - \delta_{e1})C_d/I$$

Di mana:

$\delta_{e1}$  = simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 1

$\delta_{e2}$  = simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 2

$C_d$  = faktor pembesaran defleksi

I = faktor keutamaan gedung

Untuk sistem dinding geser plat baja, dari Tabel 12 SNI 1726:2018 didapatkan  $C_d = 6$  dan dari Tabel 4 SNI 1726:2018 didapat nilai  $I_e = 1$ . Berdasarkan Tabel 20 SNI 1726:2018 untuk semua struktur lainnya, simpangan antar tingkat ijinnya adalah

$$\Delta a = 0,02hsx$$

Di mana:

Hsx = tinggi tingkat di bawah x

Untuk tinggi tingkat 4.5 m, simpangan ijinnya adalah

$$\Delta a = 0,02(4.5) = 0,09 \text{ m} = 90 \text{ mm}$$

Sedangkan untuk tinggi tingkat 4 m, simpangan ijinnya adalah

$$\Delta a = 0,02(4) = 0,08 \text{ m} = 80 \text{ mm}$$

Simpangan yang terjadi didapatkan dari analisis program bantu ETABS.

Tabel 4. 10 Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah X

Gempa Arah X					
Story	$\Delta a$	$\delta_{ei}$	$\delta_{ei} - \delta_{e(i-1)}$	$\Delta$	Keterangan
	mm	mm	mm	mm	
Story roof	80	71.8	1.3	7.8	<b>oke</b>
Story23	80	70.5	1.5	9	<b>oke</b>
Story22	80	69	1.7	10.2	<b>oke</b>
Story21	80	67.3	2	12	<b>oke</b>
Story20	80	65.3	2.3	13.8	<b>oke</b>

Story19	80	63	2.5	15	<b>oke</b>
Story18	80	60.5	2.8	16.8	<b>oke</b>
Story17	80	57.7	3	18	<b>oke</b>
Story16	80	54.7	3.2	19.2	<b>oke</b>
Story15	80	51.5	3.4	20.4	<b>oke</b>
Story14	80	48.1	3.5	21	<b>oke</b>
Story13	80	44.6	3.8	22.8	<b>oke</b>
Story12	80	40.8	3.9	23.4	<b>oke</b>
Story11	80	36.9	4	24	<b>oke</b>
Story10	80	32.9	4.2	25.2	<b>oke</b>
Story9	80	28.7	4.2	25.2	<b>oke</b>
Story8	80	24.5	4.2	25.2	<b>oke</b>
Story7	80	20.3	4.2	25.2	<b>oke</b>
Story6	80	16.1	3.9	23.4	<b>oke</b>
Story5	80	12.2	3.1	18.6	<b>oke</b>
Story4	80	9.1	3	18	<b>oke</b>
Story3	80	6.1	2.8	16.8	<b>oke</b>
Story2	80	3.3	2.2	13.2	<b>oke</b>
Story1	80	1.1	1.1	6.6	<b>oke</b>
Base	90	0	0	0	<b>oke</b>

Tabel 4. 11 Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah Y

Gempa Arah Y					
Story	$\Delta a$	$\delta_{ei}$	$\delta_{ei}-\delta_{e(i-1)}$	$\Delta$	Keterangan
	mm	mm	mm	mm	
Story roof	80	79.8	1.5	9	<b>oke</b>
Story23	80	78.3	1.8	10.8	<b>oke</b>
Story22	80	76.5	2	12	<b>oke</b>
Story21	80	74.5	2.4	14.4	<b>oke</b>
Story20	80	72.1	2.7	16.2	<b>oke</b>
Story19	80	69.4	2.9	17.4	<b>oke</b>
Story18	80	66.5	3.2	19.2	<b>oke</b>
Story17	80	63.3	3.5	21	<b>oke</b>
Story16	80	59.8	3.7	22.2	<b>oke</b>
Story15	80	56.1	4	24	<b>oke</b>
Story14	80	52.1	4.1	24.6	<b>oke</b>
Story13	80	48	4.3	25.8	<b>oke</b>
Story12	80	43.7	4.5	27	<b>oke</b>
Story11	80	39.2	4.5	27	<b>oke</b>
Story10	80	34.7	4.7	28.2	<b>oke</b>
Story9	80	30	4.7	28.2	<b>oke</b>
Story8	80	25.3	4.7	28.2	<b>oke</b>
Story7	80	20.6	4.5	27	<b>oke</b>
Story6	80	16.1	4	24	<b>oke</b>
Story5	80	12.1	3.1	18.6	<b>oke</b>
Story4	80	9	3	18	<b>oke</b>
Story3	80	6	2.7	16.2	<b>oke</b>
Story2	80	3.3	2.1	12.6	<b>oke</b>

Story1	80	1.2	1.2	7.2	<b>oke</b>
Base	0	0	0	0	<b>oke</b>

#### 4.2.4.6 Kontrol sistem ganda (*dual system*)

Berdasarkan berdasarkan SNI 1726:2018 pasal 7.2.5.1., Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser pelat baja, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya.

Tabel 4. 12 Reaksi Perletakan dan Persentasi Gaya Geser

Pemikul Gaya Geser	Gempa X		Gempa Y	
	Kg	%	Kg	%
SPSW	372252.7	69.31%	293801.3	62.36%
SRPM	164856.1	30.69%	177328.2	37.64%
Total	537108.8	100.00%	471129.5	100.00%

Berdasarkan perhitungan di atas, Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) menahan gaya gempa arah X sebesar 30.69% dan gaya gempa arah Y sebesar 37.64% yang mana telah melebihi ketentuan bahwa SRPM harus menahan gaya gempa setidaknya 25%. Jadi, konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur sistem ganda berdasarkan SNI 1726:2018 pasal 7.2.5.1.,

### 4.3 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 (Balok Induk, Kolom dan *Steel Plate Shear Wall*) dengan menggunakan peraturan berlaku.

### 4.3.1 Perencanaan Balok Induk

#### 4.3.1.1 Balok Induk Memanjang



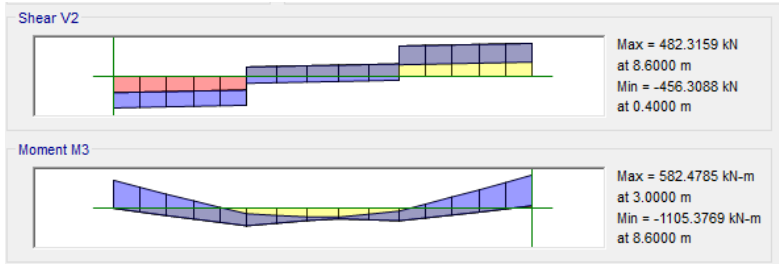
Gambar 4. 19 Balok Induk memanjang yang ditinjau

Balok induk arah memanjang direncanakan menggunakan profil WF 800x300xx14x22, dengan data - data sebagai berikut:

$W = 191 \text{ kg/m}$	$r = 28 \text{ mm}$	$h = d - 2(t_f + r)$
$A = 243.4 \text{ cm}^2$	$Z_x = 7040 \text{ cm}^3$	$= 692 \text{ mm}$
$d = 792 \text{ mm}$	$Z_y = 1027 \text{ cm}^3$	$S_x = 6410 \text{ cm}^3$
$b_f = 300 \text{ mm}$	$i_x = 32,3 \text{ cm}$	$S_y = 662 \text{ cm}^3$
$t_w = 14 \text{ mm}$	$i_y = 6.39 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 22 \text{ mm}$	$I_x = 254000 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 9930 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

#### a. Sebelum komposit

Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek dan beban pelat beton. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4. 20 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Sebelum Komposit

Maka didapatkan :

$$M_{\max} : 112715.2825 \text{ kgm}$$

$$V_{\max} : 49181.75232 \text{ kg}$$

➤ Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 44} = 6.818$$

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

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

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{14} = 49.429$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

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

Penampang kompak sehingga,  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 7040 \times 2500 = 17600000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$112715.2825 \leq 0.9 \times 17600000$$



$$112715.2825 \leq 15840000 \text{ kgcm (OK)}$$

➤ Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 900 \text{ cm}$$

$$L_p = 318.096 \text{ cm (dari tabel profil)}$$

$$L_r = 917.144 \text{ cm (dari tabel profil)}$$

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

Maka,

$$M_{maks} = 112715.2825 \text{ kgm}$$

$$M_A = 42893.966 \text{ kgm}$$

$$M_B = 38812.270 \text{ kgm}$$

$$M_C = 37910.927 \text{ kgm}$$

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

$$= \frac{12,5 \times 112715.2825}{2,5 \times 112715.2825 + 3 \times 42893.966 + 4 \times 38812.270 + 3 \times 37910.927}$$

$$= 2.07 \leq 2.3$$

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

$$= 2,07 \left[ 17600000 - (17600000 - 0,7 \times 2500 \times 6410) \left( \frac{900 - 318.096}{917.144 - 318.096} \right) \right] < 17600000$$

$$23639871.8 \text{ kgcm} \leq 17600000 \text{ kgcm (NOT OK) Digunakan}$$

$M_p$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$11271528.25 \leq 0.9 \times 17600000$$

$$11271528.25 \leq 15840000 \text{ kgcm (OK)}$$

➤ Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{13} = 49.429$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63.35$$

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

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v = 0,6 \times 2500 \times 96,88 \times 1 = 145320 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$49181,75232 \leq 145320 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 900 \text{ cm}$$

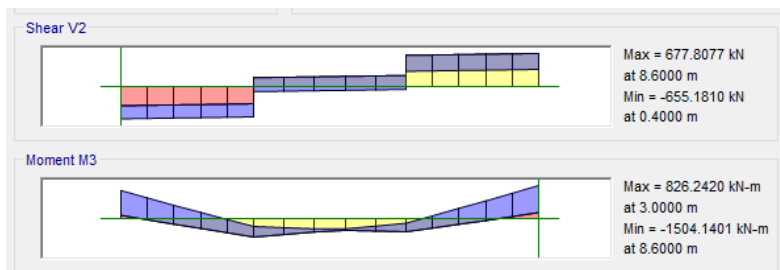
$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{900}{360} = 2,5 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,213 \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,213 \text{ cm} < 2,5 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

b. Setelah komposit

Pada kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4. 21 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Setelah Komposit

Maka didapatkan :

$$M_{max} : 84251,9 \text{ kgm}$$

$$M_{min} : 153377,166 \text{ kgm}$$

$$V_{max} : 69116,0512 \text{ kg}$$

## 1. Zona Momen Positif

Menghitung momen nominal

- Lebar efektif (SNI 1729:2015 Pasal I3.1.a)

$$B_{eff} \leq \frac{1}{8} L = \frac{1}{8} 900 = 112.5 \text{ cm}$$

$$B_{eff} \leq \frac{1}{2} S = \frac{1}{2} 300 = 150 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai  $B_{eff} = 112.5 \text{ cm}$ 

- Kriteria penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{14} = 49.429$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

$\lambda < \lambda_p$  (Penampang kompak), sehingga momen nominal dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

- Kontrol Momen

Pelat bondek ( $f'_c = 30 \text{ MPa} = 305.91 \text{ kg/cm}^2$ ) $T_b = 100 \text{ mm}$  $H_r = 53 \text{ mm}$  $t_c = 47 \text{ mm}$ 

$$C_1 = 0.85 f'_c t_{plat} b_{eff} = 0.85 \times 300 \times 4.7 \times 112.5 = 134831.3 \text{ kg}$$

$$C_2 = A_s f_y = 243.4 \times 2500 = 608500 \text{ kg}$$

Karena  $C_1 < C_2$ , maka garis netral (PNA) terletak pada baja

$$a = \frac{c}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_{eff}} = \frac{134831.3}{0.85 \cdot 300 \cdot 112.5} = 4.7 \text{ cm}$$

$$d_1 = h_r + t_{plat} - a/2 = 53 + 47 - 23.5 = 76.5 \text{ mm}$$

Gaya pada sayap profil  $P_f$ 

$$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30 \times 2.2 \times 2500 = 165000 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil  $P_w$

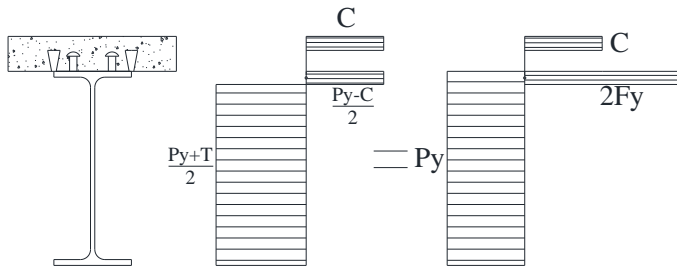
$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \frac{608500 - 134831.3}{2} - 165000 = 71834.4 \text{ kg}$$

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot F_y} = \frac{71834.4}{1.4 \times 2500} = 20.52 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{(P_f \times 0.5 t_f) + (P_w (t_f + 0.5 a_w))}{P_f + P_w}$$

$$= \frac{(165000 \times 0.5 \times 2.2) + (71834.4 (2.2 + 0.5 \times 20.52))}{165000 + 71834.4} = 4.55 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{1}{2} D = \frac{1}{2} 792 = 39.6 \text{ cm}$$



Gambar 4. 22 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif Balok Induk Memanjang

$$C = 134831.25 \text{ kg}$$

$$T = 608500 \text{ kg}$$

$$M_n = C (d_1 + d_2) + T (d_3 - d_2)$$

$$= 134831.25 (7.65 + 4.546) + 608500 (39.6 - 4.546)$$

$$= 22974651.4 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$84251.897 \leq 0.9 \times 229746.51$$

$$84251.897 \leq 206771.8626 \text{ kgm (OK)}$$

➤ Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{14} = 49.429$$

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

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

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \\ = 0,6 \times 2500 \times 96,88 \times 1 = 145320 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$69116,0512 \leq 145320 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 900 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{900}{360} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0.238 \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.238 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

## 2. Zona Momen negatif

Data tulangan negatif pelat:

$$\text{Diameter} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Tulangan (Ar)} = 0.503 \text{ cm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \text{Beff/Jarak tulangan} = 112.5/30 = 3.75$$

$$= 4 \text{ buah}$$

$$\text{selimut beton (c)} = 20 \text{ mm}$$

- Menghitung momen nominal

$$T = n \cdot A_r \cdot f_y = 4 \times 0.503 \times 5000 = 10053,09649 \text{ kg}$$

$$P_y = A_s f_y = 243.4 \times 2500 = 608500 \text{ kg}$$

Gaya pada sayap profil  $P_f$

$$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30 \times 2.2 \times 2500 = 165000 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil

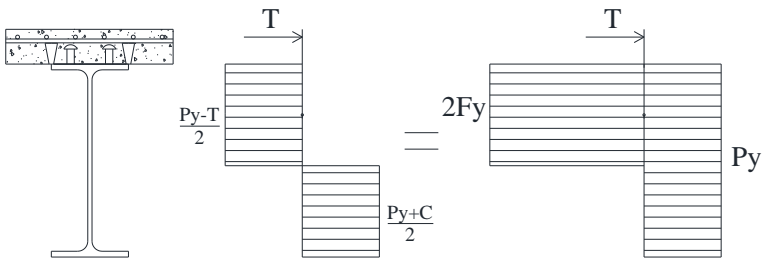
$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \frac{608500 - 10053,096}{2} - 165000 = 134223,45 \text{ kg}$$

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot F_y} = \frac{134223,45}{1,4 \times 2500} = 38,35 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{(P_f \times 0,5 t_f) + (P_w (t_f + 0,5 a_w))}{P_f + P_w} \\ = \frac{(165000 \times 0,5 \times 2,2) + (134223,45 (2,2 + 0,5 \times 38,35))}{165000 + 134223,45} = 10,19 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{1}{2} D = \frac{1}{2} 792 = 39,6 \text{ mm}$$

$$d_1 = h_r + t_{\text{plat}} - c = 5,3 + 4,7 - 2 = 8 \text{ cm}$$



Gambar 4. 23 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif Balok Induk Memanjang

$$M_n = T (d_1 + d_2) + P_y (d_3 - d_2) \\ = 10053,096 (8 + 10,19) + 608500 (39,6 - 10,19) \\ = 18799854,53 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$153377,166 \leq 0,9 \times 18799854,53$$

$$153377,166 \leq 169198,7 \text{ kgm (OK)}$$

### 3. Perencanaan Shear Connector (Stud)

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$f_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$R_g = 1 \text{ (digunakan plat deck)}$$

$$R_p = 0,75 \text{ (dilas pada pelat komposit)}$$

$$E_c = 4700\sqrt{F_c} = 4700\sqrt{30} = 25742.96 \text{ Mpa}$$

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{F_c \cdot E_c} = 0,5 \cdot 2.01 \cdot \sqrt{30 \times 25742.96} \\ = 8834.658 \text{ Kg}$$

$$R_g R_p A_{sa} F_u = 1 \times 0.75 \times 2.01 \times 4100 = 6182.65 \text{ kg}$$

Jumlah penghubung geser momen positif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{v'}{2Q_n} = \frac{134831.25}{2 \times 8834.658} = 10.9 = 12 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen positif adalah:

$$S_{min} = 6 \times d_s = 6 \times 1.6 = 9.6 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 8 \times t_{plat} = 8 \times 10 = 80 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{900}{12} = 75 \text{ cm}$$

Jumlah penghubung geser momen negatif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

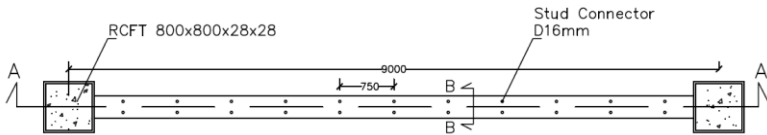
$$N = \frac{v'}{2Q_n} = \frac{20106.192}{2 \times 8834.658} = 1.626 = 2 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen negatif adalah:

$$S_{min} = 6 \times d_s = 6 \times 1.6 = 9.6 \text{ cm}$$

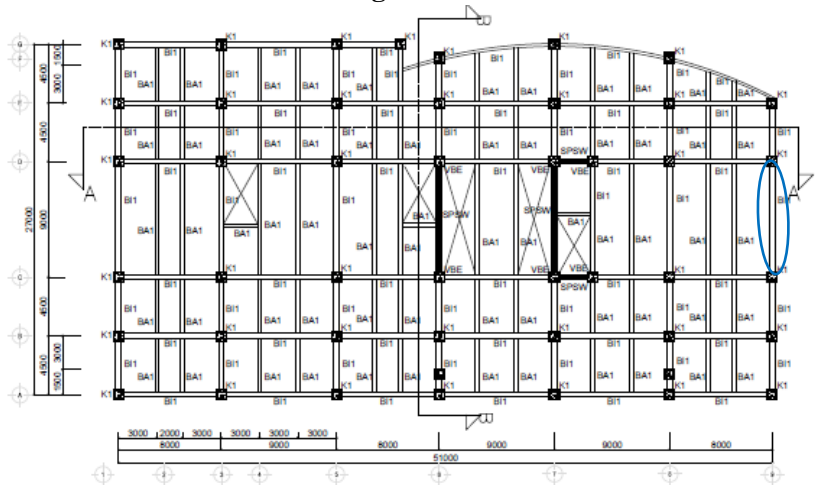
$$S_{max} = 8 \times t_{plat} = 8 \times 10 = 80 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{900}{12} = 75 \text{ cm}$$



Gambar 4. 24 Shear Connector Balok Memanjang

### 4.3.1.2 Balok Induk Melintang



Gambar 4. 25 Balok Induk melintang yang ditinjau

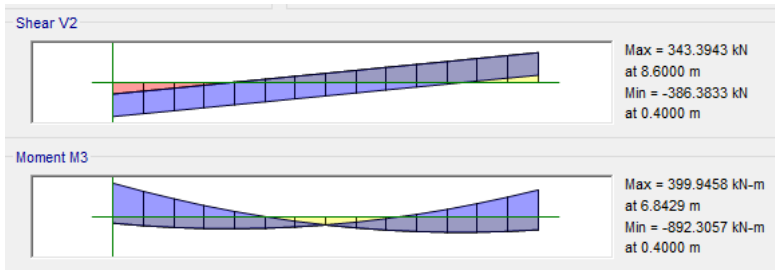
Balok induk arah melintang direncanakan menggunakan profil WF 800x300xx14x22, dengan data - data sebagai berikut:

$W = 191 \text{ kg/m}$	$r = 28 \text{ mm}$	$h = d - 2(t_f + r)$
$A = 243.4 \text{ cm}^2$	$Z_x = 7040 \text{ cm}^3$	$= 692 \text{ mm}$
$d = 792 \text{ mm}$	$Z_y = 1027 \text{ cm}^3$	$S_x = 6410 \text{ cm}^3$
$b_f = 300 \text{ mm}$	$i_x = 32,3 \text{ cm}$	$S_y = 662 \text{ cm}^3$
$t_w = 14 \text{ mm}$	$i_y = 6.39 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 22 \text{ mm}$	$I_x = 254000 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 9930 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$



a. Sebelum komposit

Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek dan beban pelat beton. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4. 26 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Sebelum Komposit

Maka didapatkan :

$$M_{\max} : 90988.41223 \text{ kgm}$$

$$V_{\max} : 39399.5051 \text{ kg}$$

➤ Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 44} = 6.818$$

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

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

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{14} = 49.429$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

$\lambda < \lambda_p$  (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga,  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 7040 \times 2500 = 17600000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$9098841.223 \leq 0.9 \times 17600000$$

$$9098841.223 \leq 15840000 \text{ kgcm (OK)}$$

➤ Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 900 \text{ cm}$$

$$L_p = 318.096 \text{ cm (dari tabel profil)}$$

$$L_r = 917.144 \text{ cm (dari tabel profil)}$$

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

Maka,

$$M_{maks} = 90988.41 \text{ kgm}$$

$$M_A = 30676.227 \text{ kgm}$$

$$M_B = 21223.342 \text{ kgm}$$

$$M_C = 38844.585 \text{ kgm}$$

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

$$= \frac{12,5 \times 90988.41}{2,5 \times 90988.41 + 3 \times 30676.227 + 4 \times 21223.342 + 3 \times 38844.585}$$

$$= 2.18 \leq 2.3$$

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

$$= 2,18 \left[ 17600000 - (17600000 - \right.$$

$$\left. 0,7 \times 2500 \times 6410) \left( \frac{900 - 318.096}{917.144 - 318.096} \right) \right] < 17600000$$

$$24890317.13 \text{ kgcm} \leq 17600000 \text{ kgcm (NOT OK) Digunakan}$$

$M_p$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$9098841.223 \leq 0.9 \times 17600000$$

$$9098841.223 \leq 15840000 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{13} = 49.429$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63.35$$

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

$$V_n = 0,6F_yA_wC_v = 0.6 \times 2500 \times 96.88 \times 1 = 145320 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$39399.505 \leq 145320 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 900 \text{ cm}$$

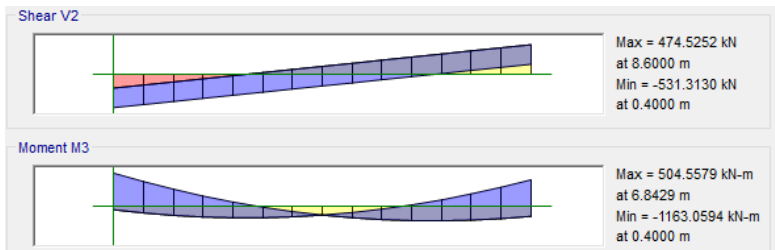
$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{900}{360} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0.188 \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.188 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

- b. Setelah komposit

Pada kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4. 27 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Setelah Komposit

Maka didapatkan :

Mmax : 51449.76906 kgm

Mmin : 118597.167 kgm

Vmax : 54177.98661 kg

### 1. Zona Momen Positif

Menghitung momen nominal

- Lebar efektif (SNI 1729:2015 Pasal I3.1.a)

$$B_{eff} \leq \frac{1}{8} L = \frac{1}{8} 900 = 112.5 \text{ cm}$$

$$B_{eff} \leq \frac{1}{2} S = \frac{1}{2} 300 = 150 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai  $B_{eff} = 112.5 \text{ cm}$

- Kriteria penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{14} = 49.429$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

$\lambda < \lambda_p$  (Penampang kompak), sehingga momen nominal dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

- Kontrol Momen

Pelat bondek ( $f'c = 30 \text{ MPa} = 305.91 \text{ kg/cm}^2$ )

Tb = 100 mm

Hr = 53 mm

tc = 47 mm

$$C1 = 0.85 f'c t_{plat} b_{eff} = 0.85 \times 300 \times 4.7 \times 112.5 \\ = 134831.3 \text{ kg}$$

$$C2 = A_s f_y = 243.4 \times 2500 = 608500 \text{ kg}$$

Karena  $C1 < C2$ , maka garis netral terletak pada baja

$$a = \frac{c}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_{eff}} = \frac{134831,3}{0,85 \cdot 300 \cdot 112,5} = 4,7 \text{ cm}$$

$$d1 = hr + t_{plat} - a/2 = 53 + 47 - 23,5 = 76,5 \text{ mm}$$

Gaya pada sayap profil  $P_f$

$$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30 \times 2,2 \times 2500 = 165000 \text{ kg}$$

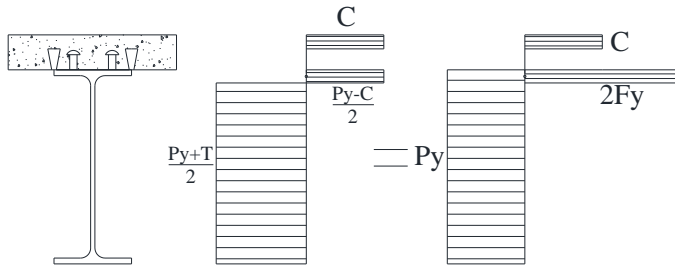
Gaya pada badan profil  $P_w$

$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \frac{608500 - 134831,3}{2} - 165000 = 71834,4 \text{ kg}$$

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot F_y} = \frac{71834,4}{1,4 \times 2500} = 20,52 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{(P_f \times 0,5 t_f) + (P_w (t_f + 0,5 a_w))}{P_f + P_w} = \frac{(165000 \times 0,5 \times 2,2) + (71834,4 (2,2 + 0,5 \times 20,52))}{165000 + 71834,4} = 4,55 \text{ cm}$$

$$d3 = \frac{1}{2} D = \frac{1}{2} 792 = 39,6 \text{ cm}$$



Gambar 4. 28 Distribusi Tegangan Plastik Daerah Momen Positif Balok Induk Melintang

$$C = 134831,25 \text{ kg}$$

$$T = 608500 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} Mn &= C (d_1 + d_2) + T (d_3 - d_2) \\ &= 134831,25 (7,65 + 4,546) + 608500 (39,6 - 4,546) \end{aligned}$$

$$= 22974651.4 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$51449.76906 \leq 0.9 \times 229746.51$$

$$51449.76906 \leq 206771.8626 \text{ kgm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{14} = 49.429$$

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

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

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

$$= 0.6 \times 2500 \times 96.88 \times 1 = 145320 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$54177.98661 \leq 145320 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 900 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{900}{360} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0.219 \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.219 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

## 2. Zona Momen negatif

Data tulangan negatif pelat:

Diameter = 8 mm

Luas Tulangan ( $A_r$ ) = 0.503 cm<sup>2</sup>

Jumlah tulangan =  $B_{eff}/\text{Jarak tulangan} = 112.5/30 = 3,75$

= 4 buah

selimut beton (c) = 20 mm

- Menghitung momen nominal  
 $T = n \cdot A_r \cdot f_y = 4 \times 0.503 \times 5000 = 10053,096 \text{ kg}$   
 $P_y = A_s f_y = 243.4 \times 2500 = 608500 \text{ kg}$

Gaya pada sayap profil  $P_f$

$$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30 \times 2.2 \times 2500 = 165000 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil

$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \frac{608500 - 10053,096}{2} - 165000 = 134223,45 \text{ kg}$$

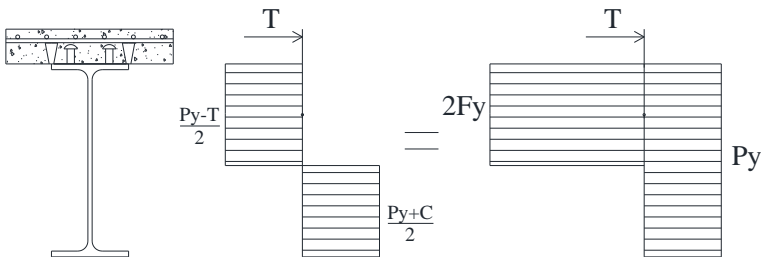
$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot f_y} = \frac{129196.9}{1.4 \times 2500} = 36.913 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{(P_f \times 0,5 t_f) + (P_w (t_f + 0,5 a_w))}{P_f + P_w}$$

$$= \frac{(165000 \times 0,5 \times 2,2) + (134223,45 (2,2 + 0,5 \times 36,913))}{165000 + 134223,45} = 10,19 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{1}{2} D = \frac{1}{2} 792 = 39.6 \text{ mm}$$

$$d_1 = h_r + t_{\text{plat}} - c = 5.3 + 4.7 - 2 = 8 \text{ cm}$$



Gambar 4. 29 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif Balok Induk Melintang

$$M_n = T (d_1 + d_2) + P_y (d_3 - d_2)$$

$$= 10053,096 (8 + 10,19) + 608500 (39.6 - 10,19)$$

$$= 18799854,53 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$118597.167 \leq 0.9 \times 18799854,53$$

$$118597.167 \leq 169198,6908 \text{ kgm (OK)}$$

### 3. Perencanaan Shear Connector (Stud)

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$f_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$R_g = 1 \text{ (digunakan plat deck)}$$

$$R_p = 0,75 \text{ (dilas pada pelat komposit)}$$

$$E_c = 4700\sqrt{F_c} = 4700\sqrt{30} = 25742.96 \text{ Mpa}$$

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{F_c \cdot E_c} = 0,5 \cdot 2.01 \cdot \sqrt{30 \times 25742.96}$$

$$= 8834.658 \text{ Kg}$$

$$R_g R_p A_{sa} F_u = 1 \times 0.75 \times 2.01 \times 4100 = 6182.65 \text{ kg}$$

Jumlah penghubung geser momen positif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{v'}{2Q_n} = \frac{134831.25}{2 \times 8834.658} = 10.9 = 12 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen positif adalah:

$$S_{min} = 6 \times d_s = 6 \times 1.6 = 9.6 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 8 \times t_{plat} = 8 \times 10 = 80 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{900}{8} = 75 \text{ cm}$$

Jumlah penghubung geser momen negatif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{v'}{2Q_n} = \frac{20106.192}{2 \times 8834.658} = 1.626 = 2 \text{ buah}$$

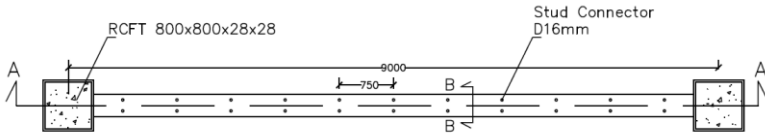
Jarak antar penghubung geser momen negatif adalah:

$$S_{min} = 6 \times d_s = 6 \times 1.6 = 9.6 \text{ cm}$$



$$S_{max} = 8 \times t_{plat} = 8 \times 10 = 80 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{900}{8} = 75 \text{ cm}$$



Gambar 4. 30 Shear Connector Balok Melintang

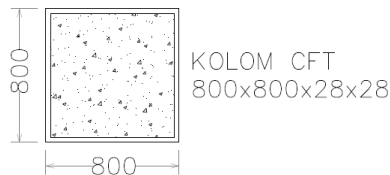
#### 4.4.3 Perencanaan Kolom CFT (Concrete Filled Tube)



Gambar 4. 31 Kolom yang Ditinjau

Direncanakan dengan menggunakan kolom komposit CFT (Concrete Filled Tube) 800x800x28 dengan memakai profil square hollow section dari brosur Continental Steel

H = 800 mm	$I_x = 1040000 \text{ cm}^4$	$A_s = 732 \text{ cm}^2$
B = 800 mm	$I_y = 1040000 \text{ cm}^4$	$E_s = 200000 \text{ Mpa}$
t = 28 mm	$Z_x = 26100 \text{ cm}^3$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$i_y = 30.3 \text{ cm}$	$Z_y = 26100 \text{ cm}^3$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
$i_x = 30.3 \text{ cm}$	$f_c' = 40 \text{ Mpa}$	



Gambar 4. 32 Penampang Kolom CFT HSS 800x800x28

Panjang kolom	: 4000mm
Tinggi balok induk	: 792 mm
Panjang bersih kolom	: $4000-729= 3208\text{mm}$

a. Gaya Dalam yang Bekerja

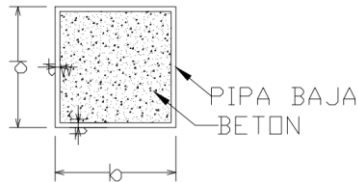
Gaya dalam pada kolom dan lantai didapatkan dengan program bantu ETABS seperti berikut ini:

1. Akibat kombinasi beban gravitasi maksimum (comb. gravitasi maksimum)
  - $P_u = P_{lt} = 855820.077 \text{ kg}$
  - $M_{ux} = M_{ntx} = 13819.52504 \text{ kgm}$
  - $M_{uy} = M_{nty} = 9562.165371 \text{ kgm}$
2. Akibat kombinasi beban gempa maksimum (comb. 1,2D±1,0E+L)
  - $P_u = P_{lt} = 819375.693 \text{ kg}$
  - $M_{ux} = M_{ltx} = 21255.80965 \text{ kgm}$
  - $M_{uy} = M_{lty} = 44612.60918 \text{ kgm}$
3. Gaya dalam pada lantai 1 (*output story forces* pada ETABS)
  - $P_{Story} = 21380259.53 \text{ kg}$

- Pmf = 16452565 kg
- Hx = 527617.5689 kg
- Hy = 522484.032 kg

b. Kontrol Penampang Kolom Komposit

1. Kontrol luas penampang minimum profil baja (SNI 1729-2015 Pasal I2.1a)



Gambar 4. 33 Ilustrasi Kolom Komposit

$$A_s = 1134 \text{ cm}^2 \text{ (dari brosur)}$$

$$\begin{aligned} A_c &= (b \times d) - A_s \\ &= (80 \text{ cm} \times 80 \text{ cm}) - 1134 \text{ cm}^2 \\ &= 5266 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

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

$$\frac{1134 \text{ cm}^2}{1134 \text{ cm}^2 + 5266 \text{ cm}^2} \geq 1\%$$

$$17.72\% > 1\% \text{ (OK)}$$

2. Kontrol Tebal Minimum Profil (SNI 1729-2002 Pasal 12.2.1 ayat 5)

$$t_{\min} = b \times \sqrt{\frac{f_y}{3E}} \leq 28 \text{ mm}$$

$$t_{\min} = 800 \times \sqrt{\frac{250}{3 \times 200000}} \leq 28 \text{ mm}$$

$$16.33 \text{ mm} \leq 28 \text{ mm (OK)}$$

c. Momen Nominal Kolom Komposit (SNI 1729-2015  
Tabel I11A)

1. Kontrol tekuk lokal struktur komposit menahan aksial tekan

$$\lambda < \lambda_p$$

$$\frac{b}{t} < 2.26 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{800}{28} < 2.26 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

$$28.57 < 63.922 \quad (\text{penampang kompak})$$

$$\text{maka } M_n = M_p = Z_x \cdot F_y$$

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 26100 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 = 652500 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot M_n = 0,9 \times 652500 \text{ kgm} = 587250 \text{ kgm}$$

Syarat :

$$\phi M_n > M_u$$

$$587250 > 44612.609 \text{ kgm (OK)}$$

2. Kontrol tekuk lateral

$$- L_b = \text{tinggi bersih kolom}$$

$$= 3208 \text{ mm} = 321 \text{ cm}$$

$$- L_p = 1.76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 1.76 \times 30.3 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

$$= 1508.343 \text{ cm}$$

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

Karena profil termasuk bentang pendek maka  $M_n =$

$$M_p = Z_x \cdot F_y$$

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 26100 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 = 652500 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot M_n = 0,9 \times 652500 \text{ kgm} = 587250 \text{ kgm}$$

Syarat :

$$\phi M_n > M_u$$

$$587250 > 44612.60918 \text{ kgm (OK)}$$

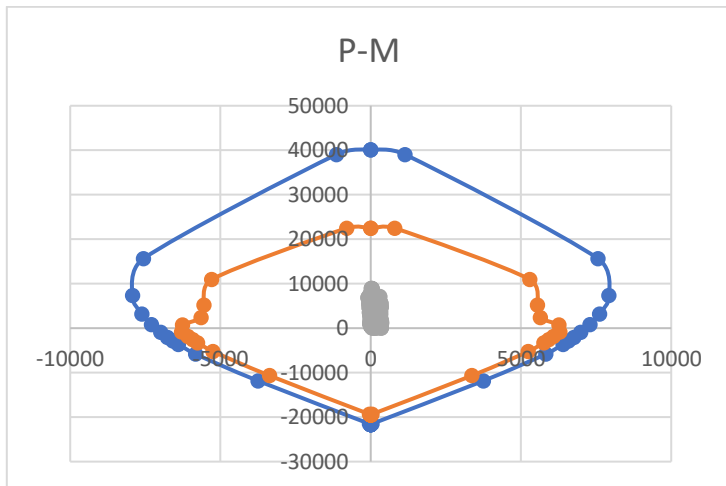
- d. Kuat Nominal Tekan Kolom Komposit (SNI 1729-2015  
Pasal I2. 2b ayat (c))

$$\begin{aligned}
 P_n &= P_p \\
 &= f_y \times A_s + C_2 \times f_c' \times (A_c + A_{sr} E_s/E_c) \\
 &= 2500 \times 1134 + 0,85 \times 400 \times (5266 + 0) \\
 &= 4625440 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Dimana,

$$C_2 = 0,85 \text{ (penampang persegi)}$$

- e. Perhitungan Interaksi Aksial Dan Momen Menggunakan Program Bantu Xtract



Gambar 4. 34 Interaksi Aksial dan momen dengan Xtract

Dengan menggunakan program bantu Xtract maka di dapatkan nilai :

$$P = 4012000 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} P \text{ reduksi} &= 2247000 \text{ Kg} \\ Mu &= 792700 \text{ Kgm} \\ Mu \text{ reduksi} &= 629200 \text{ Kgm} \end{aligned}$$

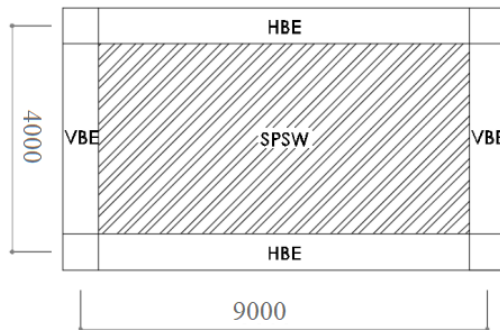
Dapat dilihat pada gambar 4.34 bahwa gaya-gaya ( $P$  dan  $Mu$ ) pada kolom tidak melebihi Grafik Interaksi Aksial dan momen dengan Xtract, Sehingga kolom CFT dengan Dimensi profil HSS 800x800x28 dapat digunakan.

#### 4.4.4 Perencanaan *Steel Plate Shear Wall (SPSW)*

##### 4.4.4.1 Desain *Steel Plate Shear Wall (SPSW)*

Dalam perhitungan dinding geser pelat baja, perlu dihitung juga pengaruhnya terhadap balok (HBE) dan kolom (VBE). Dari hasil analisis dengan program bantu ETABS didapatkan gaya geser pada dinding geser pelat baja sebesar :

$$\begin{aligned} Vu &= 47607.65163 \text{ kg} \\ \text{Mutu pelat} &= \text{BJ-37} \\ f_{y\text{pelat}} &= 240 \text{ Mpa} \\ f_{u\text{pelat}} &= 370 \text{ Mpa} \\ \text{Mutu profil} &= \text{BJ-41} \\ f_{y\text{profil}} &= 250 \text{ Mpa} \\ f_{u\text{profil}} &= 410 \text{ Mpa} \end{aligned}$$



Gambar 4. 35 Desain *Steel Plate Shear Wall*

Dimensi SPSW = 9 m x 4 m

- a. Tebal Dinding Geser (AISC:20 Steel Plate Shear Wall pers. 3-20)

Asumsi awal sudut Tarik SPSW  $30^\circ$  dari VBE

$$\emptyset V_n = 0,9 \times 0,42 \times f_y \times t_w \times L_{cf} \times \sin(2\alpha)$$

$$118693.23 \text{ kg} = 0,9 \times 0,42 \times 2400 \times t_w \times 820 \times \sin(2 \times 30^\circ)$$

$$t_w = 0,066 \text{ cm digunakan } t_w = 0,5 \text{ cm}$$

- b. Sudut Tarik Aktual Sesuai Ketebalan SPSW (AISC:20 Steel Plate Shear Wall pers. 2-1)

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w \cdot L}{2A_c}}{1 + t_w \cdot h \left[ \frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 \cdot I_c \cdot L} \right]}$$

$$= \tan^{-1} \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{0,5 \text{ cm} \times 900 \text{ cm}}{2 \times 5266 \text{ cm}^2}}{1 + 0,5 \text{ cm} \times 400 \text{ cm} \left( \frac{1}{243,4 \text{ cm}^2} + \frac{(400 \text{ cm})^3}{360 \times 1040000 \text{ cm}^4 \times 900 \text{ cm}} \right)}}$$

$$\alpha = 48.44^\circ \text{ memenuhi syarat } 30^\circ < \alpha < 55^\circ \text{ (OK)}$$

- a. Kekuatan geser aktual SPSW

$$\emptyset V_n = 0,9 \times 0,42 \times f_y \times t_w \times L_{cf} \times \sin(2\alpha)$$

$$\emptyset V_n = 0,9 \times 0,42 \times 2400 \times 0,5 \times 820 \times \sin(2 \times 48.44^\circ)$$

$$\emptyset V_n = 184634.345 \text{ kg} > 47607.65163 \text{ kg (OK)}$$

#### 4.4.4.2 Kontrol Desain Balok (HBE)

Balok untuk dinding geser direncanakan dengan profil WF

$800 \times 300 \times 14 \times 22$  :

$$W = 191 \text{ kg/m} \quad r = 28 \text{ mm} \quad h = d - 2(t_f + r)$$

$$A = 243.4 \text{ cm}^2 \quad Z_x = 7040 \text{ cm}^3 \quad = 692 \text{ mm}$$

$$d = 792 \text{ mm} \quad Z_y = 1027 \text{ cm}^3 \quad S_x = 6410 \text{ cm}^3$$

$b_f = 300 \text{ mm}$	$i_x = 32,3 \text{ cm}$	$S_y = 662 \text{ cm}^3$
$t_w = 14 \text{ mm}$	$i_y = 6.39 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 22 \text{ mm}$	$I_x = 254000 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 9930 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

Balok perlu dikontrol akibat adanya distribusi gaya dari *SPSW*.

a. Momen pada balok (*HBE*) akibat *SPSW*

$$M_u = \frac{q_u L_h^2}{8}$$

Menentukan nilai  $q_u$

$$q_u = R_y f_y (t_{w1} \cos^2 \alpha_1 - t_{w2} \cos^2 \alpha_2)$$

$$q_u = 1,5 \times 2500 \times (0,5 \times \cos^2 48,44^\circ - 0,5 \times \cos^2 48,44^\circ)$$

$$q_u = 0 \text{ kg/cm}$$

Panjang beban terbagi merata  $q_u$

$$L_h = L - 2 \left[ \frac{1}{2} (d_c + d_b) \right]$$

$$L_h = 900 \text{ cm} - 2 \left[ \frac{1}{2} (80 \text{ cm} + 79,2 \text{ cm}) \right]$$

$$L_h = 740,8 \text{ cm}$$

Jadi momen pada balok akibat *SPSW*

$$M_u = \frac{0 \times (740,8 \text{ cm})^2}{8}$$

$$= 0 \text{ kgm}$$

Momen diatas adalah momen akibat dari *SPSW* maka perlu ditambah dengan momen akibat beban gravitasi yang didapatkan dari ETABS.  $M_g = 1825.559 \text{ kgm}$

$$M_u = M_u + M_g$$

$$= 0 + 1825.559$$

$$= 1825.559 \text{ kgm}$$



- b. Gaya aksial pada balok (*HBE*)

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

$$P_{HBE(VBE)} = \sum \frac{1}{2} R_y \times f_y \times \sin^2(\alpha) \times t_w \times h$$

$$P_{HBE(VBE)} = \frac{1}{2} \times 1,5 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \times [(\sin^2(48.44^\circ \times 0.5 \text{ cm} \times 320.8 \text{ cm}) + [(\sin^2(48.44^\circ \times 0.5 \text{ cm} \times 320.8 \text{ cm})]$$

$$P_{HBE(VBE)} = 197144.849 \text{ kg}$$

$$P_{HBE(web)} = \frac{1}{2} R_y \times f_y \times [t_1 \sin(2\alpha_1) - t_{1+1} \sin(2\alpha_{1+1})] \times L_{cf}$$

Nilai  $[t_1 \sin(2\alpha_1) - t_{1+1} \sin(2\alpha_{1+1})] = 0$  dikarenakan dimensi SPSW antara lantai yang ditinjau dengan lantai atasnya sama.

$$P_{HBE(WEB)} = 0 \text{ kg}$$

Maka, nilai  $P_{HBE}$  pada balok akibat distribusi gaya dari *SPSW* adalah :

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

$$P_{HBE} = 197144.849 \text{ kg} \pm 0 \text{ kg}$$

$$P_{HBE} = 197144.849 \text{ kg}$$

Nilai  $P_{HBE}$  pada balok merupakan aksial tekan, sehingga perlu diperhitungkan dengan analisis orde kedua pendekatan.

$$C_m = 1$$

$$KL = 1 \times 900 = 900 \text{ cm}$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \times 2000000 \times 254000}{(900)^2} = 6183551.60 \text{ kg}$$

$$\beta_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_1}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$= \frac{1}{1 - \frac{197144.849}{6183551.60}} \geq 1$$

$$= 1.033 \geq 1$$

Karena nilai  $\beta_1 = 1.033$ , maka faktor perbesaran momen tersebut digunakan dalam perhitungan berikut:

$$\begin{aligned} M_r &= \beta_1 \times M_{nt} + \beta_2 \times M_{lt} \\ &= 1.033 \times 1825.559 \text{ kgm} \\ &= 1885.678 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- c. Gaya geser pada balok (*HBE*) akibat *SPSW*  
Gaya geser dihitung dengan sebagai berikut:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{ug}$$

Momen lentur balok,  $M_{pr}$ , dihitung dengan berdasarkan  $V_u$  balok yang telah diperlemah (*strength reduced*). Perlemahan diasumsikan 2/3 dari modulus penampang plastik balok.

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,1 \times R_y \times f_y \times Z_{RBS} \\ &= 1,1 \times 1,5 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \times (2/3 \times 7040 \text{ cm}^3) \\ &= 19360000 \text{ kgcm} \\ &= 193600 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Gaya aksial *HBE* pada sambungan mungkin digunakan untuk menghitung kekuatan lentur yang telah diperlemah pada sendi plastis.

$$\begin{aligned} P_y &= f_y A_g \\ &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 243.4 \text{ cm}^2 \\ &= 6085000 \text{ kg} \\ \frac{P_u}{P_y} &= \frac{197144.849 \text{ kg}}{6085000 \text{ kg}} \\ &= 0.324 > 0,2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr}^* &= \frac{9}{8} (M_{pr}) \left[ 1 - \frac{P_u}{P_y} \right] \\
 &= \frac{9}{8} (193600 \text{ kgm}) [1 - 0.324] \\
 &= 147236.0754 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$V_{ug}$  yang merupakan gaya geser akibat beban gravitasi merupakan hasil output ETABS.  $V_{ug} = 2258.187 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{2 \times 2258.187 \text{ kgm}}{7.408 \text{ m}} + 2258.187 \text{ kg} \\
 &= 15508,37 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300 \text{ mm}}{2 \times 22 \text{ mm}} = 6.82$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{250 \text{ Mpa}}} = 10.75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6.82 < 10.75 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692 \text{ mm}}{14 \text{ mm}} = 49.43$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{250 \text{ Mpa}}} = 106,349$$

$$\lambda \leq \lambda_p$$

$$49.43 < 106,349 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}
 M_p &= f_y \cdot Z_x \\
 &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 7040 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

$$= 17600000 \text{ kgcm} = 176000 \text{ kgm}$$

- Cek kemampuan penampang

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

$$0,9 \times 176000 \text{ kgm} \geq M_u$$

$$158400 \text{ kgm} \geq 1885.6782 \text{ kgm (OK)}$$

e. Kontrol Penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{692 \text{ mm}}{14 \text{ mm}} = 49.43;$$

$$2.24 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{250 \text{ Mpa}}} = 63.36$$

karena  $\frac{h}{tw} < 2.24 \sqrt{\frac{E}{fy}}$  maka  $\phi_v = 1$ , sehingga :

$$V_n = 0.6 \times fy \times Aw \times \phi_v$$

$$= 0.6 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \times (968.8) \times 1$$

$$= 1453200 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq Vu$$

$$0.9 \times 1453200 \text{ kg} > 15508,3736 \text{ kg}$$

$$1307880 \text{ kg} > 15508,3736 \text{ kg (OK)}$$

f. Kekuatan tekan balok (*HBE*)

$$L = 900 \text{ cm}$$

$$K_c = 1 \text{ (sendi-sendu)}$$

$$KL = 1 \times 900 = 900$$

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_{\min}}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2000000}{\left(\frac{1 \times 900}{6.39}\right)^2} = 4970.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_y}{f_e} = \frac{2500}{4970.22} = 0.503$$

karena  $\frac{f_y}{f_e} = 0.503 < 2,25$  maka  $f_{cr}$  ditentukan dengan:

$$\begin{aligned} f_{cr} &= f_y (0,658)^{\frac{f_y}{f_e}} = 2500 \text{ kg/cm}^2 \times (0,658)^{0.503} \\ &= 2025.389 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= f_{cr} \times A_g \\ &= 2025.389 \text{ kg/cm}^2 \times 243.4 \text{ cm}^2 \\ &= 492979.708 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,85 \times 492979.708 \text{ kg} \\ &= 443681.737 \text{ kg} > 197144.849 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

g. Interaksi aksial dan lentur balok (*HBE*)

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_r}{M_c} \right) < 1 \text{ (OK)}$$

$$\frac{197144.85 \text{ kg}}{443681.74 \text{ kg}} + \frac{8}{9} \left( \frac{1885.678 \text{ kgm}}{158400 \text{ kgm}} \right) = 0,455 < 1 \text{ (OK)}$$

h. Kontrol momen inersia balok (*HBE*) terhadap spsw

$$\begin{aligned} I_{HBE} &\geq 0,00307 \frac{t_w \times L^4}{h} \\ 254000 &\geq 0,00307 \frac{0 \times (900 \text{ cm})^4}{400 \text{ cm}} \\ 254000 &\geq 0 \text{ cm}^4 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

i. Kontrol ketebalan pelat badan balok (*HBE*)

$$\begin{aligned} t_{wHBE} &\geq \frac{t_w \times R_y \times f_y}{f_{yHBE}} \\ 1,4 &\geq \frac{0,5 \times 0,5 \times 2400}{2500} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1,4 &> 0.24 \text{ cm} \\ t_w &= 1,4 \text{ cm} > 0.24 \text{ cm (OK)} \end{aligned}$$

Balok  $800 \times 300 \times 14 \times 22$  aman digunakan untuk balok (*HBE*) komponen *SPSW*.

#### 4.4.4.3 Kontrol Kolom (VBE)

Kolom pada dinding geser direncanakan komposit CFT dengan profil HSS  $800 \times 800 \times 28 \times 28$  dengan mutu inti beton  $f_c = 40$  MPa dan tinggi kolom 400 cm. Data-data profil disajikan sebagai berikut :

H = 800 mm	$I_x = 1040000 \text{ cm}^4$	$A_s = 1134 \text{ cm}^2$
B = 800 mm	$I_y = 1040000 \text{ cm}^4$	$E_s = 200000 \text{ Mpa}$
t = 28 mm	$Z_x = 26100 \text{ cm}^3$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$i_y = 30.3 \text{ cm}$	$Z_y = 26100 \text{ cm}^3$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
$i_x = 30.3 \text{ cm}$	$f_c' = 40 \text{ Mpa}$	

a. Gaya aksial pada kolom (VBE)

$$\begin{aligned}
 P_u &= 7032.014 \text{ kg (akibat beban gravitasi)} \\
 E_m &= \sum [1/2 R_y \times f_y \times \sin(\alpha) \times t_w \times h] + \sum V_u \\
 E_m &= [1/2 \times 1,5 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \times \sin(48.44^\circ) \times 0,5 \text{ cm} \\
 &\quad \times 400 \text{ cm}] \times 2 + (19741.87 \times 2) \text{ kg} \\
 E_m &= 403311,4486 \text{ kg} \\
 P_{u \text{ total}} &= P_u + E_m \\
 &= 7032.014 \text{ kg} + 403311,4486 \text{ kg} \\
 &= 410343,4629 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Nilai  $P_{HBE}$  pada balok merupakan aksial tekan, sehingga perlu diperhitungkan dengan analisis orde kedua pendekatan.

$$C_m = 1$$

$$KL = 1 \times 400 = 400 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 P_{e1} &= \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \\
 &= \frac{\pi^2 \times 2000000 \times 1040000}{(400)^2} = 128174800 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\beta_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_1}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$= \frac{1}{1 - \frac{410343,4629}{128174800}} \geq 1$$

$$= 1.033 \geq 1$$

Karena nilai  $B_1 = 1,0013$ , maka faktor perbesaran momen tersebut digunakan dalam perhitungan momen.

b. Momen pada kolom (*VBE*) akibat *SPSW*

Momen lentur akibat dari tarikan dinding geser (*SPSW*) pada sambungan.

$$M_{VBE(web)} = R_y \times f_y \times \sin^2(\alpha) \times t_w \times \left(\frac{hc^2}{12}\right)$$

$$= 1,5 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \times \sin^2(48,44^\circ) \times 0,5 \text{ cm} \times \frac{(400 \text{ cm})^2}{12}$$

$$= 16387768 \text{ kgcm} = 163877,68 \text{ kgm}$$

Momen lentur pada kondisi kolom (*VBE*) mengalami tekan.

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

$$M_{pb1} = \frac{M_{pr}}{1.1R_y} + V_{ush}$$

$$= \frac{6453333.33}{1,1 \times 0,5} + [15508,47 \times \left(\frac{79.2}{2} + \frac{80}{2}\right)]$$

$$= 12967799,87 \text{ kgcm}$$

$$= 129677,9987 \text{ kgm}$$

$$P_y = f_y A_g$$

$$= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 1134 \text{ cm}^2$$

$$= 2835000 \text{ kg}$$

$$P_u = \frac{1}{2} P_{HBE(web)}$$

$$= 0,5 \times 0$$

$$= 0$$

$$\frac{P_u}{P_y} = \frac{0}{1830000} = 0 < 0,2$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr}^* &= (M_{pr}) \left[ 1 - \frac{1}{2} \frac{P_u(HBE)}{P_y} \right] \\
 &= (6453333.333 \text{ kgcm}) \times \left[ 1 - \frac{1}{2} \frac{197144,85}{2835000} \right] \\
 &= 6228952,13 \text{ kgm} \\
 M_{pb2} &= \frac{M_{pr}}{1.1 R_y} + V_{ush} \\
 &= \frac{6228952,13}{1,1 \times 1,5} + \left[ 2258.19 \times \left( \frac{80}{2} \right) \right] \\
 &= 114156,9498 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{VBE(HBE)} &= \frac{1}{2} \sum M_{pb} \\
 &= 0,5 \times (133047.8622 + 118236.6081) \\
 &= 125642.2351 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= M_{VBE(web)} + M_{VBE(HBE)} \\
 &= 163877,68 \text{ kgm} + 125642.2351 \text{ kgm} \\
 &= 285795,1543 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Karena nilai  $B_1 = 1,0032$ , maka faktor perbesaran momen tersebut digunakan dalam perhitungan berikut:

$$\begin{aligned}
 M_r &= \beta_1 \times M_{nt} + \beta_2 \times M_{lt} \\
 &= 1,0032 \times 285795,1543 \text{ kgm} \\
 &= 286713,0478 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

c. Gaya geser pada kolom ( $V_{BE}$ ) akibat  $SPSW$

$$\begin{aligned}
 V_{VBE(web)} &= \frac{1}{2} R_y \times f_y \times \sin^2(\alpha) \times t_w \times h \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,5 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \times [\sin^2(48.443^\circ) \times \\
 &\quad 0,5 \text{ cm} \times 400 \text{ cm}] \\
 &= 245816,52 \text{ kg} \\
 V_{VBE(HBE)} &= \sum \frac{1}{2} \frac{M_{pc}}{h_c} = \frac{1}{2} \left( \frac{285795,1543}{4} \right) \\
 &= 35724,39428 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Gaya geser total adalah :



$$\begin{aligned}
 V_u &= V_{VBE(HBE)} + V_{VBE(web)} \\
 &= 35724,39428 \text{ kg} + 245816,52 \text{ kg} \\
 &= 281540,9143 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

d. Kontrol kekuatan tekan kolom komposit (*VBE*)

Pada struktur dinding geser (*SPSW*) inti beton menggunakan beton dengan kuat tekan  $f_c = 40 \text{ MPa}$

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{800}{2 \times 28} = 14,29$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,26 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{250 \text{ Mpa}}} = 63,922$$

$$\lambda < \lambda_p = 14,29 < 63,922 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 P_n &= f_y A_s + C_2 f'_c (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}) \\
 &= 2500 \times 1134 + 0,85 \times 400 (5266 + 0 \frac{200000}{29725,41}) \\
 &= 4625440 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$P_n > P_u$$

$$4625440 \text{ kg} > 410343,4629 \text{ (OK)}$$

e. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{800 \text{ mm}}{28 \text{ mm}} = 28,57$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{k_v f_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{250 \text{ Mpa}}} = 63,36$$

$$\text{karena } \frac{h}{tw} < 2,24 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

maka  $C_v = 1$ ; sehingga

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

$$= 0,6 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 2240 \times 1$$

$$= 3360000 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \emptyset V_n & \geq V_u \\ 0,9 \times 3360000 \text{ kg} & > 104472.356 \text{ kg} \\ 281540,9143 \text{ kg} & > 104472.356 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

- f. Interaksi aksial dan lentur kolom (*VBE*)

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_r}{M_c} \right) < 1 \text{ (OK)}$$

$$\frac{410343,46 \text{ kg}}{4162896 \text{ kg}} + \frac{8}{9} \left( \frac{180508,4 \text{ kgm}}{6525000 \text{ kgm}} \right) = 0,138 < 1 \text{ (OK)}$$

#### 4.4 Perencanaan Sambungan

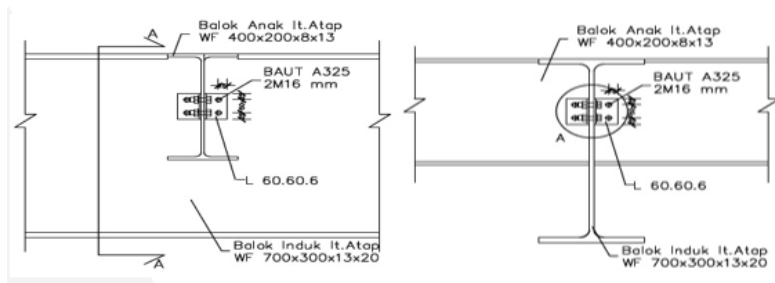
##### 4.4.1 Sambungan Balok Anak dan Balok Induk Atap

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 7283.909 kg,

Dimensi balok anak WF 400x200x8x13

Dimensi balok induk WF 700x300x13x20

Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan baut ukuran M16;  $A_b = 2,01 \text{ cm}^2$ .



Gambar 4. 36 Sambungan Balok Anak dan Induk pada atap

- a. Sambungan siku dengan balok anak:

$$\emptyset \text{ baut} = \text{M16 (} A_b = 2.01 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Mutu baut A325 (} F_{nv} = 4570 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot R_n &= \emptyset \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 4570 \cdot 2.01 \cdot 2 \\ &= 13782.795 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 25 - 0,5 (16 + 1,5) = 16.25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 16.25 \cdot 0,8 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,6 \cdot 0,8 \cdot 4100 \\ &= 6396 \text{ kg} \leq 12595.2 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

$$\emptyset \cdot R_n = 0,75 \cdot 6396 = 4797 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 7283.909 / 4797 = 1.51 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M16.

- b. Sambungan siku dengan balok induk:

$$\emptyset \text{ baut} = \text{M16 (} A_b = 2.01 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Mutu baut A325 (} F_{nv} = 4570 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot R_n &= \emptyset \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 4570 \cdot 2.01 \cdot 2 \\ &= 13782.795 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 25 - 0,5 (16 + 1,5) = 16.25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 16.25 \cdot 1,2 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,6 \cdot 1,2 \cdot 4100 \\ &= 9594 \text{ kg} \leq 18892.8 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

$$\emptyset \cdot R_n = 0,75 \cdot 9594 = 7195.5 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 7283.909 / 7195.5 = 1.01 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M16

## c. Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S1)} &= 1,5\text{db s/d (4tp+100) atau 150 mm} \\ &= 24 \text{ mm s/d 124 mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S2)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 22 \text{ mm s/d 72 mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S2} = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak baut : (S)} &= 3\text{db s/d 15tp atau 200 mm} \\ &= 48 \text{ mm s/d 90 mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S} = 50 \text{ mm}$$

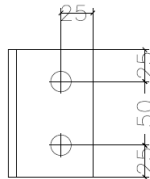
## d. Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60 x 60 x 6

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

Kontrol Runtuh Tarik

$$\begin{aligned} \text{\textcircled{O} lubang} &= 16 \text{ mm} + 1.5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 17.5 \text{ mm} = 1.75 \text{ cm} \end{aligned}$$



Gambar 4. 37 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk

Luas bidang geser

$$\begin{aligned} A_g &= L \times t_{\text{siku}} \\ &= (2 \times S1 + (n-1) S) \times t_{\text{siku}} \\ &= (2 \times 25 \text{ mm} + (2-1) 50 \text{ mm}) \times 6 \text{ mm} \\ &= 600 \text{ mm}^2 = 6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}}$$

$$\begin{aligned}
 &= (L - n \times \text{Ø lubang}) \times \text{tsiku} \\
 &= (100 \text{ mm} - 2 \times 17.5 \text{ mm}) \times 6 \text{ mm} \\
 &= 390 \text{ mm}^2 = 3.9 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\text{Ø Pu} = \text{Ø} \times \text{Ag} \times \text{fy} = 0,9 \times 6 \times 2500 = 13500 \text{ kg}$$

Kuat putus Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\text{Ø Pu} = \text{Ø} \times \text{An} \times \text{fu} = 0,75 \times 3.9 \times 4100 = 11992.5 \text{ kg}$$

**(Menentukan)**

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\text{ØPu} = 2 \times 11992.5 = 23985 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2 \text{Ø Pu} \rightarrow 7283.909 \text{ kg} < 23985 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

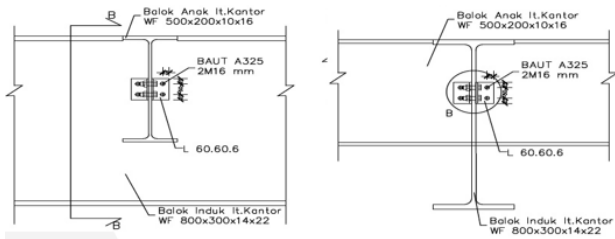
#### 4.4.2 Sambungan Balok Anak dan Balok Induk Lantai Kantor

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 11247.228 kg,

Dimensi balok anak WF 500x200x10x16

Dimensi balok induk WF 800x300x14x22.

Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan baut ukuran M16;  $A_b=2,01 \text{ cm}^2$ .



Gambar 4. 38 Sambungan Balok Anak dan Induk pada lantai kantor

- a. Sambungan siku dengan balok anak:

$$\emptyset \text{ baut} = \text{M16} (A_b = 2.01 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut A325} (F_{nv} = 4570 \text{ kg/cm}^2)$$

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot R_n &= \emptyset \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 4570 \cdot 2.01 \cdot 2 \\ &= 13782.795 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 25 - 0,5 (16 + 1,5) = 16.25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 16.25 \cdot 1 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot 4100 \\ &= 7995 \text{ kg} \leq 15744 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

$$\emptyset \cdot R_n = 0,75 \cdot 7995 = 5996.25 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 11247.23 / 5996.25 = 1.88 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M16.

- b. Sambungan siku dengan balok induk:

$$\emptyset \text{ baut} = \text{M16} (A_b = 2.01 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut A325} (F_{nv} = 4570 \text{ kg/cm}^2)$$

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot R_n &= \emptyset \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 4570 \cdot 2.01 \cdot 2 \\ &= 13782.795 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 25 - 0,5 (16 + 1,5) = 16.25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 16.25 \cdot 1.2 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,6 \cdot 1.2 \cdot 4100 \\ &= 9594 \text{ kg} \leq 18892.8 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

$$\emptyset \cdot R_n = 0,75 \cdot 9594 = 7195.5 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 11247.23 / 7195.5 = 1.56 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M16

## c. Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S1)} &= 1,5db \text{ s/d } (4tp+100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 24 \text{ mm s/d } 124 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S2)} &= \text{Tabel J3.4 s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 22 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S2} = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak baut : (S)} &= 3db \text{ s/d } 15tp \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 48 \text{ mm s/d } 90 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S} = 50 \text{ mm}$$

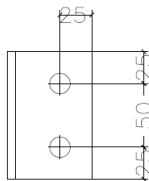
## d. Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60 x 60 x 6

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

Kontrol Runtuh Tarik

$$\begin{aligned} \text{\textcircled{O} lubang} &= 16 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 17,5 \text{ mm} = 1,75 \text{ cm} \end{aligned}$$



Gambar 4. 39 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak lantai kantor dengan Balok Induk

Luas bidang geser

$$\begin{aligned} A_g &= L \times t_{\text{siku}} \\ &= (2 \times S1 + (n-1) S) \times t_{\text{siku}} \\ &= (2 \times 25 \text{ mm} + (2-1) 50 \text{ mm}) \times 6 \text{ mm} \\ &= 600 \text{ mm}^2 = 6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}}$$

$$\begin{aligned}
 &= (L - n \times \text{Ø lubang}) \times \text{tsiku} \\
 &= (100 \text{ mm} - 2 \times 17.5 \text{ mm}) \times 6 \text{ mm} \\
 &= 390 \text{ mm}^2 = 3.9 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\text{Ø Pu} = \text{Ø} \times \text{Ag} \times \text{fy} = 0,9 \times 6 \times 2500 = 13500 \text{ kg}$$

Kuat putus Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\text{Ø Pu} = \text{Ø} \times \text{An} \times \text{fu} = 0,75 \times 3.9 \times 4100 = 11992.5 \text{ kg}$$

(Menentukan)

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\text{ØPu} = 2 \times 11992.5 = 23985 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2 \text{Ø Pu} \rightarrow 11247.23\text{kg} < 23985 \text{ kg} \text{ (**OK**)}$$

#### 4.4.3 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

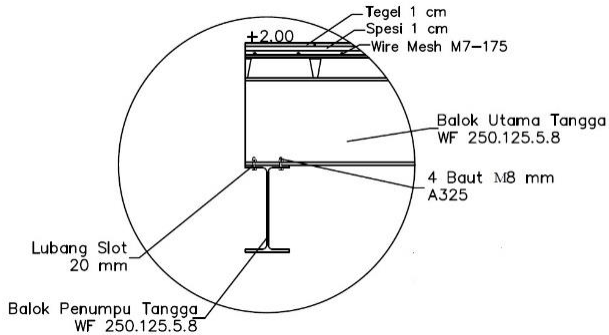
Sambungan antara balok tangga utama dengan balok penumpu tangga direncanakan sebagai perletakan rol. Sambungan ini di desain hanya untuk menerima beban geser dan momen dari balok utama tangga.

Dimensi balok utama tangga WF 250x125x5x8 berada diatas balok penumpu tangga

Dimensi balok penumpu tangga WF 250x125x5x8

Untuk sambunganya dipasang 4 baut ukuran M8 dengan lubang slot sepanjang  $2,5d_b = 20 \text{ mm}$ .





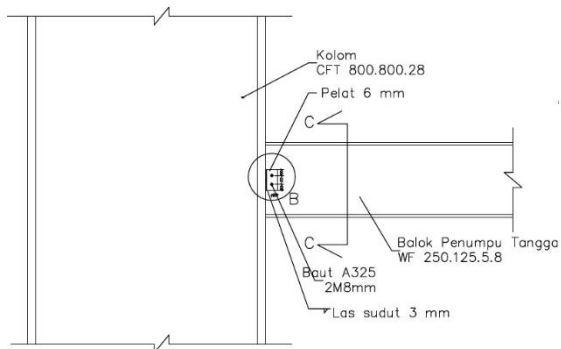
Gambar 4. 40 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

#### 4.4.4 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar 2302.346 kg,

Dimensi balok penumpu tangga WF 250x125x5x8

Dimensi kolom CFT 800x800x28.



Gambar 4. 41 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

- a. Sambungan balok penumpu tangga dengan pelat:  
Profil pelat 6 mm

$$\text{baut} = \text{M8}; A_s = 0,502 \text{ cm}^2$$

$$\text{Mutu baut A325 } (F_{nv}=4570\text{kg/cm}^2)$$

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned} \emptyset.R_n &= \emptyset \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 4570 \cdot 0,502 \cdot 1 \\ &= 1722,8 \text{ kg (Menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 20 - 0,5(8+1,5) = 15,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 15,25 \cdot 0,5 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot 4100 \\ &= 3751,5 \text{ kg} \leq 3936 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

$$\emptyset.R_n = 0,75 \cdot 3751,2 = 2813,6 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} n &= V_u / \emptyset V_n \\ &= 2209,513 / 1722,8 \\ &= 1,282 \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Dipasang 2 buah baut M8.

b. Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : } (S_1) &= 1,5db \text{ s/d } (4tp+100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 12 \text{ mm s/d } 124 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai } S_1 = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : } (S_2) &= 1,5db \text{ atau Tabel J3.4 s/d } 12tp \text{ atau } 150 \\ &\text{ mm} \end{aligned}$$

$$= 12 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai } S_2 = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak baut : } (S) &= 3db \text{ s/d } 15tp \text{ atau } 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$= 24 \text{ mm s/d } 90 \text{ mm}$$

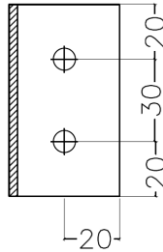
$$\text{Pakai } S = 30 \text{ mm}$$

c. Kontrol kekuatan pelat penyambung

Tebal pelat penyambung 6 mm

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\begin{aligned}\varnothing \text{ lubang} &= 8 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm} \text{ (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 9,5 \text{ mm} = 0,95 \text{ cm}\end{aligned}$$



Gambar 4. 42 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Penumpu  
Tangga dengan Kolom

Luas bidang geser

$$\begin{aligned}A_g &= L \times t_{\text{siku}} \\ &= (2 \times S1 + (n-1) S) \times t_{\text{siku}} \\ &= (2 \times 20 \text{ mm} + (2-1) 30 \text{ mm}) \times 6 \text{ mm} \\ &= 420 \text{ mm}^2 = 4.2 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{nv} &= L_{nv} \times t_{\text{siku}} \\ &= (L - n \times \varnothing \text{ lubang}) \times t_{\text{siku}} \\ &= (70 \text{ mm} - 2 \times 9.5 \text{ mm}) \times 6 \text{ mm} \\ &= 306 \text{ mm}^2 = 3.06 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\varnothing P_u = \varnothing A_g f_y = 0,9 \cdot 4,2 \cdot 2500 = 9450 \text{ kg}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\varnothing P_u = \varnothing A_n f_u = 0,75 \cdot 3,06 \cdot 4100 = 9409,5 \text{ kg}$$

(Menentukan)

Syarat:

$$V_u \leq \varnothing P_u \rightarrow 2302.346 \text{ kg} < 9409,5 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

d. Sambungan Las Kolom dengan Pelat

Direncanakan las dengan  $t_e = 1 \text{ cm}$

Panjang Pelat ( $d_{\text{plat}}$ ) = 7 cm

Mutu las yang digunakan  $F_{E70xx}$

$$\begin{aligned} A_{we} &= t_e \cdot (d_{\text{plat}}) \\ &= 1 \times (7) \\ &= 7 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{2302.346}{7} = 328.907 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset F_{nw} = \emptyset \times 0,6 \times F_{EXX} = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{328.907}{2214,45} = 0,149 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,149}{0,707} = 0,21 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga  $a_{\text{min}} = 3 \text{ mm}$

Maka dipakai las sudut dengan tebal 3 mm.

#### 4.4.5 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

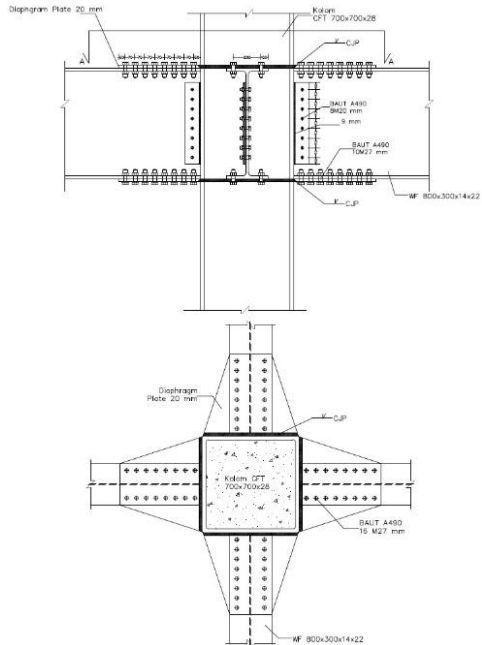
Direncanakan sambungan antar balok induk – kolom sebagai *rigid connection*, yang mana tumpuan pada balok induk terletak sebagai tumpuan yang diberi pelat pengaku.

Balok Induk = WF 800 x 300 x 14 x 22

Kolom = CFT 800 x 800 x 28

Mutu Las = FE<sub>90xx</sub>

Mutu baut A490 ( $F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ )



Gambar 4. 43 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

- a. Perhitungan gaya geser pada sambungan  
Akibat kapasitas balok induk

$$\begin{aligned} M_U &= 1,1 \times R_y \times Z_x \times F_y \\ &= 1,1 \times 1,5 \times 7040 \times 2500 \\ &= 29040000 \text{ kgcm} = 290400 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 2 \times M_u/L \\ &= 2 \times 29040000/900 \\ &= 64533.33 \text{ kg} \end{aligned}$$

Akibat beban kombinasi

Dari program ETABS, diperoleh  $V_u$  akibat beban kombinasi adalah sebesar :

$$V_{u2} = 49181.75232 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_u \text{ total} &= 64533.33 + 49181.752 \\ &= 113715.0857 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Sambungan geser pada badan balok

Pelat tebal 11 mm

baut = M20;  $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ( $F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ )

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 5790 \cdot 3,14 \cdot 1 \\ &= 13642,4 \text{ kg (Menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$l_c = 50 - 0,5(20 + 1,5) = 39,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 39,25 \cdot 1,1 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2 \cdot 1,1 \cdot 4100 \\ &= 21242,1 \text{ kg} \leq 21648 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 21242,1 = 15931,575 \text{ kg}$$

$n = V_u / \phi V_n = 113715,0857 / 13642,4 = 7,687 \approx 8$  buah  
Dipasang 8 buah baut dengan ukuran M20.

Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak ke tepi}(S_1) &= 1,5 \text{ db s.d. } (4t_p + 100 \text{ mm}) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 30 \text{ mm s.d. } 144 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai } S_1 = 50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak ke tepi}(S_2) &= \text{Tabel J3.4 s/d } 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 26 \text{ mm s.d. } 132 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai } S_2 = 50 \text{ mm}$$

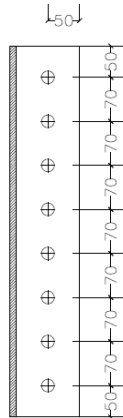
$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut } (S) &= 3 \text{ db s.d. } 15 t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 60 \text{ mm s.d. } 165 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai } S = 70 \text{ mm}$$

Kontrol kekuatan siku penyambung

$\emptyset$  lubang = 20 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)

$$= 21,5 \text{ mm} = 2,15 \text{ cm}$$



Gambar 4. 44 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok Induk

Luas bidang geser

$$\begin{aligned} A_g &= L \times t_{\text{siku}} \\ &= (2 \times S_1 + (n-1) S) \times t_{\text{pelat}} \\ &= (2 \times 50 \text{ mm} + (8-1) 70 \text{ mm}) \times 11 \text{ mm} \\ &= 6490 \text{ mm}^2 = 64.90 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{nv} &= L_{nv} \times t_{\text{siku}} \\ &= (L - n \times \emptyset \text{ lubang}) \times t_{\text{pelat}} \\ &= (590 \text{ mm} - 8 \times 21,5 \text{ mm}) \times 11 \text{ mm} \\ &= 4598 \text{ mm}^2 = 45.98 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_g f_y = 0,9 \cdot 64.90 \cdot 2500 = 146025 \text{ kg}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\emptyset Pu = \emptyset An fu = 0,75 \cdot 45.98 \cdot 4100 = 141388.5 \text{ kg}$$

(Menentukan)

Syarat:

$$V_u \leq \emptyset Pu \rightarrow 113715.0857 \text{ kg} < 141388.5 \text{ kg (OK)}$$

- c. Sambungan geser pada kolom  
 Direncanakan las dengan  $t_e = 1 \text{ cm}$   
 Panjang Pelat (d plat) = 59 cm  
 Mutu las yang digunakan  $F_{E90xx}$

$$\begin{aligned} A_{we} &= t_e \cdot (d_{\text{plat}}) \\ &= 1 \times (59) \\ &= 59 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{104866.94}{59} = 1927.374 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset F_{nw} = \emptyset \times 0,6 \times F_{EXX} = 0,7 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 = 2847.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{\text{total}}}{F_{nw}} = \frac{1777.406}{2847.15} = 0,677 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,624}{0,707} = 0,957 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga  $a_{\text{min}} = 5 \text{ mm}$  dan menurut pasal J2.2b.b ukuran maksimum las sudut didapatkan  $a_{\text{max}} = 11 - 2 = 9 \text{ mm}$ .

Maka dipakai las sudut dengan tebal 10 mm.

- d. Sambungan pada diaphragm plat dengan kolom
- $$Pu = \frac{Mu}{D_{\text{balok}}} = \frac{29040000}{80 - 2 \times 2.2} = 384126.98 \text{ kg}$$
- Kekuatan rencana las tumpul
- $$t_e = 2 \text{ cm}$$



$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 \times 2 = 5694,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nBM} = 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 2 = 3690 \text{ kg/cm}^2$$

(menentukan)

Luas las tumpul

$$A_1 = t_e \cdot d_{plat}$$

$$= 2 \times 80 = 160 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{384126.98}{160} = 2400.794 \text{ kg/cm}^2 \leq F_{nBM}$$

$$= 2400.794 \text{ kg/cm}^2 \leq 3690 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

e. Sambungan pada diaphragm plat dengan sayap balok

Plate tebal 20 mm

baut = M27;  $A_s = 5,722 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ( $F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ )

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\emptyset \cdot R_n = \emptyset \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m$$

$$= 0,75 \cdot 5790 \cdot 5,722 \cdot 1$$

$$= 24863,2 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$l_c = 50 - 0,5(27+1,5) = 35,75 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 35,75 \cdot 2 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 27 \cdot 2 \cdot 4100$$

$$= 35178 \text{ kg} \leq 53136 \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset \cdot R_n = 0,75 \cdot 35178 = 26383,5 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 384126.98 / 24863,2 = 15.45 \approx 16 \text{ buah}$$

Dipasang 16 buah baut dengan ukuran M27.

Kontrol jarak baut

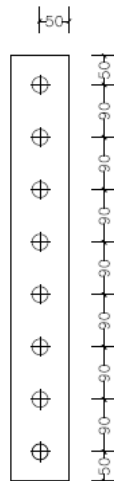
$$\text{Jarak ke tepi}(S_1) = 1,5 \text{ db s.d. } (4t_p + 100 \text{ mm}) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$= 40.5 \text{ mm s.d. } 144 \text{ mm}$$

Pakai S1 = 50 mm  
 Jarak ke tepi ( $S_2$ ) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm  
 = 34 mm s.d. 132 mm  
 Pakai S2 = 50 mm  
 Jarak antar baut ( $S$ ) = 3 db s.d 15 tp atau 200 mm  
 = 81 mm s.d 165 mm  
 Pakai S = 100 mm

Kontrol kekuatan siku penyambung

$\emptyset$  lubang = 27 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)  
 = 28,5 mm = 2,85 cm



Gambar 4. 45 Detail Sambungan Diaphragm Plat dengan Sayap Balok

Luas bidang geser

$$\begin{aligned}
 A_g &= L \times t_{\text{siku}} \\
 &= (2 \times S1 + (n-1) S) \times t_{\text{plat}} \\
 &= (2 \times 50 \text{ mm} + (8-1) 90 \text{ mm}) \times 20 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 14600 \text{ mm}^2 = 146 \text{ cm}^2 \\
 A_{nv} &= L_{nv} \times t_{\text{siku}} \\
 &= (L - n \times \varnothing \text{ lubang}) \times t_{\text{pelat}} \\
 &= (730 \text{ mm} - 8 \times 28,5 \text{ mm}) \times 20 \text{ mm} \\
 &= 10040 \text{ mm}^2 = 100,40 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\varnothing P_u = \varnothing A_g f_y = 0,9 \cdot 146 \cdot 2500 = 328500 \text{ kg}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\varnothing P_u = \varnothing A_n f_u = 0,75 \cdot 100,40 \cdot 4100 = 308730 \text{ kg}$$

(Menentukan)

Terdapat 2 pelat sehingga

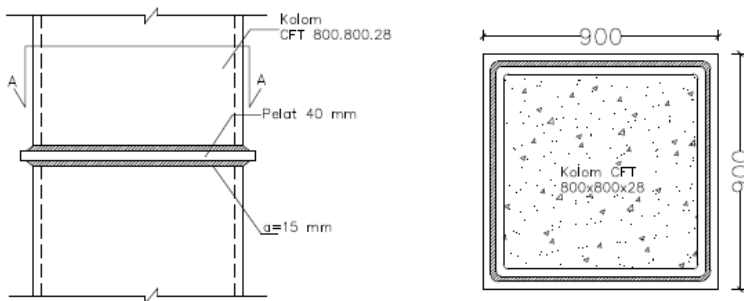
$$2\varnothing P_u = 2 \cdot 308730 = 617460 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\varnothing P_u \rightarrow 384126,98 \text{ kg} < 617460 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

#### 4.4.6 Sambungan Antar Kolom

Sambungan menggunakan las sudut dengan mutu  $F_{E100XX}$  dan digunakan pelat tambahan dengan tebal 40 mm. Profil kolom yang digunakan yaitu HSS 800x800x28.



Gambar 4. 46 Sambungan Kolom dengan Kolom

Gaya-gaya yang bekerja pada sambungan adalah akibat dari beban gravitasi dan beban seismik komponen vertikal.

Gaya Aksial pada Sambungan

$$P_u = 410343,4629 \text{ kg}$$

Momen pada Sambungan

$$M_u = 285795,1543 \text{ kgm}$$

Gaya Geser pada Sambungan

$$V_u = 35724,39428 \text{ kg}$$

Direncanakan:

$$t_{\text{pelat}} = 40 \text{ mm}$$

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

Kuat Las =  $F_{E100XX}$  (pengelasan dilakukan pada 1 sisi *single plate*)

$$A_{we} = 4 \times (1 \times 80) = 320 \text{ cm}^2$$

$$I_p = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(80+80)^3}{6} = 682666.667 \text{ cm}^4$$

$$S = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 80 \times 80 + \left(\frac{80^2}{3}\right) = 8533.33 \text{ cm}^3$$

Akibat  $P_u$

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u}{S}$$

$$f_v = \frac{410343,4629}{320} + \frac{285795,1543}{8533.33} = 3202,765 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat  $V_u$

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{35724,39428}{320} = 111,639 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_y)^2}$$

$$= \sqrt{(111,639)^2 + (3202,765)^2} = 3204,71 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,3 \times 1 = 3163,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{3204,71}{3163,5} = 1,013 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{1,013}{0,707} = 1,4 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las

$$t_{plat} = 40 \text{ mm}, a \text{ min} = 8 \text{ mm}$$

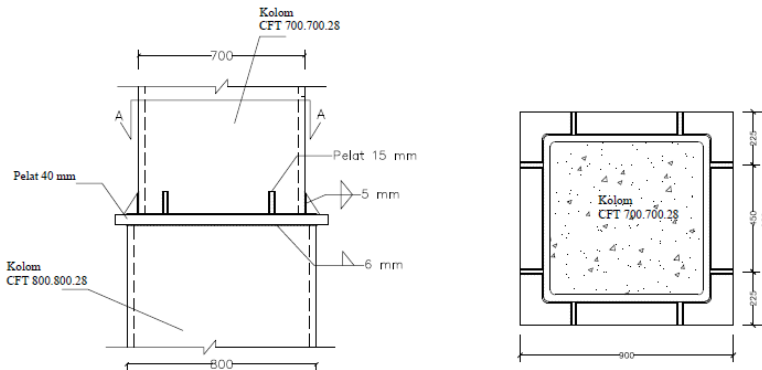
$$a_{eff} = \frac{0,6 \times f_u \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E100xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 4}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 100 \times 70,3}$$

$$a_{eff} = 1.6498 \text{ cm}$$

Digunakan las sudut dengan  $a = 1,5 \text{ cm}$

#### 4.4.7 Sambungan Antar Kolom Dimensi Beda

Sambungan kolom dengan kolom yang memiliki beda dimensi direncanakan menggunakan sambungan las penetrasi penuh serta pelat landas sabagai penyambung antar kolomnya. Kolom yang ditinjau adalah kolom lantai 5 dan 6.



Gambar 4. 47 Sambungan Antar Kolom Dimensi Beda

Gaya-gaya yang bekerja pada sambungan adalah akibat dari beban mati dan beban seismik akibat komponen vertikal. Sambungan ditempatkan pada posisi tengah dari ketinggian lantai dengan perhitungan sebagai berikut :

a. Perhitungan gaya dalam

Gaya dalam yang bekerja di dapatkan dari hasil output desain ETABS dengan nilai sebagai berikut :

$$Mu = 11755.128 \text{ kgm}$$

$$Vu = 5349.88 \text{ kg}$$

$$Pu = 424763.638 \text{ kg}$$

Gaya Tarik (Tu) :

$$Tu = \frac{Mu}{dc} \pm Pu$$

$$Tu = \frac{11755.128}{0.7} \pm 424763.638$$

b. Perhitungan sambungan

- Sambungan las pada kolom

Direncanakan kekuatan las tumpul penetrasi penuh dengan mutu las Fe100xx :

Tegangan Putus Las  $F_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$

Tebal las ( $t_e$ ) = 0,6 cm

$$l_w = d_c \times 4 \\ = 70 \text{ cm} \times 4 = 280 \text{ cm}$$

$$A_w = t_e \times l_w \\ = 0.6 \times 280 \\ = 168 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset R_n = 0,8 \times F_u \times A_w \\ = 0,8 \times 5000 \times 168 \\ = 672000 \text{ kg}$$

- Kontrol interaksi geser dan Tarik

$$\left(\frac{Vu}{\emptyset R_n}\right)^2 + \left(\frac{Tu}{\emptyset R_n}\right)^2 \leq 1$$

$$\left(\frac{5349.88}{672000}\right)^2 + \left(\frac{11755.128}{672000}\right)^2 \leq 1$$

$$0.432 \leq 1 \quad \text{(OK)}$$

c. Perhitungan dimensi pelat landas

- Kuat tumpu kolom

Asumsikan kuat tumpu yang berpengaruh adalah bagian beton, karena Kolom yang direncanakan adalah kolom komposit CFT. Maka perhitungan Kuat Tumpu Beton :

$$\begin{aligned} f_{p\max} &= \phi_c \times 0,85 \times f_c' \\ &= 0,65 \times 0,85 \times 40 \text{ MPa} \\ &= 22,1 \text{ MPa} \\ &= 221 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_p &= \frac{P_u}{B \times N} = 424763.638 / (80 \times 80) \\ &= 66.37 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

*Persyaratan :*

$$\begin{aligned} f_p &\leq f_{p\max} \\ 66.37 &\leq 221 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

- Kuat perlu landas

Kuat Perlu Pelat Landas ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{pl} &= 0,5 \times f_p \times l^2 \\ &= 0,5 \times 66.37 \times 15^2 \\ &= 7466,548 \text{ kg.cm/cm} \end{aligned}$$

Dimana, nilai l diambil terbesar dari  $\lambda_n'$  dengan perumusan sebagai berikut :

$$\lambda_n' = \frac{1}{4} \lambda \sqrt{d \cdot b f} = 15 \text{ cm}$$

maka, ketebalan pelat landas yang dibutuhkan dapat ditentukan dengan perumusan sebagai berikut :

$$t_p > \sqrt{\frac{4M_{pl}}{\phi f_y}}$$

$$t_p > 3.64 \text{ cm}$$

sehingga tepal pelat landas ( $t_p$ ) direncanakan sebesar 40 mm atau 4 cm

d. Perhitungan pelat pengaku

- Dimensi pelat pengaku

Sambungan pada pelat pengaku menggunakan las sudut dengan perencanaan kuat nominal sambungan sebagai berikut :

$$t_p = 15 \text{ mm}$$

$$P_{\text{pelat}} = 100 \text{ cm}$$

Persyaratan 1 :

$$t_s > 0.5 t_f$$

$$t_s > 0.5 \times 28$$

$$15 \text{ mm} > 14 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

Persyaratan 2 :

$$\frac{b_s}{t_s} \leq 0.65 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\frac{100}{15} \leq 0.65 \sqrt{\frac{200000}{250}}$$

$$6.67 \text{ mm} \leq 15.8 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

- Kuat sambung las

Sambungan pada pelat pengaku menggunakan las sudut dengan perencanaan kuat nominal sambungan sebagai berikut :

$$\text{Tegangan Putus Las } F_{e100xx} = 7030 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$a = 5 \text{ mm}$$



$$\begin{aligned}
 A_w &= 2 \times (0,707 \times w) \times l_{we} \\
 &= 2 \times (0,707 \times 0,5) \times 10 \\
 &= 7,07 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{nw} &= 0,6 \times F_{E100xx} \\
 &= 0,6 \times 7030 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 4218 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

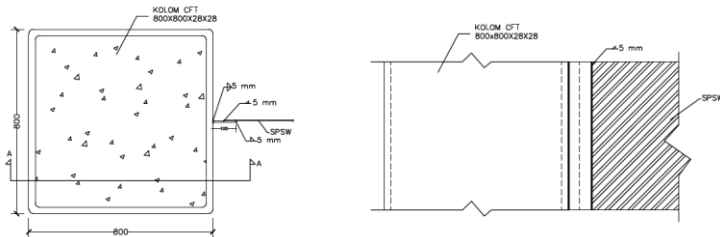
$$\begin{aligned}
 \emptyset R_n &= 0,75 \times F_{nw} \times A_w \\
 &= 0,75 \times 4218 \times 7,07 \\
 &= 22365,95
 \end{aligned}$$

Cek Persyaratan Desain :

$$\begin{aligned}
 V_u &< \emptyset R_n \\
 5349,88 \text{ kg} &< 22365,95 \text{ kg (OK)}
 \end{aligned}$$

#### 4.4.8 Sambungan *Stell Plate Shear Wall (SPSW)*

Sambungan direncanakan menggunakan Tipe las yang digunakan adalah las sudut. Dengan las FE100XX. Pengelasan dilakukan pada elemen balok (HBE) dan kolom (VBE).



Gambar 4. 48 Sambungan SPSW

- a. Sambungan las sudut pada balok (HBE)

Digunakan las dengan mutu  $F_{E100XX}$

$$\begin{aligned}
 W_{HBE} &= \frac{R_y f_y \cos(\alpha) t_w \sqrt{2}}{\theta 0,6 F_{E100xx} (1 + 0,5 \cos^{1,5} \alpha)} \\
 &= \frac{1,5 \times 2500 \times \cos(48,443^\circ) \times 0,5 \times \sqrt{2}}{0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,33 (1 + 0,5 \cos^{1,5} 48,443^\circ)} \\
 &= 0,438 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$= 5 \text{ mm}$$

Ketebalan las minimum untuk kondisi di plat tertipis  $t = 5$  mm yaitu 5 mm. jadi digunakan las dengan tebal 5 mm

b. Sambungan las sudut pada kolom (VBE)

Digunakan las dengan mutu  $F_{E100XX}$

$$\begin{aligned} W_{HBE} &= \frac{R_y f_y \sin(\alpha) t_w \sqrt{2}}{\theta 0,6 F_{E100xx} (1 + 0,5 \sin^{1,5} \alpha)} \\ &= \frac{1,5 \times 2500 \times \sin(48,443^\circ) \times 0,5 \times \sqrt{2}}{0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,33 (1 + 0,5 \sin^{1,5} 48,443^\circ)} \\ &= 0,474 \text{ cm} \\ &= 5 \text{ mm} \end{aligned}$$

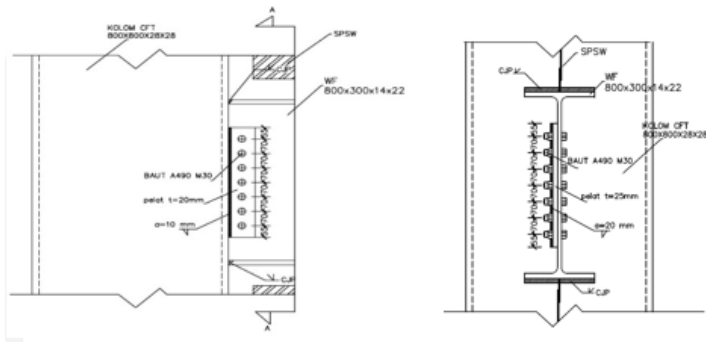
Ketebalan las minimum untuk kondisi di plat tertipis  $t = 5$  mm yaitu 5 mm. jadi digunakan las dengan tebal 5 mm

#### 4.4.9 Sambungan Balok (HBE) dengan Kolom (VBE) pada Steel Plate Shear Wall (SPSW)

Dimensi profil HCB 800x300x14x22

Dimensi kolom VBE profil CFT 800x800x28

Mutu inti beton yang digunakan  $f'c = 40$  MPa pada SPSW



Gambar 4. 49 Sambungan HBE dan VBE

- a. Gaya yang bekerja pada sambungan  
Gaya geser yang bekerja pada sambungan

$$V_u = 15508,37 \text{ kg (Hasil ETABS)}$$

Gaya geser kapasitas penampang

$$V_u = \frac{2(1,1R_y f_y Z_x)}{L}$$

$$= \frac{2(1,1 \times 1,5 \times 2500 \times 7040)}{900}$$

$$= 64533,33 \text{ kg}$$

$$V_u \text{ total} = 15508,37 + 64533,33$$

$$= 80041,71 \text{ kg}$$

Gaya aksial yang bekerja pada sambungan

$$P_{\text{HBE(VBE)}} = 197144,849 \text{ kg}$$

$$N_{\text{coll}} = 47607,65163 \text{ kg (gaya geser SPSW)}$$

Gaya aksial yang diterima sambungan :

$$N_u = N_{\text{coll}} - P_{\text{HBE(VBE)}}$$

$$= 197144,849 - 47607,65163$$

$$= -149537,1974 \text{ kg}$$

$$N_u = N_{\text{coll}} + P_{\text{HBE(VBE)}}$$

$$= 197144,849 + 47607,65163$$

$$= 244752,5006 \text{ kg (menentukan)}$$

Karena gaya aksial bersifat Tarik dan tekan maka diambil nilai maksimal

- b. kontrol leleh pada pelat sambungan

$$\text{Mutu baja pelat sambungan} = \text{BJ 41}$$

$$\text{Diameter baut} = 30 \text{ mm}; A_b = 7,07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ketebalan pelat sambungan} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang pelat sambung} = 530 \text{ cm}$$

$$\text{Kontrol panjang tekuk } Kl/r < 20 ; f_{cr} = f_y$$

Dipasang 2 plat

$$\begin{aligned}\emptyset_y V_n &= 0,6 \times F_y \times t \times L \\ &= 0,6 \times 2500 \times 2,5 \times 53 \\ &= 198750 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\emptyset_c N_n &= 0,9 \times F_y \times t \times L \\ &= 0,9 \times 2500 \times 2,5 \times 53 \\ &= 298125 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\left(\frac{Vu}{\emptyset_y V_n}\right)^2 + \left(\frac{Nu}{\emptyset_c N_n}\right)^2 \leq 1$$

$$\begin{aligned}\left(\frac{80041,71}{198750}\right)^2 + \left(\frac{244752,5006}{298125}\right)^2 &\leq 1 \\ 0,8361 &\leq 1 \quad \text{(OK)}\end{aligned}$$

c. Kontrol Patah pada pelat sambung

$$\begin{aligned}A_{nv} &= A_g - n(d_b + 2 \text{ mm}) t \\ &= (2,5 \times 53) - 7(3 + 0,15) 2,5 \\ &= 77,375 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\emptyset_y V_n &= 0,75 \times 0,6 \times F_u \times A_{nv} \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 77,375 \\ &= 142756,875 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\left(\frac{Vu}{\emptyset_y V_n}\right)^2 + \left(\frac{Nu}{\emptyset_c N_n}\right)^2 \leq 1$$

$$\begin{aligned}\left(\frac{80041,71}{142756,875}\right)^2 + \left(\frac{244752,5006}{298125}\right)^2 &\leq 1 \\ 0,988364461 &\leq 1 \quad \text{(OK)}\end{aligned}$$

d. Kontrol Geser Baut

$$\begin{aligned}\sqrt{Vu^2 + Nu^2} &= \sqrt{80041,71^2 + 244752,5006^2} \\ &= 257508,1774 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\emptyset R_n &= \emptyset n F_{nv} A_b \\ &= 0,75 \times 7 \times 5790 \times 7,07 \times 2 \\ &= 429734,53 \text{ kg} > 257508,1774 \text{ kg} \quad \text{(OK)}\end{aligned}$$

## e. Kontrol Kuat tumpu baut

Untuk komponen vertikal, baut bagian bawah

$$1,2 L_c = 1,2 \times (5,5 - 1,575) \\ = 4,71 \text{ cm}$$

$$2,4 D_b = 2,4 \times 3 \\ = 7,2 \text{ cm} > 4,71 \text{ cm}$$

Kontrol Kuat Tumpu

$$\begin{aligned} \emptyset R_n &= \emptyset 1,2 L_c \cdot F_u \\ &= 0,75 \times 1,2 \times 3.925 \times 3 \times 4100 \\ &= 36208,125 \text{ kg} \end{aligned}$$

Untuk komponen vertikal baut sisanya

$$1,2 L_c = 1,2 \times (7 - 1,575) \\ = 6,51 \text{ cm}$$

$$2,4 D_b = 2,4 \times 3 \\ = 7,2 \text{ cm} > 6,51 \text{ cm}$$

Kontrol Kuat Tumpu

$$\begin{aligned} \emptyset R_n &= \emptyset 1,2 L_c \cdot F_u \\ &= 0,75 \times 1,2 \times 5.425 \times 2 \times 4100 \\ &= 50045,625 \text{ kg} \end{aligned}$$

Untuk kelompok baut vertikal

$$\begin{aligned} \emptyset R_{nv} &= (36208,125 + (6 \times 50045,625)) \times 1 \\ &= 336481,875 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset R_{nh} &= 7 \times 36208,125 \\ &= 253456,875 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\left( \frac{Vu}{\emptyset R_{nv}} \right)^2 + \left( \frac{Nu}{\emptyset R_{nh}} \right)^2 \leq 1$$

$$\left( \frac{80041,71}{336481,875} \right)^2 + \left( \frac{244752,5006}{253456,875} \right)^2 \leq 1 \\ 0,98908 \leq 1$$

**(OK)**

## f. Kontrol Ukuran Las

Pengelasan dilakukan sepanjang kedua sisi pelat sambung dengan ketebalan las  $w = 2$  cm dan mutu las

$F_{E100xx}$

$$\begin{aligned} A_{we} &= w \times l_{we} \\ &= 2 \times 53 \\ &= 106 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Untuk komponen vertikal

$$\begin{aligned} F_{nv} &= 0,6 \times F_{E100xx} (1 + 0,5 \sin^{1,5}\theta) \\ &= 0,6 \times 100 \times 70,33 \times (1 + 0,5 \sin^{1,5} 0) \\ &= 4218 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset R_{nv} &= 0,75 \times F_{nv} \times A_{we} \\ &= 0,75 \times 4218 \times 106 \\ &= 335331 \text{ kg} \end{aligned}$$

Untuk komponen horizontal

$$\begin{aligned} F_{nh} &= 0,6 \times F_{E100XX} (1 + 0,5 \sin^{1,5}\theta) \\ &= 0,6 \times 100 \times 70,33 \times (1 + 0,5 \sin^{1,5} 90) \\ &= 6327 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset R_{nh} &= 0,75 \times F_{nh} \times A_{we} \\ &= 0,75 \times 6327 \times 106 \\ &= 502996,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\left( \frac{Vu}{\emptyset R_{nv}} \right)^2 + \left( \frac{Nu}{\emptyset R_{nh}} \right)^2 \leq 1$$

$$\left( \frac{80041,71}{335331} \right)^2 + \left( \frac{244752,5006}{502996,5} \right)^2 \leq 1$$

$$0,294 \leq 1$$

**(OK)**

- g. Momen yang bekerja pada sambungan

$$\begin{aligned} M_u &= 1,1 R_y Z_b (F_y - (P_{HBE}/Ag)) \\ &= 1,1 \times 1,5 \times 7040 \times (2500 - (197144,849/243.4)) \\ &= 19631476,72 \text{ kgcm} \\ &= 196314,7672 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Akibat adanya momen, sayap balok bagian atas akan menerima tarik sebesar

$$\begin{aligned} T_u &= \frac{M_u}{d} \\ T_u &= \frac{196314,7672}{0.792} = 247872,1808 \text{ kg} \end{aligned}$$

- h. Kontrol ukuran las terhadap momen

Pengelasan dilakukan menggunakan las tumpul dengan mutu  $F_{E100xx}$  dengan tebal las  $w = 2 \text{ cm}$ .

$$\begin{aligned} A_{we} &= w \times l_{we} \\ &= 2 \times 30 \\ &= 60 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{nh} &= 0,75 F_{nw} A_{we} \\ &= 0,75 \times 100 \times 70,33 \times 60 \\ &= 336350 \text{ kg} > 247872,1808 \text{ kg} \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

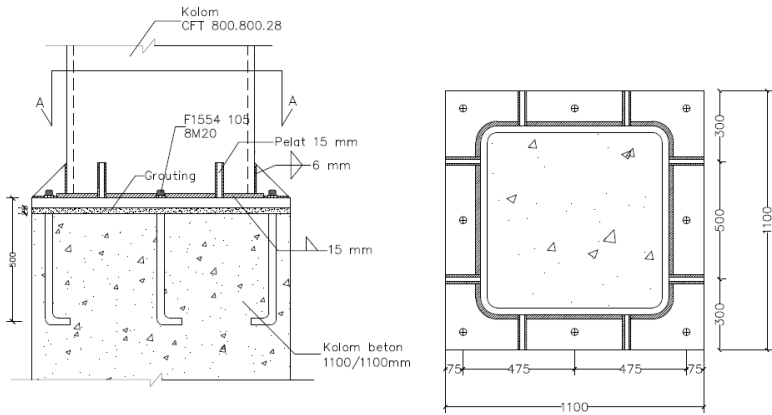
#### 4.4.10 Sambungan Kolom dengan *Base Plate*

Perencanaan *base plate* menggunakan *fixed plate* untuk profil CFT 800x800x28 dengan data sebagai berikut:

$$H = 1100 \text{ mm}$$

$$B = 1100 \text{ mm}$$

$$t_p = 40 \text{ mm}$$



Gambar 4. 50 Sambungan Kolom dengan *Base Plate*

Dari hasil program bantu didapat gaya-gaya yang bekerja adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} P_u &= 224700 \text{ kg} \\ M_{ux} &= 21255.810 \text{ kg.m} \\ M_{uy} &= 44612.609 \text{ kg.m} \\ V_u &= 35231.11 \text{ kg} \end{aligned}$$

a. Perencanaan sambungan pada *base plate*

Direncanakan las sudut pada daerah yang diarsir pada profil kolom.

Dimisalkan  $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A_{las} = 4 \times (1 \times 80) = 320 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(b + d)^3}{6} = \frac{(80 + 80)^3}{6} = 682666.667 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{(b + d)^3}{6} = \frac{(80 + 80)^3}{6} = 682666.667 \text{ cm}^4$$

$$S_x = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 80 \times 80 + \left(\frac{80^2}{3}\right) = 8533.3 \text{ cm}^3$$



$$S_y = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 80 \times 80 + \left(\frac{80^2}{3}\right) = 8533.3 \text{ cm}^3$$

- Akibat  $P_u$

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} + \frac{M_u y}{S_y}$$

$$f_v = \frac{224700}{320} + \frac{21255.810}{8533.3} + \frac{44612.609}{8533.3}$$

$$f_v = 1474.083 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat  $V_u$

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{35231.11}{320} = 110.097 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(f_v)^2 + (f_h)^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{(1474.083)^2 + (110.097)^2}$$

$$= 1478.189 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,3 \times 1 = 3163.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{1478.189}{3163.5} = 0.467 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0.467}{0,707} = 0.661 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las

$$t_{plat} = 40 \text{ mm}, a \text{ min} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{eff} = \frac{0,6 \times f_u \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E100xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 4}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 100 \times 70,3}$$

$$a_{eff} = 1.65 \text{ cm}$$

Digunakan las sudut dengan  $a = 1.5 \text{ cm}$

b. Perhitungan *base plate*

Periksa eksentrisitas gaya:

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{44612.609}{224700} = 16.854 \text{ cm}$$

$$1/6 h = 1/6 \cdot 110 = 18.33 \text{ cm} < e = 16.854 \text{ cm}$$

Karena  $1/6 h > e$ , maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga tidak perlu memasang gaya angkur (dipasang angkur praktis).

Direncanakan diameter baut : 20 mm = 2 cm

$$h' \geq we + c1$$

$$we = \text{jarak baut ke tepi} = 2 \cdot db = 2 \cdot 2 = 4 \text{ cm}$$

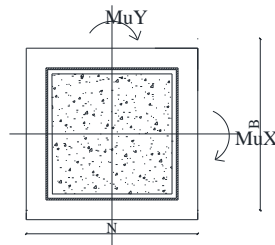
$$c1 = \text{jarak minimum untuk kunci} = 27/16 \cdot 2 = 3.375 \text{ cm}$$

$$h' \geq 4 + 3.375 = 7.375 \text{ cm}$$

$$h \geq H - 0,5 \cdot h' = 110 - 0,5 \cdot 7.375 = 105.8125 \text{ cm}$$

$$B = 110 \text{ cm}$$

c. Perencanaan akibat beban sumbu X



Gambar 4. 51 Arah Beban Sumbu X Pada Base Plate

- Akibat beban  $P_u$

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{224700}{110 \cdot 110} = 18.57 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat beban  $M_u$

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_u}{B \cdot N^2} = \frac{6 \cdot 2125581}{110 \cdot 110^2} = 9,582 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan maksimal

$$f_p \text{ max} = f_{pa} + f_{pb}$$

$$\begin{aligned}
 &= 18.57 + 9,582 \\
 &= 28.152 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

- Tekanan yang dapat diterima kolom  
 $f_p \text{ avail} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,90 \times 0,85 \times 40 = 306 \text{ Mpa}$   
 $f_p \text{ avail} = 306 > f_{p_{max}} = 28.152 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$

- Menentukan  $M_{upl}$  pada sejarak  $m$  setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{110 - 0,95 \cdot 80}{2} = 17 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left( f_{p_{max}} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left( \frac{m^2}{2} \right) + \left( 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left( \frac{m^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = \left( 28.152 - 2 \times 9,582 \times \frac{17}{110} \right) \cdot \left( \frac{17^2}{2} \right) +$$

$$\left( 2 \times 9,582 \times \frac{17}{120} \right) \cdot \left( \frac{17^2}{3} \right)$$

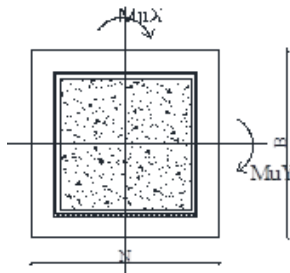
$$M_{upl} = 3925.329 \text{ kg.cm/cm}$$

- Menentukan tebal *base plate*

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

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{0,9 \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 3925.329}{0,9 \cdot 2500}} = 2,641 \text{ cm} < 4 \text{ cm (OK)}$$

- d. Perencanaan akibat beban sumbu Y



Gambar 4. 52 Arah Beban Sumbu Y Pada Base Plate

- Akibat beban Pu

$$f_{pa} = \frac{Pu}{B \cdot N} = \frac{224700}{110 \cdot 110} = 18,57 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat beban Mu

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot Mu}{B \cdot N^2} = \frac{6 \cdot 44612 \cdot 609}{110 \cdot 110^2} = 20,111 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan maksimal

$$\begin{aligned} f_{p \text{ max}} &= f_{pa} + f_{pb} \\ &= 18,57 + 20,111 \\ &= 38,681 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- Tekanan yang dapat diterima kolom

$$\begin{aligned} f_{p \text{ avail}} &= \emptyset \cdot 0,85 \cdot f'c = 0,90 \times 0,85 \times 40 = 30,6 \text{ Mpa} \\ f_{p \text{ avail}} &= 306 > f_{p \text{ max}} = 38,681 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

- Menentukan  $M_{upl}$  pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{110 - 0,95 \cdot 80}{2} = 17 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left( f_{p \text{ max}} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left( \frac{m^2}{2} \right) + \left( 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left( \frac{m^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = \left( 38,681 - 2 \times 20,11 \times \frac{17}{110} \right) \cdot \left( \frac{17^2}{2} \right) +$$

$$\left( 2 \times 20,11 \times \frac{17}{110} \right) \cdot \left( \frac{17^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = 5290,013 \text{ kg.cm/cm}$$

- Menentukan tebal *base plate*

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

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{0,9 \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 5290,013}{0,9 \times 2500}} = 3,067 \text{ m} < 4 \text{ cm (OK)}$$

## e. Perencanaan pelat pengaku

Pelat pengaku direncanakan seperti dengan dengan balok yang menerima beban momen dari pelat landas

Tebal pelat pengaku minimum ( $t_s$ )

$$t_s \geq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 0,5 \times 2,8 = 1,4 \text{ cm}$$

Tebal pelat pengaku ( $t_s$ ) = 1,5 cm dengan las minimum ( $a=6\text{mm}$ )

## f. 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):

$$\begin{aligned} \emptyset.R_n &= \emptyset \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 7240 \cdot 3,14 \cdot 1 \\ &= 17058,85 \text{ kg (Menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\begin{aligned} \ell_c &= 50 - 0,5 (20+1,5) = 39,25 \text{ mm} \\ R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 3,925 \cdot 4 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 4100 \\ &= 77244 \text{ kg} \leq 78720 \text{ kg (OK)} \\ \emptyset.R_n &= 0,75 \cdot 77244 = 57933 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat rencana Tarik

$$\begin{aligned} T_d &= 0,75 \cdot F_{nt} \cdot A_b \\ &= 0,75 \times 7240 \times 3,14 \\ &= 17058,85 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jumlah baut

$$n = Vu / \emptyset Vn = 35231 / 17058,85 = 2.065 \approx 8 \text{ buah}$$

Dipasang 8 baut angkur M20 mm mutu F1554 Grade 105 untuk menjaga stabilitas struktur.

- Panjang baut angkur (panjang penyaluran struktur Tarik)

$$\frac{ld}{bd} = \frac{3fy.\alpha.\beta.\lambda}{5\sqrt{f'c}} = \frac{3.250.1.1.1}{5\sqrt{40}}$$

$$\begin{aligned} ld &= 23.717 \times db \\ &= 23.717 \times 2 \\ &= 47,43 \text{ cm } m \end{aligned}$$

Maka panjang angkur yang dibutuhkan 50 cm.

#### 4.4.11 Sambungan *Shearwall Basement* dan HBE

Sambungan ini diperuntukan agar gaya yang terjadi di HBE bisa tersalurkan pada shearwall beton. Sambungan ini menggunakan baut angkur M25 F1554 grade 105.

$$\emptyset \text{baut} = 25 \text{ mm (Ab} = 4,90 \text{ cm}^2\text{); A490 (F}_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2\text{)}$$

$$f_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$$

$$Vu = 316766.89 \text{ kg (gaya shearwall)}$$

$$m = 1$$

$$\text{tebal flange} = 22 \text{ mm}$$

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \emptyset.Rn &= \emptyset \cdot F_{nv} \cdot Ab \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 7240 \cdot 4,90 \cdot 1 \\ &= 26640,93 \text{ kg (Menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$l_c = 10 - 0,5 (2,5 + 0,15) = 8,675$$

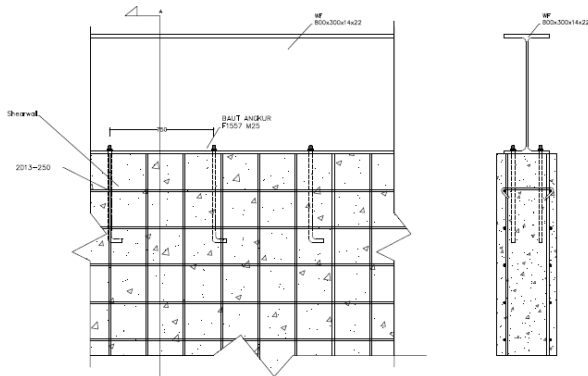
$$\begin{aligned} \emptyset.Rn &= 1,2 \cdot 8,675 \cdot 2,2 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2,5 \cdot 2,2 \cdot 4100 \\ &= 93898.2 \text{ kg} \leq 54120 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\emptyset.Rn = 0,75 \cdot 54120 = 40590 \text{ kg}$$

Dipakai  $\emptyset.Rn = 26640,93 \text{ kg}$

$$n = \frac{Vu}{\emptyset.Vn} = \frac{316766.89}{26640,93} = 11.89 \approx 12 \text{ buah}$$

Dipasang 12 buah baut angkur M25.



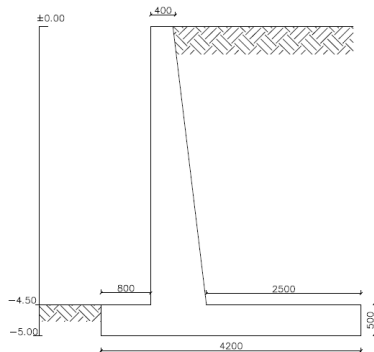
Gambar 4. 53 Sambungan HBE dan *Shearwall* basement

## 4.5 Perencanaan Struktur Bawah

### 4.5.1 Perencanaan Basement

#### 4.5.1.1 Perencanaan Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah diperlukan untuk menahan gaya horizontal yang bekerja antar konstruksi penahan dengan massa tanah yang ditahan



Gambar 4. 54 Tampak Samping Dinding Penahan Tanah

$$\gamma_{\text{sat}} = 1.657 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{air}} = 1 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = 1 - 1.657 = 0.657 \text{ t/m}^3$$

$$\theta = 31^\circ$$

$$c' = 1.4 \text{ t/m}^2$$

- Tekanan Aktif Tanah

$$\sigma v'(0) = q + \gamma' x h = 0 + 0.657 x 0 = 0 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma v'(-5) = \sigma v_1 + \gamma' x h = 0 + 0.657 x 5 = 3.2857 \text{ t/m}^2$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 - \frac{31}{2} \right) = 0.32$$

$$\sigma h'(0) = (\sigma v' x K_a) - (2 x c' x \sqrt{K_a})$$

$$\sigma h'(0) = 0 - (2 x 1.4 x \sqrt{0.32}) = -1.584 = 0 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma h \text{ total } (0) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} x h = 0 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma h'(-5) = (\sigma v' x K_a) - (2 x c' x \sqrt{K_a})$$

$$\sigma h'(-5) = (3.2857 x 0.32) - (2 x 1.4 x \sqrt{0.32}) = 0.155 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma h \text{ total } (-5) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} x h = 0.155 + 1 x 5 = 5.155 \text{ t/m}^2$$

- Tekanan Pasif Tanah

$$\sigma v'(-0.5) = \gamma' x h = 0.657 x 0 = 0 \text{ t/m}^2$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 + \frac{31}{2} \right) = 3.12$$

$$\sigma h'(0) = (\sigma v' x K_p) + (2 x c' x \sqrt{K_p})$$

$$\sigma h'(0) = 0 + (2 x 1.4 x \sqrt{3.12}) = 4.946 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma h \text{ total } (0) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} x h = 4.946 \text{ t/m}^2$$



$$\sigma h'(-0.5) = (\sigma v' x Kp) + (2xc'x\sqrt{Kp})$$

$$\sigma h'(-0.5) = (0.329 \times 3.12) + (2 \times 11.4 \times \sqrt{3.12}) = 5.97 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h \text{ total } (-0.5) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 5.97 + 1 \times 0.5 = 6.97 \text{ t/m'}$$

Dinding penahan tanah direncanakan dengan dimensi seperti pada gambar 4.55 dan harus mampu menahan geser dan guling.

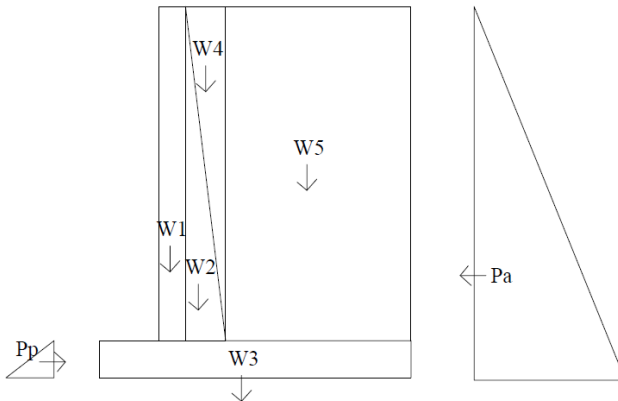
- Kontrol Guling

- Akibat tekanan aktif tanah

$$Pa = \frac{1}{2} \times \sigma h \times h = \frac{1}{2} \times 5.155 \times 5 = 12.89 \text{ t}$$

$$Mo = \frac{1}{3} \times h \times Pa = \frac{1}{3} \times 5 \times 12.89 = 21.481 \text{ tm}$$

- Akibat berat penahan tanah dan tanah



Gambar 4. 55 Sketsa Beban Dinding Penahan Tanah

Tabel 4. 13 Perhitungan Momen Dinding Penahan Tanah

Berat (t)	Jarak (m)	Momen (tm)
$W1 = (2,4) (4,5) (0,4) = 4,32$	1	4,32
$W2 = (2,4) (4,5) (0,5) (0,5) = 2,7$	1,367	3,69
$W3 = (2,4) (0,5) (4,2) = 5,04$	2,1	10,58
$W4 = (1,657) (4,5) (0,5) (0,5) = 1,864$	1,533	2,86
$W5 = (1,657) (4,5) (2,5) = 18,64$	2,95	55
<b>Total = 32,567</b>		<b>76,45</b>

Titik berat dinding ( $X_w$ ) =  $M_w / W = 76,45 / 32,567 = 2,35$  m

$$FS_{guling} = \frac{Mr}{Mo} = \frac{W(L - X_w)}{21,481} = \frac{32,567(4,2 - 2,35)}{21,481} = 2,808$$

$FS_{guling} = 2,808 \geq 1,5$  (OK)

- Kontrol Geser

- Akibat tekanan aktif tanah

$$Pa = \frac{1}{2} \times \sigma h \times h = \frac{1}{2} \times 5,155 \times 5 = 12,89 \text{ t}$$

- Akibat berat penahan tanah dan tanah

$$W_{beton} = 32,567 \text{ t}$$

$$Pp = \frac{1}{2} \times \sigma h \times h = \frac{1}{2} \times (4,946 + 6,471) \times 0,5 = 2,854 \text{ t}$$

$$FS_{geser} = \frac{(W_{beton}) \tan 31^\circ}{Pa - Pp} = \frac{32,567 \tan 31^\circ}{12,89 - 2,854} = 1,947$$

$FS_{geser} = 1,947 \geq 1,5$  (OK)

#### 4.5.1.2 Penulangan dinding penahan tanah

- Penulangan pada *toe* dan *heel* dinding penahan

$$M_u = 1,6 \times M_o = 1,6 \times 21,481 = 34,369 \text{ tm} = 34369493,33 \text{ Nmm}$$

Tebal pelat = 500 mm

Selimut beton = 50 mm

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Diameter tulangan = 19 mm

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0.764$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 x f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 4000}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0376$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0376 = 0.0272$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0033 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25 x \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 x \sqrt{40}}{420} = 0.0038$$

$\rho_{min}$  dipakai 0.0038

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.352$$

$d_x$  = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan

$$d_x = 500 - 50 - (0.5 \times 19) = 440.5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{34369493.33}{0.9 \cdot 1000 \cdot 440.5^2} = 0.196$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0.196}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.00047$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0038$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0.0038 \times 1000 \times 440.5 = 1658,313 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 x \pi x \emptyset^2 x 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 x \pi x 19^2 x 1000}{1658,313} = 170,97 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D19-150.

- Penulangan pada *stem* dinding penahan

$$M_u = 1,6 \times M_o = 1,6 \times 21.481 = 34.369 \text{ tm} = 34369493.33 \text{ Nmm}$$

Tebal pelat = 400 mm

Selimut beton = 50 mm  
 Mutu beton = 40 Mpa  
 Mutu tulangan = 420 Mpa  
 Diameter tulangan = 16 mm

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'c-28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40-28)}{7} = 0.764$$

$$\rho_b = \frac{0.85x\beta_1xf'c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85x0.764x400}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0363$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75x0.0363 = 0.0272$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25x\sqrt{40}}{420} = 0.0038$$

$\rho_{min}$  dipakai 0.0038

$$m = \frac{f_y}{0.85f'c} = \frac{420}{0.85x40} = 12.352$$

dx=tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan

$$dx=400-50-(0,5x12) = 342 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{34369493.33}{0,9 \cdot 1000 \cdot 342^2} = 0,326$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2x12.352x0,326}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,000781141$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0038$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 342 = 1287,499 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25x\pi x \phi^2 x 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25x\pi x 16^2 x 1000}{1287,499} = 156,16 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur Ø16-150mm.

### 4.5.1.3 Perencanaan Pelat Dasar *Basement*

Data-data perencanaan pelat beton:

Tebal pelat = 300 mm

Selimit beton = 50 mm

$L_x = 450$  cm

$L_y = 450$  cm

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{450}{450} = 1 < 2 \text{ (Pelat dua arah)}$$

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Elevasi *Basement* = -4,5 m (+0,00 adalah permukaan tanah asli)

Elevasi Muka Air Tanah = -7 m

Pada pelat dasar *basement* terdapat 2 kondisi maksimum yang terjadi yaitu pada saat musim hujan terjadi dan tidak ada kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu uplift akibat air serta pada saat musim kemarau yang menyebabkan muka air tanah dibawah elevasi *basement* serta terdapat kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu akibat beban parkir kendaraan

- Akibat beban parkir

Peraturan pembebanan pada struktur pelat *basement* akibat parkir ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Beban Mati
  - Berat beton (0.3x2400) = 720 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat spesi 1 cm = 21 kg/m<sup>2</sup> +
  - Total = 741 kg/m<sup>2</sup>
- Beban Hidup
  - Lantai = 800 kg/ m<sup>2</sup>
  - Total (q<sub>L</sub>) = 800 kg/ m<sup>2</sup>

- Beban Berfaktor

$$q_u = 1,2q_D + 1,6q_L = 1,2(741) + 1,6(800) = 2169,2 \text{ kg/m}^2$$

dx=tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan bawah

$$dx=300-50-(0,5 \times 16) = 242 \text{ mm}$$

dy=tebal pelat - selimut beton – diameter tulangan bawah -0,5 diameter tulangan atas

$$dy=300-50-16-(0,5 \times 16) = 226 \text{ mm}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel

13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$Mlx = 0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 2169,2 \cdot 9^2 \cdot 21 = 3689,8092 \text{ kgm}$$

$$Mtx = -0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 2169,2 \cdot 9^2 \cdot 52 = -9136,6704 \text{ kgm}$$

$$Mly = 0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 2169,2 \cdot 9^2 \cdot 21 = 3689,8092 \text{ kgm}$$

$$Mty = -0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 2169,2 \cdot 9^2 \cdot 52 = -9136,6704 \text{ kgm}$$

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah X

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{91366704}{0,9 \cdot 1000 \cdot 242^2} = 1,73$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 1,73}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0042$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0042$$

$$AS_{perlu} = \rho b d = 0,0042 \times 1000 \times 242 = 1025,65 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{AS_{perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1025,65} = 196,03 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-150.

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d y^2} = \frac{91366704}{0,9 \cdot 1000 \cdot 226^2} = 1,99$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12,058} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12,058 \cdot 1,99}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0048$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0048$$

$$AS_{\text{perlu}} = \rho b d = 0,0048 \cdot 1000 \cdot 226 = 1102,75 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot \phi^2 \cdot x \cdot 1000}{AS_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 16^2 \cdot x \cdot 1000}{1102,75} = 182,32 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-150.

- Akibat gaya *uplift* air

Dari data tersebut, dapat dihitung gaya uplift yg bekerja dengan sebagai berikut:

$$q \text{ air} = h_{\text{air}} \times \text{berat jenis air} = 4,75 \times 1000 = 2500 \text{ kg/m}^2$$

Dari perhitungan diatas, didapatkan bahwa q air = 2500 kg/m<sup>2</sup>. Nilai q air tersebut akan menjadi beban uplift pada pelat *basement* itu sendiri.

$$\beta 1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$$

$$\rho b = \frac{0,85 \cdot \beta 1 \cdot x \cdot f'c}{fy} \left( \frac{600}{600 + fy} \right)$$

$$\rho b = \frac{0,85 \cdot 0,764 \cdot 400}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0,0363$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \rho b = 0,75 \cdot 0,0363 = 0,0273$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{fy} = 0,0034 \text{ atau } \rho_{\text{min}} = \frac{0,25 \cdot x \cdot \sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0,25 \cdot x \cdot \sqrt{40}}{420} = 0,0038$$

$\rho_{\text{min}}$  dipakai 0,0038

$$m = \frac{fy}{0,85 f'c} = \frac{420}{0,85 \cdot 40} = 12,352$$

dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan bawah

$$dx=300-50-(0,5 \times 16) = 242 \text{ mm}$$

dy=tebal pelat - selimut beton – diameter tulangan bawah -0,5 diameter tulangan atas

$$dy=300-50-16-(0,5 \times 16) = 226 \text{ mm}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel

13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$Mlx = 0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 2169,2 \cdot 9^2 \cdot 21 \\ = 4252,5 \text{ kgm}$$

$$Mtx = -0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 2169,2 \cdot 9^2 \cdot 52 \\ = -10530 \text{ kgm}$$

$$Mly = 0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 2169,2 \cdot 9^2 \cdot 21 \\ = 4252,5 \text{ kgm}$$

$$Mty = -0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 2169,2 \cdot 9^2 \cdot 52 \\ = -10530 \text{ kgm}$$

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah X

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{105300000}{0,9 \cdot 1000 \cdot 242^2} = 1,99$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 1,99}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0049$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0051$$

$$AS_{perlu} = \rho b d = 0,0051 \times 1000 \times 242 = 1187,087 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{As_{perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1187,087} = 169,37 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-150.

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d y^2} = \frac{105300000}{0,9 \cdot 1000 \cdot 226^2} = 2,29$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12,058} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,058 \times 2,29}{420}} \right) =$$



$$\rho = 0.0056$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0056$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 226 = 1277,198 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1277,198} = 157,42 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-150.

#### 4.5.1.4 Perencanaan *shearwall basement*

Dinding geser (*shearwall*) dalam struktur gedung berfungsi untuk menahan gaya geser dan momen yang terjadi akibat gaya lateral.

- Data perencanaan

Data perencanaan adalah sebagai berikut:

Tebal dinding = 35 cm

Tebal decking = 40 mm

Tulangan = 13 mm

Mutu tulangan ( $f_y$ ) = 420 MPa

Mutu beton ( $f'_c$ ) = 40 Mpa

Tinggi lantai = 4.5 m

Lebar dinding = 9000 mm (X) dan 3000 mm (Y)

Tabel 4. 14 Tabel Rekapitulasi Dinding Geser

Sumbu	Pu (kN)	M ((kNm)	V (kN)
X	39980.25	12962.36	6864.352
Y	46420.5	21818.95	6335.338

- Kuat aksial rencana

Kuat aksial rencana dihitung berdasarkan (SNI 2847-2013 pasal 14.5.2)

$$\phi P_n = 0,55 \phi \sqrt{f'_c} A_g \left[ 1 - \left( \frac{k l_c}{32h} \right)^2 \right]$$

$$\phi P_n = 0,55 \times 0,75 \times \sqrt{40} \times 350 \times 9000 \times \left[ 1 - \left( \frac{0,8 \times 9000}{32 \times 350} \right)^2 \right]$$

$$\phi P_n = 48217.6756 \text{ kN}$$

$$\phi P_n > P_u$$

$$48217.6756 \text{ kN} > 39980.25 \text{ kN (OK)}$$

- Pemeriksaan tebal dinding geser

Tebal dinding dianggap cukup bila dihitung memenuhi (SNI 2847-2013, pasal 11.9.3)

$$V_u < 0.83 \sqrt{f'_c} \cdot h \cdot d = 0.83 \sqrt{40} \cdot 350 \cdot 9000 = 16535.55 \text{ kN}$$

$$V_u < V_n$$

$$6864.352 \text{ kN} < 16535.55 \text{ kN (OK)}$$

- Penulangan geser dinding

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi  $0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c}$ .

$$V_u < 0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c} = 0.17 \times 350 \times 9000 \times \sqrt{40}$$

$$6864.352 \text{ kN} > 33867.993 \text{ kN} \rightarrow 1 \text{ lapis tulangan}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 14.3.4: bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.

$$350 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$$

Berdasarkan peraturan SNI 2847:2013, penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan.

- Penulangan geser horizontal dan vertikal

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.2: Rasio tulangan horizontal ( $\rho_t$ ) tidak boleh kurang dari 0,0025 dan menurut SNI

2847:2013 Pasal 11.9.9.4: Rasio tulangan Vertikal ( $\rho_l$ ) tidak boleh kurang dari:

$$\rho_t = 0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_t - 0,0025) \text{ dan } 0,0025$$

Spasi tulangan horizontal tidak boleh lebih dari=

$$s \leq \frac{7350}{5} = 1800 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 3 \times 350 = 1050 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

$$S \text{ pakai} = 250 \text{ mm (OK)}$$

Dipakai tulangan horizontal dua lapis 2D13 ( $A_s=265,46 \text{ mm}^2$ )

$$\rho_n = \frac{A_s}{h \times s} = \frac{265,46}{250 \times 350} = 0,003034 > \rho_{min} = 0,0025$$

$$Vn = A_{cv} [ \alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y ]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{4500}{9000} = 0,5 > 1,5 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0,25$$

$$Vn = 350 \times 9000 [ 0,25 \sqrt{40} + 0,003034 \times 420 ] = 8994.343 \text{ kN}$$

$$\phi Vn > Vu$$

$$8994.343 \text{ kN} > 6864.352 \text{ kN (OK)}$$

Maka, digunakan tulangan geser horizontal 2D13 – 250 mm.

$$\rho_t = 0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_t - 0,0025)$$

$$\rho_t = 0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{4500}{9000} \right) (0,003034 - 0,0025)$$

$$\text{maka } \rho_t = 0,003034$$

Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{9000}{3} = 1800 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 3h = 1050 \text{ mm (OK)}$$

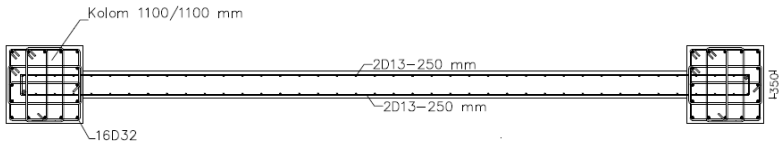
$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

$$S \text{ pakai} = 250 \text{ mm (OK)}$$

Dipakai tulangan vertikal dua lapis 2D13 ( $A_s=265,46 \text{ mm}^2$ )

$$\rho_n = \frac{A_s}{h \times s} = \frac{265,46}{250 \times 350} = 0,003034 > \rho_{min} = 0,002996$$

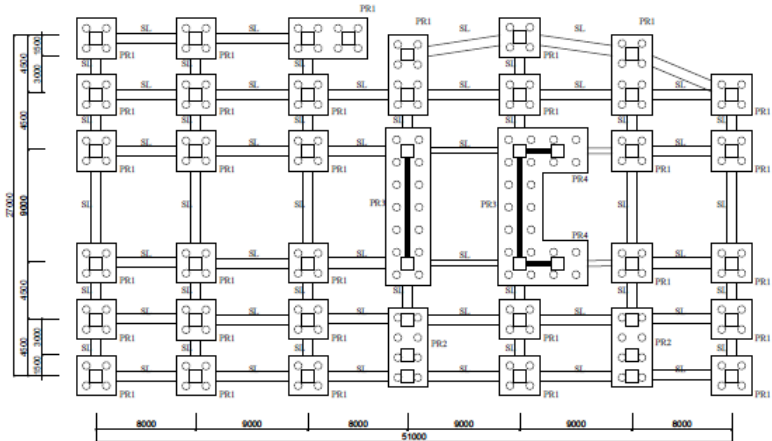
Maka, digunakan tulangan geser vertikal 2D13 – 250 mm



Gambar 4. 56 Penulangan *Shearwall Basement*

#### 4.5.2 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan bagian dasar dari konstruksi yang berfungsi sebagai penopang bangunan di atasnya yang bertujuan untuk meneruskan beban ke tanah yang diterima oleh kolom secara bertahap dan merata.



Gambar 4. 57 Denah Pondasi

Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2018 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

#### 4.5.2.2 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 :

$\bar{N}$  = Harga rata – rata N2 4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang

$C_{li}$  = N/2 untuk tanah lempung atau lanau dan N/5 untuk tanah pasir

$A_{si}$  = Luas selimut tiang pada segmen  $i = O_i \times h_i$

$O_i$  = Keliling tiang

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P \text{ ijing 1 tiang} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

Dimana :

SF = safety factor = 3

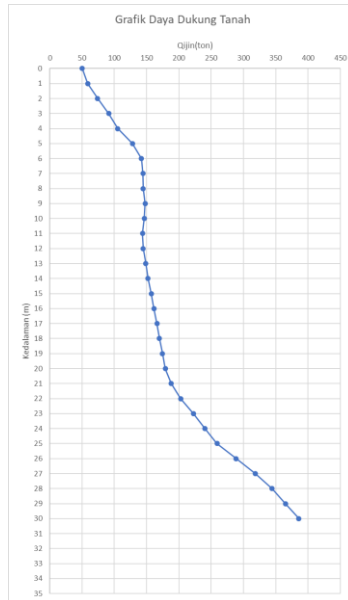
Tabel 4. 15 Daya Dukung Tanah

depth (m)	N	Q.ujung	$\sum C_{li} * A_{si}$	$A_{si} * \sum C_{li} * A_{si}$	Q.ult	Q.ijin
0	0	150.796	0	0	150.796	50.265
1	6.5	176.432	0	0	176.432	58.811
2	13	176.432	24.504	46.190	222.622	74.207
3	10.5	188.496	45.239	85.273	273.769	91.256
4	8	202.271	60.319	113.698	315.969	105.323
5	11	231.136	81.053	152.781	383.917	127.972
6	14	227.891	104.797	197.537	425.428	141.809
7	11	203.871	121.635	229.276	433.146	144.382
8	8	183.068	132.936	250.579	433.647	144.549
9	7.5	173.008	143.429	270.357	443.365	147.788

10	7	152.320	152.029	286.568	438.887	146.296
11	7.5	127.349	161.240	303.930	431.278	143.759
12	8	113.343	169.906	320.266	433.609	144.536
13	8.5	108.392	179.083	337.564	445.956	148.652
14	9	103.063	187.751	353.903	456.966	152.322
15	8.5	102.374	196.165	369.762	472.136	157.379
16	8	100.456	203.549	383.681	484.137	161.379
17	8.5	99.294	211.747	399.134	498.428	166.143
18	9	95.590	219.839	414.387	509.977	169.992
19	8.5	94.093	227.828	429.446	523.538	174.513
20	8	94.325	234.844	442.671	536.995	178.998
21	9	107.459	242.639	457.363	564.823	188.274
22	10	134.640	251.187	473.477	608.116	202.705
23	29.5	165.781	266.234	501.838	667.619	222.540
24	49	200.978	275.855	519.974	720.952	240.317
25	55	237.638	286.358	539.772	777.410	259.137
26	61	272.766	314.878	593.532	866.297	288.766
27	62	307.922	343.279	647.066	954.988	318.329
28	63	333.209	371.565	700.384	1,033.593	344.531
29	66	340.637	400.622	755.154	1,095.792	365.264
30	69	345.746	430.419	811.320	1,157.066	385.689

Berdasarkan hasil perhitungan daya dukung tanah, maka tiang pancang direncanakan berhenti sampai elevasi -24 m yang memiliki nilai daya dukung sebesar 240.317 ton.





Gambar 4. 58 Grafik Antara Daya dukung Tanah dengan Kedalaman

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, diambil output semua reaksi perletakkan.

Tabel 4. 16 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1

Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	Jumlah tiang pancang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	
D	2,539	19,372	4975,737	16,748	14,604	2356,72	4
D+L	5,004	29,735	6846,452	24,975	17,694	2356,72	4
D+0,75L	4,388	27,144	6378,773	22,918	16,921	2356,72	4
D+0,7Ex	37,219	4,921	5474,949	55,244	90,418	2356,72	4
D+0,7Ey	16,709	33,823	5421,635	75,584	59,065	2356,72	4
D+0,75(0,7Ex)+L	30,397	31,200	6753,182	51,790	64,829	2356,72	4
D+0,75(0,7Ey)+L	15,015	69,943	6713,197	61,867	38,330	2356,72	4
0,6D+0,7Ex	36,203	16,306	3484,654	48,545	93,339	2356,72	4
0,6D+0,7Ey	15,694	37,982	3431,341	72,234	64,906	2356,72	4

Tabel 4. 17 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 2

Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	Jumlah tiang pancang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	
D	27.028	21.537	8115.687	20.778	98.550	2356.72	8
D+L	37.171	29.820	10661.141	29.543	134.383	2356.72	8
D+0,75L	34.635	27.749	10024.778	27.352	125.424	2356.72	8
D+0,7Ex	49.285	42.490	8814.077	91.714	458.044	2356.72	8
D+0,7Ey	28.375	95.043	9948.409	373.438	207.901	2356.72	8
D+0,75(0,7Ex)+L	22.599	43.464	10548.570	57.017	292.021	2356.72	8
D+0,75(0,7Ey)+L	76.187	82.879	11399.319	268.310	104.414	2356.72	8
0,6D+0,7Ex	60.096	33.875	5567.802	100.025	497.464	2356.72	8
0,6D+0,7Ey	39.186	86.428	6702.134	381.749	247.321	2356.72	8

Tabel 4. 18 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 3

Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	Jumlah tiang pancang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	
D	1018.054	690.671	17663.493	439.763	37.997	2356.72	14
D+L	1361.211	874.364	15775.760	38.212	38.600	2356.72	14
D+0,75L	1275.422	820.424	14817.330	35.675	35.439	2356.72	14
D+0,7Ex	2102.246	735.237	18890.968	277.830	#####	2356.72	14
D+0,7Ey	1504.031	2278.327	17783.161	903.305	#####	2356.72	14
D+0,75(0,7Ex)+L	2088.566	841.286	20029.028	222.999	#####	2356.72	14
D+0,75(0,7Ey)+L	1639.904	1811.492	16332.249	395.779	#####	2356.72	14
0,6D+0,7Ex	1695.024	748.567	14114.153	266.604	#####	2356.72	14
0,6D+0,7Ey	1096.809	2291.658	13006.346	892.080	#####	2356.72	14

Tabel 4. 19 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 4

Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	Jumlah tiang pancang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	
D	621.306	242.909	7308.091	8.150	17.661	2356.72	8
D+L	1234.638	330.241	6072.136	64.193	337.792	2356.72	8
D+0,75L	799.117	301.514	9357.160	10.874	25.131	2356.72	8
D+0,7Ex	1061.665	18.308	10452.190	96.253	370.039	2356.72	8
D+0,7Ey	1283.177	571.367	7154.361	325.684	444.469	2356.72	8
D+0,75(0,7Ex)+L	1210.243	116.478	9056.911	127.933	373.257	2356.72	8
D+0,75(0,7Ey)+L	1274.371	310.701	8988.960	245.151	322.602	2356.72	8
0,6D+0,7Ex	1075.370	122.725	7929.060	130.486	437.339	2356.72	8
0,6D+0,7Ey	1034.655	667.944	5034.493	324.627	451.533	2356.72	8

#### 4.5.2.3 Daya dukung tanah tiang pancang kelompok

Untuk menentukan kedalaman tiang pancang dipakai nilai Qijin tanah serta Qijin bahan pancang. Dikorelasikan dan dipilih kemampuan yang hampir sama dan memiliki nilai tekecil diantara Qijin tanah dan Qijin pancang.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang didesain diameter 60 cm:

$$\overline{P}_{\text{tiang}} = 252,7 \text{ ton}$$

- Daya dukung tanah kedalaman 24 m:

$$\overline{P}_{\text{tiang}} = 240.317 \text{ ton}$$

Maka didapatkan daya dukung satu tiang pondasi adalah 240.317 ton

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi ( $\eta$ ) menurut Seiler-Keeney Formula. Digunakan Contoh perhitungan dengan pilecap tipe 1 sebagai berikut :

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

$$C_e = 1 - \frac{20.556}{90} \times \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2}\right) = 0.772$$

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

$$\begin{aligned} \text{QL (group)} &= \text{QL (1 tiang)} \times C_e \\ &= 252.7 \times 9.81 \times 0.772 = 1818 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### 4.5.2.4 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 :

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2} \leq P_{ijin tanah} \text{ (1 tiang)}$$

Perhitungan jarak tiang

$2D \leq S \leq 3D$	dengan $S$ = jarak antar tiang
$120 \leq S \leq 180$	dipakai $S = 160$ cm
$1D \leq S \leq 2D$	dengan $S$ = jarak tepi
$60 \leq S \leq 120$	dipakai $S = 80$ cm

$$P = 6846.452 \text{ kN}$$

$$N = 4 \text{ tiang}$$

$$M_x = 24.975 \text{ kNm}$$

$$M_y = 17.694 \text{ kNm}$$

$$X_{max} = 0,8 \text{ m}$$

$$Y_{max} = 0,8 \text{ m}$$

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

$$P_{max} = \frac{6846.452}{4} \pm \frac{17.694 \times 0.8}{1,6^2} \pm \frac{24.975 \times 0.8}{1,6^2}$$

$$P_{max} = 1724,95 \text{ kN} \leq 1818,4 \text{ kN (1 tiang) (OK)}$$

Tabel 4. 20 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 1

Kombinasi beban	P	Mx	My	P/n	$M_y \times x_{max}$	$M_x \times y_{max}$	Pmax (kN)	Pijin (kN)	Pijin $\geq$ Pmax
	kN	kNm	kNm		$\Sigma x^2$	$\Sigma y^2$			
D	4975,737	16,748	14,604	1243,93	4,56	5,23	1253,73	1818,4	OK
D+L	6846,452	24,975	17,694	1711,61	5,53	7,80	1724,95	1818,4	OK
D+0,75L	6378,773	22,918	16,921	1594,69	5,29	7,16	1607,14	1818,4	OK
D+0,7Ex	5474,949	55,244	90,418	1368,74	28,26	17,26	1414,26	1818,4	OK
D+0,7Ey	5421,635	75,584	59,065	1355,41	18,46	23,62	1397,49	1818,4	OK
D+0,75(0,7Ex)+L	6753,182	51,790	64,829	1688,30	20,26	16,18	1724,74	1818,4	OK
D+0,75(0,7Ey)+L	6713,197	61,867	38,330	1678,30	11,98	19,33	1709,61	1818,4	OK
0,6D+0,7Ex	3484,654	48,545	93,339	871,16	29,17	15,17	915,50	1818,4	OK
0,6D+0,7Ey	3431,341	72,234	64,906	857,84	20,28	22,57	900,69	1818,4	OK

Tabel 4. 21 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 2

Kombinasi beban	P	Mx	My	P/n	$M_y \times x_{max}$	$M_x \times y_{max}$	Pmax (kN)	Pijin (kN)	Pijin $\geq$ Pmax
	kN	kNm	kNm		$\Sigma x^2$	$\Sigma y^2$			
D	8115.687	20.778	98.550	1014.46	30.80	4.87	1050.13	1683.9	OK
D+L	10661.141	29.543	134.383	1332.64	41.99	6.92	1381.56	1683.9	OK
D+0,75L	10024.778	27.352	125.424	1253.10	39.20	6.41	1298.70	1683.9	OK
D+0,7Ex	8814.077	91.714	458.044	1101.76	143.14	21.50	1266.39	1683.9	OK
D+0,7Ey	9948.409	373.438	207.901	1243.55	64.97	87.52	1396.04	1683.9	OK
D+0,75(0,7Ex)+L	10548.570	57.017	292.021	1318.57	91.26	13.36	1423.19	1683.9	OK
D+0,75(0,7Ey)+L	11399.319	268.310	104.414	1424.91	32.63	62.89	1520.43	1683.9	OK
0,6D+0,7Ex	5567.802	100.025	497.464	695.98	155.46	23.44	874.88	1683.9	OK
0,6D+0,7Ey	6702.134	381.749	247.321	837.77	77.29	89.47	1004.53	1683.9	OK

Tabel 4. 22 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 3

Kombinasi beban	P	Mx	My	P/n	$M_y \times x_{max}$	$M_x \times y_{max}$	Pmax (kN)	Pijin (kN)	Pijin $\geq$ Pmax
	kN	kNm	kNm		$\Sigma x^2$	$\Sigma y^2$			
D	17663.493	439.763	37.997	1261.68	10.55	12.88	1285.12	1701.6	OK
D+L	15775.760	38.212	38.600	1126.84	10.72	1.12	1138.68	1701.6	OK
D+0,75L	14817.330	35.675	35.439	1058.38	9.84	1.05	1069.27	1701.6	OK
D+0,7Ex	18890.968	277.830	1020.188	1349.35	283.39	8.14	1640.88	1701.6	OK
D+0,7Ey	17783.161	903.305	344.404	1270.23	95.67	26.46	1392.36	1701.6	OK
D+0,75(0,7Ex)+L	20029.028	222.999	749.168	1430.64	208.10	6.53	1645.28	1701.6	OK
D+0,75(0,7Ey)+L	16332.249	395.779	138.134	1166.59	38.37	11.60	1216.55	1701.6	OK
0,6D+0,7Ex	14114.153	266.604	1030.569	1008.15	286.27	7.81	1302.23	1701.6	OK
0,6D+0,7Ey	13006.346	892.080	354.786	929.02	98.55	26.14	1053.71	1701.6	OK

Tabel 4. 23 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 4

Kombinasi beban	P	Mx	My	P/n	$M_y \times x_{max}$	$M_x \times y_{max}$	Pmax (kN)	Pijin (kN)	Pijin $\geq$ Pmax
	kN	kNm	kNm		$\Sigma x^2$	$\Sigma y^2$			
D	7308.091	8.150	17.661	913.51	1.84	2.26	917.61	1753.3	OK
D+L	6072.136	64.193	337.792	759.02	35.19	17.83	812.03	1753.3	OK
D+0,75L	9357.160	10.874	25.131	1169.65	2.62	3.02	1175.28	1753.3	OK
D+0,7Ex	10452.190	96.253	370.039	1306.52	38.55	26.74	1371.81	1753.3	OK
D+0,7Ey	7154.361	325.684	444.469	894.30	46.30	90.47	1031.06	1753.3	OK
D+0,75(0,7Ex)+L	9056.911	127.933	373.257	1132.11	38.88	35.54	1206.53	1753.3	OK
D+0,75(0,7Ey)+L	8988.960	245.151	322.602	1123.62	33.60	68.10	1225.32	1753.3	OK
0,6D+0,7Ex	7929.060	130.486	437.339	991.13	45.56	36.25	1072.93	1753.3	OK
0,6D+0,7Ey	5034.493	324.627	451.533	629.31	47.03	90.17	766.52	1753.3	OK

#### 4.5.2.5 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.

$$P_{max} = 172,495 \text{ ton} < P_{ijin} = 252,7 \text{ ton}$$

- Kontrol terhadap Gaya Momen

Perumusan yang dipakai diambil dari buku “Daya Dukung Pondasi Dalam (Herman Wahyudi)” :

$$M_{max} = H (e + 1,5d + 0,5f)$$

$$f = \frac{H}{9 C_u d}$$

Dimana:

H = Lateral Load

e = jarak antara lateral load (H) dengan muka tanah

D = diameter pondasi

dari lampiran data tanah di ketahui  $C_u = 1,4 \text{ kg/cm}^2$

$$f = \frac{H}{9 C_u d} = \frac{758,009}{9 \times 1,4 \times 60} = 1.0026 \text{ cm}$$

$$M_{max} = H (e + 1,5d + 0,5f) = 758,009(0 + 1,5 \times 60 + 0,5 \times 1.0026) = 0,686008 \text{ tm}$$

Untuk diameter 600 mm kelas A1 pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi  $M_{crack} = 17 \text{ tm}$ .

Cek kekuatan momen tiang :

$M_{crack} = 0,686 \text{ tm} < M = 17 \text{ tm} \dots\dots\dots (\text{OK})$

Tabel 4. 24 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 1

Kombinasi beban	Hx	Hy	H	e	D	Mmax	Mijin	Mijin > Mmax
	Kg	Kg	Kg		cm	tm	tm	
D	258,881	1975,342	493,83561	0	60	0,461	17	OK
D+L	510,248	3032,037	758,00929	0	60	0,686	17	OK
D+0,75L	447,404	2767,874	691,96842	0	60	0,626	17	OK
D+0,7Ex	3795,170	501,794	948,79261	0	60	0,860	17	OK
D+0,7Ey	1703,847	3448,891	862,22263	0	60	0,781	17	OK
D+0,75(0,7Ex)+L	3099,623	3181,444	795,3609	0	60	0,720	17	OK
D+0,75(0,7Ey)+L	1531,120	7132,128	1783,0321	0	60	1,626	17	OK
0,6D+0,7Ex	3691,620	1662,702	922,90498	0	60	0,836	17	OK
0,6D+0,7Ey	1600,287	3873,045	968,26123	0	60	0,878	17	OK

Tabel 4. 25 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 2

Kombinasi beban	Hx	Hy	H	e	D	Mmax	Mijin	Mijin > Mmax
	Kg	Kg	Kg		cm	tm	tm	
D	2756.025	2196.077	344.503096	0	60	0.311	17	OK
D+L	3790.327	3040.705	473.790859	0	60	0.428	17	OK
D+0,75L	3531.751	2829.555	441.468918	0	60	0.399	17	OK
D+0,7Ex	5025.591	4332.705	628.198931	0	60	0.568	17	OK
D+0,7Ey	2893.419	9691.504	1211.43801	0	60	1.100	17	OK
D+0,75(0,7Ex)+L	2304.461	4432.014	554.001735	0	60	0.501	17	OK
D+0,75(0,7Ey)+L	7768.829	8451.131	1056.39136	0	60	0.958	17	OK
0,6D+0,7Ex	6128.010	3454.275	766.001189	0	60	0.693	17	OK
0,6D+0,7Ey	3995.827	8813.073	1101.63417	0	60	0.999	17	OK

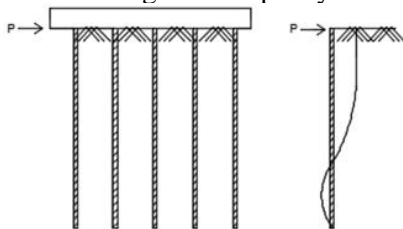
Tabel 4. 26 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 3

Kombinasi beban	Hx	Hy	H	e	D	Mmax	Mijin	Mijin > Mmax
	Kg	Kg	Kg		cm	tm	tm	Mmax
D	103810.977	70427.681	7415.0698	0	60	7.037	17	<b>OK</b>
D+L	138802.675	89158.856	9914.4768	0	60	9.573	17	<b>OK</b>
D+0,75L	130054.751	83658.625	9289.6251	0	60	8.931	17	<b>OK</b>
D+0,7Ex	214366.035	74972.096	15311.86	0	60	15.331	17	<b>OK</b>
D+0,7Ey	153366.041	232321.025	16594.359	0	60	16.756	17	<b>OK</b>
D+0,75(0,7Ex)+L	212971.044	85785.944	15212.217	0	60	15.221	17	<b>OK</b>
D+0,75(0,7Ey)+L	167221.052	184717.796	13194.128	0	60	13.026	17	<b>OK</b>
0,6D+0,7Ex	172841.638	76331.408	12345.831	0	60	12.119	17	<b>OK</b>
0,6D+0,7Ey	111841.655	233680.346	16691.453	0	60	16.865	17	<b>OK</b>

Tabel 4. 27 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 4

Kombinasi beban	Hx	Hy	H	e	D	Mmax	Mijin	Mijin > Mmax
	Kg	Kg	Kg		cm	tm	tm	Mmax
D	63354.530	24769.398	7919.316249	0	60	7.542	17	<b>OK</b>
D+L	125896.032	33674.721	15737.00397	0	60	15.801	17	<b>OK</b>
D+0,75L	81485.952	30745.412	10185.74404	0	60	9.853	17	<b>OK</b>
D+0,7Ex	108257.953	1866.868	13532.24406	0	60	13.390	17	<b>OK</b>
D+0,7Ey	130845.537	58262.266	16355.69216	0	60	16.489	17	<b>OK</b>
D+0,75(0,7Ex)+L	123408.438	11877.244	15426.05474	0	60	15.457	17	<b>OK</b>
D+0,75(0,7Ey)+L	129947.589	31682.204	14619.10381	0	60	14.571	17	<b>OK</b>
0,6D+0,7Ex	109655.525	12514.288	13706.9406	0	60	13.579	17	<b>OK</b>
0,6D+0,7Ey	105503.730	68110.249	13187.9662	0	60	13.019	17	<b>OK</b>

- Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 4. 59 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.



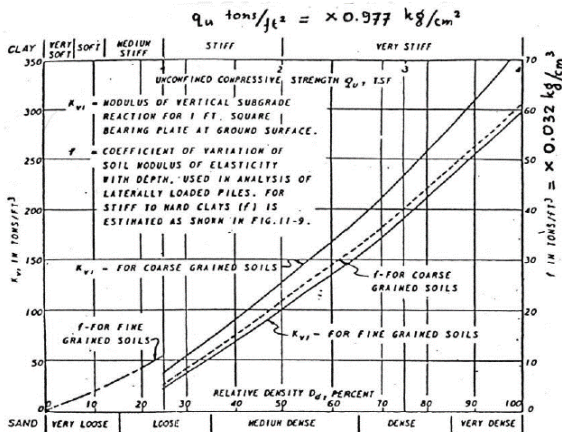
Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left( \frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

- $\delta$  = defleksi yang terjadi
- $Fd$  = koefisien defleksi
- $P$  = Gaya lateral 1 tiang
- $T$  = *Relative stiffness Factor*

Pondasi Tiang Pancang Tipe 1

- Jumlah tiang = 4
- Hmax = 7,132 t
- Hmax 1 tiang = 1,783 t
- $Cu = 1,4 \text{ kg/cm}^2$
- $Qu = 2 \times Cu = 2 \times \frac{1,4}{0,977} = 2,87 \frac{t}{ft^3}$



Gambar 4. 60 grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing* Dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing* maka didapatkan  $f = 11 \text{ t/ft}^3 = 0.352 \text{ kg/cm}^3$

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}}$$

$$E = 4700\sqrt{fc} = 4700\sqrt{40} = 33234,019 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (60 - 40)^4 = 7850 \text{ cm}^4$$

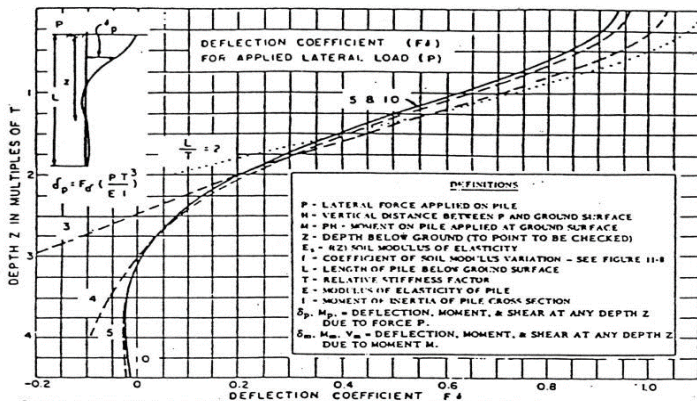
$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{338921,82 \times 7850}{0.352}\right)^{\frac{1}{5}} = 94,185 \text{ cm}$$

Fd(deflection coefficient)

L = 24 m = 2400 cm (kedalaman tiang pancang)

T = 94,185 cm

L/T = 25,48



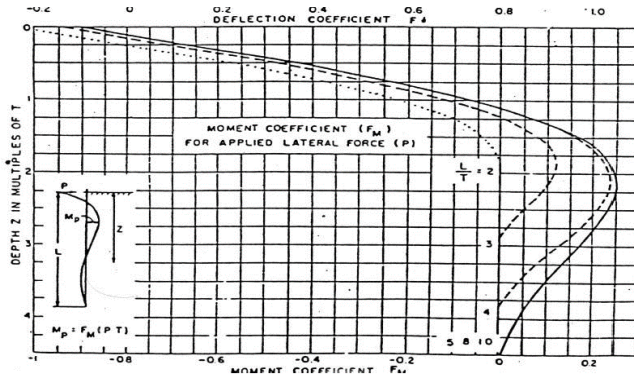
Gambar 4. 61 grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile*

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan  $F_d = 0.93$

$$\delta = F_d \left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.93 \left(\frac{7,132 \times 94,185^3}{332340.19 \times 7850}\right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,21 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm (OK)}$$



Gambar 4. 62 grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile*

Kontrol Momen :

$$M_{\text{crack}} = 17 \text{ tm}$$

$$L/T = 23.909$$

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan  $F_m = 0.9$

$$M = F_m(PT) \leq M_{\text{banding crack}}$$

$$M = 0,9 \times (7,132 \times 0,941) \leq 17 \text{ tm}$$

$$M = 6,046 \text{ tm} \leq 17 \text{ tm (OK)}$$

### 4.5.3 Perencanaan Poer Pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur. Diberikan contoh perhitungan pada Poer tipe 1.

Data-data perancangan poer :

$$P_u = 691.492 \text{ ton}$$

$$P_{\text{max}} (1 \text{ tiang}) = 176.25 \text{ ton}$$

Jumlah tiang pancang = 4 buah

Dimensi poer = 3.2 x 3.2 x 1.5 m

Mutu beton ( $f_c'$ ) = 40 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) = 420 MPa

Diameter tulangan = 29 mm

Selimut beton = 50 mm

$\lambda = 1$  (beton normal)

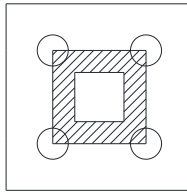
Tinggi efektif ( $d$ ):

$$d_x = 1500 - 50 - \frac{1}{2} 29 = 1435.5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1500 - 50 - 29 - \frac{1}{2}(29) = 1406.5 \text{ mm}$$

#### 4.5.3.1 Kontrol Geser Ponds

- Akibat Kolom



Gambar 4. 63 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 :

$a_s = 20$  untuk kolom sudut,  $a_s = 30$  untuk kolom tepi,  $a_s = 40$  untuk kolom interior

$\beta$  = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek =  $1100/1100 = 1$

$b_o$  = Keliling penampang kritis :

$$b_o = 2 (b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d)$$

$$b_o = 2 (1100 + 1435.5) + 2 (1100 + 1435.5) = 10142 \text{ mm}$$

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

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1\sqrt{40} \times 10142 \times 1435.5 = 46959879.61 \text{ N}$$

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

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1435.5}{10142} + 2\right) 1\sqrt{40} \times 10142 \times 1435.5$$

$$V_{c2} = 585537427.8 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 10142 \times 1435.5 = 30662039.04 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$$\phi V_c \geq P_u$$

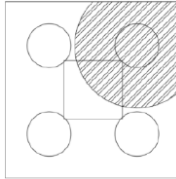
$$\phi V_c = 0,75 \times 30662039.04 \text{ N} = 22996529.28 \text{ N} = 2299.66 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 2299.66 \geq 691.492 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 2299.66 \geq 691.492 \text{ ton (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

- Akibat Tiang Pancang



Gambar 4. 64 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang

$\beta$  = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek =  $1100/1100 = 1$

$$b_o = (0,25 \times \pi \times (600 + 1435,5)) = 1598,68 \text{ mm}$$

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

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1\sqrt{40} \times 1598,68 \times 1435,5 = 7402260,4 \text{ N}$$

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

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1435,5}{1598,68} + 2\right) 1\sqrt{40} \times 1598,68 \times 1435,5$$

$$V_{c2} = 456781255,4 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 1598,68 \times 1435,5 = 4833240,59 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$$\phi V_c \geq P_{pile}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 4833240,59 \text{ N} = 3624930,443 = 362,49 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 362,49 \geq 176,25 \text{ (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

### 4.5.3.2 Penulangan Poer

#### 4.5.3.2.1 Penulangan Poer Tipe 1

$$d_x = 1500 - 50 - \frac{1}{2} 29 = 1435.5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1500 - 50 - 29 - \frac{1}{2}(29) = 1406.5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'c-28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40-28)}{7} = 0.764$$

$$\rho_b = \frac{0.85x\beta_1x f'c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85x0.764x40}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.03639$$

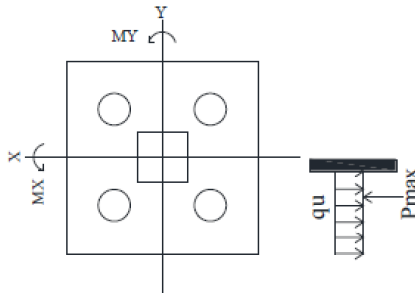
$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75x0.03639 = 0.0273$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0033 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25x\sqrt{40}}{420} = 0.00376$$

$\rho_{min}$  dipakai 0.00376

$$m = \frac{f_y}{0.85f'c} = \frac{420}{0.85x40} = 12.353$$

- Penulangan poer arah sumbu X



Gambar 4. 65 Pembebanan Poer Kolom Tipe I (Arah Sumbu X)

$$P_{max} = 174,21 \text{ ton}$$

$$q = 3.2 \times 1.5 \times 2.4 = 11.52 \text{ ton/m}$$

$$qu = 11.52 \text{ ton/m} \times 1.5 = 17,28 \text{ ton/m}$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 Mu &= 2 \cdot P_{\max} \cdot a - \frac{1}{2} q_u \cdot L^2 \\
 &= (2 \times 174,21 \times 0,25) - (\frac{1}{2} \times 17,28 \times (1,05)^2) \\
 &= 78,038 \text{ t.m} \\
 &= 780378207 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{780378207}{0,9 \cdot 3200 \cdot 1435,5^2} = 0.1315$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 0.1315}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.00031$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.00376$$

$$AS_{\text{perlu}} = \rho b d = 0,00376 \times 1000 \times 1436,5 = 5404,11 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \phi^2 x 1000}{As_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \pi x 29^2 x 1000}{5404,11} = 122,225 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D29-100 mm.

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$As = \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_x$$

$$As = \frac{1}{2} \times 0,00376 \times 1000 \times 1435,5 = 2702,05 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D22

$$S = \frac{0,25 \pi x \phi^2 x 1000}{As_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \pi x 22^2 x 1000}{2702,05} = 140,68 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan tekan D22-100 mm.

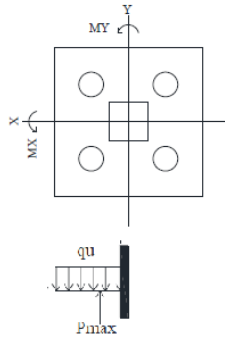
- Penulangan poer arah sumbu Y

$$P_{\max} = 174,21 \text{ ton}$$

$$q = 3,2 \times 1,5 \times 2,4 = 11,52 \text{ ton/m}$$

$$qu = 11,52 \text{ ton/m} \times 1,5 = 17,28 \text{ ton/m}$$





Gambar 4. 66 Pembebanan Poer Kolom Tipe I (Arah Sumbu Y)

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} Mu &= 2 \cdot P_{\max} \cdot a - \frac{1}{2} qu \cdot L^2 \\ &= (2 \times 174,21 \times 0,25) - (\frac{1}{2} \times 17,28 \times (1,05)^2) \\ &= 78,03782066 \text{ t.m} \\ &= 780378207 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d y^2} = \frac{780378207}{0,9 \cdot 3200 \cdot 1406,5^2} = 0,137$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 0,137}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,00033$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,00376$$

$$AS_{\text{perlu}} = \rho b d = 0,00376 \times 1000 \times 1406,5 = 5294,93 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \phi^2 x 1000}{AS_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \pi x 29^2 x 1000}{5294,93} = 124,75 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D29-100 mm.

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$As = \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_y$$

$$As = \frac{1}{2} \times 0,00376 \times 1000 \times 1406,5 = 2647,47 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D22

$$S = \frac{0,25 \pi x \phi^2 x 1000}{As_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \pi x 22^2 x 1000}{2647,47} = 143,58 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan tekan D22-100 mm.

#### 4.5.3.2.2 Penulangan Poer Tipe 2

$$d_x = 1500 - 50 - \frac{1}{2} 25 = 1437.5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1500 - 50 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1412.5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0.764$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.03639$$

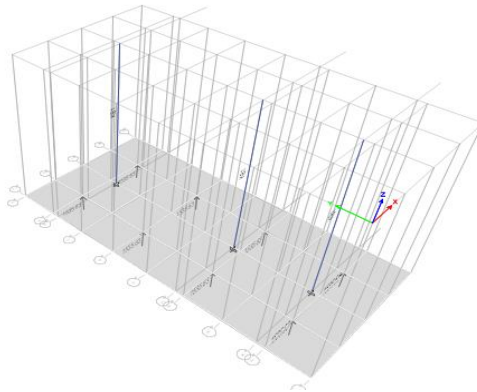
$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.03639 = 0.0273$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0033 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.00376$$

$\rho_{min}$  dipakai 0.00376

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.353$$

Untuk penulangan, momen di dapat dari permodelan tiga dimensi pada ETABS dengan menginput P tiang pancang.



Gambar 4. 67 Permodelan Pilecap Tipe 2

- Penulangan poer arah sumbu X

Didapat momen dari ETABS (M11) :

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 3706.212 \text{ kN.m} \\ &= 3706212000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{3706212000}{0,9 \cdot 3200 \cdot 1437,5^2} = 0,6227$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12,353 \cdot 0,6227}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,00149$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,00149$$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0,00149 \cdot 1000 \cdot 1437,5 = 2151,363 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot \emptyset^2 \cdot x \cdot 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot x \cdot 1000}{2151,363} = 228,169 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-200 mm.

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot b \cdot x_d$$

$$A_s = \frac{1}{2} \cdot 0,00149 \cdot 1000 \cdot 1437,5 = 1075,682 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D19

$$S = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot \emptyset^2 \cdot x \cdot 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 19^2 \cdot x \cdot 1000}{1075,682} = 263,58 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan tekan D19-250 mm.

- Penulangan poer arah sumbu Y

Didapat momen dari ETABS (M22) :

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 6934,683 \text{ kN.m} \\ &= 6934683000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{6934683000}{0,9 \cdot 3200 \cdot 1412,5^2} = 0,603$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12,353 \cdot 0,603}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,00149$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.00145$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0.00145 \times 1000 \times 1412.5 = 2047.729 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{2047.729} = 239.716 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-200 mm.

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s = \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_y$$

$$A_s = \frac{1}{2} \times 0.00149 \times 1000 \times 1412.5 = 1023.864 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D19

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{1023.864} = 276.92 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan tekan D19-250 mm.

#### 4.5.3.2.3 Penulangan Poer Tipe 3

$$d_x = 1500 - 50 - \frac{1}{2} \times 25 = 1437.5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1500 - 50 - 25 - \frac{1}{2} \times (25) = 1412.5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0.764$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.03639$$

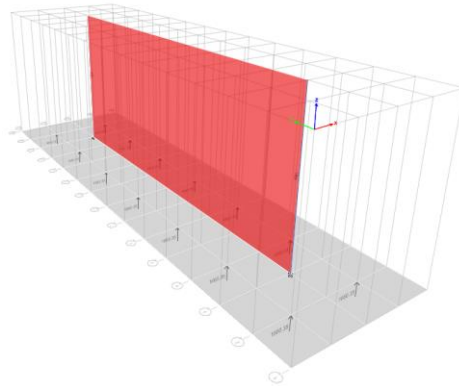
$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.03639 = 0.0273$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0033 \text{ atau } \rho_{\text{min}} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.00376$$

$\rho_{\text{min}}$  dipakai 0.00376

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.353$$

Untuk penulangan, momen di dapat dari permodelan tiga dimensi pada ETABS dengan menginput P tiang pancang.



Gambar 4. 68 Permodelan Pilecap Tipe 3

- Penulangan poer arah sumbu X

Didapat momen dari ETABS (M11) :

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 3478.963 \text{ kN.m} \\ &= 3478963000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{3478963000}{0,9 \cdot 3200 \cdot 1437,5^2} = 0,519$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12,353 \cdot 0,519}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,00125$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,00125$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,00125 \cdot 1000 \cdot 1437,5 = 1792,276 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot \phi^2 \cdot x \cdot 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 25^2 \cdot x \cdot 1000}{1792,276} = 273,88 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-250 mm.

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s = \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_x$$

$$A_s = \frac{1}{2} \times 0,00125 \times 1000 \times 1437,5 = 896,138 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D19

$$S = \frac{0,25x\pi x\emptyset^2 x1000}{Asperlu} = \frac{0,25x\pi x19^2 x1000}{896.138} = 316.389 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan tekan D19-300 mm.

- Penulangan poer arah sumbu Y  
Didapat momen dari ETABS (M22) :

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 11646.716 \text{ kN.m} \\ &= 11646716000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{11646716000}{0,9.3200.1412,5^2} = 0.515$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2x12.353x0.515}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.00124$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.00124$$

$$AS_{\text{perlu}} = \rho b d = 0.00124 x 1000 x 1412,5 = 1744.529 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25x\pi x\emptyset^2 x1000}{Asperlu} = \frac{0,25x\pi x25^2 x1000}{1744.529} = 281.379 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-250 mm.

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$As = \frac{1}{2} x \rho x b x d_y$$

$$As = \frac{1}{2} x 0.00124 x 1000 x 1412,5 = 872.3 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D19

$$S = \frac{0,25x\pi x\emptyset^2 x1000}{Asperlu} = \frac{0,25x\pi x19^2 x1000}{872.3} = 325.049 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan tekan D19-300 mm.

#### 4.5.3.2.4 Penulangan Poer Tipe 4

$$d_x = 1500 - 50 - \frac{1}{2} 25 = 1437.5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1500 - 50 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1412.5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0.764$$

$$\rho b = \frac{0.85x\beta_1x f'c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho b = \frac{0.85x0.764x40}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.03639$$

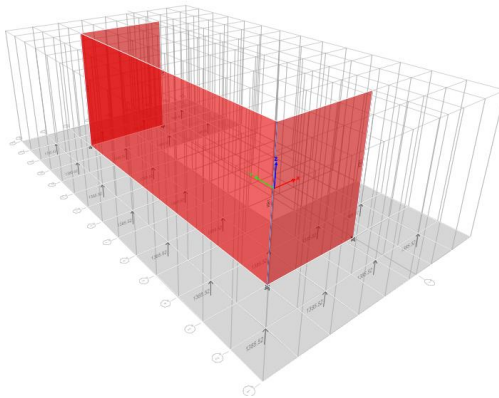
$$\rho_{max} = 0.75\rho b = 0.75x0.03639 = 0.0273$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0033 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25x\sqrt{40}}{420} = 0.00376$$

$\rho_{min}$  dipakai 0.00376

$$m = \frac{f_y}{0.85f'c} = \frac{420}{0.85x40} = 12.353$$

Untuk penulangan, momen di dapat dari permodelan tiga dimensi pada ETABS dengan menginput P tiang pancang.



Gambar 4. 69 Permodelan Pilecap Tipe 4

- Penulangan poer arah sumbu X

Didapat momen dari ETABS (M11) :

$$\begin{aligned} M_{max} &= 7126.412 \text{ kN.m} \\ &= 7126412000 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{7126412000}{0.9 \cdot 3200 \cdot 1437.5^2} = 0.532$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 0.532}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.00128$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.00128$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0.00128 \times 1000 \times 1437.5 = 1836.024 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{1836.024} = 267.357 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-250 mm.

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s = \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_x$$

$$A_s = \frac{1}{2} \times 0.00128 \times 1000 \times 1437.5 = 918.012 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D19

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{918.012} = 308.85 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan tekan D19-300 mm.

- Penulangan poer arah sumbu Y

Didapat momen dari ETABS (M22) :

$$M_{\max} = 6516.564 \text{ kN.m}$$

$$= 6516564000 \text{ N.mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{6516564000}{0,9 \times 3200 \times 1412,5^2} = 0.504$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.353 \times 0.504}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.00121$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.00121$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0.00121 \times 1000 \times 1412.5 = 1707.896 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{1707.896} = 287.414 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-250 mm.



Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s = \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_y$$

$$A_s = \frac{1}{2} \times 0.00121 \times 1000 \times 1412.5 = 853.948 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D19

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{853.948} = 332.021 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan tekan D19-300 mm.

#### 4.5.4 Perencanaan Kolom Beton

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi.

$$\text{Dimensi Kolom} = 1100/1100 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal decking (d')} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu tulangan (f}_y) = 420 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu beton (f}'_c) = 40 \text{ Mpa}$$

##### 4.5.4.1 Kontrol Dimensi kolom

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diperoleh beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom:

$$P_{u_{\max}} : 5347.979 \text{ kN}$$

$$V_{u_{\max}} : 173.94 \text{ kN}$$

$$T_{u_{\max}} : 35.3794 \text{ kNm}$$

$$M_y : 495.077 \text{ kNm}$$

$$M_x : 633.2871 \text{ kNm}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar  $\geq A_g \times \frac{f'_c}{10}$ , maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.

$$1100 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi besar dari 0.4

$$\text{Rasio } b/h = 1100/1100 = 1 > 0.4$$

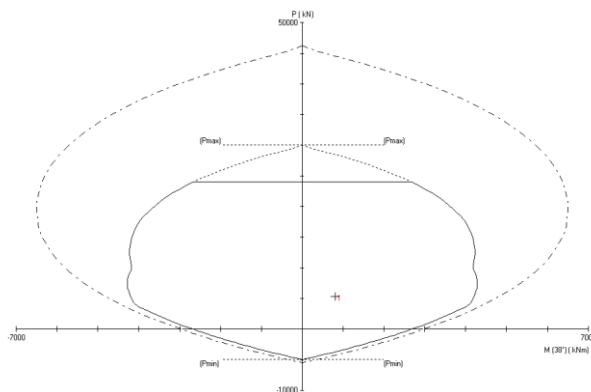
Dari hasil program ETABS didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 8513,10 kN

$$5347.979 \text{ kN} \geq 1100 \times 1100 \times \frac{40}{10} \times \frac{1}{1000}$$

$$5347.979 \text{ kN} \geq 43840 \text{ kN} \quad \text{(OK)}$$

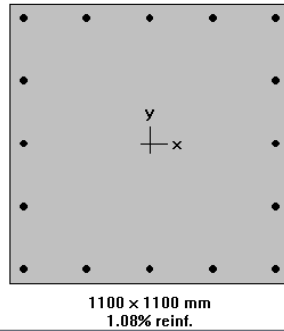
#### 4.5.4.2 Penulangan longitudinal kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu spColumn, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut:



Gambar 4. 70 hasil analisis kolom menggunakan spColumn

Dari hasil spColumn Design diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah **16D32**.



Gambar 4. 71 Tulangan longitudinal Kolom

Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom

$$\phi M_n = 3314.95 \text{ kNm} > M_u = 633.287 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

#### 4.5.4.3 Kontrol Rasio tulangan longitudinal pada kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.3, Luas tulangan memanjang,  $A_{st}$ , tidak boleh kurang dari 0.01  $A_g$  atau lebih dari 0.06  $A_g$ .

$$A_{st} = 12861,4 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 1210000 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program spColumn diperoleh Tulangan longitudinal: 16D32, dengan rasio tulangan = 1,08 %.

$$0.01A_g < A_s < 0.06 A_g$$

$$12100 \text{ mm}^2 < 12861,4 \text{ mm}^2 < 72600 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

#### 4.5.4.4 Kontrol kapasitas beban aksial kolom terhadap beban aksial terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2: kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0.8 \phi (0.85 f'c(A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$P_u = 5347.979 \text{ KN}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$A_g = 1100 \times 1100 = 1210000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 16 \frac{1}{4} \pi 32^2 = 12861,44 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

$$\phi P_n = 0,8 \times 0,65 (0,85 \times 40 (1210000 - 12861,44) + 420 (12861,44))$$

$$\phi P_n = 116669318,6 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 116669,31 \text{ kN} > P_u = 18283,20 \text{ kN} \quad \text{(OK)}$$

#### 4.5.4.5 Kontrol gaya tekan terhadap gaya geser rencana

Gaya geser rencana,  $V_e$ , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

$$F_s = 1,25 \times F_y = 1,25 \times 420 = 525 \text{ Mpa}$$

$$L_n = 4500 - 792 = 3708 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 603303,796 \text{ kNmm}$$

$$V_{ex} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_n} = \frac{2 \times 603303,796}{3708} = 325,407 \text{ kN}$$

$$V_{ex} = 325,407 \text{ kN} > V_u = 173,94 \text{ kN} \quad \text{(OK)}$$

#### 4.5.4.6 Penulangan gaya geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3, ujung-ujung kolom sepanjang  $L_o$  harus dikekang oleh tulangan trasversal ( $A_{sh}$ ) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3.

##### Pemasangan Tulangan di Daerah Sendi Plastis

Jarak Tulangan Maksimum :

- $1/4 b_{kolom} = \frac{1}{4} \times 1100 = 275 \text{ mm}$
- $6d_b = 6 \times 32 = 192 \text{ mm}$
- $100 \text{ mm} \leq S \leq 150 \text{ mm}$
- $S_o = 100 + \left( \frac{350 - (hx)}{3} \right) = 133,3 \text{ mm}$

Sehingga digunakan jarak tulangan di daerah sendi plastis 100 mm.

$A_{sh_{min}}$  sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut:

$$b_{cx} = 1100 - 2 \times 40 - 2 \times 19 = 982 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (1100 - 2 \times 40 - 2 \times 19)^2 = 964324 \text{ mm}^2$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{s b_c f'c}{fyt} \left[ \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{100 \times 982 \times 40}{420} \left[ \frac{1210000}{964324} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 714.798 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{s b_c f'c}{fyt}$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{100 \times 982 \times 40}{420} = 841.714 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

Sehingga digunakan 4D19-100

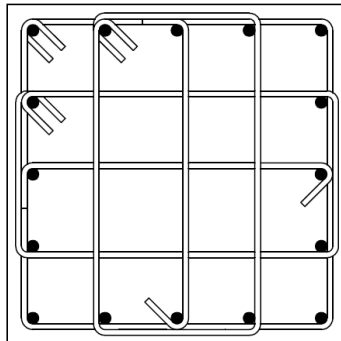
$$A_{sh} = 1133.54 \text{ mm}^2 > 841.714 \text{ mm}^2$$

#### Pemasangan Tulangan di Luar Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

- $6 \times db = 6 \times 32 = 192 \text{ mm}$
- $150 \text{ mm}$

Maka dipakai  $s = 150 \text{ mm}$ ; sehingga menjadi 4D19-150



Gambar 4. 72 Tulangan Kolom Beton

#### 4.5.5 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 =  $450 \times 650$  mm

Mutu beton ( $f_c$ ) = 40 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) = 420 Mpa

Tulangan utama = D22

Tulangan sengkang =  $\emptyset 10$

Selimut beton = 40 mm

Bentang = 9 m

Gaya aksial kolom = 5347.979 kN

$P_U \text{ sloof} = 10\% \times 5347.979 = 534.798 \text{ kN} = 534797.9 \text{ N}$

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

$$\frac{l}{20} = \frac{900}{20} = 450 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 450 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

##### 4.5.5.1 Penulangan lentur sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom.

Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya

koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

$$q_d = 0,45 \times 0,65 \times 2400 = 702 \text{ kg/m}$$

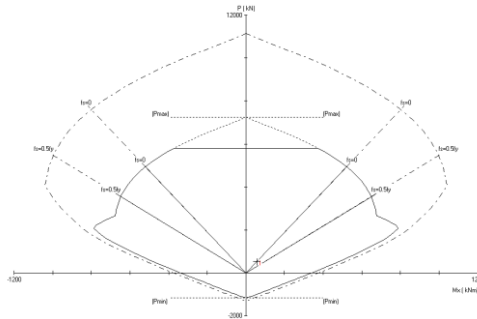
$$q_u = 1,2 \times 702 = 842,4 \text{ kg/m}$$

$$M_{u \text{ tumpuan}} = \frac{1}{12} \times q_u \times l^2$$

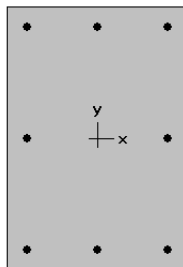
$$= \frac{1}{12} \times 842,4 \times 9^2$$

$$= 5686,2 \text{ kgm} = 56.862 \text{ kNm}$$

$$P_u \text{ Sloof} = 534.798 \text{ kN}$$



Gambar 4. 73 Diagram Interaksi Sloof



450 x 650 mm  
1.06% reinf.

Gambar 4. 74 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn

Dari analisis spColumn didapat :

$$\rho = 0,0106$$

Dipasang tulangan = 8 D22 (As = 3096 mm<sup>2</sup>)

- 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 450 mm ternyata cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

#### 4.5.5.2 Penulangan geser sloof

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut:

$$A_g = 450 \times 650 = 292500 \text{ mm}^2$$

$$d = 650 - 40 - 10 - 22/2 = 589 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{534797,9}{14 \cdot 292500} \right) 1 \sqrt{40} \times 450 \times 589$$

$$V_c = 322192,07 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 322192,07 = 241644,055 \text{ N} = 24640,836 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \times q \times u \times l = \frac{1}{2} \times 842,2 \times 9 = 3790,8 \text{ kg}$$

$$\phi V_c > V_u$$

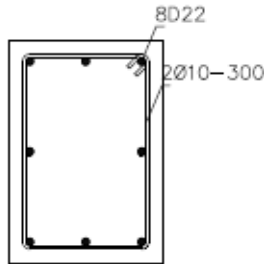
$$24640,836 \text{ kg} > 3790,8 \text{ kg} \text{ (tidak perlu tulangan geser)}$$

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:



- $\frac{d}{2} = \frac{589}{2} = 294,5 \text{ mm}$
- $s = 300 \text{ mm}$

Dipasang sengkang 2Ø10 – 300 mm.



Gambar 4. 75 Penulangan Sloof

#### 4.5.6 Perencanaan Tulangan Tusuk Konde

Dalam perencanaan tulangan tusuk konde, tiang pancang diasumsikan sebagai kolom. Sehingga perhitungan terkait kebutuhan tulangan longitudinal dan tulangan transversal disesuaikan dengan perhitungan pada perencanaan struktur kolom. Berikut merupakan spesifikasi dan pembebanan pada kolom:

Diameter kolom	= $600 - 2 \times 100 = 400 \text{ mm}$
Tebal decking ( $d'$ )	= 50 mm
Mutu tulangan ( $f_y$ )	= 420 Mpa
Mutu Beton ( $f'_c$ )	= 40 Mpa
$P_u$	= 1742.196 kN
$V_u$	= 17.83 kN
$M_u$	= 16.257 kNm

##### 4.5.6.1 Kontrol Dimensi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat

sembarang kombinasi ialah sebesar  $\geq A_g \times \frac{f'_c}{10}$ , maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

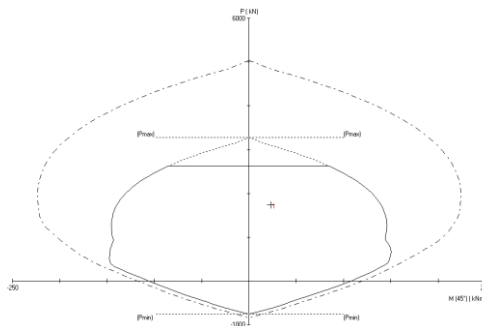
- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.  
400 mm > 300 mm
  - Rasio dimensi besar dari 0.4  
Rasio b/h = 400/400 = 1 > 0.4
- Dari hasil program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 2131,15 kN

$$1742.20 \text{ kN} \geq \pi \times \left(\frac{400}{2}\right)^2 \times \frac{40}{10} \times \frac{1}{1000}$$

$$1742.20 \text{ kN} \geq 502.655 \text{ kN (OK)}$$

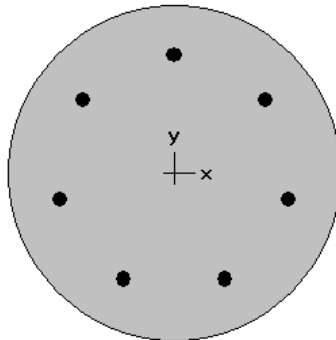
#### 4.5.6.2 Penulangan Longitudinal Kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu spColumn, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut:



Gambar 4. 76 Diagram Interaksi Tiang Pancang

Dari hasil spColumn Design diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah **7D19**.



400 mm diam.  
1.58% reinf.

Gambar 4. 77 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn

Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom

$\phi M_n = 98.68 \text{ kNm} > M_u = 16.257 \text{ kNm}$  (OK)

#### 4.5.6.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal pada Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang,  $A_{st}$ , tidak boleh kurang dari  $0.01 A_g$  atau lebih dari  $0.06 A_g$ .

$$A_{st} = 1984.701 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 125663.7061 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program spColumn diperoleh Tulangan longitudinal: 8D29, dengan rasio tulangan = 1,58 %.

$$0.01A_g < A_{st} < 0.06 A_g$$

$$125.663 \text{ mm}^2 < 1984.701 \text{ mm}^2 < 7539.822 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

#### 4.5.6.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2: kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$P_u = 1742.196 \text{ kN}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$A_g = 125663.7061 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 7 \times 0,25 \times \pi \times 19^2 = 1984.701 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

$$\phi P_n = 0,8 \times 0.65 (0,85 \times 40 (125663.7061 - 1984.701) + 420 \times 1984.701)$$

$$\phi P_n = 2620103.541 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 2620.103 \text{ kN} > P_u = 1742.196 \text{ kN (OK)}$$

#### 4.5.6.5 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser

Gaya geser rencana,  $V_e$ , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

$$F_s = 1,25 \times F_y = 1,25 \times 420 = 525 \text{ Mpa}$$

$$L_n = 5 \times 400 = 2000 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 298203.3005 \text{ kNmm}$$

$$V_{ex} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_n} = \frac{2 \times 298203.3005}{2000} = 298.203 \text{ kN}$$

$$V_{ex} = 298.203 \text{ kN} > V_u = 17.83 \text{ kN (OK)}$$

#### 4.5.6.6 Perhitungan Tulangan Geser

Syarat sengkang spiral  $25 \text{ mm} \leq s \leq 75 \text{ mm}$ .

$$D_c = 400 - 2 \times 50 - 16 = 284 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = 0,25 \times \pi \times D_c^2 = 0,25 \times \pi \times 284^2 = 63347.07 \text{ mm}^2$$

$\rho$  harus memenuhi persyaratan di SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4, pasal 10.9.3 dan , diambil nilai yang terbesar dari rumus berikut ini:

$$\begin{aligned}\rho_s &= 0,12 \times f'c/fyt \\ &= 0,12 \times 40/420 \\ &= 0,011\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_s &= 0,45x\left(\frac{Ag}{Ach} - 1\right)x\frac{f'c}{fyt} \\ &= 0,45x\left(\frac{125663.7061}{63347.07} - 1\right)x\frac{40}{420} \\ &= 0,0421 \text{ (menentukan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s \text{ perlu} &= \rho_s \times Ag \\ &= 0,0421 \times 125663.7061 \\ &= 5297.982 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{\frac{\pi}{4} \times db^2 \times 1000}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{\frac{\pi}{4} \times 19^2 \times 1000}{5297.982} \\ &= 37.93 \text{ mm}\end{aligned}$$

Didapat tulangan sengkang D16 – 35 mm.

## **BAB V**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **5.1 Kesimpulan**

Dari hasil perhitungan dan analisa yang telah dilakukan, maka didapatkan kesimpulan sebagai berikut :

1. Perhitungan Sekunder
  - Pelat lantai atap menggunakan bondek dari SUPER FLOOR DECK dengan tebal 0,75 mm dengan pelat beton tebal 90 mm menggunakan tulangan negatif M8-200
  - Pelat lantai kantor menggunakan bondek dari SUPER FLOOR DECK dengan tebal 0,75 mm dengan tebal 100 mm menggunakan tulangan negative M8-150
  - Dimensi balok anak pada atap menggunakan profil WF 400x200x8x13 dengan mutu baja BJ 41
  - Dimensi balok anak pada lantai kantor menggunakan profil WF 500x200x10x16 dengan mutu baja BJ 41
  - Dimensi balok penggantung lift menggunakan profil WF 450x300x10x15
  - Tangga menggunakan bondek dengan tebal pelat 90 mm
  - Dimensi balok utama tangga yaitu WF 250x125x5x8
  - Dimensi balok Penumpu tangga yaitu WF 250x125x5x8
  
2. Perhitungan Primer
  - Dinding Geser Pelat Baja (SPSW) menggunakan tebal 5mm
  - Dimensi balok induk memanjang menggunakan profil WF 800x300x14x22
  - Dimensi balok induk melintang menggunakan profil WF 800x300x14x22

- Dimensi balok HBE menggunakan profil WF 800x300x14x22
  - Dimensi kolom VBE menggunakan kolom CFT profil HSS 800x800x28x28
  - Dimensi kolom beton pada basement menggunakan ukuran 1100x1100 mm
  - Dimensi kolom lantai 1-5 menggunakan CFT profil HSS 800x800x28x28
  - Dimensi kolom lantai 6-Atap menggunakan CFT profil HSS 700x700x28x28
3. Hasil Perhitungan Sambungan
- Sambungan balok anak pada atap dan balok induk menggunakan 2 buah baut diameter 16 mm dan pelat siku 60x60x6.
  - Sambungan balok anak pada lantai kantor dan balok induk menggunakan 2 buah baut diameter 16 mm dan pelat siku 60x60x6.
  - Sambungan balok utama tangga dan balok tumpu tangga diberikan lubang slot 20 mm dan baut 4M8 mm.
  - Sambungan balok penumpu tangga dan kolom menggunakan baut 4M8 mm dan pelat ketebalan 6 mm dan las sudut 3mm.
  - Sambungan balok induk dengan kolom menggunakan 8 baut M20 dan 16 baut M27 pada diaphragm plate setebal 20 mm
  - Sambungan antar kolom menggunakan las sudut dan pelat dengan tebal 50 mm
  - Sambungan dinding geser menggunakan las sudut dengan tebal 5 mm
  - Sambungan HBE dan VBE menggunakan 7 baut diameter 30 mm dan las tumpul pada VBE
  - Sambungan base plate menggunakan pelat dengan ukuran 1100x1100 mm dengan ketebalan 40 mm dan menggunakan baut angkur F1554 M20 8 buah

4. Hasil Perhitungan Struktur Bawah
  - Dinding penahan tanah menggunakan jenis cantilever wall
  - Menggunakan Shearwall dengan tebal 350 mm
  - Pondasi menggunakan tiang pancang produk dari PT. Waskita Beton Precast dengan diameter 600 mm dengan mencapai kedalaman -24 m.
  - Penulangan poer tipe 1 menggunakan D29-100 dan D22-100. Poer Tipe 2 menggunakan D25-200 dan D19-200. Poer tipe 3 menggunakan D25-250 dan D19-300. Poer tipe 4 menggunakan D25-250 dan D19-300
  - Dimensi sloof sebesar 45x65 cm menggunakan tulangan 8D22

## 5.2 Saran

Diharapkan dilakukan studi yang mempelajari tentang perencanaan struktur *Steel Plate Shear Wall (SPSW)* lebih dalam dengan mempertimbangkan aspek teknis, ekonomis, dan estetika. Sehingga perencanaan dapat dimodelkan semirip mungkin dengan kondisi ideal di lapangan.



“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## DAFTAR PUSTAKA

American Institute of Steel Construction, 2005. **Seismic Provision for Structural Steel Buildings**. AISC, Inc.

Astaneh-Asl, A. 2000. "Steel Plate Shear Wall", **Proceeding U.S., Japan Partnership for Advanced Steel Structures**. U.S., Japan Workshop

Astaneh-Asl., Zhao, Q. 2002: **Cyclic tests of steel shear walls, volume II-Appendices to final report. Final report to the Sponsors, Report number UCB/CEE-STEEL-01/01a**, Dept. of civil and Env. Engineering, Univ. of California, Berkeley, July

Badan Standardisasi Nasional. 2018. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 1726:2018)**. Bandung : BSN.

Badan Standardisasi Nasional. 2013. **Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013)**. Bandung : BSN.

Badan Standardisasi Nasional. 2013. **Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727:2013)**. Bandung : BSN.

Badan Standardisasi Nasional. 2015. **Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 1729:2015)**. Bandung : BSN.

Berman, Jeffrey dan Michel Bruneau. 2003. "Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls". **ASCE Journal of Structural Engineering**, pp. 1448-1456.

Berman, Jeffrey dan Michel Bruneau. 2004. "Steel Plate Are Not Plate Girders". **AISC Engineering Journal**, Third Quarter, pp. 95-106.

Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan. (1983). **Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung**.

Driver, Robert George. 1997. "**Seismic Behaviour of Steel Plate Shear Wall**". Alberta : Department of Civil and Environmental Engineering

Endah, N., dan Mochtar, I. B. (1993). **Mekanika Tanah**.

Erickson, Jason dan Rafael Sabelli.2008.”A Closer Look at Steel Plate Shear Walls”. **Modern Steel Construction**

Isdarmanu, Marwan. 2006. “**Buku Ajar Struktur Baja I**”. Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Montgomery, C., Medhekar, M., Lubell, A., Prion, H., Ventura, C., and Rezai, M. (2001). "Unstiffened Steel Plate Shear Wall Performance under Cyclic Loading". **Journal of Structural Engineering** 10.1061

Seilie, Ignasius F. dan John D. Hopper. 2005. “Steel Plate Shear Walls: Practical Design and Construction”. **Modern Steel Construction Conference**.

Shosuke, Morino and Keigo Tsuda. 2001. “**Design and Construction of Concrete Filled Steel Tube Column System In Japan**”. Japan: Mie University

Spiegel, L Limbrunner. 1998. **Desain Baja Struktural Terapan**. PT Refika Aditama

Thorburn, L.J. Kulak, G.L, dan Montgomery, C.J. 1983 .”Analysis of Steel Plate Shear Walls”.**Structural Engineering Report No.107**, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada

Timler, P.A. dan Kulak, G.L. 1983. “**Experimental Study of Steel Plate Shear Walls**”. (3.71), Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada

Widiarsa, Ida Bagus Rai, & Putu Deskarta . 2007 . “Kuat Geser Baja Komposit Dengan Variasi Tinggi Penghubung Geser Tipe – T ditinjau Dari Uji Geser Murni” . **Jurnal Ilmiah Teknik Sipil Vol. 11, No 1**

## **LAMPIRAN**

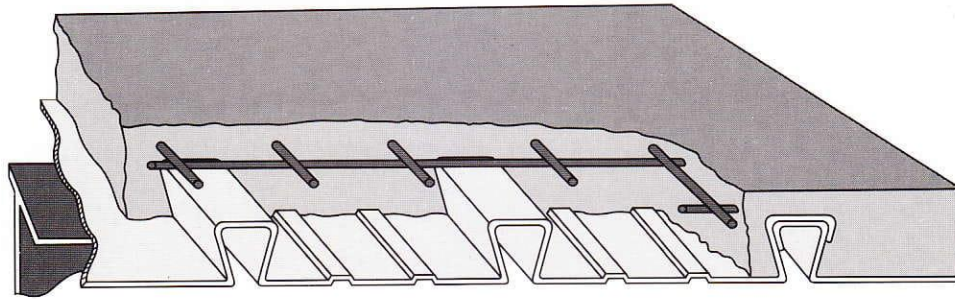
# LOG BOR

**Bor No** DB-01 (30m)  
**Location** Kampus UHAMKA Fakultas  
 Ekonomi, Pasar Rebo, Jakarta  
 Timur  
**Date** Agustus 2015  
**Type** Wash Boring

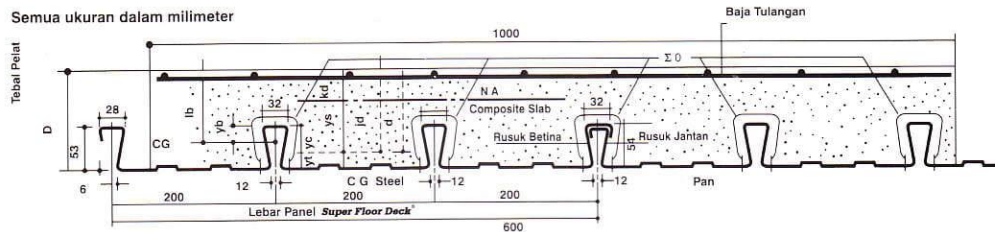
GWL	DEPTH (m)	LITHOLOGY	DESCRIPTION	Strength	UDS (m)	SPT (nBlow/15cm)				Graph	
						N-1	N-2	N-3	N-Spt		
	0									0	80
	-1		Clay: Lempung, coklat								
	-2										
	-3				UDS-1 (2.50-3.00)	3	6	7	13		
	-4										
	-5				UDS-2 (4.50-5.00)	2	3	5	8		
	-6										
	-7					4	6	8	14		
7.00	-7		Clay: Lempung, lanau, coklat	stiff							
	-8					2	2	4	8		
	-9										
	-10					2	3	4	7		
	-11										
	-12					2	3	5	8		
	-13										
	-14					2	4	5	9		
	-15										
	-16					2	4	4	8		
	-17										
	-18					2	4	5	9		
	-19										
	-20					2	3	5	8		
	-21										
	-22					3	5	5	10		
	-23										
23.50	-23.50		Sand: Pasir halus, coklat	very stiff-hard							
	-24					7	15	34	49		
25.00	-25.00		Claystone: Batu lempung, coklat	hard							
	-26					21	28	33	61		
	-27										
27.50	-27.50		Claystone: Batu lempung, abu-abu	hard							
	-28					17	26	37	63		
	-29										
30.00	-30.00			hard							
	-31					19	29	40	69		

 UDS  
 SPT

# Super Floor Deck®



## PERENCANAAN: Plat Lantai Komposit



### Tabel Perencanaan Praktis

Tabel Perencanaan Praktis berikut ini bisa membantu dalam perencanaan penggunaan **Super Floor Deck®** untuk suatu bangunan antara lain:

- Menunjukkan tabel plat beton untuk bentang tunggal, bentang ganda, dan bentang menerus.
- Kebutuhan tulangan negatif, serta perhitungan luas penampangnya, pada bentang ganda atau bentang menerus.
- Ketebalan plat beton pada bentang tertentu, serta berbagai beban (Super Imposed Load)
- Tiang penyangga sementara yang dibutuhkan untuk meniadakan lendutan awal pada waktu beton dan **Super Floor Deck®** belum berfungsi.

TABEL 1 : SIFAT PENAMPANG **Super Floor Deck®** PERLEBAR 1000 MM

Tebal Pelat mm	Berat per satuan luas kg / m <sup>2</sup>	Luas penampang mm <sup>2</sup>	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			Ie	Gaya reaksi aman untuk perletakan tepi			Gaya reaksi aman untuk perletakan tengah		
			Yc	Yt	I <sub>p</sub>	Z <sub>pc</sub>	Z <sub>pt</sub>	I <sub>n</sub>	Z <sub>nc</sub>	Z <sub>nt</sub>		10 mm perletakan	Pertambahan per 10 mm	max	10 mm Of Bearing KN	Pertambahan per 10 mm	Max
mm	kg / m <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm	mm	10 <sup>4</sup> x mm <sup>4</sup>	10 <sup>3</sup> x mm <sup>3</sup>	10 <sup>3</sup> x mm <sup>3</sup>	10 <sup>3</sup> x mm <sup>3</sup>	10 <sup>3</sup> x mm <sup>3</sup>	10 <sup>3</sup> x mm <sup>3</sup>	10 <sup>8</sup> x mm <sup>4</sup>	10 mm Of Bearing KN	Increment, Per 10 mm KN	KN	10 mm Of Bearing KN	Increment, Per 10 mm KN	KN
0.75	10.1	1241	38.6	15.4	0.511	13.15	33.14	0.309	10.21	10.73	0.425	3.76	0.99	8.11	15.01	1.14	19.19

Catatan : I<sub>p</sub> = momen inersia profil panel untuk daerah momen positif

Z<sub>nc</sub> = idem, dasar dek dalam daerah momen negatif (tegangan tekan)

Ie = momen inersia ekuivalen untuk perhitungan lendutan bentang menerus

Notes  
I<sub>n</sub> = idem untuk daerah momen negatif

Z<sub>pc</sub> = idem, puncak rusuk, dalam daerah momen positif (tegangan tekan)

I<sub>p</sub> (1.26 - 0.26 I<sub>p</sub>/I<sub>n</sub>)

Z<sub>nt</sub> = momen tahanan, puncak rusuk dalam daerah momen negatif (tegangan tarik)

Z<sub>pt</sub> = idem, dasar dek, dalam daerah momen positif (tegangan tarik)

TABEL 2 : TABEL PERENCANAAN PRAKTIS

Super Floor Deck® 0.75 MM	BENTANG TUNJANG TANPA TULANGAN NEGATIF SAMPLE SPAN CONDITION WITHOUT NEGATIVE REINFORCEMENT							BENTANG GANDA DENGAN TULANGAN NEGATIF DOUBLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT							BENTANG MENERUS DENGAN TULANGAN NEGATIF MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT							
	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	700	1000	
BEBAN BERGUNA SUPER IMPOSED LOAD KG/M <sup>2</sup>	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	700	1000	
TIANG PENYANGGA NO. PROPS	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM <sup>2</sup> /M	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM <sup>2</sup> /M	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM <sup>2</sup> /M	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM <sup>2</sup> /M	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM <sup>2</sup> /M	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM <sup>2</sup> /M	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM <sup>2</sup> /M	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM <sup>2</sup> /M	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM <sup>2</sup> /M	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM <sup>2</sup> /M	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM <sup>2</sup> /M	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM <sup>2</sup> /M	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM <sup>2</sup> /M	TUL. NEGATIF NEG. REINF. CM <sup>2</sup> /M	
TANPA PENYANGGA NO. PROPS	1.50	9	9	9	9	9	9	0.75	0.91	1.07	1.24	1.40	1.66	2.08	0.59	0.73	0.85	0.98	1.11	1.31	1.65	
	1.75	9	9	9	9	9	10	1.03	1.25	1.48	1.71	1.94	2.29	2.53	0.81	0.99	1.17	1.35	1.53	1.81	2.00	
	2.00	9	9	9	9	9	10	1.36	1.65	1.95	2.26	2.57	3.04	3.35	1.07	1.31	1.55	1.79	2.03	2.39	2.65	
	2.25	9	9	9	9	10	11	1.73	2.12	2.50	2.90	3.29	3.89	4.29	1.37	1.68	1.98	2.30	2.60	3.08	3.04	
	2.50	9	9	9	9	10	14	2.16	2.65	3.13	3.62	4.11	4.29	4.36	1.71	2.09	2.48	2.86	3.25	3.39	2.92	
SATU BARIS PENYANGGA ONE ROW PROPS	2.75	10	10	10	10	11	12	15	2.64	3.24	3.83	4.41	4.02	4.29	15	4.23	2.09	2.25	3.02	3.11	3.18	3.39
	3.00	10	10	10	11	12	13		3.17	3.87	4.10	4.28	4.41	4.74		9	2.51	3.07	3.25	3.38	3.49	3.75
	3.25	11	11	11	12	13	14		3.41	4.13	4.87	4.65	4.83	5.22		10	2.70	3.27	3.84	3.67	3.82	4.12
	3.50	12	12	12	13	14	15		3.68	4.42	5.18	5.44	5.64	5.71		11	2.90	3.49	4.09	4.29	4.46	4.51
	3.75	13	13	13	14				4.25	5.11	5.99	5.83	6.09			11	3.36	4.04	4.73	4.61	4.81	
DUA BARIS PENYANGGA TWO ROW PROPS	4.00	14	14	14	15				4.55	5.43	6.33	6.24	6.55			12	3.59	4.28	4.99	4.93	5.17	
	4.50								5.49	6.51	7.06	7.53				13	4.34	5.14	5.58	5.95		
	5.00								6.20	7.27	8.90					15	4.90	5.73	6.58			

- Catatan : - BEBAN MATI (BERAT SENDIRI **Super Floor Deck®** DAN PELAT BETON) SUDAH DIPERHITUNGKAN  
 - BEBAN BERGUNA DALAM TABEL ADALAH JUMLAH BEBAN HIDUP DAN BEBAN-BEBAN FINISHING LAINNYA  
 - MUTU BAJA TULANGAN U - 48

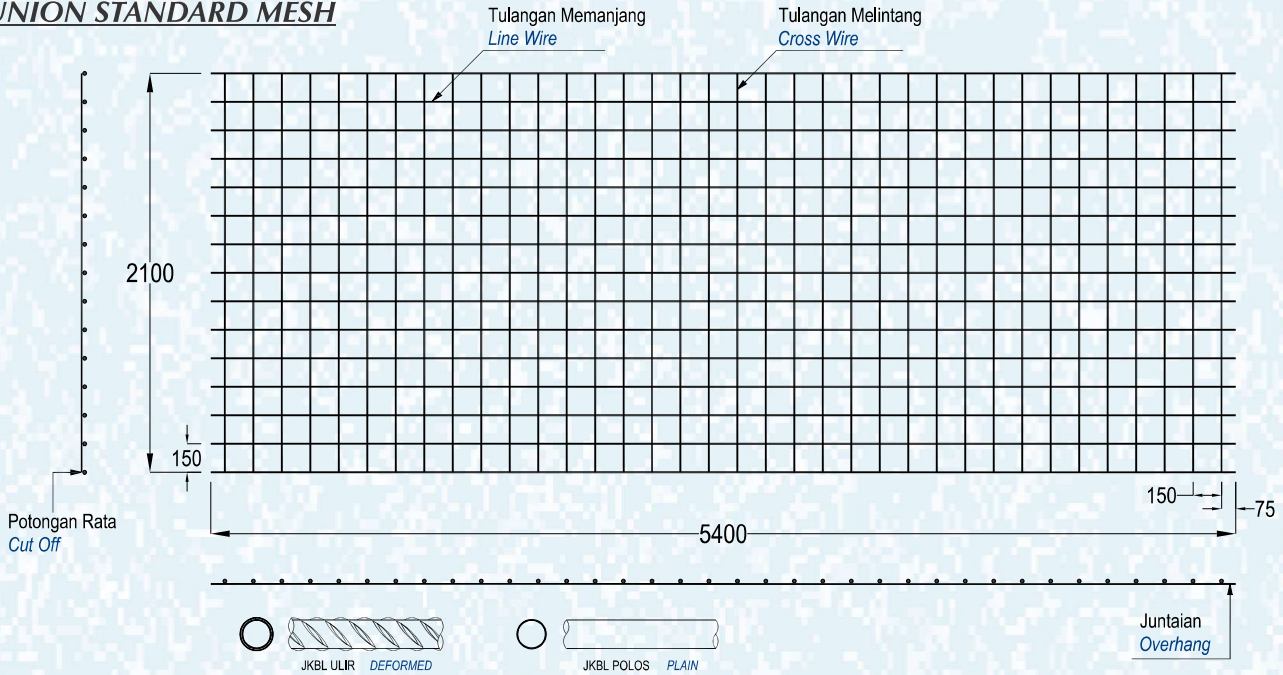
# INFORMASI PRODUK

## PRODUCT INFORMATION

Union Wire Mesh adalah jaring baja tulangan bermutu tinggi yang mempunyai tegangan leleh karakteristik 5,000 kg/cm<sup>2</sup> yang dirangkai sedemikian rupa menggunakan las listrik untuk mendapatkan tegangan geser berkualitas tinggi sebesar 2,500 kg/cm<sup>2</sup> di setiap titik pertemuan kawatnya.

Union Wire Mesh is made from high tensile reinforcing wire rod having characteristic yield strength of 5,000 kg/cm<sup>2</sup> and it is electrically welded to obtain high quality shearing strength of 2,500 kg/cm<sup>2</sup> in each welded point.

### UNION STANDARD MESH



#### BERAT PER LEMBAR

#### MASS PER SHEET

RWNC	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M12	M16
<b>DIAMETER (mm)</b>	4	5	6	7	8	9	10	12	16
<b>BERAT PER LEMBAR (kg)</b>	15,45	24,14	34,76	47,31	61,79	78,21	96,55	139,03	247,17

## Spesifikasi

Diameter JKBL Union	: 4 mm sampai 16 mm
Standar Bahan	: SNI 07-0663-1995
Tegangan Leleh Karakteristik	: 5,000 kg/cm <sup>2</sup> , mutu U-50
Tegangan Geser Kampuh Las	: 2,500 kg/cm <sup>2</sup>
Bentuk Permukaan Kawat	: Polos dan Ulir
Spasi Standard	: 150 mm x 150 mm (Type M) 100 mm x 200 mm (Type B)
Ukuran Standard	: Lembar : 5,4 m x 2,1 m (M4 - M10, M12, M16) Roll : 54 m x 2,1 m (M4 - M6)

## Specification

Diameter of Union Mesh	: 4 mm up to 16 mm
Material Standard	: SNI 07-0663-1995
Characteristic Yield Strength	: 5,000 kg/cm <sup>2</sup> , grade U-50
Welding Shear Strength	: 2,500 kg/cm <sup>2</sup>
Types of Bar Surfaces	: Plain and Deformed
Standard Spacings	: 150 mm x 150 mm (M Type) 100 mm x 200 mm (B Type)
Standard Sizes	: Sheet : 5,4 m x 2,1 m (M4 - M10, M12, M16) Roll : 54 m x 2,1 m (M4 - M6)

## Produksi Union Wire Mesh

Dengan dukungan dari mesin pembentuk JKBL kami yang modern dan menggunakan teknologi komputer, kami terbukti berkemampuan untuk memproduksi ukuran JKBL yang bervariasi dengan hasil pengelasan sempurna sampai dengan diameter 16 mm.

- Jarak spasi : 50 mm; 100 mm; 150 mm; 200 mm; 250 mm; dan 300 mm
- Juntai kawat memanjang maksimum 1.200 mm kedua sisi nya
- Jarak spasi kawat melintang minimum 50 mm sesuai dengan diameter
- Jika tulangan ukuran spesial diperlukan, staff berpengalaman kami siap untuk membantu mendesain yang terbaik dan paling efisien
- Untuk M12 sampai dengan M16, harap konsultasi dengan kami

## Union Wire Mesh Production

By means of our modern and computerized wire mesh welding machines, we have proven capability to produce various sizes of mesh with perfect welding result up to diameter 16 mm.

- Spacings : 50 mm; 100 mm; 150 mm; 200 mm; 250 mm and 300 mm
- Line wire over hang maximum 1,200 mm both sides
- Cross wire spacing minimum 50 mm subject to diameters
- If special sizes of reinforcement are required, our experienced technical staffs are ready to assist for designing the best and most efficient ones
- For M12 to M16, please consult with us

# Penggunaan

# Applications

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

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

### Conversion Calculation

Mengganti tulangan biasa (U-24) dengan JKBL Union (U-50)

Substituting union wire mesh (U-50) for ordinary reinforcement (U-24)

Rumus :

Formula :

$$\text{Luas JKBL union (U-50)} = \text{Luas tulangan biasa (U-24)} \times \frac{\text{Tegangan leleh U-24}}{\text{Tegangan leleh U-50}}$$

$$\text{Union Wire Mesh area (U-50)} = \text{Mild Steel bar area (U-24)} \times \frac{\text{Yield stress U-24}}{\text{Yield stress U-50}}$$

Contoh :

Example :

Diketahui : Tulangan U-24  
Diameter = 10 mm  
Jarak spasi = 150 mm  
Luas tulangan = 5,24 cm<sup>2</sup>/m'

Given : Mild Steel bar U-24  
Diameter = 10 mm  
Spacing = 150 mm  
Cross sectional area = 5.24 cm<sup>2</sup>/m'

$$\text{Luas JKBL union} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} = 2,515 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

$$\text{Union Wire Mesh area} = 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} = 2.515 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

Dari Tabel diperoleh : JKBL Union  
Diameter 7 mm dengan spasi 150 mm  
Luas 2,57 cm<sup>2</sup>/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

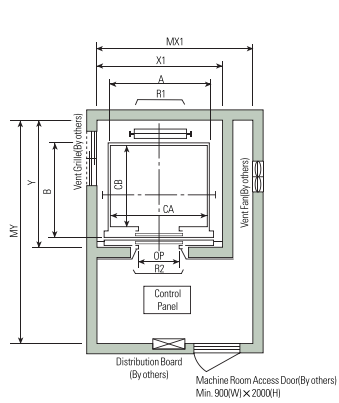
WIRE AREA TABLE

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



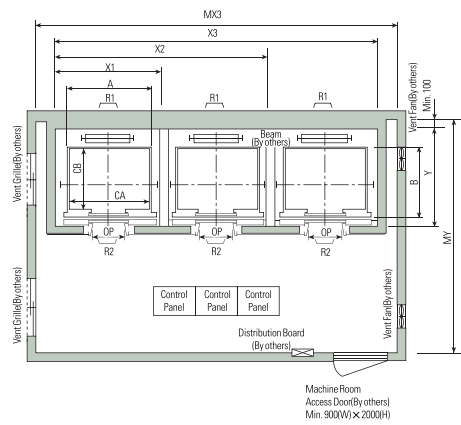
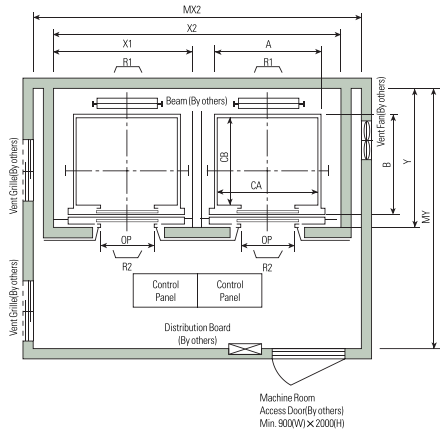
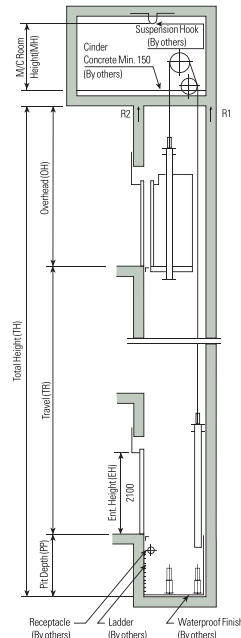
# Layout Plan – Geared Elevators 1~1.75m/sec

## Plan of Hoistway & Machine Room



Note: Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.

## Section of Hoistway



## Standard Dimensions & Reactions

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Clear Opening (OP)	Car			Hoistway				M/C Room			M/C Room Reaction (kg)				Pit Reaction (kg)			
	Persons	kg		Internal (CA × CB)	External (A × B)	1Car (X1)	2Cars (X2)	3Cars (X3)	Depth (Y)	1Car (MX1)	2Cars (MX2)	3Cars (MX3)	Depth (MY)	R1	R2	R3	R4				
1	6	450	800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000	5200	4300				
	8	550	800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250	5800	4700				
	9	600	800	1400 × 1130	1460 × 1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450	6100	4900				
	10	700	800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6600	5200				
	11	750	800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800	6900	5400				
1.5	13	900	900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750	7900	6100				
	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450	4300	8400	6400				
1.75	17	1150	1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100	10800	8500				
			1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800								
	20	1350	1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	7250	2380	2600	4900	7500	4200	7800	6000	11800	9100				
			1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	7850	2180	2800	5250	8300	4000								
24	1600	1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300	8500	6800	13100	9900					
			2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	8300	2280	3000	5650	8700	4200									

- Notes:
- Above hoistway dimensions are based on 15-storied buildings. For application to over 16-storied buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistways.
  - Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.
  - When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
  - The capacity in persons is calculated at 65kg/person. (EN81=75kg/person)
  - Above dimensions are applied in case the door is standard. In case fire protection door that the clear opening is over 1000mm is applied, hoistway size for 1 car should be applied above X1 dimension plus 100mm.

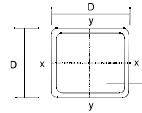
(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Overhead (OH)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
1	4600	1500	2200
1.5	4800	1800	2400
1.75	5000	2100	2400

- Notes:
- The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. Therefore, some allowances should be made considering the sloping of the hoistways.
  - Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.
  - The minimum machine room height should be 2800mm in case of the traction machine with double isolation pad.

SUPER HOT COLUMNS

## Super Hot Columns



### Submerged arc welded steel tubes

Designation Size	Thickness t	Mass Per Metre	Area Of Section A	Second Moment Of Inertia I	Radius Of Gyration r	Elastic Modulus Z	Plastic Modulus S	Torsional Constant J	Surface Area Per Metre C	
D	D	t	A	I	r	Z	S	J	C	
mm	mm	kg/m	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>	
450x450	25	321	409	120600	17.2	5359	6427	197700	8088	1.71
	28	355	452	131200	17.0	5630	7047	217300	8813	1.70
	32	399	509	144100	16.8	6404	7826	242000	9707	1.69
500x500	25	360	459	169400	19.2	6778	8074	275300	10220	1.91
	28	399	508	184900	19.1	7396	8874	303300	11160	1.90
	32	450	573	204000	18.9	8161	9886	338900	12340	1.89
	36	498	635	221500	18.7	8860	10840	372500	13430	1.88
550x550	25	399	509	230000	21.3	8362	9909	371000	12590	2.11
	28	443	564	251600	21.1	9149	10910	409400	13790	2.10
	32	500	637	278600	20.9	10130	12190	458600	15300	2.09
	36	555	707	303500	20.7	11040	13400	505400	16700	2.08
40	608	775	326500	20.5	11870	14540	549800	18000	2.06	
600x600	25	439	559	303400	23.3	10110	11930	486600	15220	2.31
	28	487	620	332700	23.2	11090	13160	537700	16700	2.30
	32	550	701	369400	23.0	12310	14730	603400	18570	2.29
	36	611	779	403700	22.8	13460	16220	666300	20330	2.28
	40	671	855	435500	22.6	14520	17640	726400	21970	2.26
	45	743	947	472000	22.3	15730	19320	797600	23880	2.25
	50	813	1036	504900	22.1	16830	20880	864200	25610	2.23
650x650	25	478	609	391000	25.3	12030	14140	623900	18100	2.51
	28	531	676	429500	25.2	13220	15620	690300	19890	2.50
	32	600	765	478100	25.0	14710	17510	775900	22170	2.49
	36	668	851	523700	24.8	16110	19320	858200	24320	2.48
	40	734	935	566400	24.6	17430	21050	937200	26340	2.46
	45	814	1037	615900	24.4	18950	23100	1031000	28700	2.45
	50	891	1136	661000	24.1	20340	25030	1120000	30980	2.43
60	1040	1323	739100	23.6	22740	28530	1282000	34720	2.39	
700x700	25	517	689	494100	27.4	14120	16540	784900	21220	2.71
	28	575	732	543500	27.2	15530	18280	869200	23360	2.70
	32	651	829	606200	27.0	17320	20530	978300	26080	2.69
	36	724	923	665400	26.9	19010	22670	1084000	28660	2.68
	40	797	1015	721200	26.7	20610	24760	1185000	31110	2.66
	45	885	1127	786300	26.4	22470	27220	1307000	33980	2.65
	50	970	1236	846300	26.2	24180	29560	1422000	36650	2.63
60	1130	1443	951700	25.7	27190	33830	1635000	41410	2.59	
750x750	25	556	709	613800	29.4	16370	19120	971300	24600	2.91
	28	619	788	676000	29.3	18030	21160	1077000	27110	2.90
	32	701	893	755300	29.1	20140	23790	1213000	30320	2.89
	36	781	995	830600	28.9	22150	26320	1345000	33370	2.88
	40	859	1095	901900	28.7	24050	28760	1473000	36280	2.86
	45	955	1217	985500	28.5	26280	31680	1627000	39710	2.85
	50	1050	1336	1063000	28.2	28350	34460	1774000	42920	2.83
60	1230	1563	1202000	27.7	32040	39590	2046000	48700	2.79	
800x800	25	596	759	751500	31.5	18790	21900	1185000	28220	3.11
	28	663	844	828500	31.3	20710	24250	1315000	31140	3.10
	32	751	957	927100	31.1	23180	27290	1483000	34870	3.09
	36	837	1067	1021000	30.9	25530	30230	1646000	38440	3.08
	40	922	1175	1110000	30.7	27760	33070	1804000	41840	3.06
	45	1030	1307	1216000	30.5	30400	36480	1995000	45880	3.05
	50	1130	1436	1314000	30.3	32860	39740	2178000	49680	3.03
60	1320	1683	1492000	29.8	37290	45790	2521000	56590	2.99	

# PC SPUN PILE CONCRETE PRODUCT



## Description

Type of pile	: Prestressed Concrete Spun Pile
Splice system	: Welded at steel joint plate
Type of shoe	: Pencil (Standard Product) Mamira (Special Design)
Method of Driving	: Diesel or Hydraulic Hammer

PT WASKITA BETON PRECAST TBK

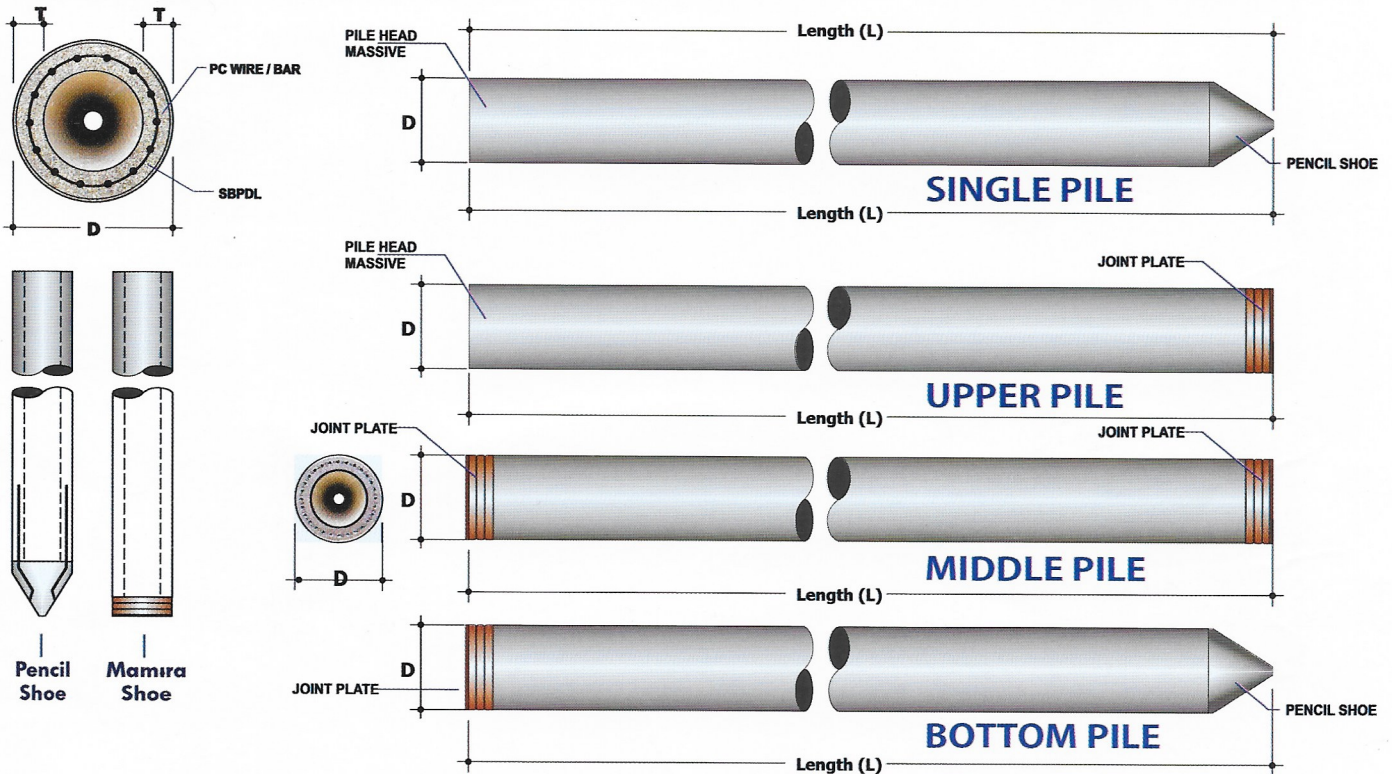
## Design and Manufacturing References

JIS A 5335 - 1987  
ACI 543 - 00

SNI 03-2847-2002

Prestressed Concrete Spun Pile  
Design, Manufactured and Installation  
of Concrete Piles  
Indonesian Concrete Code

## Shape and Dimension



## Specification of Material

Item	Reference	Description	Specification
Aggregate	ASTM C33 - 1999 NI 2 PBI - 1971	Standard Specification for Concrete Aggregate Indonesian Concrete Code	
Cement	SNI 15-2049 - 2004	Portland Cement	Standard product : Type I Special order : Type II or V
Adimixture	ASTM C494 - 1985	Standard Specification for Chemical Adimixture for Concrete	Type F : Water reducing adimixtures
Concrete	SNI 03-2847 - 2002	Indonesian Concrete Code	Compressive strength at : 28 days : 600kg/cm <sup>2</sup> (cube)
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wire and strand for Prestressed Concrete	SWPD 1
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	SBPDL 1275 / 1420
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wire	SWMA / SWMP
Join Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steel for General Structure	SS - 400
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 1990	Structural Welding Code-steel	AWS AS.1 / E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent

# Classification

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



Departemen Teknik Sipil  
 Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
 dan Kebumihan  
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur  
 Social Security Tower di Jakarta  
 dengan menggunakan Steel Plate  
 Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

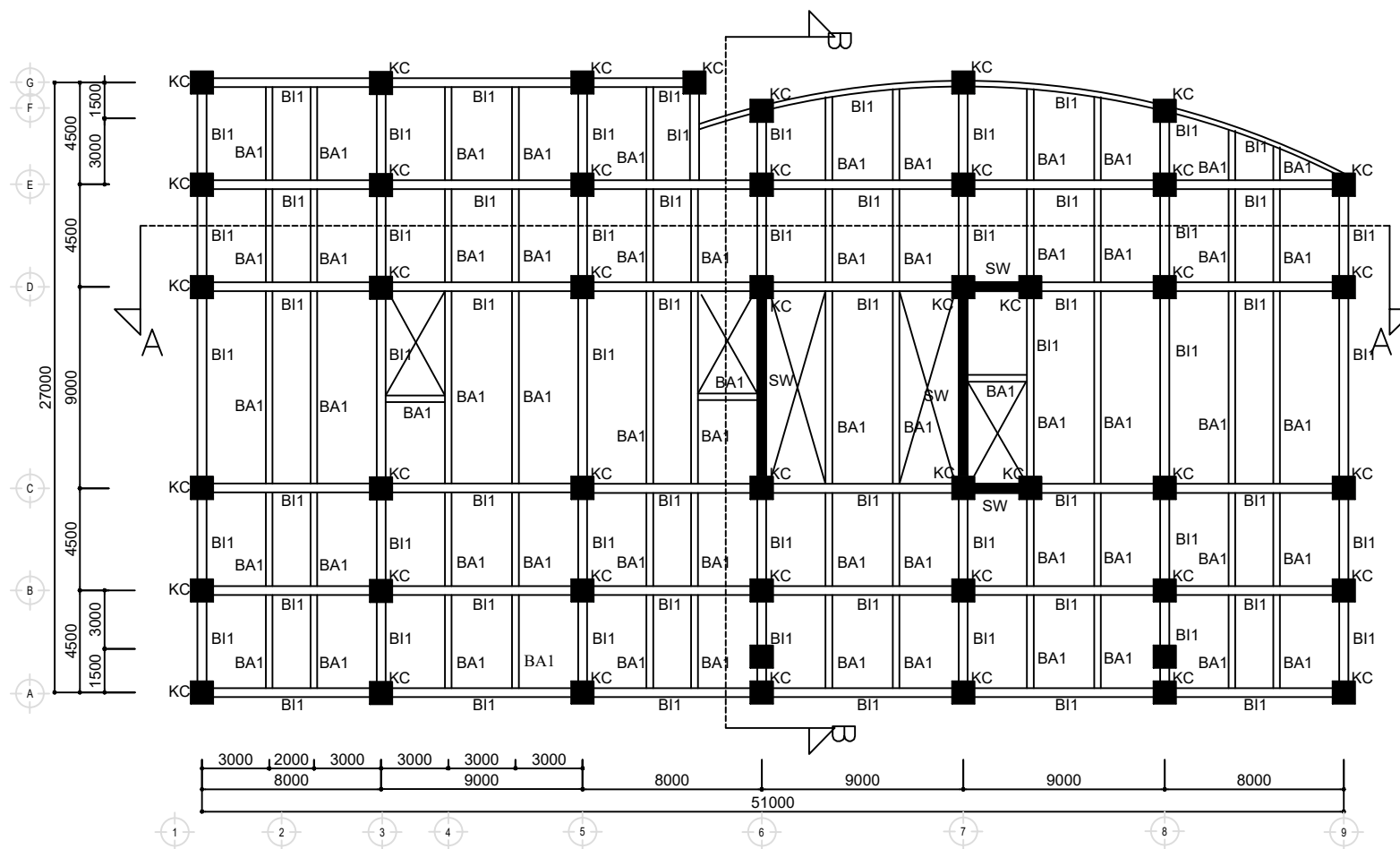
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D  
 Data Iranata, ST., MT., Ph.D

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
 0311154000040

Keterangan

BI1 = Balok Induk WF 800x300x14x22  
 BA1 = Balok Anak WF 500x200x10x16  
 SW = Shearwall Beton (t=350 mm)  
 KC = Kolom Beton (1100x1100 mm)



**Denah Balok Kolom Dasar**  
 SKALA 1 : 300

Nama Gambar

Skala

Denah Balok Kolom  
 lantai dasar

1 : 300

Kode

No  
 Gambar

Jumlah  
 Gambar

STR

1

31



Departemen Teknik Sipil  
 Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
 dan Kebumihan  
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur  
 Social Security Tower di Jakarta  
 dengan menggunakan Steel Plate  
 Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

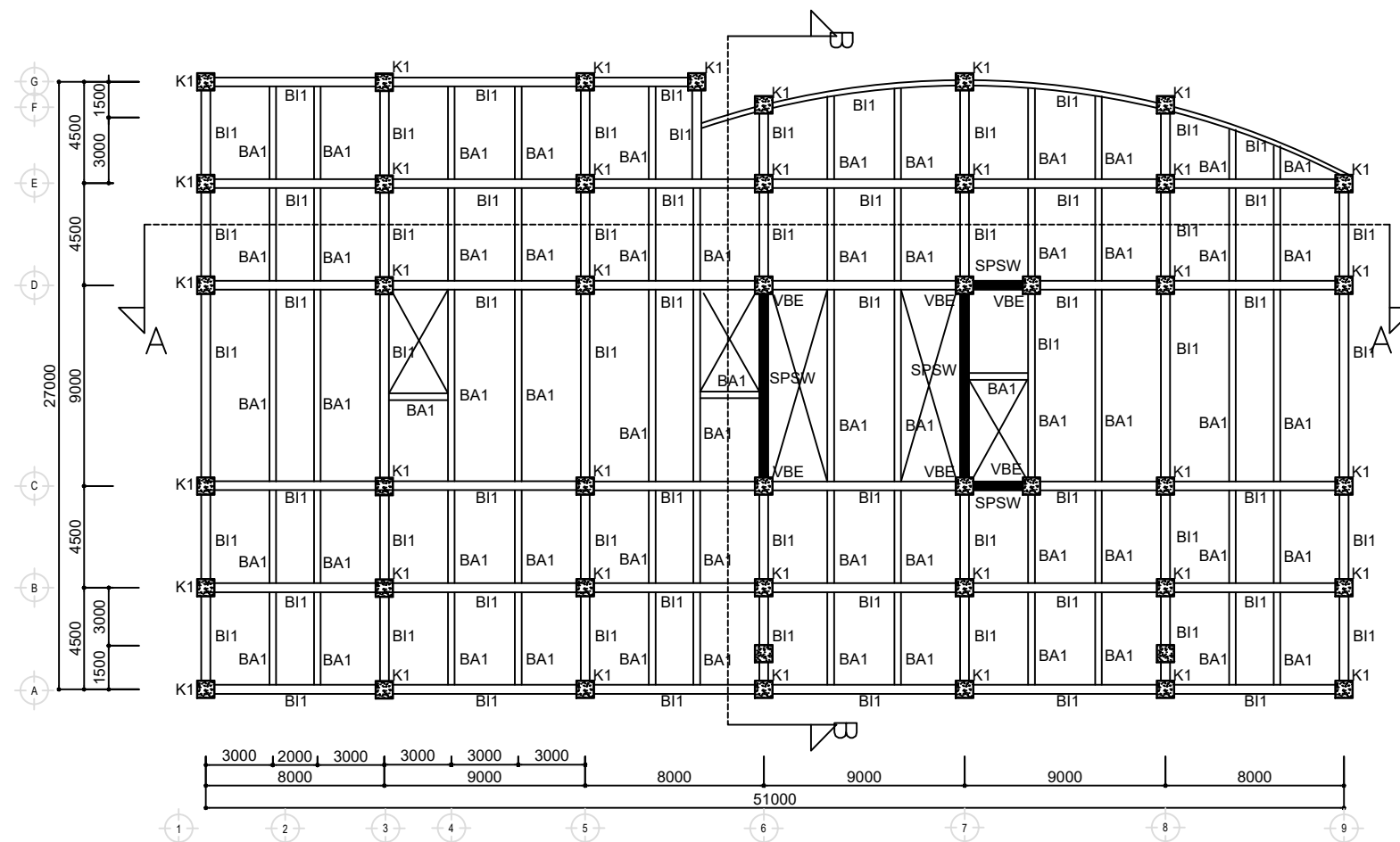
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D  
 Data Iranata, ST., MT., Ph.D

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
 0311154000040

Keterangan

BI1 = Balok Induk WF 800x300x14x22  
 BA1 = Balok Anak WF 500x200x10x16  
 SPSW = Steel Plate Shear Wall (t=5mm)  
 K1 = Kolom RCFT 800x800x28x28  
 VBE = Kolom RCFT 800x800x28x28



**Denah Balok Kolom 1-5**  
 SKALA 1 : 300

Nama Gambar		Skala
Denah Balok Kolom 1-5		1 : 300
Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	2	31



Departemen Teknik Sipil  
 Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
 dan Kebumihan  
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur  
 Social Security Tower di Jakarta  
 dengan menggunakan Steel Plate  
 Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

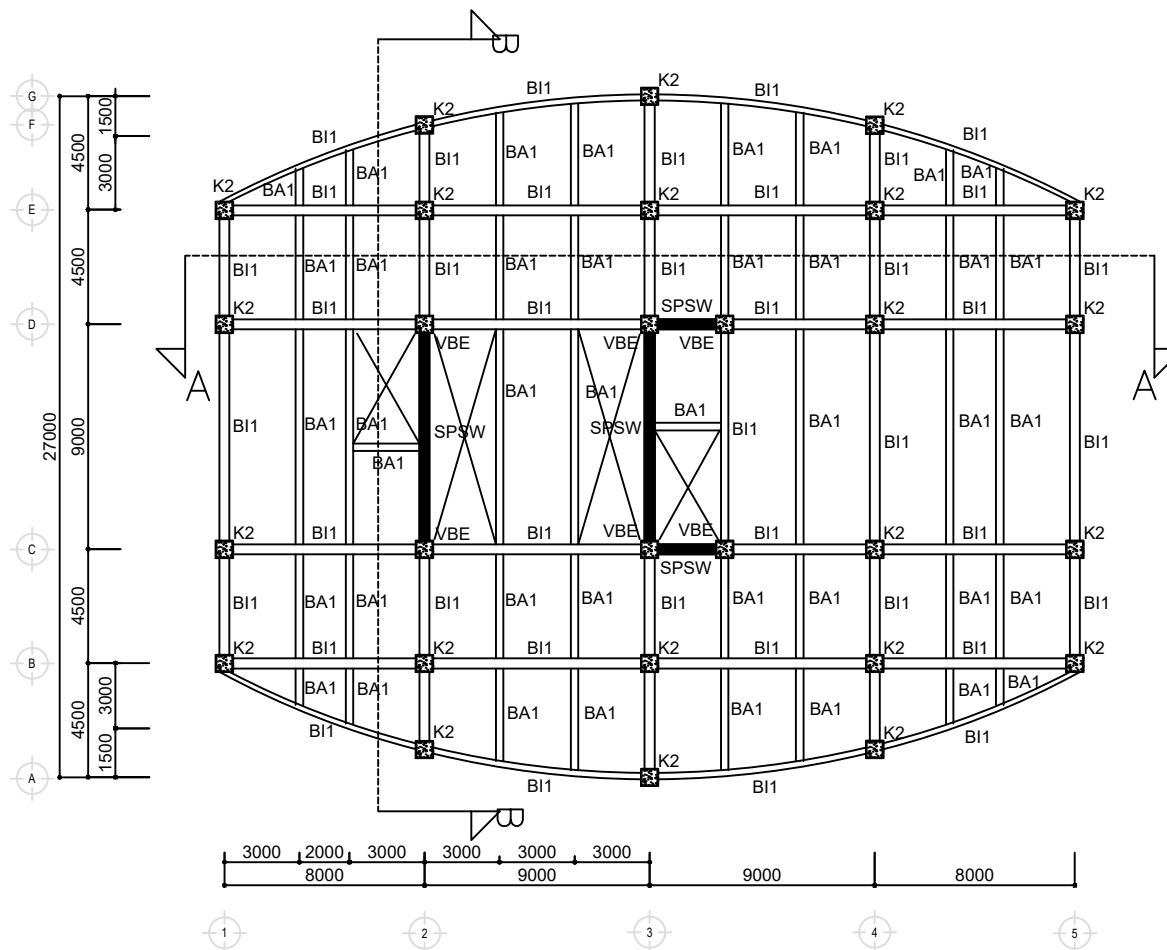
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D  
 Data Iranata, ST., MT., Ph.D

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
 0311154000040

Keterangan

BI1 = Balok Induk WF 800x300x14x22  
 BA1 = Balok Anak WF 500x200x10x16  
 SPSW = Steel Plate Shear Wall (t=5mm)  
 K2 = Kolom RCFT 700x700x28x28  
 VBE = Kolom RCFT 800x800x28x28



**Denah Balok Kolom lantai 6-23**  
 SKALA 1 : 300

Nama Gambar      Skala

Denah Balok Kolom  
 lantai 6-23      1 : 300

Kode      No Gambar      Jumlah Gambar

STR      3      31



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

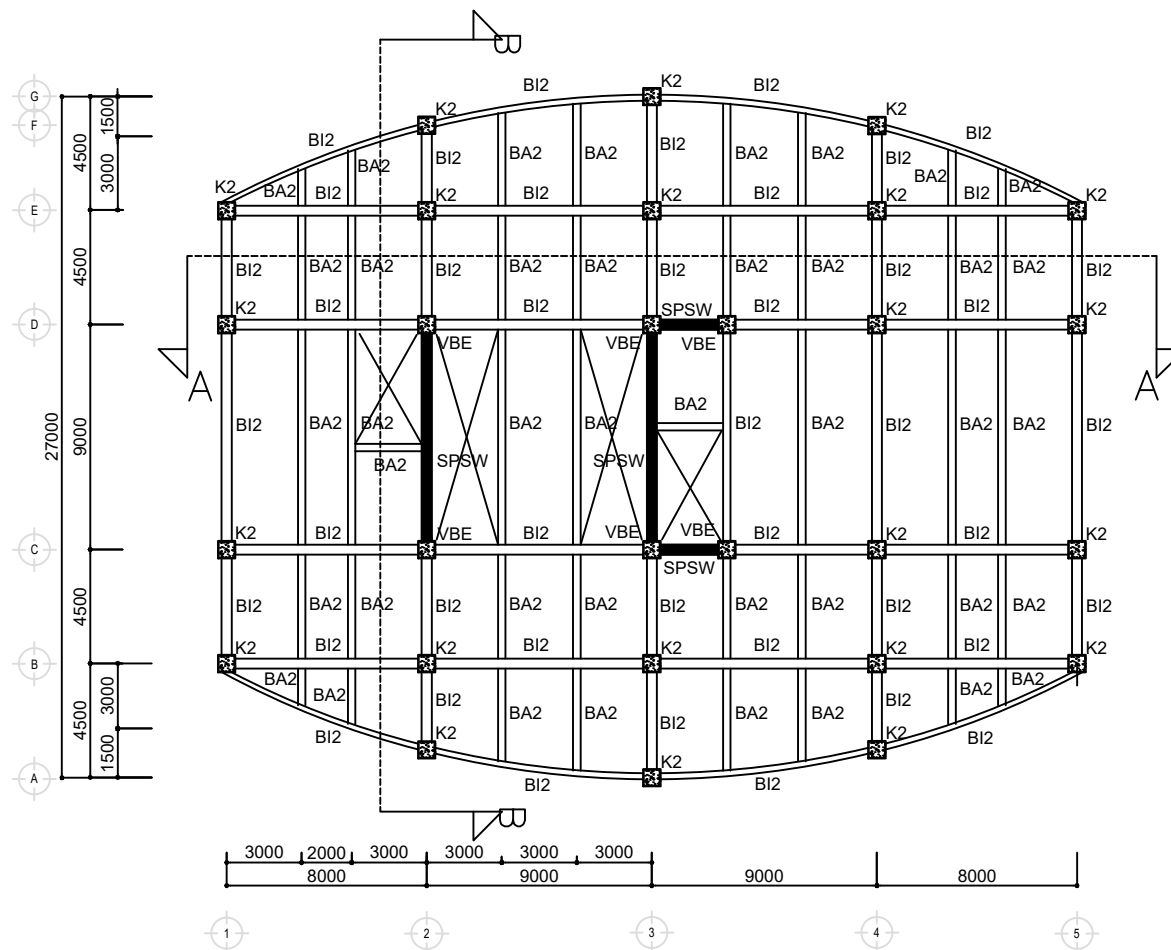
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D  
Data Iranata, ST., MT., Ph.D

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
0311154000040

Keterangan

BI2 = Balok Induk WF 700x300x13x20  
BA2 = Balok Anak WF 400x200x8x13  
SPSW = Steel Plate Shear Wall (t=5mm)  
K2 = Kolom RCFT 700x700x28x28  
VBE = Kolom RCFT 800x800x28x28



**Denah Balok Kolom lantai Atap**  
SKALA 1 : 300

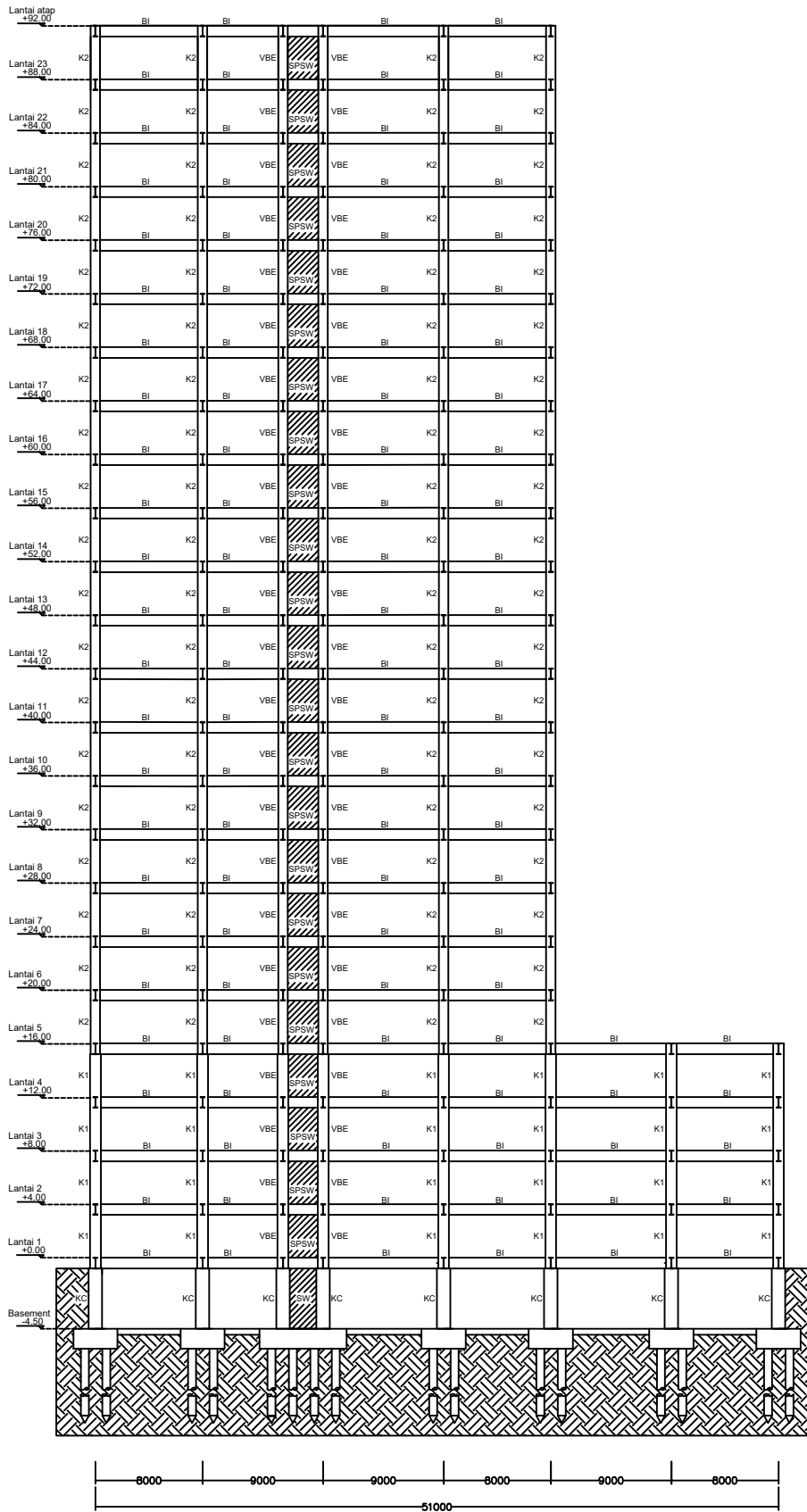
Nama Gambar	Skala
-------------	-------

Denah Balok Kolom lantai atap	1 : 300
-------------------------------	---------

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
------	-----------	---------------

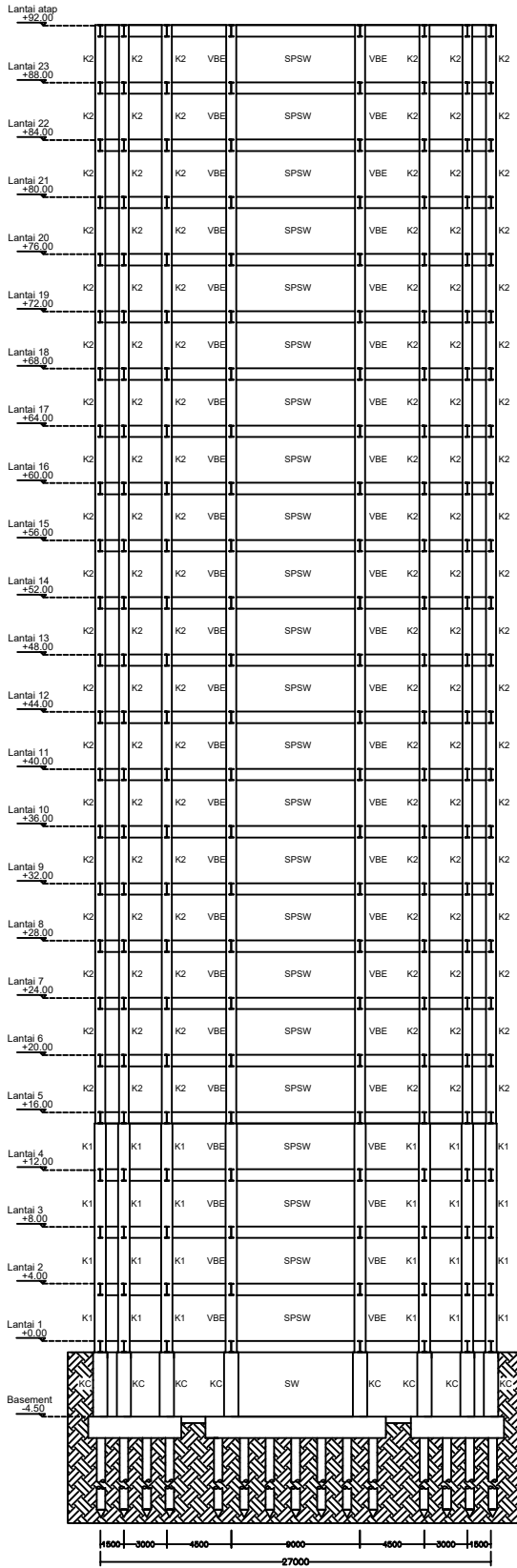
STR	4	31
-----	---	----





**Potongan A-A**  
SKALA 1 : 500

			Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumuhan Institut Teknologi Sepuluh Nopember		
			Judul Tugas Akhir  Modifikasi Perencanaan Struktur Social Security Tower di Jakarta dengan menggunakan Steel Plate Shear Wall (SPSW)		
Dosen Pembimbing  Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D Data Imanata, ST., MT., Ph.D			Nama Mahasiswa  Muhammad Basysyar 03111540000040		
Keterangan  BI = Balok Induk WF 800x300x14x22 BA = Balok Anak WF 500x200x10x16 SPSW = Steel Plate Shear Wall (t=5mm) K1 = Kolom RCFT 800x800x28x28 K2 = Kolom RCFT 700x700x28x28 HBE = Balok WF 800x300x14x22 VBE = Balok RCFT 800x800x28x28 SW = Shearwall/Beton (t=350 mm) KC = Kolom Beton (1100x1100 mm)			Nama Gambar  Potongan A-A  Skala  1 : 500		
Kode	No Gambar	Jumlah Gambar			
STR	5	31			



**Potongan B-B**  
SKALA 1 : 500

Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumuhan Institut Teknologi Sepuluh Nopember		
<b>Judul Tugas Akhir</b>		
<b>Modifikasi Perencanaan Struktur          Social Security Tower di Jakarta          dengan menggunakan Steel Plate          Shear Wall (SPSW)</b>		
<b>Dosen Pembimbing</b>		
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D Data Iranata, ST., MT., Ph.D		
<b>Nama Mahasiswa</b>		
Muhammad Basysyar 03111540000040		
<b>Keterangan</b>		
B1 = Balok Induk WF 800x300x14x22 BA = Balok Anak WF 500x200x10x16 SPSW = Steel Plate Shear Wall (t=5mm) K1 = Kolom RCFT 800x800x28x28 K2 = Kolom RCFT 700x700x28x28 HBE = Balok WF 800x300x14x22 VBE = Kolom RCFT 800x800x28x28 SW = Shearwall Beton (t=350 mm) KC = Kolom Beton (1100x1100 mm)		
<b>Nama Gambar</b>	<b>Skala</b>	
Potongan-B-B	1 : 500	
<b>Kode</b>	<b>No Gambar</b>	<b>Jumlah Gambar</b>
STR	6	31



Departemen Teknik Sipil  
 Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
 dan Kebumihan  
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur  
 Social Security Tower di Jakarta  
 dengan menggunakan Steel Plate  
 Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
 03111540000040

Keterangan

PR1 = Poer 3200x3200x1500 mm  
 PR2 = Poer 6400x3200x1500 mm  
 PR3 = Poer 12600x3600x1500 mm  
 PR4 = Poer 3600x7200x1500 mm  
 SL = Sloof 450x650 mm

Nama Gambar

Skala

Denah Pondasi

1 : 300

Kode

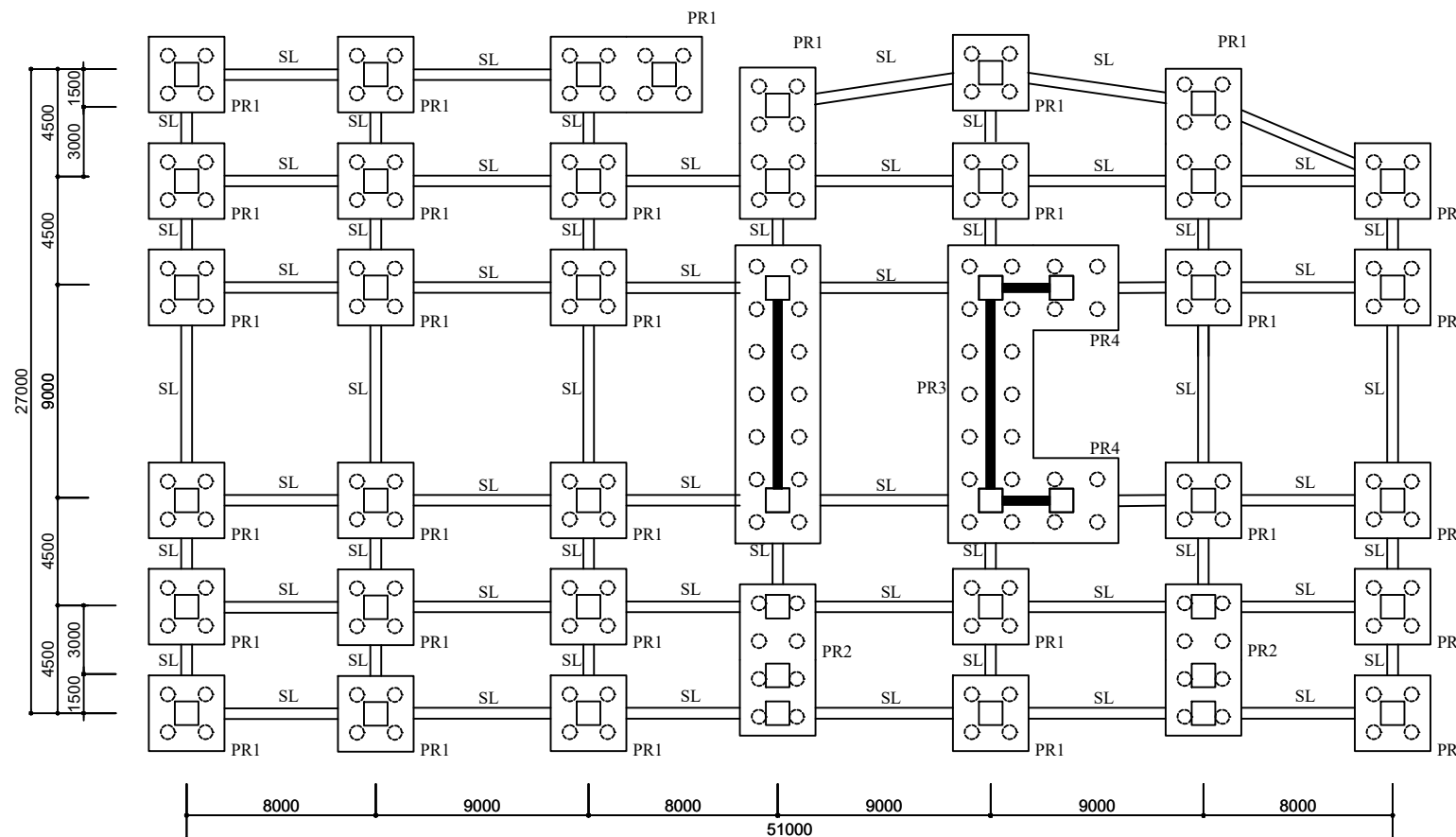
No  
 Gambar

Jumlah  
 Gambar

STR

7

31



**Denah Pondasi**

SKALA 1 : 300





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
0311154000040

Keterangan

Nama Gambar

Skala

- Pelat Lantai Atap 1 : 20
- Pelat Lantai Kantor 1 : 20

Kode

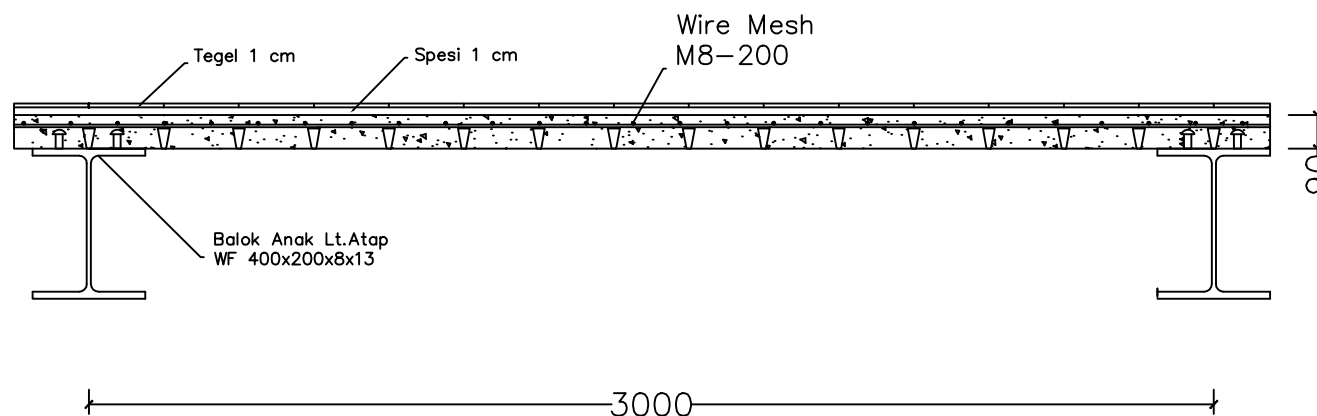
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

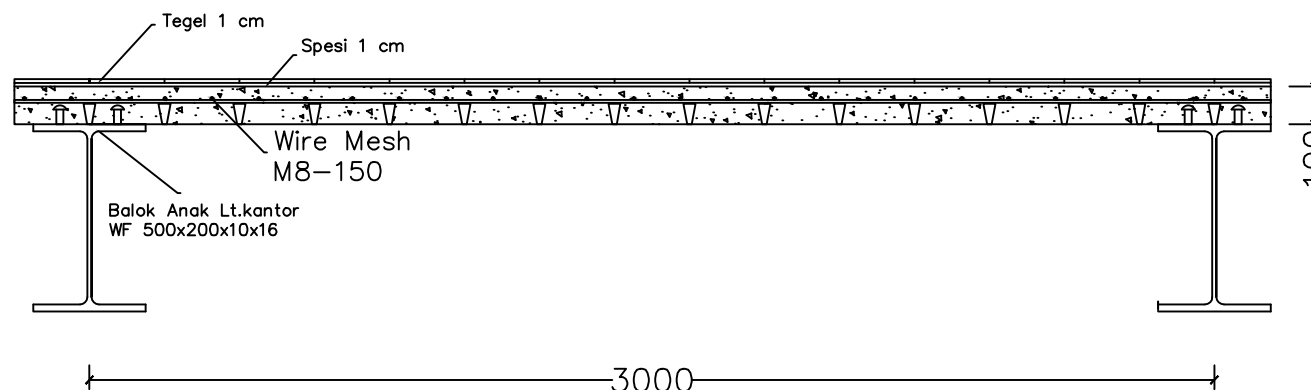
STR

8

31



**Pelat Lantai Atap**  
SKALA 1 : 20



**Pelat Lantai Kantor**  
SKALA 1 : 20



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
0311154000040

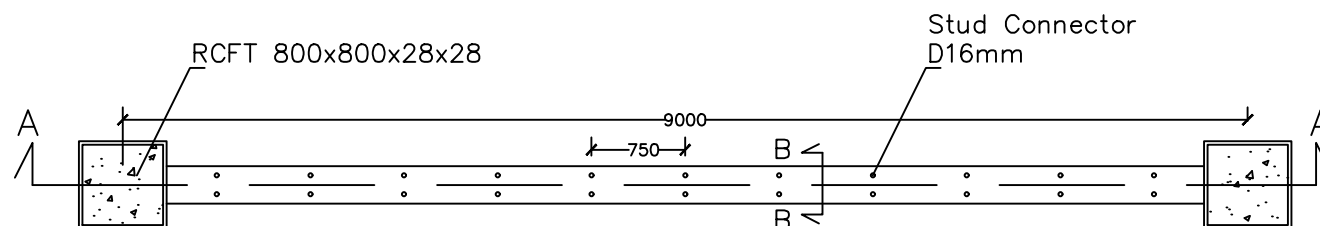
Keterangan

Nama Gambar	Skala
-------------	-------

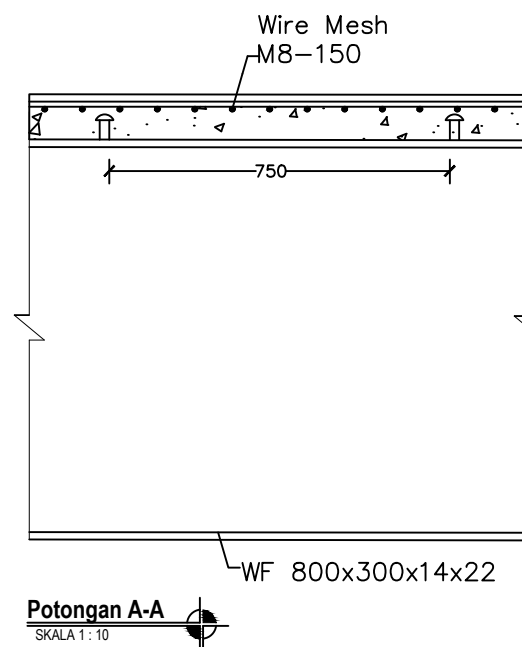
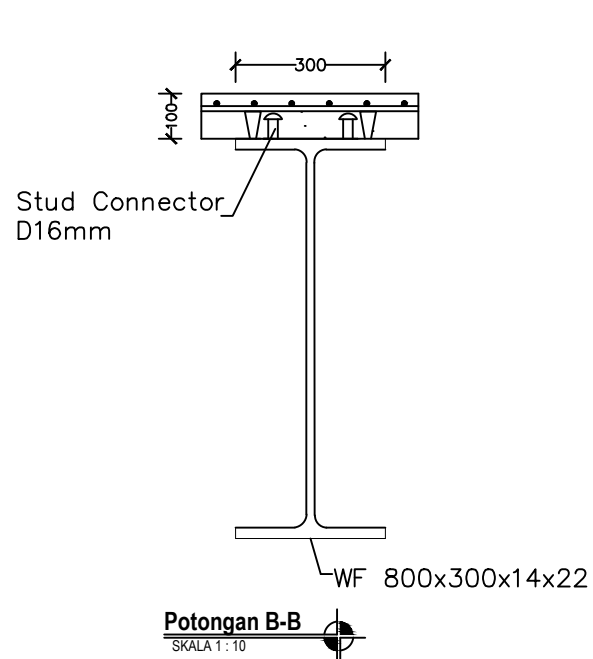
- |                         |        |
|-------------------------|--------|
| • Balok Induk Melintang | 1 : 40 |
| • Potongan A-A          | 1 : 10 |
| • Potongan B-B          | 1 : 10 |

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
------	-----------	---------------

STR	9	31
-----	---	----



**Balok Induk Melintang**  
SKALA 1 : 40





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

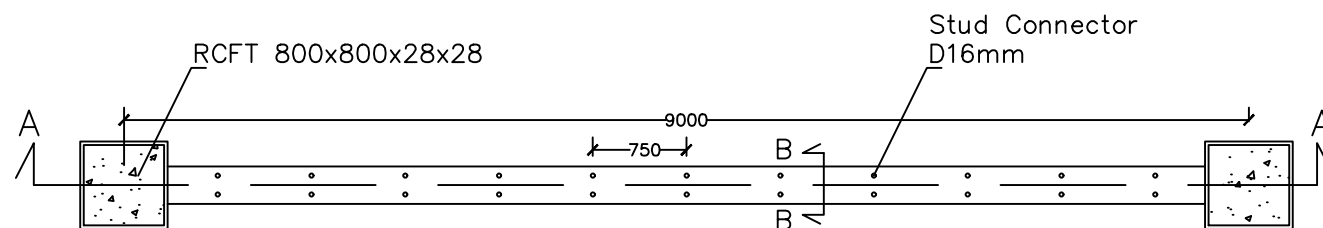
Dosen Pembimbing

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

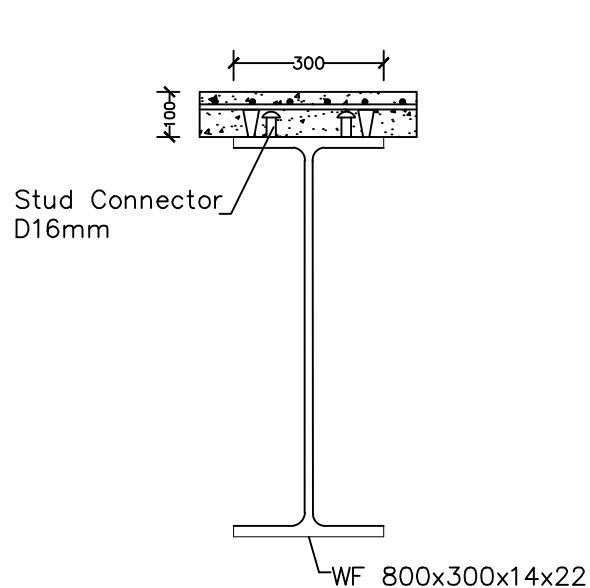
Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
0311154000040

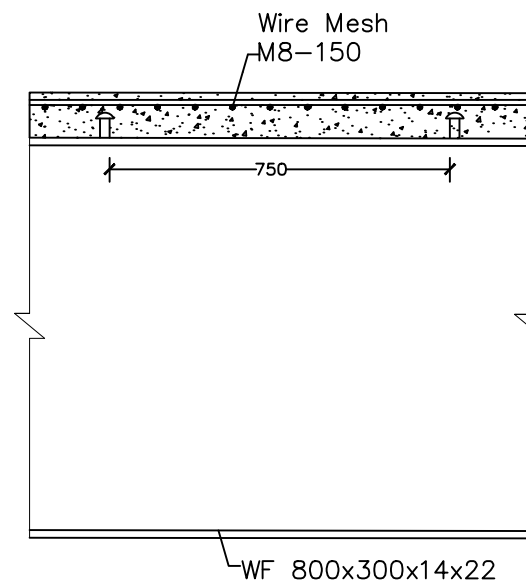
Keterangan



**Balok Induk Memanjang**  
SKALA 1 : 40



**Potongan B-B**  
SKALA 1 : 10



**Potongan A-A**  
SKALA 1 : 10

Nama Gambar	Skala
-------------	-------

- |                         |        |
|-------------------------|--------|
| • Balok Induk Memanjang | 1 : 40 |
| • Potongan A-A          | 1 : 10 |
| • Potongan B-B          | 1 : 10 |

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
------	-----------	---------------

STR	10	31
-----	----	----



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
0311154000040

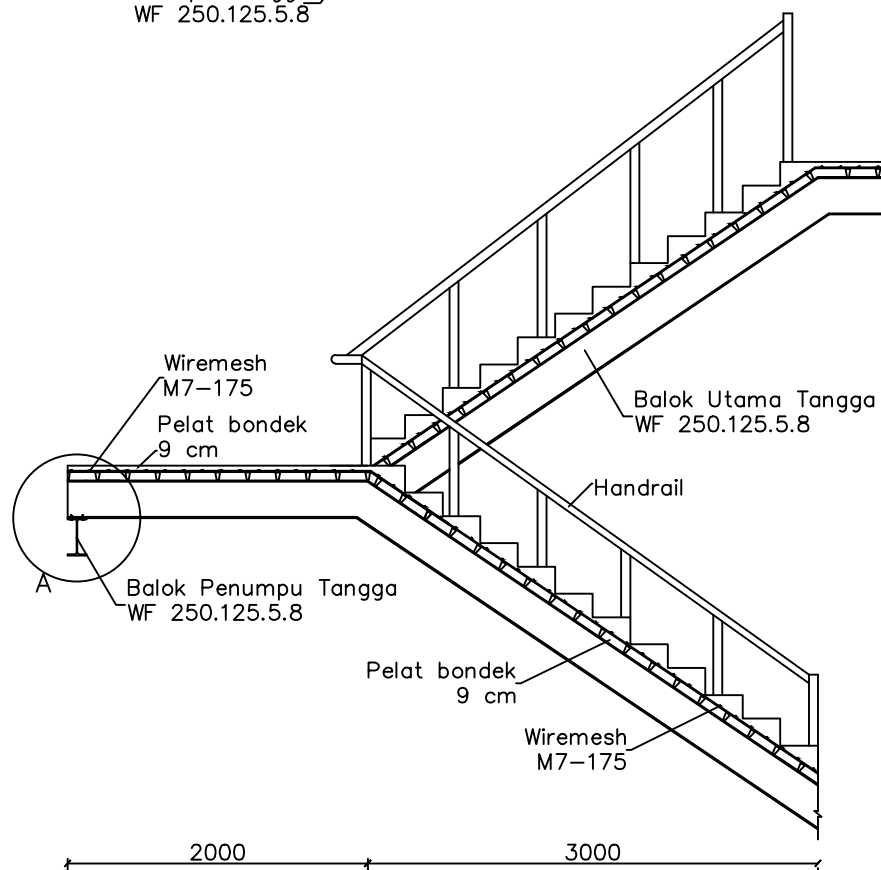
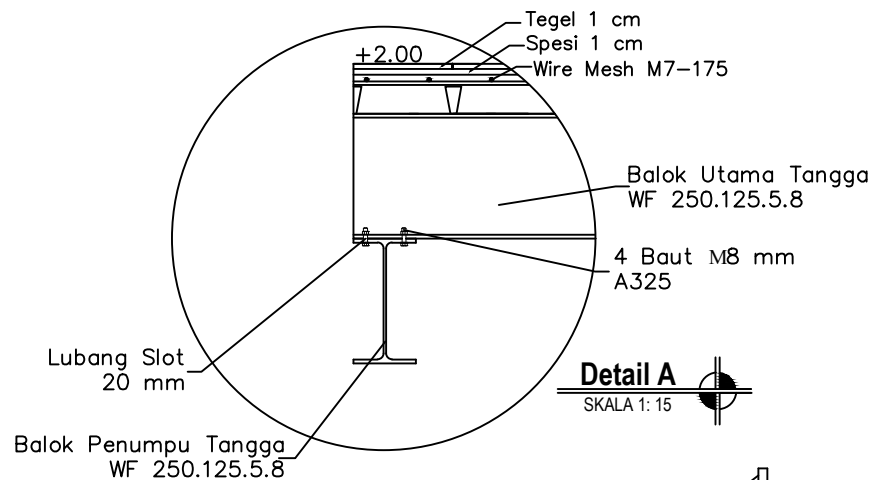
Keterangan

Nama Gambar	Skala
-------------	-------

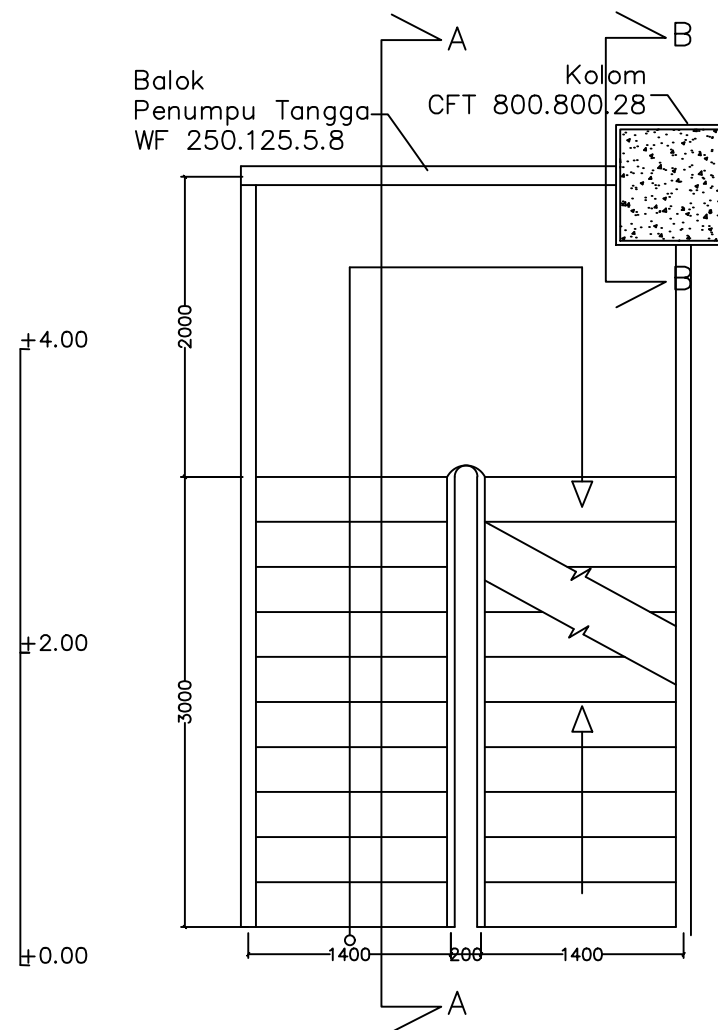
- |                     |        |
|---------------------|--------|
| • PEMBALOKAN TANGGA | 1 : 50 |
| • POTONGAN A- A     | 1 : 50 |
| • DETAIL A          | 1 : 15 |

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
------	-----------	---------------

STR	11	31
-----	----	----



**Potongan A-A**  
SKALA 1: 50



**Pembalokan Tangga**  
SKALA 1: 50



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
0311154000040

Keterangan

Nama Gambar

Skala

- Detail B 1 : 15
- Potongan B-B 1 : 50
- Potongan C-C 1 : 50
- Detail C 1 : 15

Kode

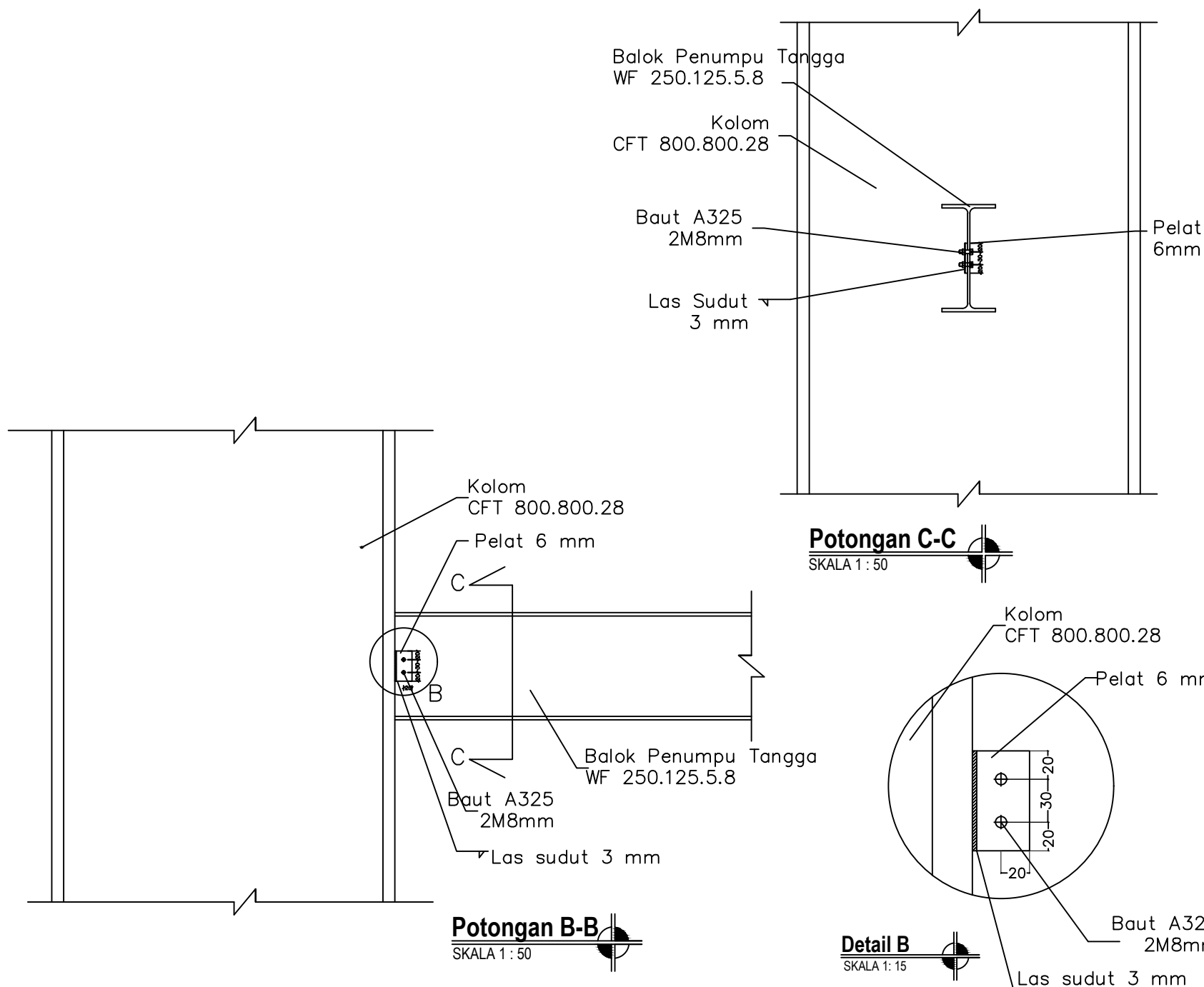
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

12

31







Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

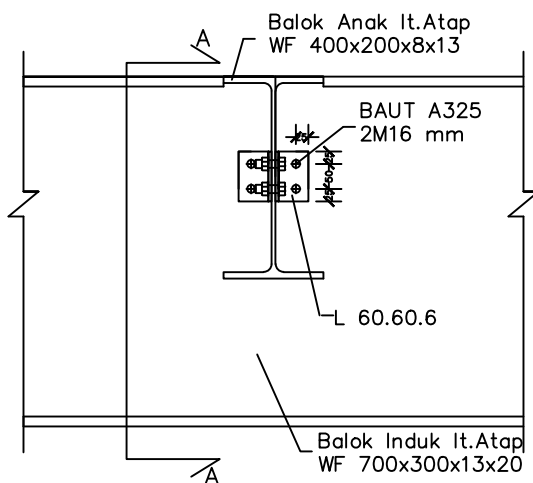
Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

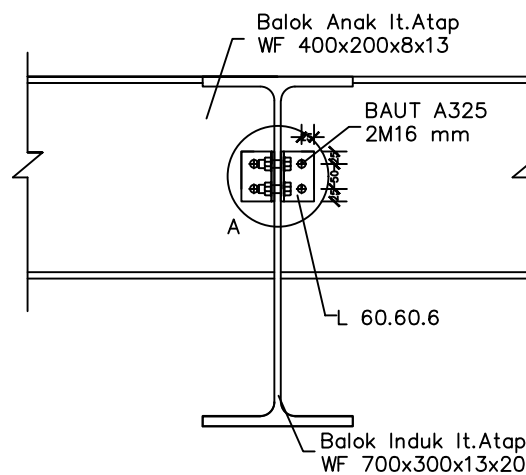
Muhammad Basysyar  
0311154000040

Keterangan



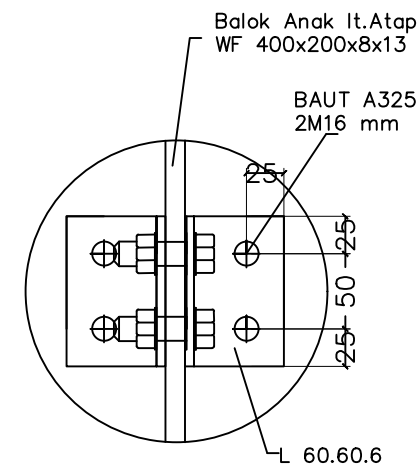
**Sambungan Balok Anak It.Atap ke Balok Induk**

SKALA 1 : 15



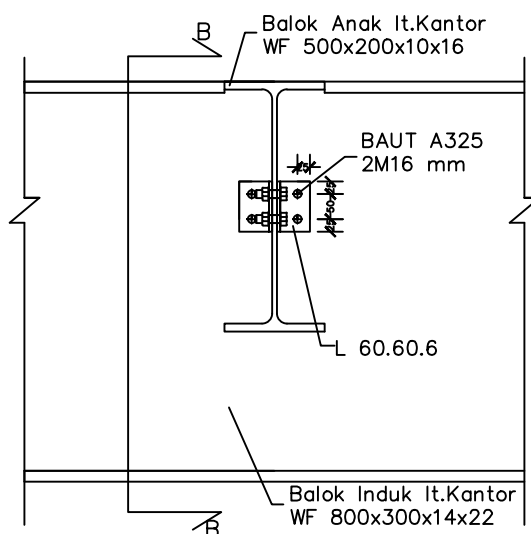
**Potongan A-A**

SKALA 1 : 15



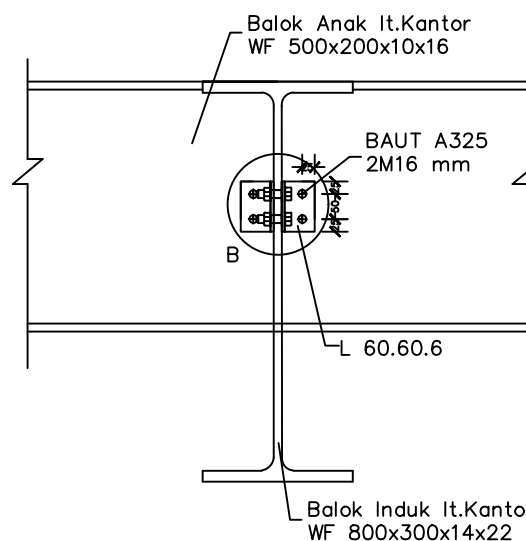
**Detail A**

SKALA 1 : 5



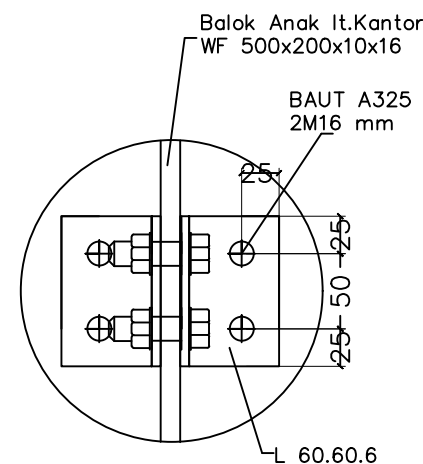
**Sambungan Balok Anak It.Kantor ke Balok Induk**

SKALA 1 : 15



**Potongan B-B**

SKALA 1 : 15



**Detail B**

SKALA 1 : 5

Nama Gambar	Skala
• sambungan balok anak It.atap ke balok induk	1 : 15
• sambungan balok anak It.kantor ke balok induk	1 : 15
• potongan a-a	1 : 15
• potongan b-b	1 : 15
• Detail A	1 : 5
• Detail B	1 : 5

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	13	31



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
0311154000040

Keterangan

Mutu Las: E90xx  
CJP = Complete Joint Penetration

Nama Gambar

Skala

- Sambungan Balok Induk dan Kolom 1 : 20
- Potongan A-A 1 : 20
- Detail A 1 : 10

Kode

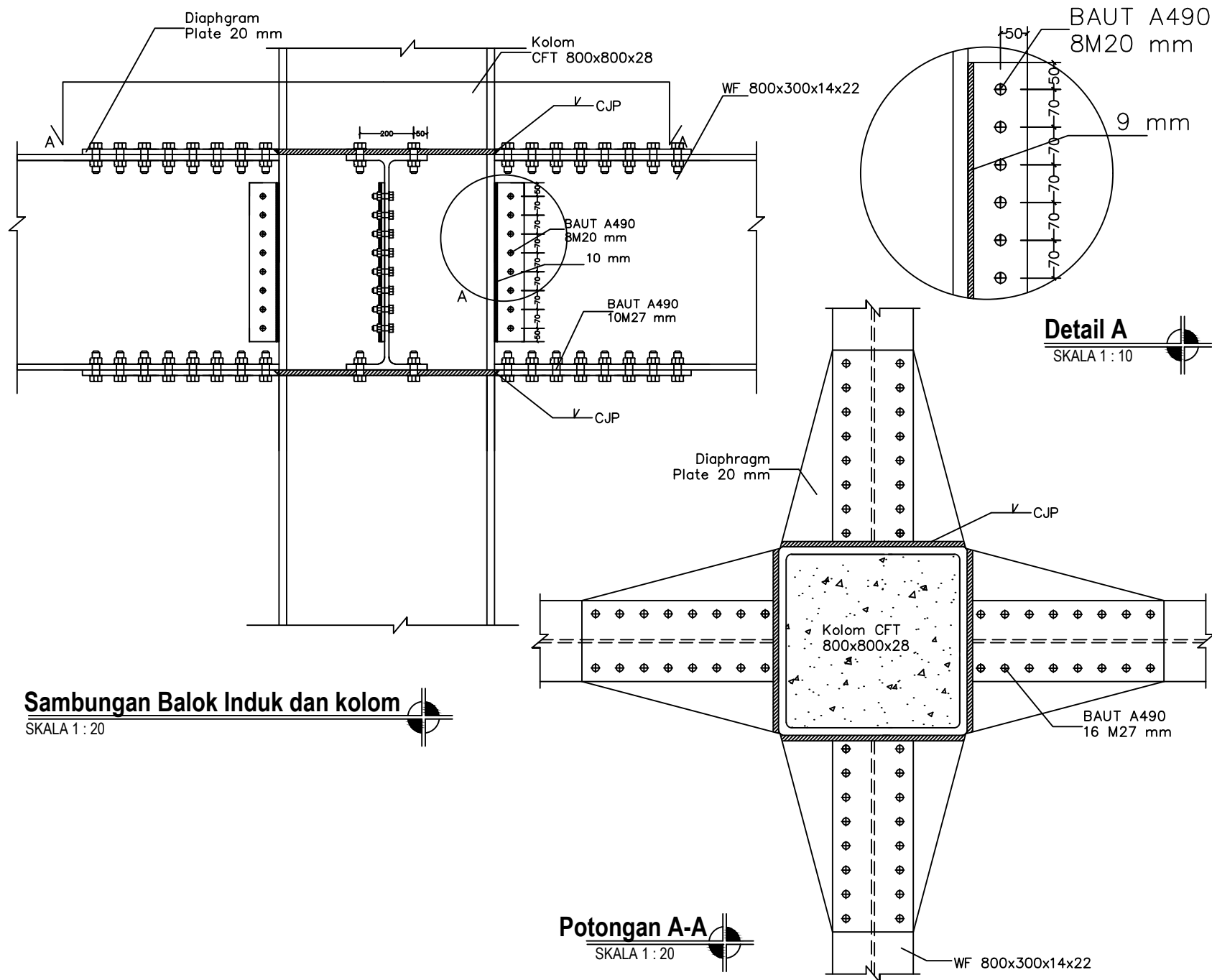
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

14

31



**Sambungan Balok Induk dan kolom**

SKALA 1 : 20

**Potongan A-A**

SKALA 1 : 20

**Detail A**

SKALA 1 : 10



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
0311154000040

Keterangan

Mutu Las: E100xx

Nama Gambar

Skala

- Sambungan Antar Kolom
- Potongan A-A

1 : 15

1 : 15

Kode

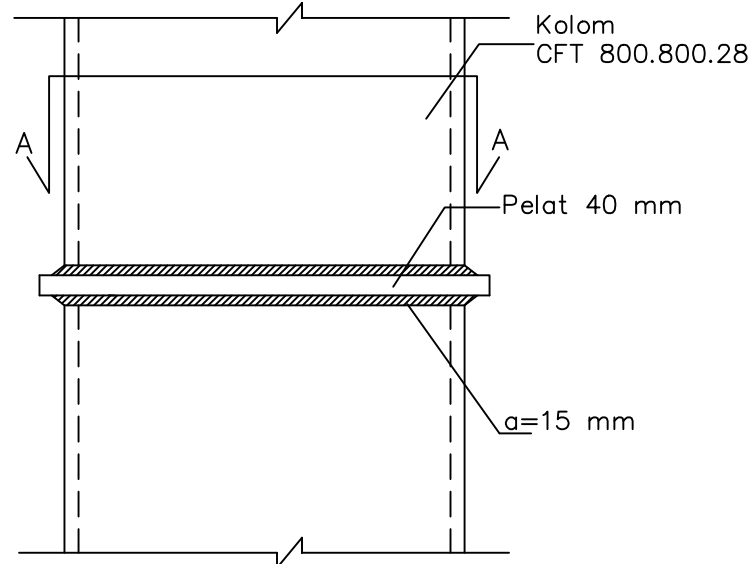
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

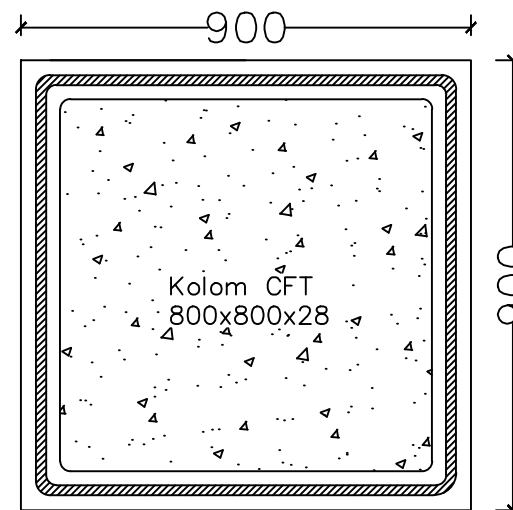
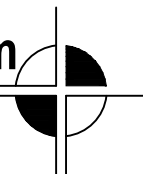
15

31



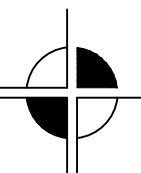
**Sambungan Antar Kolom**

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  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
0311154000040

Keterangan

Mutu Las: E100xx

Nama Gambar

Skala

- Sambungan Antar Kolom
- Potongan A-A

1 : 15

1 : 15

Kode

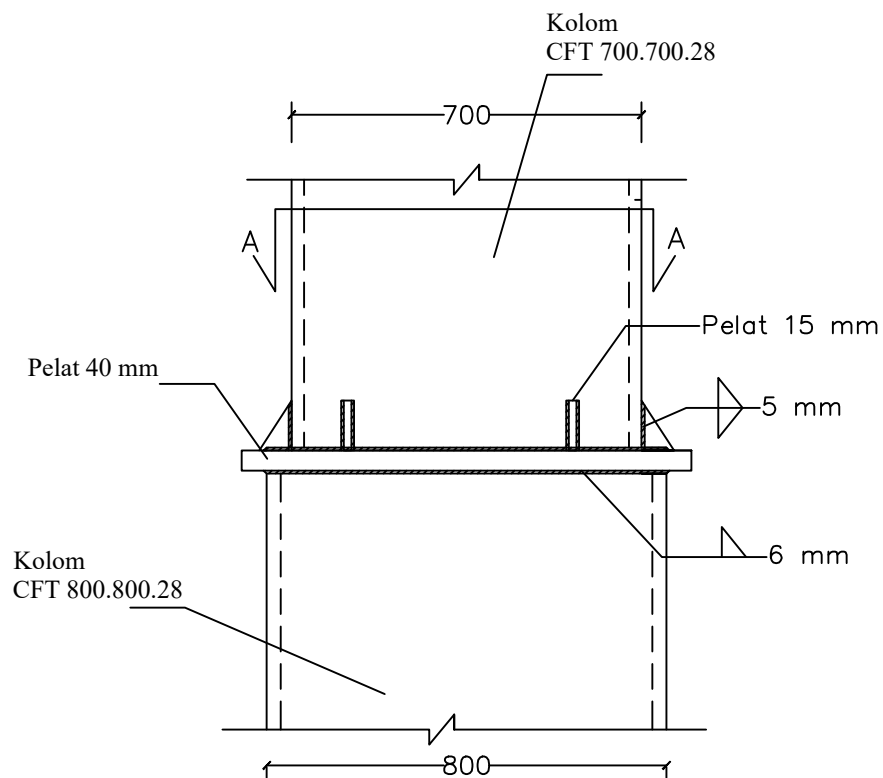
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

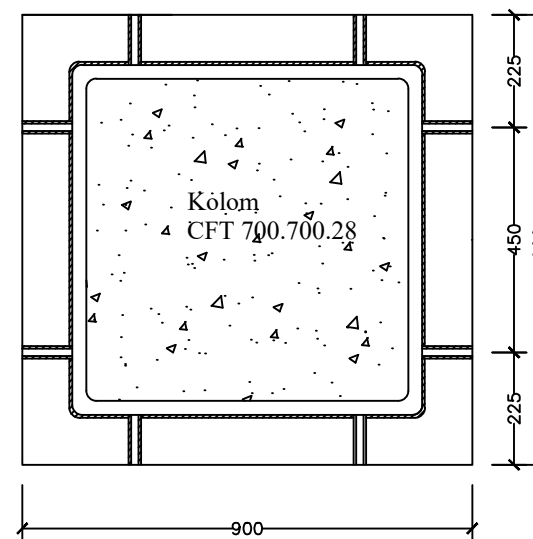
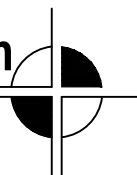
16

31



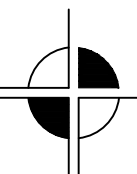
**Sambungan Antar Kolom**

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  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
0311154000040

Keterangan

Mutu Las: E100xx

Nama Gambar

Skala

- Sambungan VBE dan SPSW 1 : 15
- Potongan A-A 1 : 15

Kode

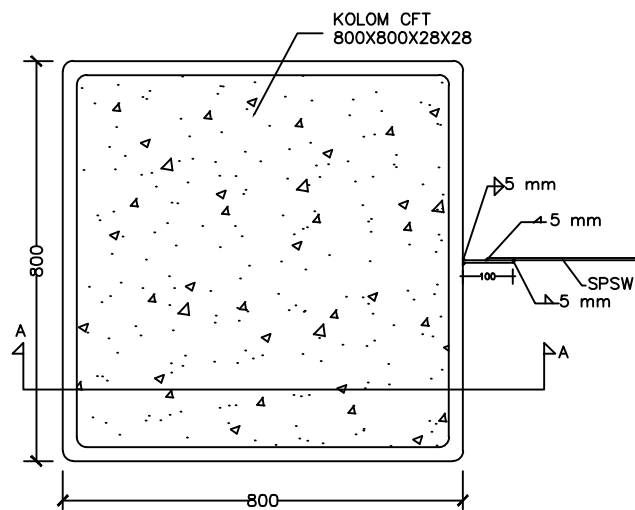
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

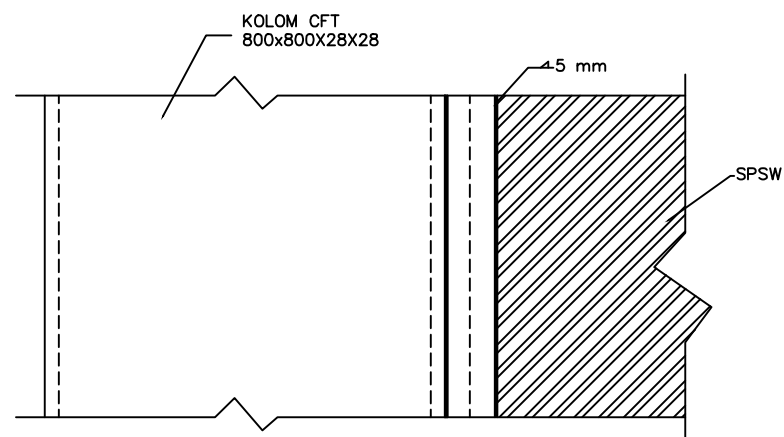
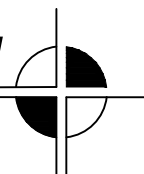
17

31



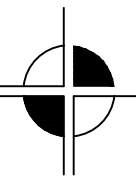
**Sambungan VBE dan SPSW**

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  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
0311154000040

Keterangan

Mutu Las = E100xx

Nama Gambar

Skala

- Sambungan VBE dan SPSW 1 : 10
- Potongan A-A 1 : 10

Kode

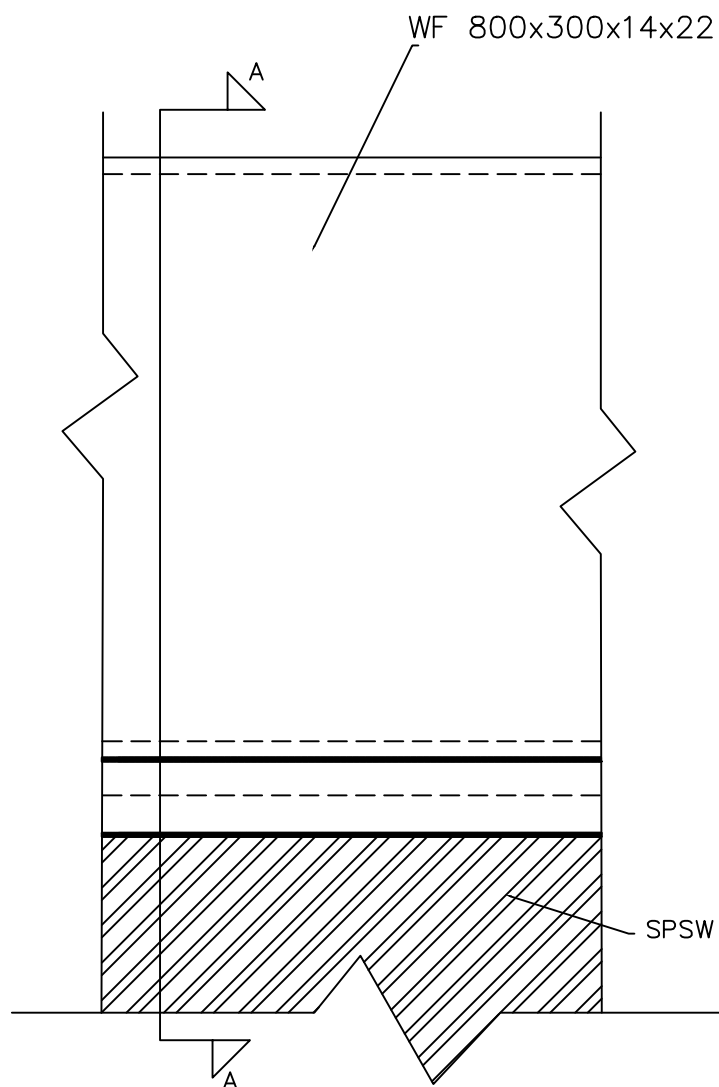
No Gambar

Jumlah Gambar

STR

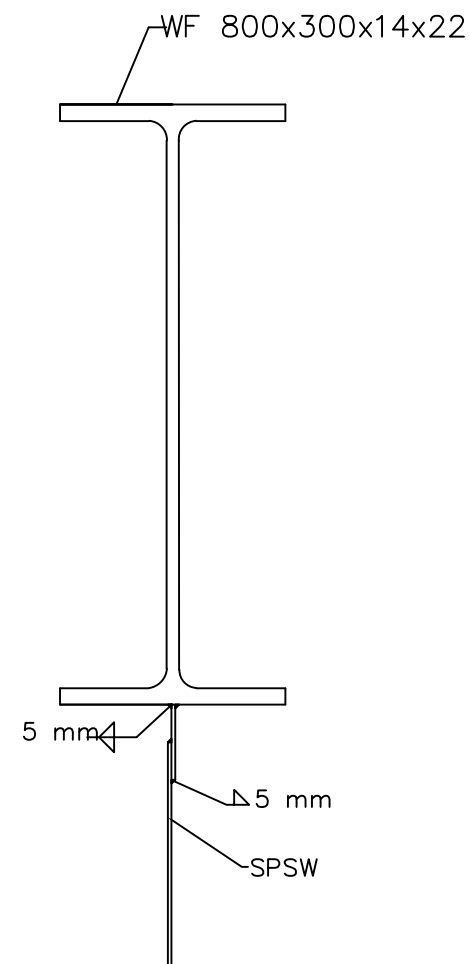
18

31



**Sambungan Balok HBE dan SPSW**

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  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
0311154000040

Keterangan

Mutu Las: E100xx

Nama Gambar

Skala

- Sambungan HBE dan VBE 1 : 15
- Potongan A-A 1 : 15

Kode

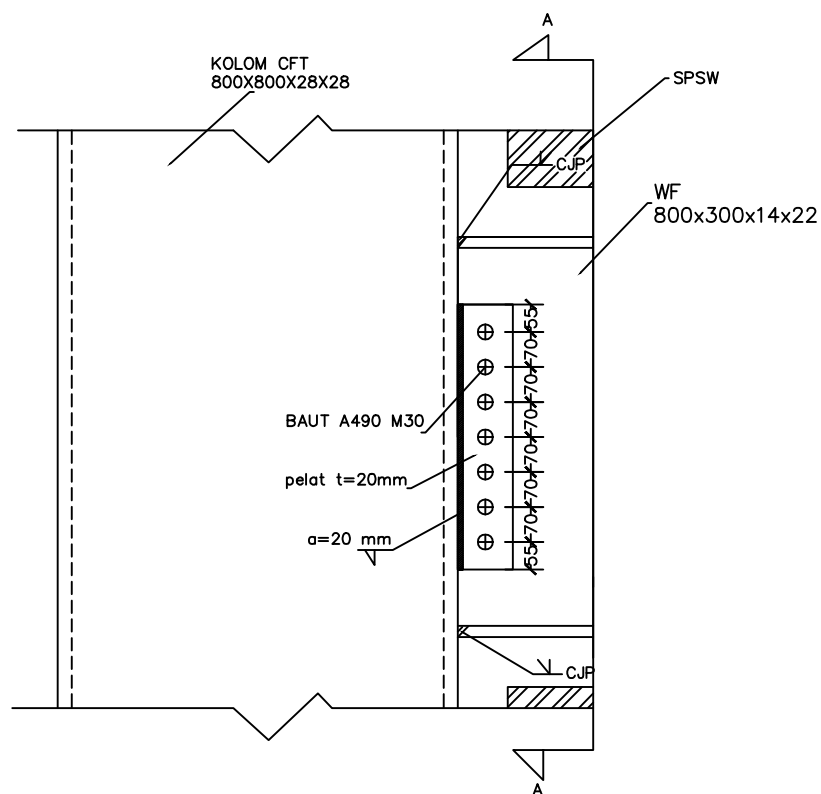
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

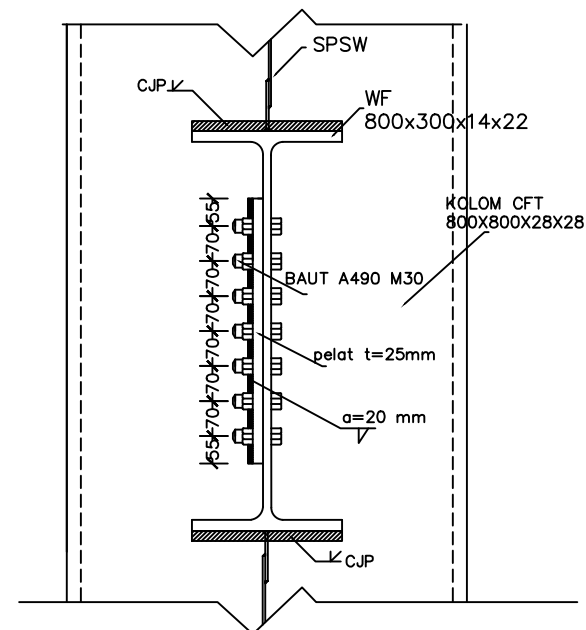
19

31



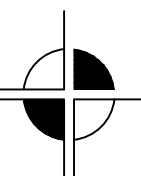
**Sambungan HBE dan VBE**

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  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
0311154000040

Keterangan

Mutu Las: E100xx

Nama Gambar

Skala

- Sambungan Kolom dan Base Plate
- Potongan A-A

1 : 15

1 : 15

Kode

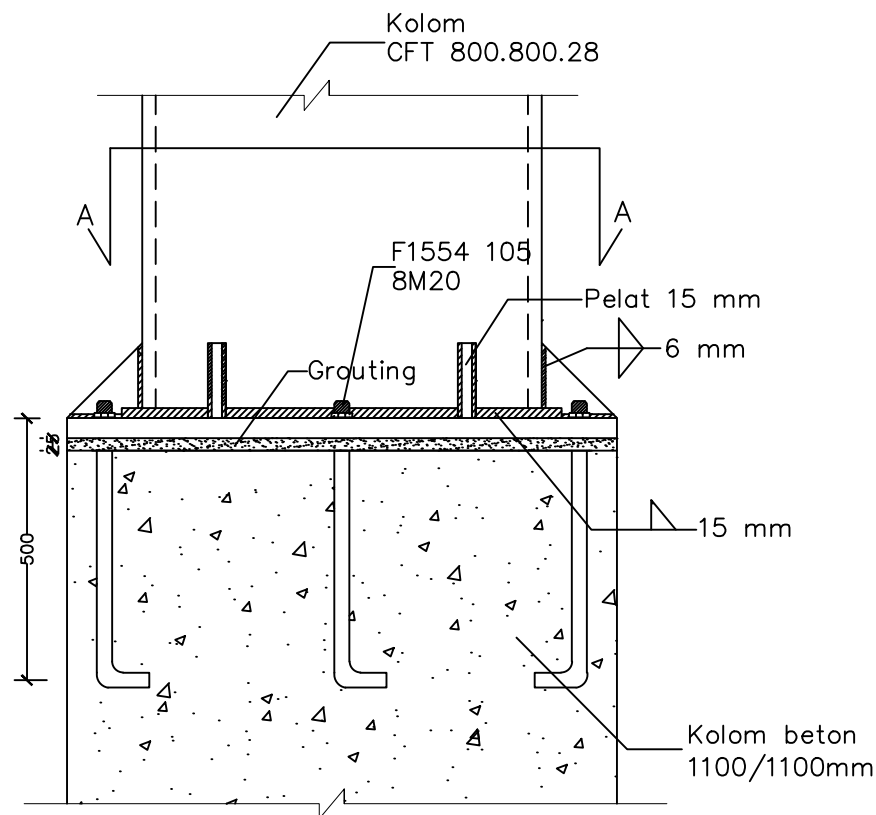
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

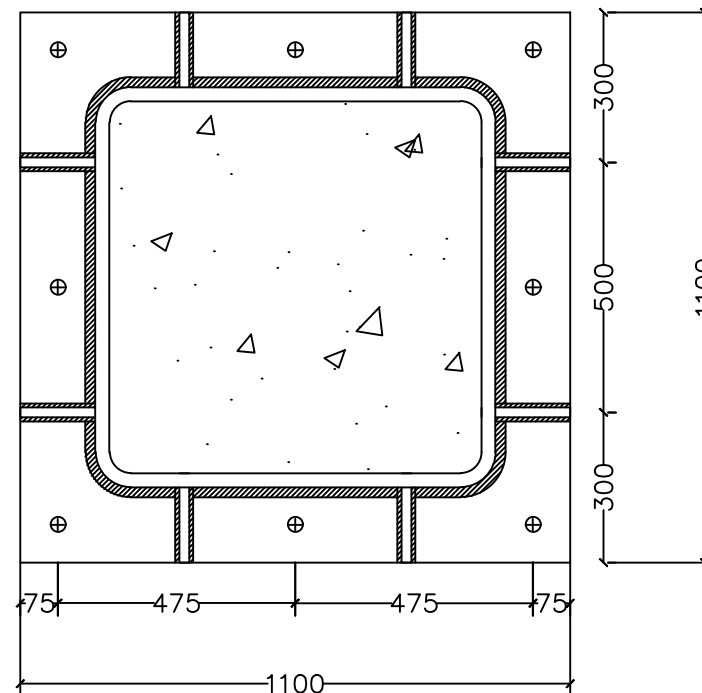
20

31



Sambungan Kolom Dengan 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  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
0311154000040

Keterangan

Nama Gambar

Skala

- Sambungan HBE dan Shearwall Basement
- potongan A-A

1 : 20

1 : 20

Kode

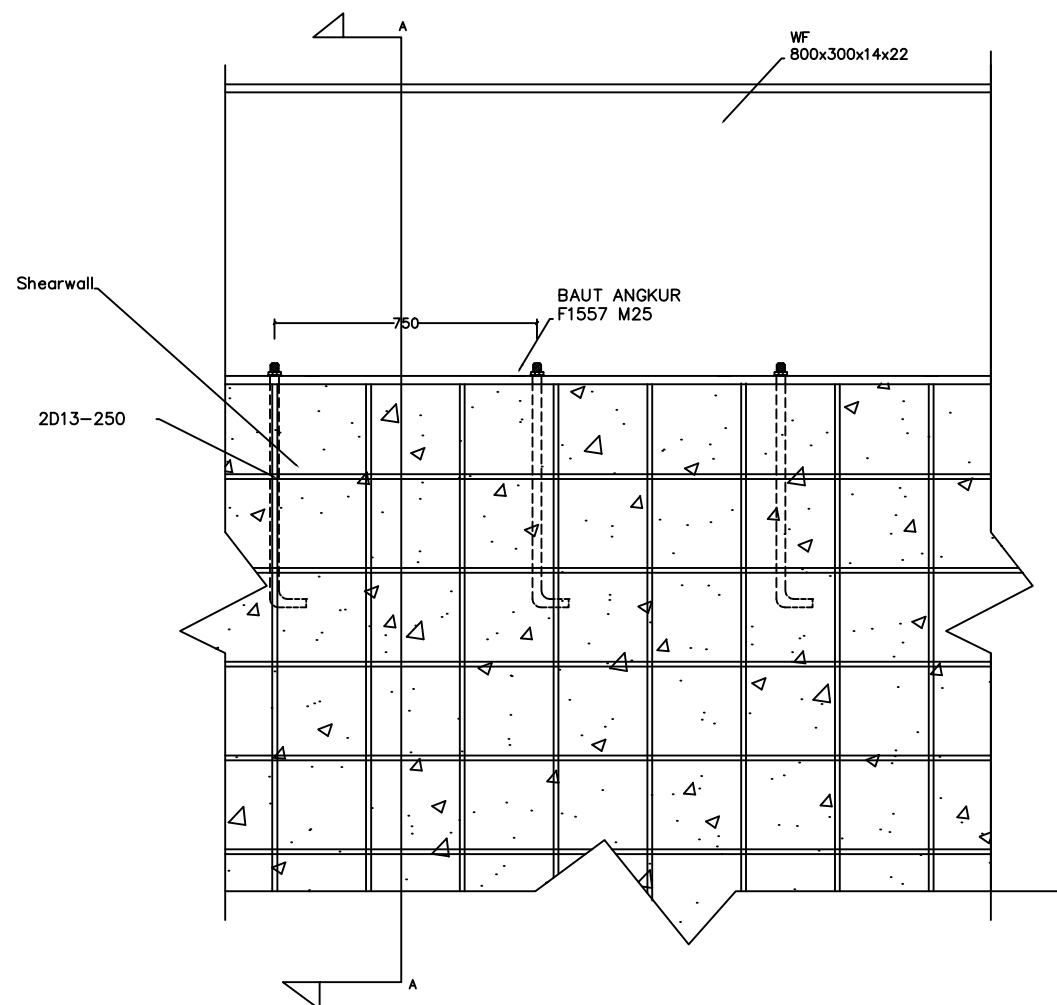
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

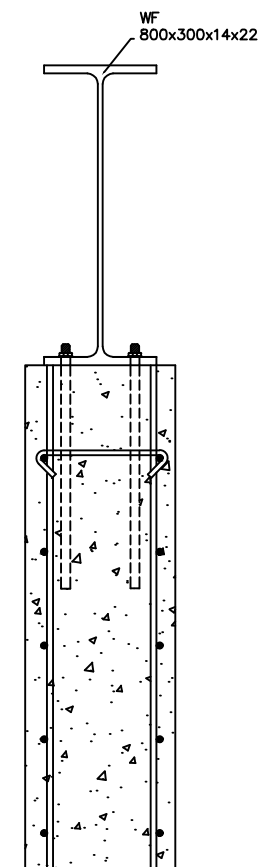
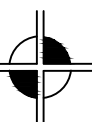
21

31



**Sambungan HBE dan Shearwall**

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  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
0311154000040

Keterangan

Nama Gambar

Skala

- Detail Pelat Basement

1 : 50

Kode

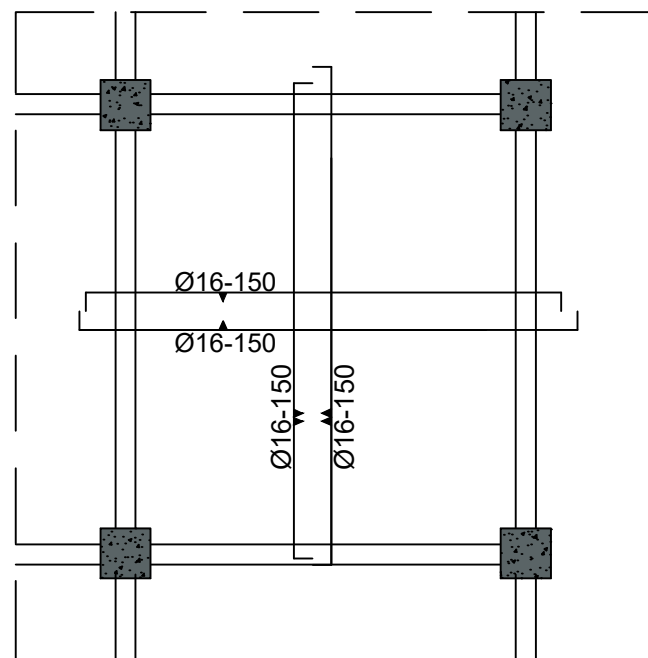
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

22

31



## Detail Pelat Basement

SKALA 1 : 50





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
0311154000040

Keterangan

Nama Gambar

Skala

- Potongan Pelat X Basement
- Potongan Pelat Y Basement

1 : 10

1 : 10

Kode

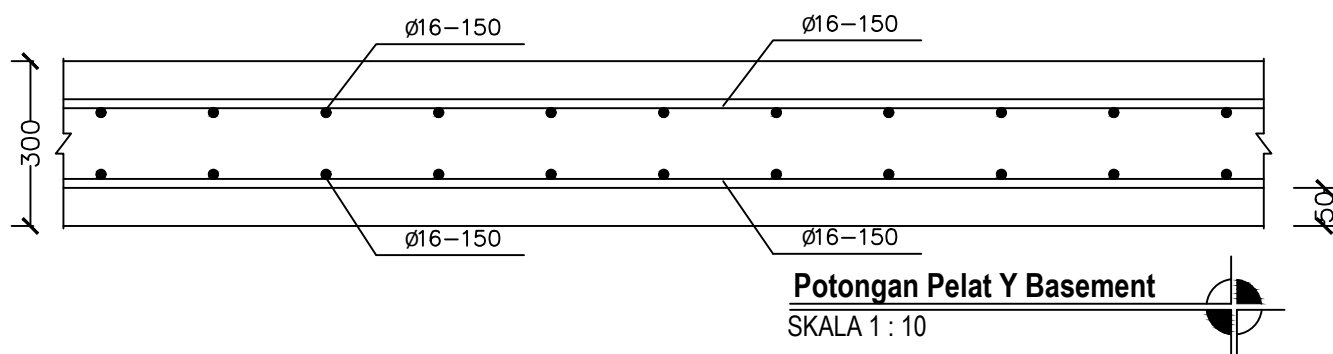
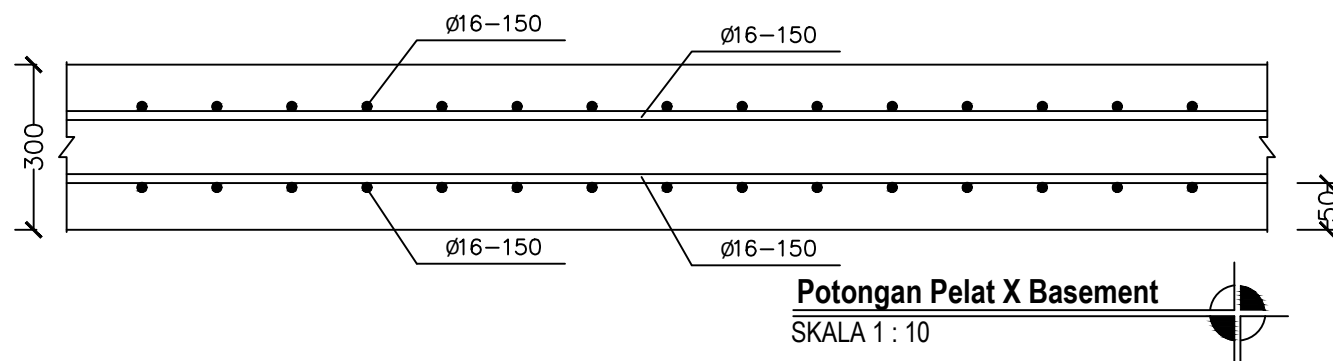
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

23

31





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
0311154000040

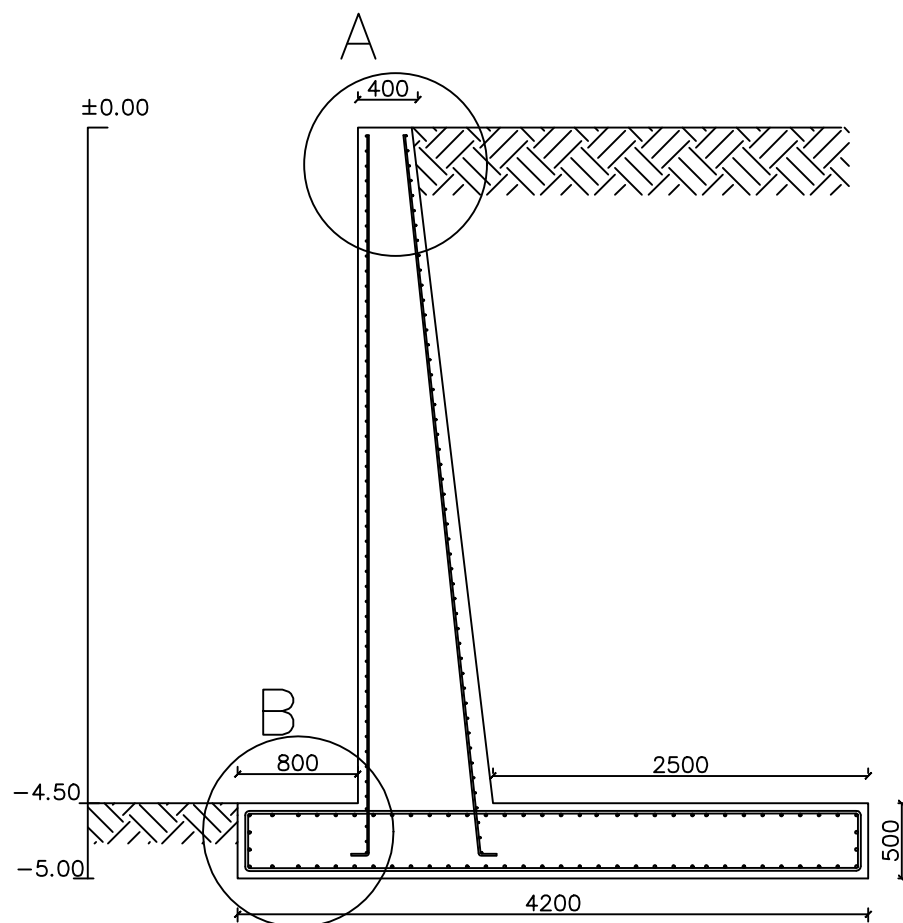
Keterangan

Nama Gambar	Skala
-------------	-------

- |                         |        |
|-------------------------|--------|
| • Dinding Penahan Tanah | 1 : 50 |
| • Detail A              | 1 : 20 |
| • Detail B              | 1 : 20 |

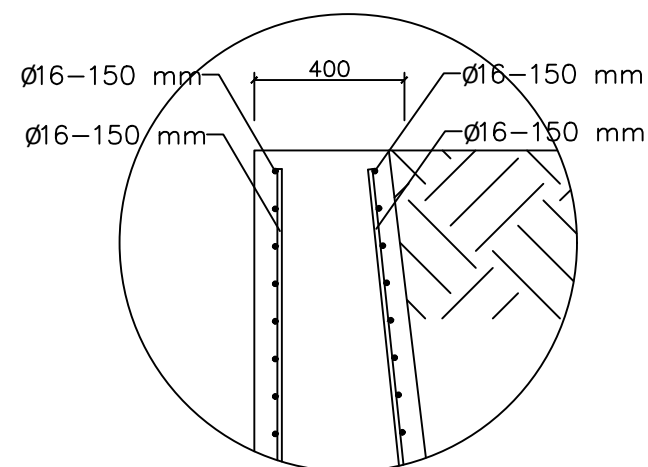
Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
------	-----------	---------------

STR	24	31
-----	----	----



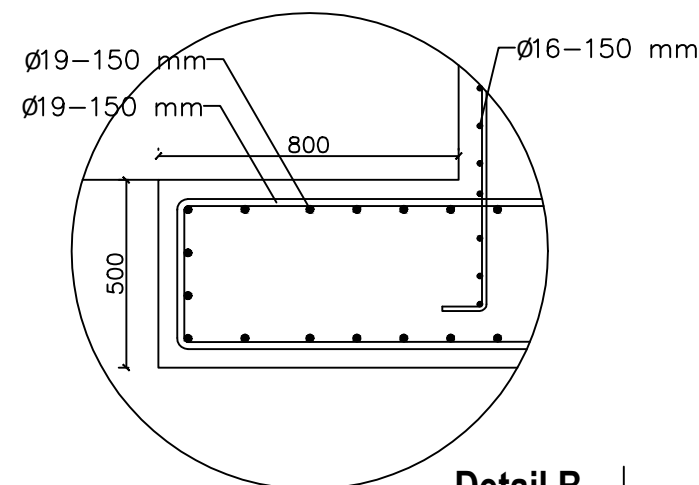
**Dinding Penahan Tanah**

SKALA 1 : 50



**Detail A**

SKALA 1 : 20



**Detail B**

SKALA 1 : 20





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
0311154000040

Keterangan

Tebal Shearwall = 350 cm

Nama Gambar

Skala

- Detail Shearwall 1 & 2 1 : 50
- Detail Shearwall 3 & 4 1 : 50

Kode

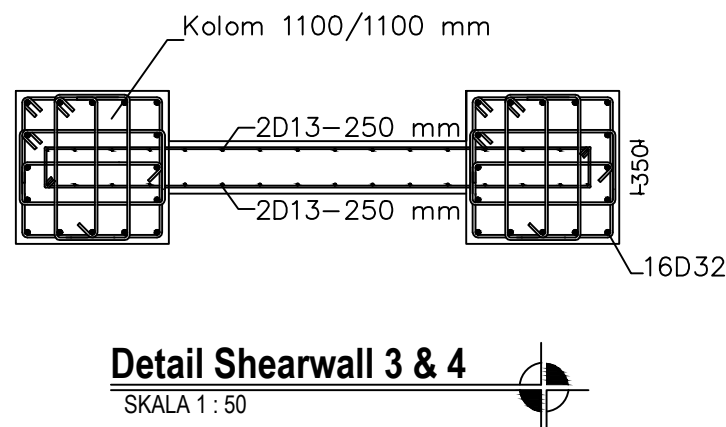
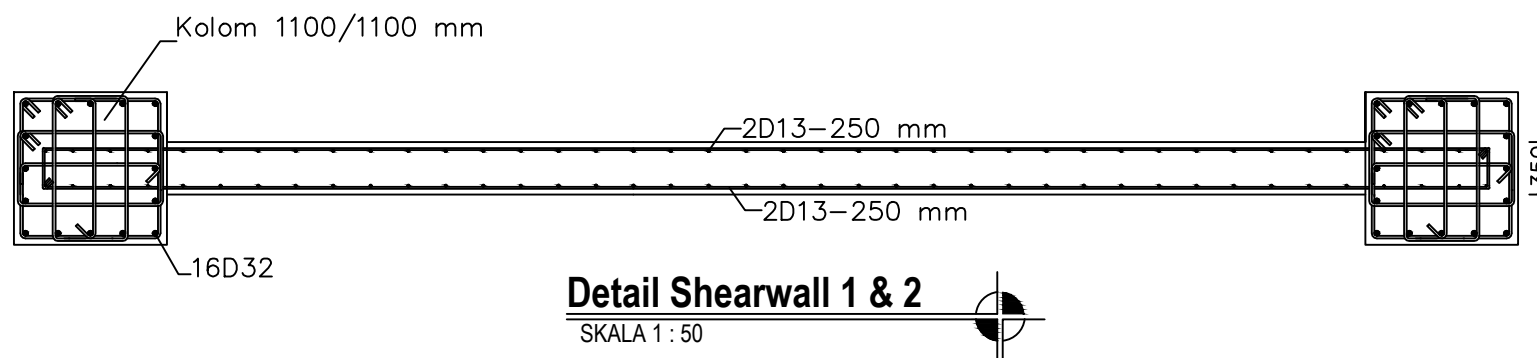
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

25

31





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
0311154000040

Keterangan

Nama Gambar

Skala

- Detail Pondasi 1
- Potongan A-A

1 : 75  
1 : 75

Kode

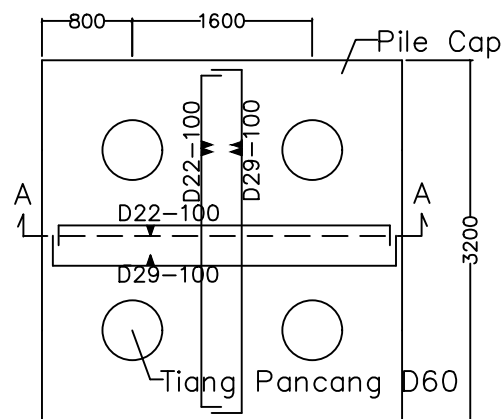
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

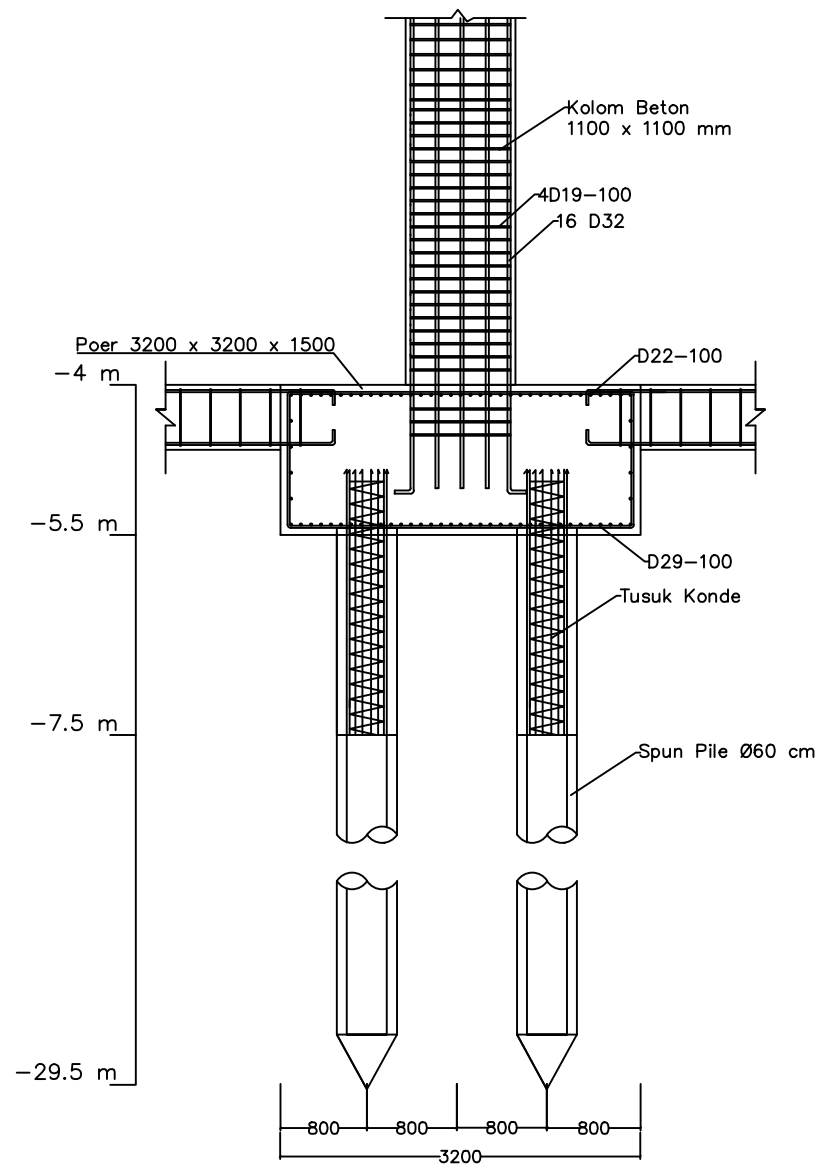
26

31



**Detail Pondasi 1**

SKALA 1 : 75



**Potongan A-A**

SKALA 1 : 75





Departemen Teknik Sipil  
 Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
 dan Kebumihan  
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur  
 Social Security Tower di Jakarta  
 dengan menggunakan Steel Plate  
 Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

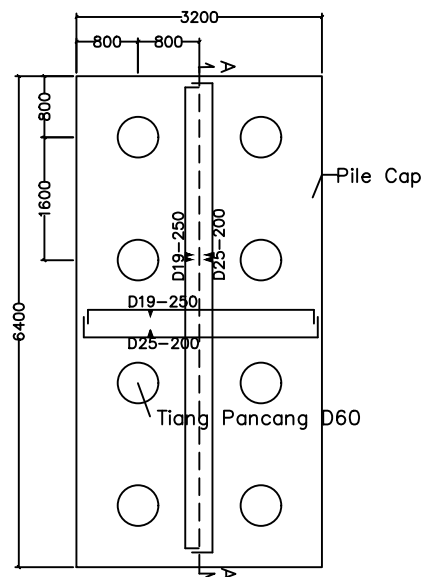
Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
 0311154000040

Keterangan

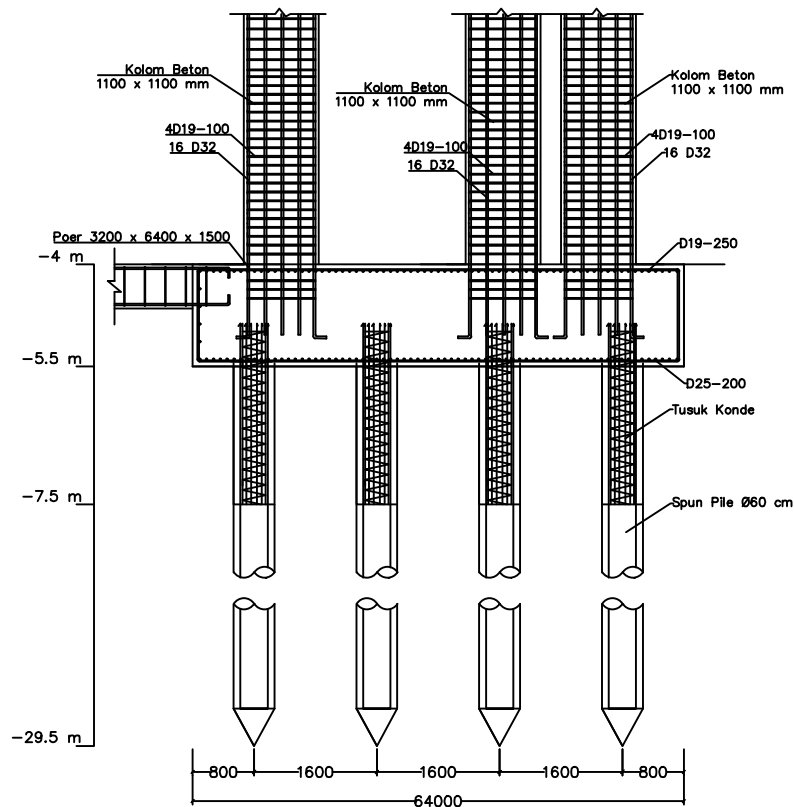
Nama Gambar	Skala
• Detail Pondasi 2	1 : 110
• Potongan A-A	1 : 110

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	27	31



**Detail Pondasi 2**

SKALA 1 : 110



**Potongan A-A**

SKALA 1 : 75





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
0311154000040

Keterangan

Nama Gambar

Skala

- Detail Pondasi 3
- Potongan A-A

1 : 110  
1 : 110

Kode

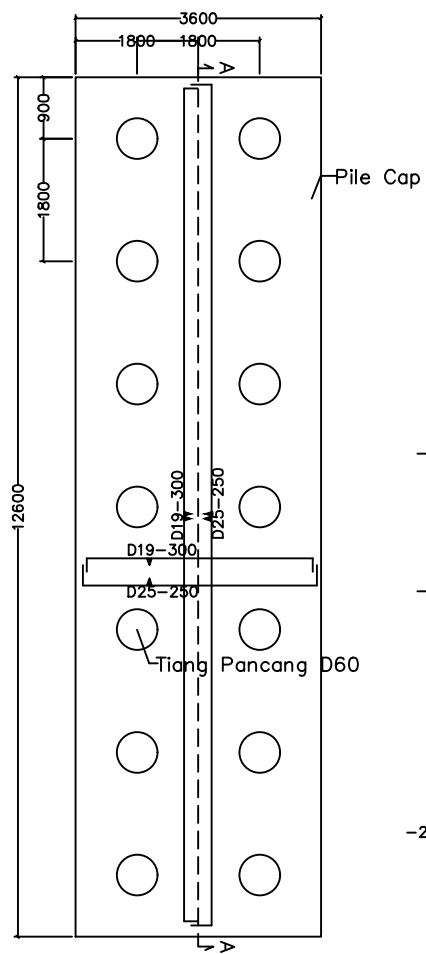
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

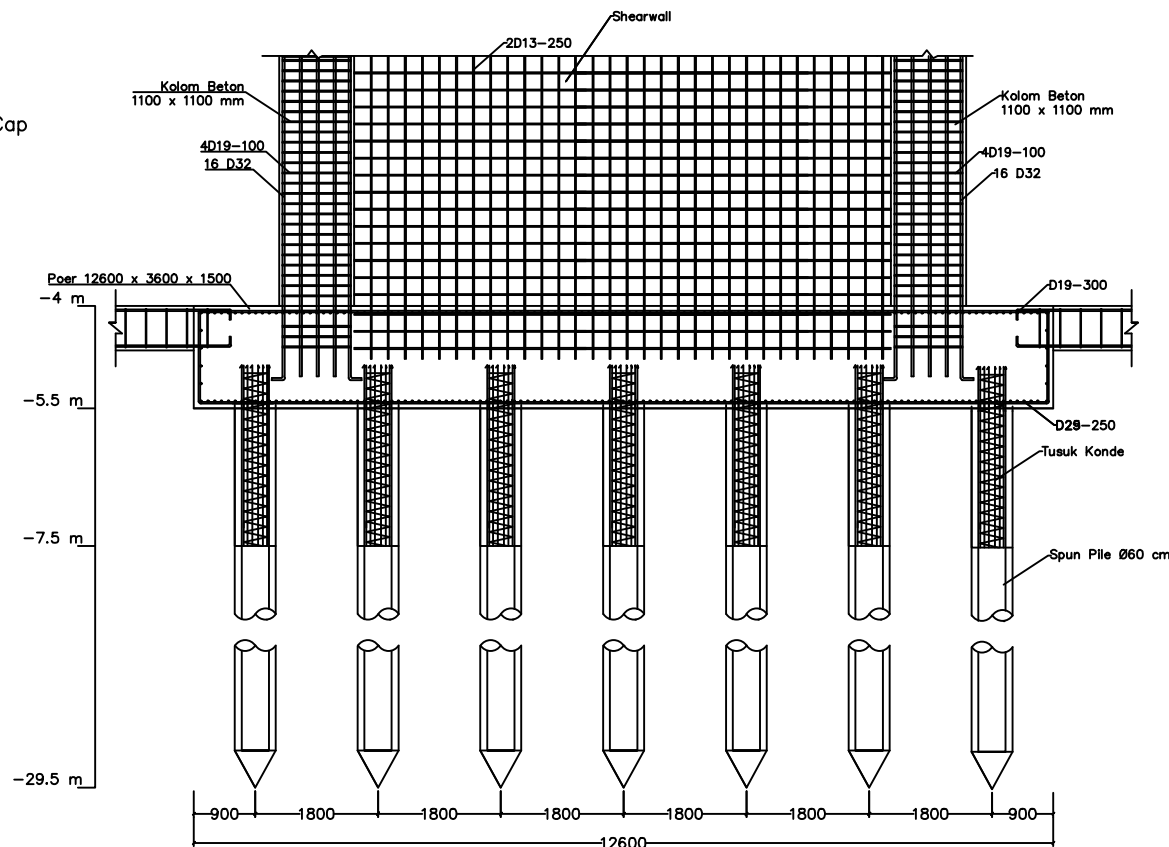
28

31



Detail Pondasi 3

SKALA 1 : 110



Potongan A-A

SKALA 1 : 110







Departemen Teknik Sipil  
 Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
 dan Kebumihan  
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur  
 Social Security Tower di Jakarta  
 dengan menggunakan Steel Plate  
 Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
 0311154000040

Keterangan

Nama Gambar

Skala

- Detail Pondasi 4
- Potongan A-A

1 : 130  
 1 : 130

Kode

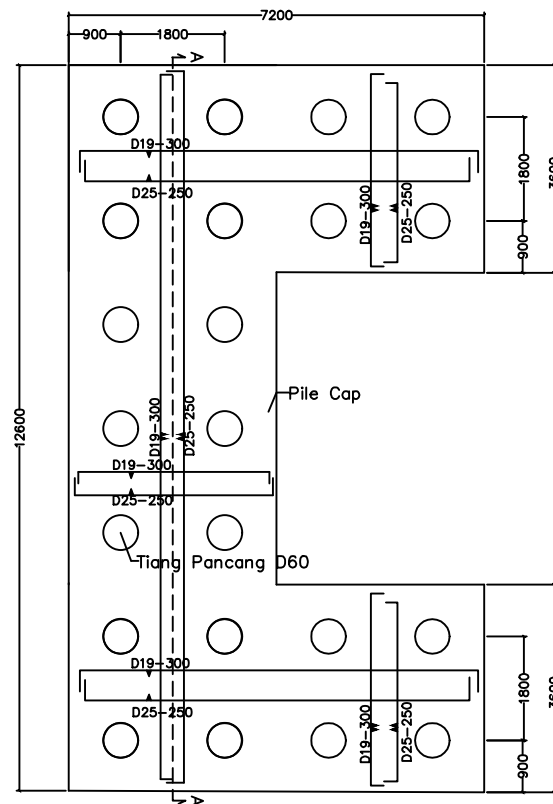
No  
 Gambar

Jumlah  
 Gambar

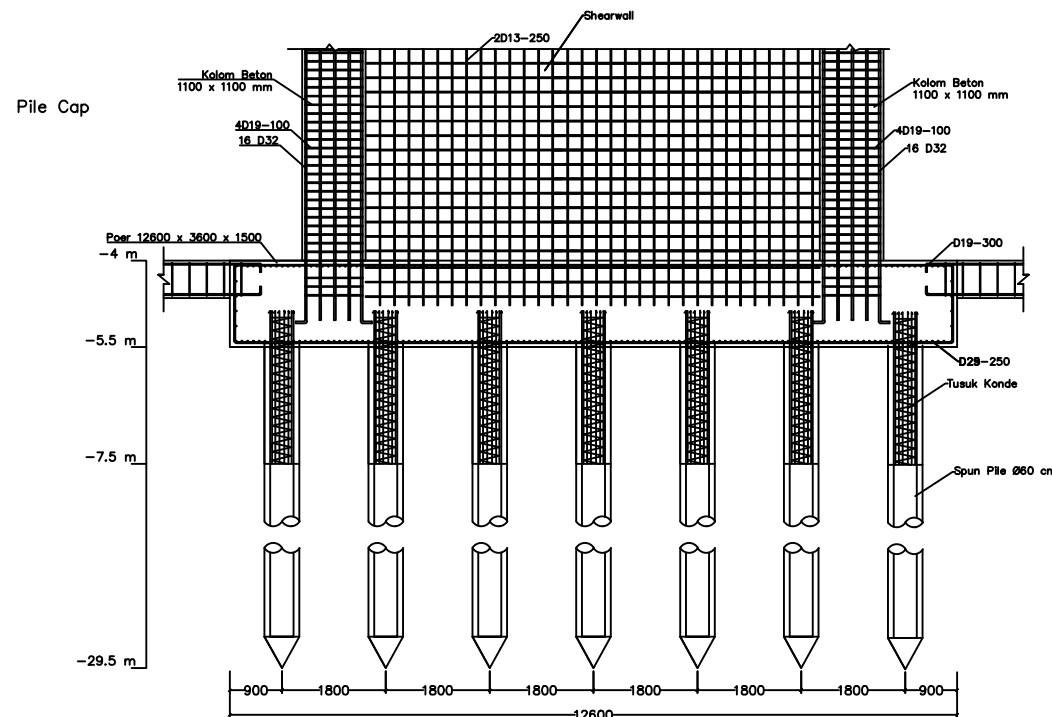
STR

29

31



**Detail Pondasi 4**  
 SKALA 1 : 130



**Potongan A-A**  
 SKALA 1 : 130





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
0311154000040

Keterangan

Nama Gambar

Skala

• Penulangan Kolom  
Beton

1 : 15

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

30

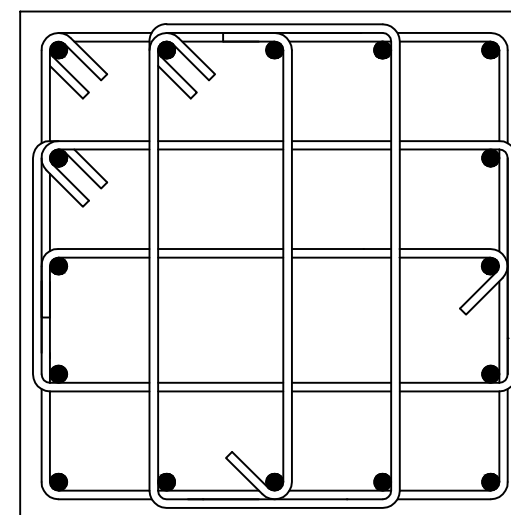
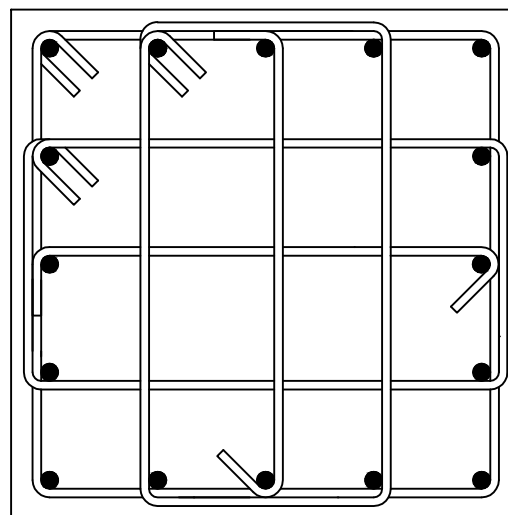
31

KETERANGAN

TUMPUAN

LAPANGAN

KOLOM BETON  
1100 x1100



LONGITUDINAL

16D32

16D32

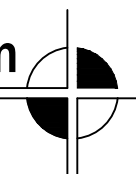
SENGKANG

4D19-100

4D19-150

**Penulangan Kolom Beton**

SKALA 1 : 15





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan Struktur  
Social Security Tower di Jakarta  
dengan menggunakan Steel Plate  
Shear Wall (SPSW)

Dosen Pembimbing

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

Nama Mahasiswa

Muhammad Basysyar  
0311154000040

Keterangan

Nama Gambar

Skala

• Penulangan Sloof

1 : 15

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

31

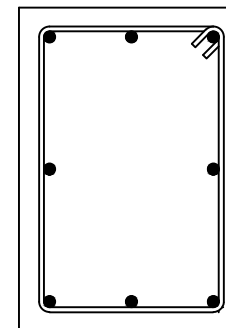
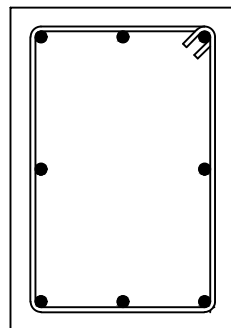
31

KETERANGAN

TUMPUAN

LAPANGAN

SLOOF  
450 X650



LONGITUDINAL

8D22

8D22

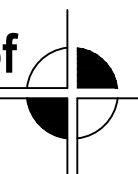
SENGKANG

2Ø10-300

2Ø10-300

**Penulangan Sloof**

SKALA 1 : 15





PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111  
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04  
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Budi Suswanto, ST. MT. PhD
NAMA MAHASISWA	: Muhammad Bosyqyar
NRP	: 031154000040
JUDUL TUGAS AKHIR	: Modifikasi Perencanaan Struktur Social Security Tower di Jakarta dengan Menggunakan Sistem Struktur steel Plate Shear Wall (SPSW)
TANGGAL PROPOSAL	: 2 Januari 2019
NO. SP-MMTA	: 15166/IT2.V1.4.1/PP.05.02.00/2019

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	<del>18-04-19</del>	Struktur Sekunder (Pelot & balok anak)	Perbaiki gambar & lanjutkan struktur sekunder	JKR
2.	26-04-19	struktur sekunder sudah ok	Modelling gedung	JKR
3.	2-05-19	Modelling struktur gedung	Pembebanan & kontrol ?	JKR
4.	9-05-19	Kontrol ? oker dual system Perbaiki	Kontrol dual system ok & lanjut struktur primer	JKR
5.	22-07-19	Dual system ok, struktur primer (balok induk)	lanjut struktur primer (kolom dan SPSW)	JKR
6.	06-08-19	struktur primer (kolom dan SPSW)	perencanaan Sambungan	JKR
7.	15-08-19	Perencanaan Sambungan	Perencanaan Sambungan	JKR



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04  
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Budi Suswanto, ST. MT., Ph.D
NAMA MAHASISWA	: Muhammad Bayuqyar
NRP	: 03111540000040
JUDUL TUGAS AKHIR	: Modifikasi perencanaan struktur Social Security Tower di Jakarta dengan menggunakan Steel Plate Shear Wall (SPSW)
TANGGAL PROPOSAL	: 2 Januari 2019
NO. SP-MMTA	: 15166/1T2.VI.4.1/PP.05.02.00/2019

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
8	26-08-19	Perencanaan sambungan	Selesai sambungan & gambarannya	
9	03-09-19	- Gambar sambungan Perbaiki - ubah tebal SPSWnya (terlalu tebal)	- revisi tebal SPSW - masuk bangunan bawah	
10	08-09-19	- Mulai hitung data tanah & DPT - gambar sambungan	- perbaiki gambar & hap - masuk bangunan	
11	29-10-19	- gambar sambungan selesai - bangun sampai selesai hitung daya dukung tanah - Pondasi & perhitungan Paer	- Pondasi & paer - lengkapi gambar - Jurnal	
12	16-12-19	- kadombeton, slopp selesai - gambar	- Selesai	



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04  
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Dato Iranota, ST. MT. Ph.D
NAMA MAHASISWA	: Muhammed Basysyar
NRP	: 0311154000040
JUDUL TUGAS AKHIR	: Modifikasi Perencanaan Struktur Social Security Tower di Jakarta dengan menggunakan sistem struktur Steel Plate Shear Wall (SPSW)
TANGGAL PROPOSAL	: 2 Januari 2019
NO. SP-MMTA	: 15166/ET2.VI.4.1/PP.05.02.00/2019

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	18-04-19	Struktur Sekunder (Pelat, Balok anak)	Lanjutkan struktur sekunder	
2.	26-04-19	Struktur Sekunder sudah oke	Permodelan gedung	
3.	10-05-19	Cek lagi model pada ETABS	Modelling & kontrol? Struktur	
4.	12-08-19	Kontrol dual system Perbaiki (tambah shear wall)	Struktur primer	
5.	13-08-19	Perhitungan struktur primer	Sambungan	
6.	23-08-19	Perhitungan Sambungan	Lanjut hitung Sambungan	
7.	05-09-19	Sambungan selesai, Gambar ada yg belum lengkap	-selesai gambar sambungan -Masuk bangunan bawah	
8.	12-09-19	Ubah lagi SNI gempa Pakai yg terbaru	-Sudah di ubah ke SNI baru -Masuk bangunan bawah	



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04  
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Data Iranata, ST. MT. Ph.D
NAMA MAHASISWA	: Muhammad Basysyar
NRP	: 03111540000040
JUDUL TUGAS AKHIR	: Modifikasi perencanaan struktur Social Security Tower di Jakarta dengan menggunakan sistem struktur steel Plate Shear Wall (SPSW)
TANGGAL PROPOSAL	: 2 Januari 2019
NO. SP-MMTA	: 15166/IT2-VI.4.1/PP.05.02.00/2019

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
9	14-11-19	- Sudah OK pakai SNI 1726:2013 - Sambungan sudah OK - Pelat anak tangga & bordes sudah pakai bondek	- Gambar Sambungan - Masuk bangunan bawah	
10	5-12-19	- Gambar sambungan OK - dinding penahan tanah & SW beton OK - <del>###</del>	- Perhitungan tipe Z tiang panceng & gambar	
11.	20-12-19	- tiang panceng dengan 4 tipe berbeda - kolom beton & sloof	- selesai	

**INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIHAN**  
**PROGRAM SARJANA (S1) DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSPK - ITS**

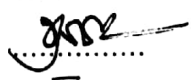


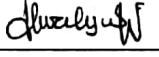
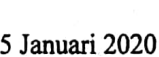
**BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN**  
**SEMINAR DAN LISAN**  
**TUGAS AKHIR**

Pada hari ini Rabu tanggal 15 Januari 2020 jam 09:00 WIB telah diselenggarakan UJIAN SEMINAR DAN LISAN TUGAS AKHIR Program Sarjana (S1) Departemen Teknik Sipil FTSPK-ITS bagi mahasiswa:

NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
0311154000040	Muhammad Basysyar	Modifikasi Perencanaan Struktur Social Security Tower di Jakarta dengan Menggunakan Sistem Struktur Steel Plate Shear Wall (SPSW)

- Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :
  - Cek Pembesaran beban gempa (Base shear) untuk tanah SE sesuai SNI 1726-20xx'
  - Cek Diagram Interaksi kolom dengan ~~extract~~.
  - Cek Perhitungan Pile Cap bentuk "C" + Detail gambar penulangannya diperbaiki
  - Panjang Penyaluran Tusuk konde dihitung & Gambar diperbaiki
  - Tambahkan Tulangan kolom <sup>sejangkang</sup> jarak tul longitudinal > 350
  - Cek baut Angkur → Perhitungan menggunakan Kapasitas Kolom.
  - Tambahkan Perhitungan Tulangan pile Cap (2 arah x 4)
  - Gambar las tumpul di Sambungan Balok Induk & Kolom diperbaiki + Sambungan las.
- Rentang nilai dari hasil diskusi Tim Penguji Tugas Akhir adalah : A / AB / B / BC / C / D / E HBE & VBE diperbaiki
- Dengan hasil ujian (wajib dibacakan oleh Ketua Sidang di depan Peserta Ujian dan Penguji) :
 


<input type="checkbox"/> Lulus Tanpa Perbaikan	<input type="checkbox"/> Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
<input checked="" type="checkbox"/> Lulus Dengan Perbaikan	<input type="checkbox"/> Mengulang Ujian Lisan


Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Budi Suswanto, ST. MT. PhD (Pembimbing 1)	
Data Iranata, ST. MT. PhD (Pembimbing 2)	
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS	
Bambang Piscesa, ST. MT. PhD	
Dr. Wahyuniarsih Sutrisno, ST.,MT.	

Surabaya, 15 Januari 2020

Mengetahui,  
**Sekretaris Departemen**  
**Bidang Akademik dan Kemahasiswaan**

**Ketua Sidang**

  
**Data Iranata, ST. MT PhD**  
 NIP 19800430 200501 1 002

  
 (.....Wahyuniarsih Sutrisno.....)  
 Nama terang



**FORM TAMBAHAN PERBAIKAN/PENYEMPURNAAN  
SEMINAR & LISAN TUGAS AKHIR  
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSPK - ITS**

Nama Mahasiswa : Muhammad Basusyar

NRP : 0311154000040

Saran/Masukan :

9. ~~Buku~~ Daftar Isi di cek.

10. Cek Penulisan 2 Daftar Pustaka

Surabaya, .....

(.....)

## BIODATA PENULIS



Penulis memiliki nama lengkap Muhammad Basysyar dilahirkan di Jakarta pada 12 April 1997, merupakan anak pertama dari 4 bersaudara. Penulis telah menempuh Pendidikan formal di SDIT Auliya, SMP Negeri 161 Jakarta dan SMA Negeri 47 Jakarta. Setelah lulus dari SMA Negeri 47 Jakarta pada tahun 2015, penulis melanjutkan pendidikan sarjana (S1) di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya (ITS) Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan dan Kebumihan melalui jalur SNMPTN dan

terdaftar dengan NRP 0311154000040. Selama menjadi mahasiswa, penulis aktif dalam beberapa kegiatan kampus diantaranya : Kaderisasi, seminar, pelatihan, kepanitiaan, lembaga dakwah, himpunan mahasiswa dan kegiatan sosial. Penulis pernah aktif dalam organisasi kemahasiswaan dengan mengikuti Himpunan Mahasiswa Sipil FTSP-ITS menjabat sebagai Ketua Biro pengabdian Masyarakat departemen Sosial Masyarakat dan juga mengikuti Lembaga Dakwah Jurusan Al Hadiid menjabat sebagai Ketua Umum. Di Departemen Teknik Sipil ini penulis mengambil topik Tugas Akhir bidang Struktur khususnya bangunan gedung.

E-mail : Basysyar97@gmail.com