



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG ONE EAST  
SURABAYA MENGGUNAKAN *STEEL PLATE SHEAR  
WALL***

RIO CHANDRA  
NRP. 0311144000059

Dosen Pembimbing  
Data Iranata, S.T., M.T., Ph.D

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



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG ONE EAST  
SURABAYA MENGGUNAKAN *STEEL PLATE SHEAR  
WALL***

RIO CHANDRA  
NRP. 0311144000059

Dosen Pembimbing  
Data Iranata, S.T., M.T., Ph.D

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



FINAL PROJECT (RC14-1501)

**DESIGN MODIFICATION OF ONE EAST BUILDING  
SURABAYA USING STEEL PLATE SHEAR WALL**

RIO CHANDRA  
NRP. 0311144000059

Academic Supervisor  
Data Iranata, S.T., M.T., Ph.D

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT  
Faculty of Civil, Environtmen and Geo Engineering  
Sepuluh Nopember Institute of Technology  
Surabaya 2018

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG  
ONE EAST SURABAYA MENGGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL**

**TUGAS AKHIR**

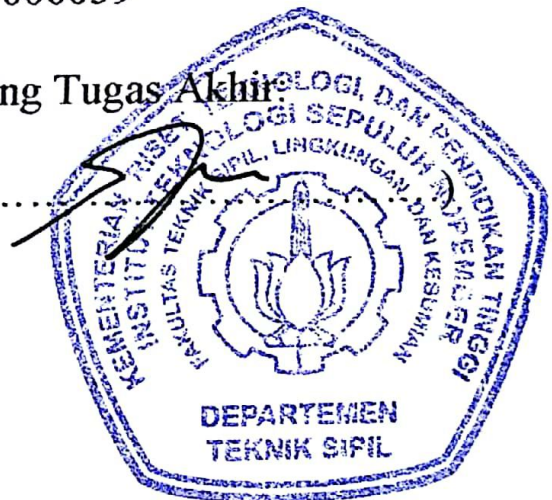
**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada  
Bidang Studi Struktur  
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember**

Oleh:

**RIO CHANDRA**  
NRP. 03111440000059

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Data Iranata, ST., MT., Ph.D. (.....)



**SURABAYA  
JULI, 2018**



# **MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG ONE EAST SURABAYA MENGGUNAKAN *STEEL PLATE SHEAR WALL***

**Nama Mahasiswa : Rio Chandra**  
**NRP : 0311144000059**  
**Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS**  
**Dosen Pembimbing : Data Iranata S.T., M.T., Ph.D.**

## **Abstrak**

Tingginya pertumbuhan penduduk di Indonesia, mengakibatkan bertambahnya kebutuhan fisik antara lain untuk gedung perkantoran dan perumahan. Sehingga muncul ide untuk membuat konsep perumahan kearah vertikal. Dalam perencanaan suatu bangunan gedung bertingkat haruslah memikirkan tahanan terhadap gempa, karena gedung akan mengalami getaran akibat percepatan tanah yang disebabkan oleh gempa bumi yang sewaktu-waktu bisa terjadi. Penggunaan system kontruksi baja dapat dijadikan satu alternative untuk gedung bertingkat penahan gempa.

Steel Plate Shear Wall (SPSW) merupakan suatu system penahan beban lateral yang berbentuk pelat baja vertikal padat yang menghubungkan balok dan kolom di sekitarnya yang terpasang sepanjang ketinggian struktur yang membentuk suatu dinding penopang. SPSW memiliki daktilitas yang baik sehingga cocok digunakan di wilayah yang rawan gempa seperti di Indoesia.

Pada perhitungan struktur gedung dengan sistem SPSW ini mengacu pada Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 03-1726-2012, 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 2016.

Dari hasil analisa yang telah dilakukan, didapatkan yaitu : tebal pelat atap 9 dan 10 cm, pelat lantai 9,10,11 cm. dimensi balok induk melintang dan memanjang WF 600x300x14x23, dimensi kolom lantai dasar 1100x1100, dimensi kolom lantai 1-5 CFT 700x700x25x25, dimensi kolom lantai 6-10 600x600x25x25, dimensi kolom lantai 11-15 CFT 500x500x25x25, dimensi kolom lantai 16-atap CFT 400x400x22x22, dimensi kolom VBE CFT 700x700x25x25, dimensi HBE WF 700x300x13x20, tebal SPSW 4mm. Base plate menggunakan ukuran 100x100 cm tebal 7cm. Perencanaan pondasi menggunakan tiang pancang precast diameter 60cm dengan kedalaman 30m.

Kata Kunci : Gempa, Struktur baja, Steel Plate Shear Wall

# **DESIGN MODIFICATION OF ONE EAST BUILDING IN SURABAYA USING STEEL PLATE SHEAR WALL**

**Student Name : Rio Chandra**  
**NRP : 0311144000059**  
**Department : Civil Engineering FTSLK-ITS**  
**Academic Supervisor : Data Iranata S.T., M.T., Ph.D.**

## **Abstrak**

*The high population growth in Indonesia, resulted in increasing physical demand among others, for office buildings and housing. So the idea seems to make the concept of housing towards the vertical. In the planning of a multi-storey building must think about the resistance to the earthquake, because the building will experience the vibration due to acceleration of land caused by earthquakes that can happen at any time. The use of steel construction system can be used as an alternative for earthquake-resistant building.*

*Steel Plate Shear Wall (SPSW) is a lateral load-bearing system in the form of a solid vertical steel plate connecting the surrounding beams and columns mounted along the supporting wall. SPSW has good ductility that is suitable for use in earthquake prone areas such as in Indonesia.*

*In the calculation of the structure of the building with SPSW system is referring to Earthquake Resistance Planning Standards For Building Structure SNI 03-1726-2012, 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 ETABS 2016 asset program.*

*From the analysis that has been done, found that: thick plate roof 9 and 10 cm, plate floor 9,10,11 cm. dimension of the main beam WF 600x300x14x23, the dimensions of the 1-5th floor columns CFT 700x700x25x25, the dimensions of the 6-10th floor 600x600x25x25 columns, the dimensions of the 11-15 CFT 500x500x25x25 floor columns, the dimensions of the 16-roofed*

*CFT 400x400x22x22, VBE CFT 700x700x25x25 column dimension, HBE WF 700x300x13x20 dimension, 4mm SPSW thickness. Base plate using size 100x100 cm thick 7cm. foundation planning uses pile of precast concrete with 60 cm diameter and 30m depth*

*Keyword : earthquake, steel structure, Steel Plate Shear Wall*

## **KATA PENGANTAR**

Puji syukur penulis panjatkan kehadirat Tuhan Yang Maha Esa karena atas berkat rahmat dan karunia-Nya, penulis dapat menyelesaikan proposal tugas akhir ini dengan judul “Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung One East Surabaya menggunakan *Steel Plate Shear Wall*”.

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

1. Orang tua dan keluarga yang selalu memberikan dukungan baik moril dan materil, dan menjadi motivasi penulis dalam menyelesaikan proposal tugas akhir ini.
2. Bapak Data Iranata, ST., MT., Ph.D. selaku dosen Pembimbing Tugas Akhir yang selalu sabar dan tulus dalam memberikan masukan dan motivasi.
3. Seluruh dosen pengajar Jurusan Teknik Sipil ITS yang sudah memberikan ilmu dan motivasinya. Serta seluruh staff dan karyawan Jurusan Teknik Sipil ITS
4. Rekan – rekan mahasiswa, teman teman acikiwier serta semua pihak yang telah membantu penyusunan proposal Tugas Akhir ini.
5. Anna Karenina sebagai seseorang yang selalu menemani penulis dalam mengerjakan Tugas Akhir ini.

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

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## DAFTAR ISI

Abstrak .....	i
<b>KATA PENGANTAR</b> .....	v
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	xv
<b>BAB 1 PENDAHULUAN</b> .....	1
<b>1.1 Latar Belakang</b> .....	1
<b>1.2 Rumusan Masalah</b> .....	2
<b>1.3 Tujuan</b> .....	3
<b>1.4 Batasan Masalah</b> .....	3
<b>1.5 Manfaat</b> .....	3
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b> .....	5
<b>2.1. Pengertian Dinding Geser Pelat Baja (<i>Steel Plate Shear Wall</i>)</b> .....	5
<b>2.2. Kelebihan dan Kelemahan Dinding Geser Pelat Baja</b> .....	5
<b>2.2.1. Kelebihan Dinding Geser Pelat Baja</b> .....	5
<b>2.2.2. Kelemahan Dinding Geser Pelat Baja</b> .....	6
<b>2.2.3. Jenis Dinding Geser Pelat Baja (<i>SPSW</i>)</b> .....	7
<b>2.2.4. Analisis dan Desain Dinding Geser Pelat Baja</b> .	8
<b>2.3. Kolom <i>Concrete Filled Steel Tube</i></b> .....	14
<b>2.3.1. Pengertian Kolom <i>Concrete Filled Steel Tube</i></b> .	14
<b>2.3.2. Tipe Kolom <i>Concrete Filled Steel Tube</i></b> .....	15
<b>2.3.3. Kelebihan Kolom <i>Concrete Filled Steel Tube</i></b> ..	16
<b>BAB III METODOLOGI</b> .....	17
<b>3.1 Diagram Alur Penyelesaian Tugas Akhir</b> .....	17
<b>3.2 Pengumpulan Data</b> .....	18
<b>3.3 Studi Literatur</b> .....	19
<b>3.4 Preliminary Design</b> .....	19
<b>3.4.1 Perencanaan Struktur Sekunder</b> .....	19
<b>3.4.2 Perencanaan Struktur Primer</b> .....	19
<b>3.5 Analisa Pembebanan</b> .....	19
<b>3.5.1 Beban Mati</b> .....	19
<b>3.5.2 Beban Hidup</b> .....	19
<b>3.5.3 Beban Angin</b> .....	20
<b>3.5.4 Beban Gempa</b> .....	20

3.5.5	Kombinasi Pembebanan .....	28
3.5.6	Beban Tanah .....	28
3.6	Perencanaan Struktur Sekunder .....	28
3.6.1	Perencanaan Tangga .....	28
3.6.2	Perencanaan Pelat Lantai .....	29
3.6.3	Perencanaan Balok Penggantung Lift .....	29
3.6.4	Perencanaan Balok Anak .....	29
3.7	Permodelan Struktur .....	29
3.8	Perencanaan Struktur Primer .....	29
3.8.1	Balok .....	29
3.8.2	Kolom .....	32
3.8.3	Dinding geser plat baja ( <i>Steel plate shear wall</i> ) .....	38
3.9	Perencanaan Sambungan .....	38
3.9.1	Baut .....	39
3.9.2	Sambungan Las .....	40
3.10	Base Plate .....	41
3.11	Perencanaan Bangunan Bawah .....	42
3.11.1	Perencanaan Poer .....	42
3.11.2	Tiang Pancang .....	44
3.11.3	Perencanaan <i>Basement</i> .....	46
3.12	Penggambaran .....	48
<b>BAB IV HASIL ANALISA DAN PERENCANAAN .....</b>		<b>49</b>
4.1	Perencanaan Struktur Sekunder .....	49
4.1.1	Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Gedung ...	49
4.1.2	Perencanaan Balok Anak .....	52
4.1.3	Perencanaan Balok Lift .....	58
4.1.4	Perencanaan Tangga .....	63
4.2	<i>Preliminary Design</i> .....	75
4.2.1	Perencanaan awal Kolom basement .....	75
4.2.2	Perencanaan Shear wall .....	76
4.3	Permodelan Struktur .....	77
4.3.1	Pembebanan Struktur Utama .....	77
4.3.2	Pembebanan Gempa Dinamis .....	80



4.3.3	Permodelan Dinding Geser Plat Baja.....	83
4.3.4	Kontrol Penerimaan Permodelan Struktur ....	86
4.3.5	Kontrol Desain .....	89
4.4	Perencanaan Struktur Primer.....	98
4.4.1	Perencanaan Balok Induk .....	98
4.4.2	Perencanaan Kolom .....	104
4.4.3	Perencanaan Steel Plate Shear Wall.....	110
4.4.4	Kontrol Desain Balok (HBE).....	111
4.4.5	Kontrol Desain Kolom VBE .....	116
4.5	Perencanaan Sambungan .....	120
4.5.1	Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga.....	120
4.5.2	Sambungan Balok Penumpu tangga dengan Kolom .....	123
4.5.3	Sambungan balok anak dan balok induk lantai apartemen. ....	126
4.5.4	Sambungan balok anak dan balok induk atap apartemen .....	129
4.5.5	Sambungan Dinding Geser (SPSW) .....	131
4.5.6	Sambungan Balok Induk dan Kolom .....	132
4.5.7	Sambungan HBE dan VBE.....	138
4.5.8	Sambungan antar kolom.....	143
4.5.9	Sambungan Shearwall dan HBE.....	145
4.5.10	Sambungan Base Plate .....	146
4.6	Perencanaan Bangunan Bawah .....	150
4.6.1	Perencanaan Basement .....	150
4.6.2	Perencanaan Pondasi .....	160
4.6.4	Perencanaan Kolom .....	177
4.6.5	Perencanaan Sloof .....	183
<b>BAB 5 PENUTUP .....</b>		<b>187</b>
5.1	Kesimpulan .....	187
5.2	Saran.....	189
<b>DAFTAR PUSTAKA.....</b>		<b>190</b>

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Alir Pengerjaan Tugas Akhir.....	18
<i>Gambar 3.2 Koefisien risiko terpetakan, perioda respon spektral 0.2 detik.....</i>	<i>21</i>
Gambar 3.3 Koefisien risiko terpetakan, perioda respon spektral 1 detik.....	22
Gambar 3.4 Grafik respons spectrum.....	24
Gambar 3.5 Base plate.....	41
Gambar 3.6 Penampang Kritis Pada Pondasi.....	43
Gambar 3.7 Tekanan aktif pasif tanah.....	48
Gambar 4. 1 Pelat Lantai Atap.....	49
Gambar 4. 2 Penulangan Pelat Lantai Atap.....	50
Gambar 4. 3 Pelat Lantai Apartemen.....	51
Gambar 4. 4 Penulangan Pelat Lantai.....	52
Gambar 4. 5 Denah Balok Anak Lantai Atap.....	52
Gambar 4. 6 Denah Balok Anak Lantai.....	55
Gambar 4. 7 Spesifikasi Lift.....	59
Gambar 4. 8 Potongan Lift.....	59
Gambar 4. 9 permodelan balok penumpu.....	60
Gambar 4. 10 Posisi MA, MB, MC.....	62
Gambar 4. 11 Permodelan Tangga.....	63
Gambar 4. 12 Permodelan Pembebanan Balok Utama Tangga.....	67
Gambar 4. 13 Bidang Momen.....	68
Gambar 4. 14 Bidang Geser.....	69
Gambar 4. 15 Bidang Normal.....	70
Gambar 4. 16 Lendutan Balok Utama Tangga.....	72
Gambar 4. 17 Permodelan Pembebanan Balok Penumpu Tangga.....	73
Gambar 4. 18 Geser Momen Balok Penumpu Tangga.....	73
Gambar 4. 19 Geser Maksimum Balok Penumpu Tangga.....	74
Gambar 4. 20 Lendutan Balok Penumpu Tangga.....	75
Gambar 4. 21 Denah Gedung One East.....	77
Gambar 4. 22 Kotak Dialog Shell.....	83
Gambar 4. 23 Kotak Dialog Wall Properties.....	83

Gambar 4. 24 Kotak Dialog Wall Property .....	84
Gambar 4. 25 Memasang Elemen Shell pada ETABS .....	84
Gambar 4. 26 Kotak Dialog Wall Auto Mesh.....	85
Gambar 4. 27 Permodelan 3D Gedung One East menggunakan SPSW .....	86
Gambar 4. 28 Momen pada Balok Induk Melintang .....	99
Gambar 4. 29 Geser pada Balok Induk Melintang .....	99
Gambar 4. 30 Momen pada Balok Induk Memanjang .....	101
Gambar 4. 31 Gaya Geser Pada Balok Induk Memanjang .....	102
Gambar 4. 32 Desain SPSW.....	110
Gambar 4. 33 Sambungan balok utama dan balok penumpu tangga .....	121
Gambar 4. 34 Pelat penyambung siku.....	123
Gambar 4. 35 Sambungan balok penumpu dan kolom.....	124
Gambar 4. 36 Pelat penyambung .....	125
Gambar 4. 37 Sambungan Balok anak dan Balok induk lantai apartemen .....	126
Gambar 4. 38 Detail Pelat Penyambung .....	128
Gambar 4. 39 Sambungan Balok Anak dan Induk pada atap apartemen .....	129
Gambar 4. 40 Detail Pelat Penyambung.....	131
Gambar 4. 41 Sambungan Dinding Geser.....	132
Gambar 4. 42 Sambungan Balok Induk dan Kolom.....	133
Gambar 4. 43 Detail Pelat Penyambung.....	135
Gambar 4. 44 Detail Pelat Diaphragm Plat .....	138
Gambar 4. 45 Sambungan HBE dan VBE.....	143
Gambar 4. 46 Sambungan HBE dan Shearwall beton.....	146
Gambar 4. 47 Momen yang terjadi pada base plate .....	148
Gambar 4. 48 Sambungan Kolom pada Base Plate .....	150
Gambar 4. 49 Denah Dinding Penahan Tanah .....	150
Gambar 4. 50 potongan Dinding Penahan Tanah.....	151
Gambar 4. 51 Tegangan tanah dan Tegangan Air .....	153
Gambar 4. 52 Kontruksi dinding Penahan Tanah .....	154
Gambar 4. 53 Denah Shearwall.....	157
Gambar 4. 54 Penulangan Shearwall .....	159

Gambar 4. 55 Denah Pondasi .....	160
Gambar 4. 56 Ilustrasi kekuatan tiang terhadap gaya horizontal .....	169
Gambar 4. 57 Daerah kritis geser akibat kolom .....	171
Gambar 4. 58 daerah geser kritis akibat tiang pancang .....	172
Gambar 4. 59 Pembebanan Poer Kolom Tipe I (Arah Sumbu X) .....	174
Gambar 4. 60 Pembebanan Poer Kolom Tipe I (Arah Sumbu Y) .....	175
Gambar 4. 61 hasil analisis kolom menggunakan spColumn....	179
Gambar 4. 62 Tulangan longitudinal Kolom.....	179
Gambar 4. 63 Tulangan Kolom.....	183
Gambar 4. 64 Hasil Analisa sloof pada spColumn.....	185
Gambar 4. 65 Penulangan longitudinal pada sloof.....	185
Gambar 4. 66 Penulangan Sloof.....	186

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## DAFTAR TABEL

Tabel 3.1 Klasifikasi situs .....	21
Tabel 3.2 Koefisien Situs, $F_a$ .....	22
Tabel 3.3 Koefisien situs $F_v$ .....	23
Tabel 3.4 Kategori resiko $SDS$ .....	25
Tabel 3.5 Kategori resiko $SD1$ .....	25
Tabel 3.6 Faktor $R$ , $C_d$ , dan $\Omega$ untuk system penahan gaya gempa .....	25
Tabel 3.7 Nilai parameter perioda Pendekatan $C_t$ dan $x$ .....	27
Tabel 3.8 Koefisien untuk batas atasa pada perioda yang dihitung .....	27
Tabel 4. 1 Beban Mati Perhitungan Dimensi Kolom .....	75
Tabel 4. 2 Beban Hidup Perhitungan Dimensi Kolom .....	75
Tabel 4. 3 Hasil Data Tanah Berdasarkan NSPT .....	79
Tabel 4. 4 Data Respon Spektrum .....	81
Tabel 4. 5 Faktor Reduksi Gempa untuk SPSW .....	82
Tabel 4. 6 Perhitungan Beban mati Lantai .....	86
Tabel 4. 7 Perhitungan Beban Pelat Lantai .....	87
Tabel 4. 8 Perhitungan Beban Hidup Lantai .....	87
Tabel 4. 9 Perhitungan Beban Mati Kolom .....	87
Tabel 4. 10 Perhitungan Beban SPSW .....	87
Tabel 4. 11 Perhitungan Beban Shearwall .....	87
Tabel 4. 12 Perhitungan Beban Balok .....	88
Tabel 4. 13 Rekapitan Hasil Perhitungan .....	88
Tabel 4. 14 Perbandingan Perhitungan ETABS dan Manual .....	89
Tabel 4. 15 Rasio Partisipasi Massa .....	90
Tabel 4. 16 Reaksi Dasar Struktur .....	92
Tabel 4. 17 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa .....	93
Tabel 4. 18 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa yang sudah dikali faktor .....	93
Tabel 4. 19 Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah X .....	95
Tabel 4. 20 Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah X (Lanjutan) .....	96

Tabel 4. 21 Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah Y ..	96
Tabel 4. 22 Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah Y (Lanjutan).....	97
Tabel 4. 23 Reaksi Perletakan dan Persentase Gaya Geser yang dipikul akibat Gempa arah X dan Y .....	98
Tabel 4. 24 Data tanah.....	151
Tabel 4. 25 Rekapitan Tekanan Horizontal Tanah aktif.....	152
Tabel 4. 26 Tekanan Air pada tanah aktif .....	152
Tabel 4. 27 Tekanan tanah pasif.....	152
Tabel 4. 28 Tekanan air pasif .....	152
Tabel 4. 29 Momen yang terjadi akibat tanah aktif .....	153
Tabel 4. 30 Momen yang terjadi akibat tanah pasif .....	153
Tabel 4. 31 Rekap gaya yang terjadi pada kontruksi dinding penahan tanah.....	154
Tabel 4. 32 Gaya pada Shearwall .....	157
Tabel 4. 33 Rekapitulasi Pengolahan data tanah .....	163
Tabel 4. 34 Rekapitulasi Pengolahan data Tanah (Lanjutan 1).	164
Tabel 4. 35 Rekapitulasi Pengolahan data Tanah (Lanjutan 2).	165
Tabel 4. 36 Rekap hasil kontrol tiang pancang tipe 1 .....	167
Tabel 4. 37 Rekap hasil kontrol tiang pancang tipe 2 .....	167
Tabel 4. 38 Rekap hasil kontrol tiang pancang tipe 3 .....	167
Tabel 4. 39 Rekapitulasi kontrol tiang pancang terhadap momen .....	168
Tabel 4. 40 Rekapitulasi Tulangan Poer.....	177



# BAB 1

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Tingginya pertumbuhan penduduk di Indonesia, mengakibatkan bertambahnya kebutuhan fisik antara lain untuk gedung perkantoran dan perumahan. Naiknya kebutuhan hunian tidak dibarengi dengan keterbatasan lahan yang ada. Sehingga muncul ide untuk membuat konsep perumahan kearah vertikal. Dalam perencanaan suatu bangunan gedung bertingkat haruslah memikirkan tahanan terhadap gempa, karena gedung akan mengalami getaran akibat percepatan tanah yang disebabkan oleh gempa bumi yang sewaktu-waktu bisa terjadi. Indonesia memiliki resiko gempa yang cukup tinggi karena terletak pada tiga lempeng tektonik yaitu lempeng Australia-India, lempeng Euroasian dan lempeng pasifik. Letak geografis ini menjadi Indonesia rawan terhadap gempa vulkanik dan tektonik.

Perencanaan gedung tahan gempa, merupakan suatu keharusan yang akan dilakukan terutama pada daerah rawan gempa. Untuk dapat menahan beban gempa perlu didesain struktur yang kuat. Pada bangunan tinggi tahan gempa, gaya-gaya yang terjadi cukup besar sehingga perlu menggunakan elemen-elemen kaku yang menyebabkan deformasi (lendutan) yang kecil.

Material baja dipilih dalam perencanaan bangunan tahan gempa karena memiliki beberapa keunggulan dari material kontruksi 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.

*Steel Plate Shear Wall* (SPSW) merupakan salah satu sistem penahan beban lateral yang terdiri dari pelat baja vertikal padat yang menghubungkan balok dan kolom disekitar dan terpasang sepanjang ketinggian struktur sehingga membentuk sebuah

dinding penopang (Berman dan Bruneau, 2003). 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 pelat 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 system SPSW dan kebutuhan akan gedung hunian, maka akan direncanakan modifikasi perencanaan struktur gedung apartemen *One East* Surabaya menggunakan struktur *Steel Plate Shear Wall (SPSW)* diajikan sebagai tugas akhir. Perencanaan pembangunan apartemen *One East* dengan jumlah 33 lantai dan 3 lantai *basement* yang semula menggunakan struktur beton bertulang akan dimodifikasi menggunakan baja dan dinding geser pelat baja.

## **1.2 Rumusan Masalah**

### **1.2.1 Rumusan Masalah Umum**

Bagaimana mendesain Gedung *One East* Surabaya menggunakan *Steel Plate Shear Wall* sesuai dengan peraturan yang berlaku?

### **1.2.2 Rumusan Masalah Khusus**

1. Bagaimana melakukan *preliminary design*?
2. Bagaimana pembebanan gedung *One East*?
3. Bagaimana merencanakan struktur sekunder dan struktur primer?
4. Bagaimana memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu?
5. Bagaimana merencanakan *Steel Plate Shear Wall*?
6. Bagaimana merencanakan sambungan yang memenuhi persyaratan struktur baja?
7. Bagaimana merencanakan *basement* dan pondasi sesuai dengan kondisi tanah di lapangan?

8. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dalam bentuk gambar teknik?

### **1.3 Tujuan**

#### **1.3.1 Tujuan Umum**

Mendapatkan hasil perencanaan struktur baja gedung *One East* dengan menggunakan struktur dinding geser pelat baja (*steel plate shear wall / SPSW*) sesuai dengan peraturan yang berlaku

#### **1.3.2 Tujuan Khusus**

1. Mampu melakukan *preliminary design*
2. Mampu menghitung pembebanan yang terjadi
3. Mampu merencanakan struktur sekunder dan struktur utama
4. Mampu memodelkan dan menganalisa struktur dengan program bantu
5. Mampu merencanakan *Steel Plate Shear Wall*
6. Mampu merencanakan sambungan yang memenuhi persyaratan struktur baja
7. Mampu merencanakan basement dan pondasi sesuai dengan kondisi tanah di lapangan
8. Mampu menuangkan hasil perencanaan dalam bentuk gambar

### **1.4 Batasan Masalah**

1. Tidak menghitung dari segi analisa biaya, arsitektural, dan manajemen konstruksi
2. Tidak meninjau metode pelaksanaan konstruksi
3. Tidak mempertimbangan sistem sanitasi, utilitas bangunan, dan *finishing*

### **1.5 Manfaat**

Manfaat yang diambil dari modifikasi perencanaan ini adalah :

1. Dapat merencanakan struktur baja yang memenuhi persyaratan yang berlaku

2. Sebagai bahan pertimbangan dalam menggunakan jenis pengaku untuk mendesain konstruksi bangunan baja
3. Sebagai rekomendasi bagi dunia konstruksi yang berkaitan dengan bangunan baja yang menggunakan sistem dinding geser plat baja untuk menahan beban lateral

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1. Pengertian Dinding Geser Pelat Baja (*Steel Plate Shear Wall*)**

Dinding geser pelat baja (*steel plate shear wall*) adalah sebuah sistem penahan beban lateral yang terdiri dari pelat baja vertikal padat yang menghubungkan balok dan kolom di sekitarnya yang terpasang sepanjang ketinggian struktur sehingga membentuk dinding penopang (Berman dan Bruneau, 2003). Dinding geser pelat baja mempunyai keuntungan dalam berbagai hal, misalnya dalam biaya, daktilitas, kekakuan awal yang tinggi, proses pengerjaan yang cepat di lapangan dan juga dalam pengurangan beban gempa. Fungsi utama dari dinding geser pelat baja adalah menahan beban lateral yang terjadi dan menahan gaya horizontal.

Dinding geser pelat baja secara efektif dan ekonomis mampu menahan beban angin dan beban gempa yang terjadi. Dinding geser pelat baja ini terhubung ke sisi-sisi balok dan kolom yang bekerja secara bersama-sama dalam menahan beban gempa dan beban angin (Habashi, 2010). Secara bersama, pelat dinding baja dan elemen pembatas bekerja seperti *plate girder* vertikal. Kolom bertindak sebagai sayap *plate girder* vertikal, pelat dinding baja sebagai elemen *web*, sedangkan balok sebagai pentransfer kekakuan (Astaneh, 2000).

#### **2.2. Kelebihan dan Kelemahan Dinding Geser Pelat Baja**

Pada dasarnya dinding geser pelat baja memiliki kelebihan dan kekurangan tergantung dari jenis bangunan yang ditinjau.

##### **2.2.1. Kelebihan Dinding Geser Pelat Baja**

- Ketebalan Dinding  
Ketebalan dinding geser pelat baja lebih kecil daripada ketebalan dinding geser beton. Pada beberapa studi yang dilakukan, perbedaan ketebalan dinding geser pelat baja dan dinding geser beton mencapai 2% (Seilie Hooper, 2005).
- Berat Bangunan

Dari hasil penelitian, berat bangunan yang menggunakan dinding geser pelat 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).

- **Pekerjaan Kontruksi yang Cepat**

Penggunaan dinding geser plat baja mengurangi waktu pengerjaan konstruksi. Tidak hanya cepat pada waktu pemasangan tetapi juga pada waktu perawatan. Hasil studi juga menunjukkan bahwa pengerjaan dinding geser plat baja jauh lebih mudah dari pada pengerjaan sistem rangka bresing konsentrik khusus (Seilie dan Hooper, 2005).

- **Daktilitas**

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

- **Sistem yang Teruji**

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

## **2.2.2. Kelemahan Dinding Geser Pelat Baja**

- **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).

- **Urutan Pekerjaan Kontruksi**

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).

- **Sistem Baru**

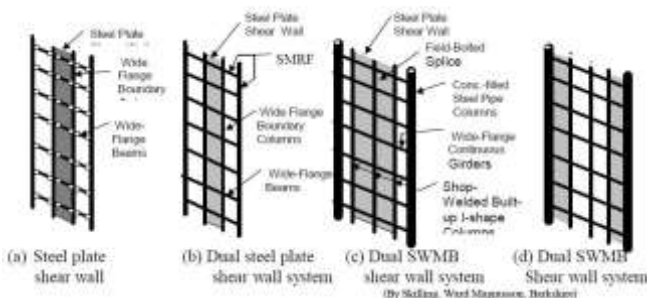
Karena ketidakpahaman terhadap dinding geser pelat baja, kontraktor akan mengestimasi biaya yang tinggi dalam pemasangan dinding geser pelat baja. Hal ini dapat diatasi dengan melibatkan kontraktor dalam perencanaan dinding geser pelat baja. (Seilie dan Hooper, 2005)

### 2.2.3. Jenis Dinding Geser Pelat Baja (SPSW)

Ada 2 jenis dinding geser pelat baja, yaitu *core systems* dan *planar systems*. Berdasarkan susunan, ukuran, dan tinggi, dua jenis tersebut mempunyai keuntungan masing-masing.

#### 1. *SPSW Core Systems*

Dinding geser pelat baja (*SPSW*) jenis ini cocok digunakan pada bangunan bertingkat menengah hingga bangunan bertingkat tinggi. Jenis dinding geser pelat baja ini memberikan kekakuan terhadap puntir dan keruntuhan lebih baik. (Seilie dan Hooper, 2005). Sistem pada dinding geser pelat baja (*Steel Plate Shear Wall*) terdiri dari 4 sistem yaitu :



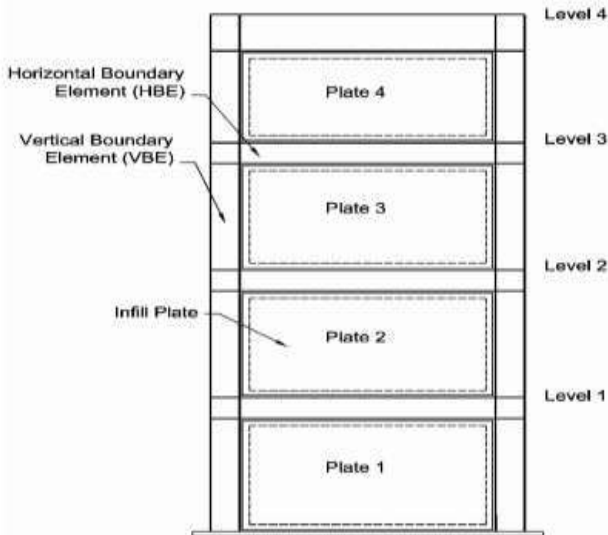
Gambar 2.1 Typical Steel Plate Shear Wall (Astaneh-Asl, 2000)

## 2. *Multiple Planar SPSW*

Dinding geser pelat 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. (Seilie dan Hooper, 2005)

### 2.2.4. Analisis dan Desain Dinding Geser Pelat Baja

Dinding geser pelat baja terdiri dari batang vertikal yang disebut dengan kolom, batang horizontal yang disebut dengan balok dan pelat pengisi tipis yang melengkung pada bidang geser dan membentuk bidang diagonal untuk menahan beban gempa. (Berman dan Bruneau, 2004) Seperti ditunjukkan pada gambar 2.3.



Gambar 2.2 Dinding Geser Pelat Baja  
(Berman dan Bruneau, 2004)

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),



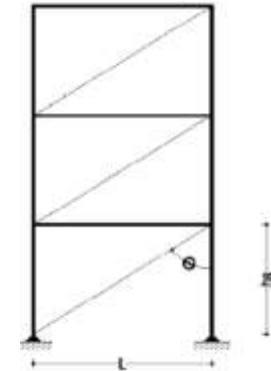
dan untuk menghitung perpindahan lateral batang (Seilie dan Hooper, 2005).

#### 2.2.4.1. Model Dinding Geser Pelat Baja

- **Strip Model**

Salah satu model dari dinding geser pelat baja adalah model strip yang dikembangkan oleh Thornburn et al, (1983). Strip model memberikan akurasi nilai dari preyielding awal dari pengaku SPSW dan gaya dalam batas member di bawah beban layan (Timler dan Kulak, 1983). Dan dalam perencanaan ini, model strip digunakan sebagai alternative untuk desain SPSW.

Perencanaan awal dilakukan dengan menggunakan pelat pada setiap tingkat sebagai rangka yang dikenal dengan sebutan *equivalent story brace model* (model rangka yang sama pada setiap lantai), yang membentang di sepanjang garis diagonal batang. Seperti pada gambar 2.3



Gambar 2.3 equivalent story brace model  
(Thornburn et al, 1983)

Ketebalan plat pada luas penampang di setiap rangka per lantai dapat dihitung dengan menggunakan persamaan :

(Thornburn et al, 1983)

$$t = \frac{2A \cdot \sin \theta \cdot \sin 2\theta}{L \cdot \sin^2 2\theta} \quad (2.1)$$

Dimana :

A = Luas penampang di setiap rangka per lantai

L = Panjang Bentang

$\theta$  = Sudut antara batang vertikal dan bidang diagonal

Sudut kemiringan dari batang vertikal dengan bidang pelat yang mengalami Tarik dapat dihitung menggunakan rumus : (Timles dan Kulak, 1983)

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt{\frac{1 + \frac{t \cdot L}{2Ac}}{1 + t \cdot h_s \cdot \left( \frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 \cdot I_c \cdot L} \right)}} \quad (2.2)$$

Keterangan :

$t$  = ketebalan pelat

$Ac$  = luas penampang kolom

$I_c$  = momen inersia kolom

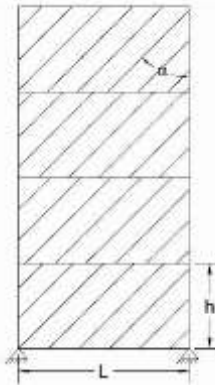
$h_s$  = tinggi tiap lantai

$A_b$  = luas penampang balok

Untuk mencegah terjadinya deformasi (lendutan) yang berlebihan yang menyebabkan tekuk pada dinding geser pelat baja, maka nilai inersia kolom harus memenuhi persamaan :

$$I_c \geq \frac{0,00307 \cdot t \cdot h_s^4}{L} \quad (2.3)$$

Penelitian yang dilakukan oleh Thorburn et al (1983) dan diteruskan oleh Driver et al (1998) menunjukkan bahwa dinding geser plat baja direncanakan dengan menggunakan rangka yang berfungsi sebagai pengaku dengan sudut kemiringan tarik pelat  $30^{\circ}$ - $55^{\circ}$ . Pada umumnya sudut yang digunakan adalah  $45^{\circ}$ , yang mana model tersebut mewakili pelat sebagai batang tarik atau strip. Model itu dikenal dengan nama *strip model* atau *multistrip model*, seperti pada gambar 2.3, dimana sudut  $\alpha$  dihitung untuk menganalisis dinding geser pelat baja dengan menggunakan persamaan 2.2.



Gambar 2.4 Strip Model (Driver et al, 1998)

Pada tahun 2003, Berman dan Bruneau melakukan penelitian lanjut mengenai dinding geser pelat baja dengan hasil bahwa idealnya tebal dinding geser pelat baja direncanakan sedemikian lupa sehingga semua panel dapat meredam energi melalui deformasi inelastic ketika struktur terkena gaya gempa. Oleh karena itu ketebalan dari dinding geser pelat baja pada tiap lantai harus ditentukan dengan gaya geser lantai yang sesuai. Untuk mengetahui ketebalan pelat tersebut dapat digunakan rumus: (Berman dan Bruneau, 2003) :

$$t_{wi} = \frac{2V_i}{F_y \cdot L \cdot \sin(2\alpha_i)} \quad (2.4)$$

Dimana :

$t_{wi}$  = Ketebalan pelat per lantai

$V_i$  = Gaya geser per lantai

$F_y$  = Kuat tarik baja

$L$  = Panjang bentang

$\alpha$  = Sudut antara bidang tarik pelat dan batang vertikal

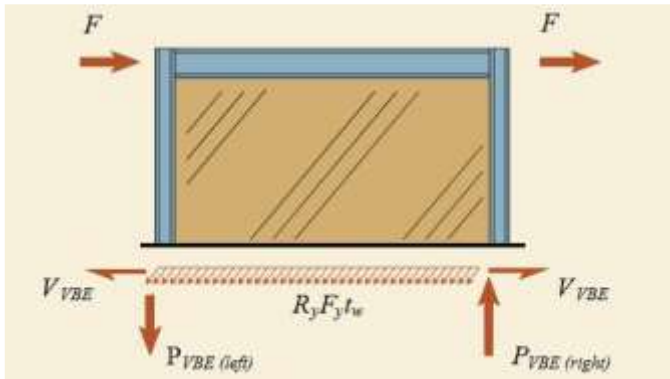
Seperti telah disebutkan sebelumnya, kekuatan dinding geser pelat baja dapat dicapai dengan baik ketika rangka yang mendukungnya kuat dan kaku dalam mengikat gaya tarik diagonal dari dinding geser pelat baja. Untuk batang vertikal telah direkomendasikan bahwa momen inersia kolom ( $I_c$ ) harus memenuhi persamaan : (Montgomery and Medhekar, 2001)

$$0.7h \left( \frac{t_w}{2L \cdot I_c} \right)^{0.25} \leq 2.5 \quad (2.5)$$

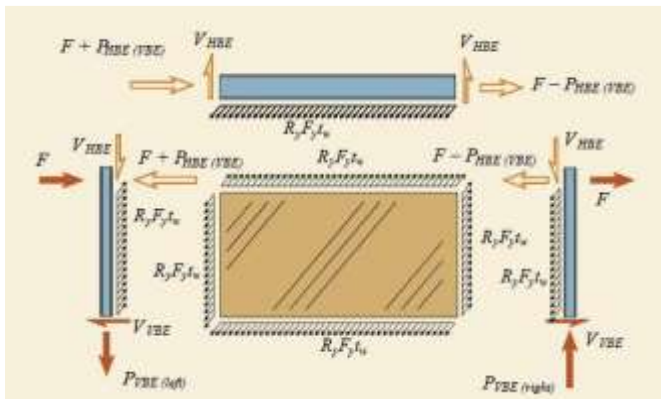
- **Orthotropic Membrane Model**

Pada model ini, plat direncanakan dengan bentuk orthotropic (sifat elemen tergantung pada sumbu) dengan tekan yang berbeda dan perlawanan tarik dari plat. Sumbu lokal pada elemen ditetapkan untuk menghitung sudut tegangan tarik,  $\alpha$  (Ericksen dan

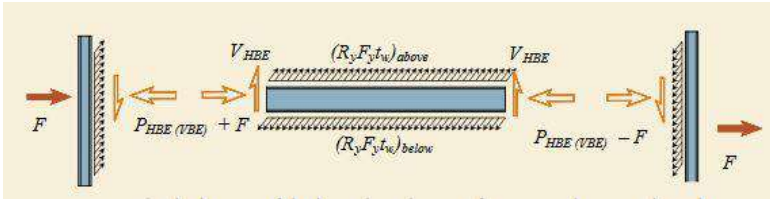
Sabelli, 2008). Pola desain dan perencanaan gaya yang bekerja pada dinding geser plat ditunjukkan pada gambar 2.5 dan 2.6



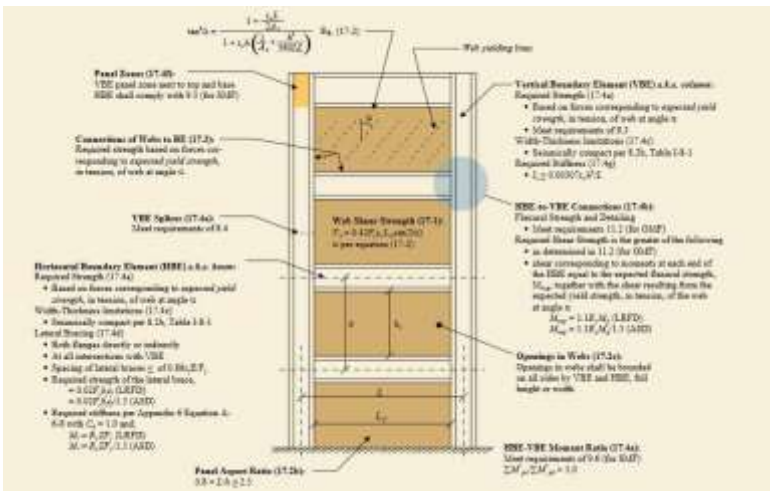
Gambar 2.5 Gaya-gaya yang bekerja pada dinding geser plat baja (Ericksen dan Sabelli, 2008)



Gambar 2.6 Free Body Diagram pada web plate, boundary elements, dan SPSW berdasarkan gambar 2.4 (Ericksen dan Sabelli, 2008)



Gambar 2.7 Free Body Diagram pada boundary elements pada rantai menengah berdasarkan gambar 2.4 (Ericksen dan Sabelli, 2008)



Gambar 2.8 Pola Dinding Geser Pelat Baja (Ericksen dan Sabelli, 2008)

### 2.3. Kolom Concrete Filled Steel Tube

#### 2.3.1. Pengertian Kolom Concrete Filled Steel Tube

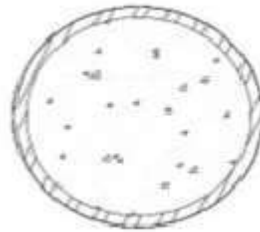
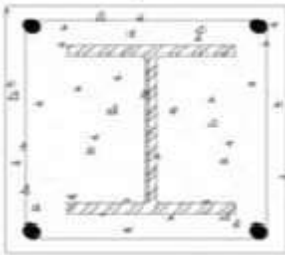
Concrete filled steel tube merupakan kolom baja yang berintikan beton. Pada perkembangan zaman Concrete Filled Steel Tube (CFT) digunakan dalam struktur utama karena memiliki kekuatan yang tinggi, daktilitas yang tinggi, serta kekakuan yang tinggi. Kolom baja ini diisi dengan beton agar menjadi solusi untuk meningkatkan perlawanan tekuk lokal dari baja berdinging tipis (FeiXu, Ju Chen, Wei-liang Jin, 2014).

### 2.3.2. Tipe Kolom *Concrete Filled Steel Tube*

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

Ada dua tipe komposit, yaitu:

1. Kolom komposit yang terbuat dari profil baja yang diberi selubung beton di sekelilingnya (kolom baja berselubung beton), seperti Gambar 2.8(a) (Husada,2013)
2. Kolom komposit terbuat dari penampang baja berongga (kolom baja berintikan beton), seperti gambar 2.8 (b) (Husada, 2013).



(a) Kolom baja berselubung

(b) Kolom baja berintikan beton

Gambar 2.9 Penampang Kolom Komposit (Husada, 2013)

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

### **2.3.3. Kelebihan Kolom *Concrete Filled Steel Tube***

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

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):

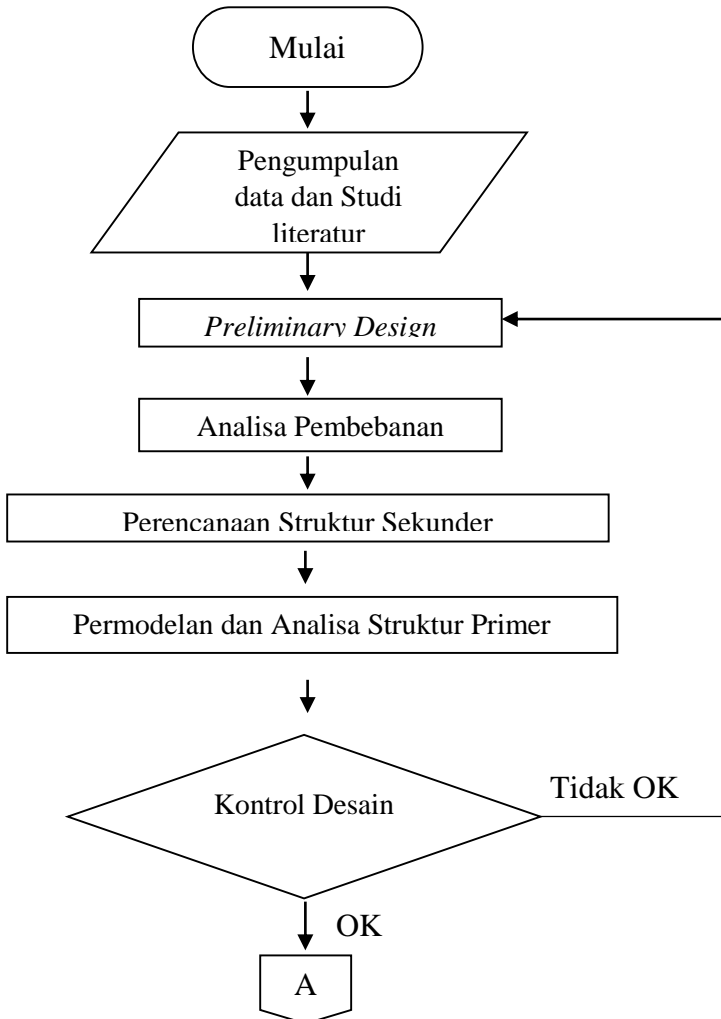
Beton meningkatkan performa anti kebakaran yang dapat mengurangi jumlah bahan tahan api.

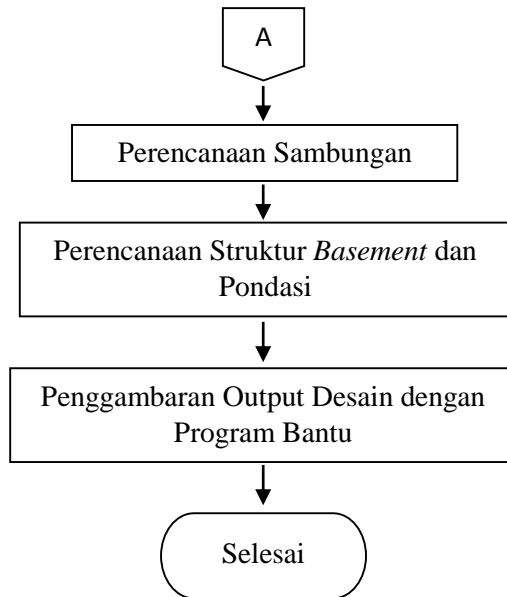


## BAB III METODOLOGI

### 3.1 Diagram Alur Penyelesaian Tugas Akhir

Dalam pengerjaan Tugas Akhir ini, diperlukan adanya diagram alur 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 sebelum dimodifikasi
  - Nama Gedung : One East Residence
  - Fungsi : Apartemen
  - Lokasi : Surabaya, Jawa Timur
  - Jumlah Lantai : 33 lantai dan 3 basement
  - Tinggi gedung : 120 m
  - Material struktur : Beton Bertulang
2. Data Gambar
  - Data gambar berupa gambar arsitektur
3. Data Tanah
  - Data tanah berupa grafik SPT
4. Data bangunan setelah dimodifikasi
  - Nama Gedung : One East Residence
  - Fungsi : Apartemen
  - Lokasi : Surabaya, Jawa Timur
  - Jumlah Lantai : 20 lantai, 1 basement

Mutu Beton ( $f'c$ )	: 30 Mpa
Mutu Baja	: BJ41
Balok	: WF
Kolom	: Concrete Filled Steel Tube (CFT)

### **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**

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

#### **3.4.1 Perencanaan Struktur Sekunder**

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

- Pelat lantai
- Balok anak
- Tangga
- Balok penggantung *lift*

#### **3.4.2 Perencanaan Struktur Primer**

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

- Dimensi SPSW
- Dimensi balok induk
- Dimensi kolom

### **3.5 Analisa Pembebanan**

#### **3.5.1 Beban Mati**

Beban mati adalah seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. (Besaran beban mati untuk bangunan gedung dilihat pada Bab 2 PPIUG 1983).

#### **3.5.2 Beban Hidup**

Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir atau beban mati. Besaran beban hidup untuk bangunan gedung dilihat pada table 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 Bab 2 PPIUG 1983)

### 3.5.4 Beban Gempa

Beban Gempa adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa. (Peraturan gempa diatur dalam SNI 1726-2012)

#### 3.5.4.1 Penentuan Jenis Tanah

Dengan data SPT, maka persamaan yang digunakan untuk menentukan jenis tanah adalah sebagai berikut :

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (3.1)$$

Keterangan :

$d_i$  = Kedalaman lapisan tanah uji

$N_i$  = Nilai SPT

$\sum_{i=1}^n d_i$  = 30 meter atau lebih

Dari perhitungan akan didapatkan rata rata nilai SPT (N) yang kemudian dikontrol dengan table 3.1 untuk menentukan jenis tanahnya berdasarkan kelas situs tanahnya

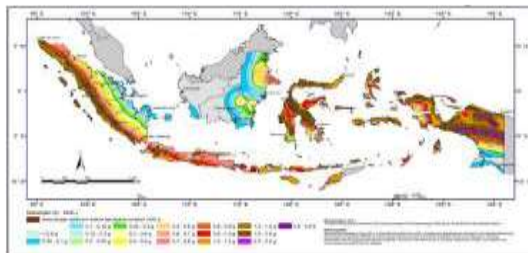
Tabel 3.1 Klasifikasi situs

Kelas Situs	N atau Nch
SA (Batuan Keras)	N/A
SB (Batuan)	N/A
SC (Tanah Keras, Sangat Padat, dan Batuan Lunak)	>50
SD (Tanah Sedang)	15 sampai 50
SE (Tanah Lunak)	<15

Catatan : N/A = tidak dapat dipakai

### 3.5.4.2 Penentuan Wilayah

Penentuan wilayah dalam Tugas Akhir ini adalah menyesuaikan letak gedung One East yaitu di Kota Surabaya. Pada gambar 3.2 dapat dilihat letak kota Surabaya yang selanjutnya didapatkan nilai parameter percepatan respon spektral  $MCER$  terpetakan untuk perioda pendek  $T= 0,2$  detik ( $S_s$ ) dan selanjutnya akan digunakan untuk mencari koefisien situs perioda pendek ( $F_a$ ) dengan melihat table 3.2

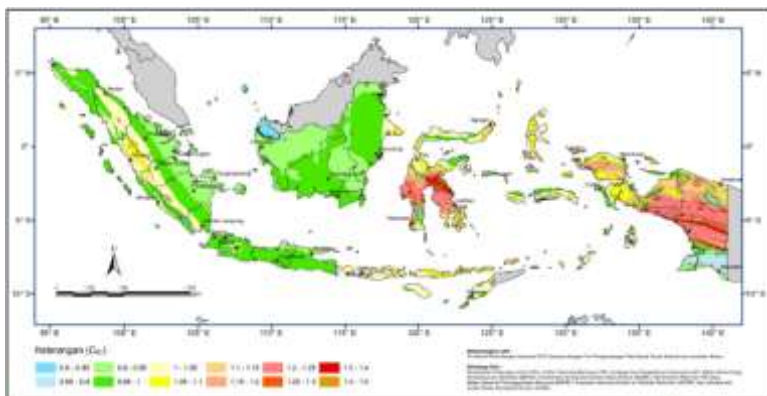


Gambar 3.2 Koefisien risiko terpetakan, perioda respon spektral 0.2 detik (Sumber: SNI 1726-2012)

Tabel 3.2 Koefisien Situs,  $F_a$ 

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

Kemudian menentukan nilai parameter percepatan respon spectral MCER terpetakan untuk periode panjang  $T= 1.0$  detik ( $S_1$ ) pada gambar 3.3 dan selanjutnya digunakan untuk menentukan koefisien situs periode panjang ( $F_v$ ) dengan menggunakan table 3.3



Gambar 3.3 Koefisien risiko terpetakan, periode respon spektral 1 detik (Sumber: SNI 1726-2012)

Tabel 3.3 Koefisien situs Fv

Kelas Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa (MCE <sub>R</sub> ) terpetakan pada periode 1 detik, S1				
	S <sub>I</sub> ≤ 0,1	S <sub>I</sub> = 0,2	S <sub>I</sub> = 0,3	S <sub>I</sub> = 0,4	S <sub>I</sub> ≥ 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>B</sup>				

Tahap selanjutnya yaitu melakukan perhitungan dengan rumus rumus berikut ini :

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

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

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

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

$F_v$  = Koefisien situs untuk periode panjang (pada periode 1.0 detik)

$S_{MS}$  = Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs.

$S_{M1}$  = Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs.

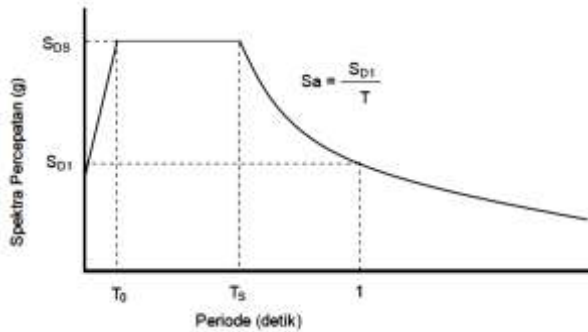
$S_{DS}$  = Parameter percepatan respon spektral pada periode pendek, redaman 5%

$S_{D1}$  = Parameter percepatan respon spektral pada periode 1 detik, redaman 5%

### 3.5.4.3 Spektrum respon desain

Untuk menggambar grafik respon spectrum terlebih dahulu dilakukan perhitungan untuk menentukan nilai  $T_0$  dan  $T_s$

pada rumus 3.9 dan 3.10. selanjutnya hasil nilai-nilai tersebut disajikan dalam bentuk grafik respon spectrum seperti gambar 3.4



Gambar 3.4 Grafik respons spectrum

$$T_0 = \frac{0,2S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.6)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.7)$$

#### 3.5.4.4 Kategori desain seismik (SNI 1726:2012 Pasal 6.5)

Bangunan gedung apartemen merupakan kategori resiko terhadap beban gempa pada SNI 1726:2012 termasuk kategori resiko II. Maka dapat dilihat pada table 3.6 untuk menentukan kategori resiko daerah yang ditinjau.



Tabel 3.4 Kategori resiko  $S_{DS}$ 

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

Tabel 3.5 Kategori resiko  $S_{DI}$ 

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

### 3.5.4.5 Faktor R, Cd dan $\Omega_0$ untuk sistem penahan gaya gempa

Memilih faktor koefisien modifikasi respons (R), faktor pembesaran defleksi (Cd) dan faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0$ ) untuk sistem penahan gaya gempa (SNI 1726-2012 pasal 7.2.2) disajikan pada table 3.6.

Tabel 3.6 Faktor R, Cd, dan  $\Omega$  untuk system penahan gaya gempa

Sistem Penahan Gaya Gempa	R	$\Omega_0$	Cd	B	C	D	E	F
Dinding Geser Pelat Baja dan Beton Komposit	7.5	2.5	6	TB	TB	TB	TB	TB

### 3.5.4.6 Perhitungan Koefisien Respon Gempa

Perhitungan koefisien respon gempa,  $C_s$  harus dihitung berdasarkan SNI 1728-2012 Pasal 7.8.1.1 :

$$C_s = \frac{S_{Ds}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.8)$$

Keterangan :

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

$R$  adalah faktor modifikasi respon dalam tabel 3.6

$I_e$  adalah faktor keutamaan hunian

#### 3.5.4.7 Geser Dasar Seismik ( $V$ )

Geser dasar seismic ( $V$ ) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai persamaan berikut :

$$V = C_s W \quad (3.9)$$

Dimana:

$C_s$  adalah koefisien respons seismik

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

#### 3.5.4.8 Analisis static ekivalen

Perkiraan waktu getar fundamental ( $T_a$ ) dalam detik, dapat dihitung berdasarkan persamaan 3.13

$$T_a = C_t h_n^x \quad (3.10)$$

Keterangan :

$h_n$  adalah tinggi struktur, dalam (m), di atas dasar sampai tingkat

tertinggi struktur, dan koefisien  $C_t$  dan  $x$  ditentukan dari tabel 3.7

Tabel 3.7 Nilai parameter perioda Pendekatan  $C_t$  dan  $x$ 

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

Menentukan batas periode struktur

$$T_a \leq T \leq C_u T_a \quad (3.11)$$

Keterangan :

$T_a$  = periode fundamental perkiraan

$C_u$  = koefisien untuk batas atas periode hasil perhitungan (Tabel 3.8)

Tabel 3.8 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung

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

### 3.5.5 Kombinasi Pembebanan

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

1. 1,4 D
2. 1,2D + 1,6L + 0,5 (L<sub>r</sub> atau S atau R)
3. 1,2D + 1,6 (L<sub>r</sub> atau S atau R) + (L atau 0,5W)
4. 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L<sub>r</sub> 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

$$\phi Mn \geq Mu \quad (3.16)$$

$$\phi Vn \geq Vu \quad (3.17)$$

Dimana:

Mn = Momen nominal balok

Mu = Momen ultimate yang terjadi

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

### 3.6.2 Perencanaan Pelat Lantai

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

### 3.6.3 Perencanaan Balok Penggantung Lift

Direncanakan dan dikontrol sesuai dengan peraturan 3.16 dan 3.17

### 3.6.4 Perencanaan Balok Anak

Direncanakan dan dikontrol sesuai dengan peraturan 3.16 dan 3.17

## 3.7 Permodelan Struktur

Melakukan permodelan struktur menggunakan program bantu SAP2000 dengan permodelan struktur ruang 3 dimensi

## 3.8 Perencanaan Struktur Primer

Perencanaan struktur primer dilakukan bersamaan dengan melakukan control 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 Balok

Balok direncanakan menggunakan profil WF dengan ketentuan penampang sebagai berikut:

Untuk Sayap (*flange*) :

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

$$\lambda = \frac{b}{2tf} \leq \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.18)$$

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

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.19)$$

Untuk Badan (*web*) :

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

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \leq \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.20)$$

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

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.21)$$

Dimana :

bf = Lebar sayap

tf = Tebal sayap

h = Tinggi profil

tw = Tebal pelat badan

fy = Kuat leleh profil baja

fr = Tegangan tekan residual pada plat sayap

#### 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:

$$V_n = 0.6f_y A_w C_v \quad (3.22)$$

Dengan ketentuan nilai  $C_v$  diambil sebagai berikut :

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

Maka,  $C_v = 1.0$

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

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad (3.23)$$

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

$$C_v = \frac{1.51k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 f_y} \quad (3.24)$$

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

$$\frac{h}{t_w} < 260 \quad (3.25)$$

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

### 3.8.2 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

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 1\% \quad (3.26)$$

- Kontrol tebal minimum penampang baja berongga yang diisi beton

$$t \geq b \times \sqrt{\frac{f_y}{3e}} \quad (3.27)$$

#### 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.

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (3.28)$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.29)$$

$$\lambda_r = 3 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (tak kompak)} \quad (3.30)$$

$$\lambda_r = 5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (maksimum yang diijinkan)} \quad (3.31)$$

Untuk komponen struktur komposit yang terisi

- Untuk Penampang Kompak (3.32)

$$P_{no} = P_p$$

Dengan

$$P_p = f_y A_s + C_2 f'_c (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.33)$$

- Untuk Penampang Non Kompak

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (3.34)$$

Dengan

$$P_y = f_y A_s + 0,7 f'_c (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.35)$$

- Untuk Penampang Langsing

$$P_{no} = f_{cr} A_s + 0,7 f'_c (A_c + A_r \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.36)$$

Penampang Terisi Beton

$$f_{cr} = \frac{9E_s}{(\frac{b}{t})^2} \quad (3.37)$$

### c. Amplifikasi Momen

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

$$M_r = B_1 M_{ni} + B_2 M_i \quad (3.38)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t \quad (3.39)$$

Keterangan :

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1 \quad (3.40)$$

Dengan,

$\alpha$  = 1 (DFBK)

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

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \quad (3.41)$$

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

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

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad (3.42)$$

Keterangan :

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

$E$  = Modulus elastisitas baja = 200000 Mpa

$I$  = Momen inersia bidang lentur,  $\text{mm}^4$

$L$  = Panjang komponen struktur, mm

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

- Pengali B2 untuk efek  $P-\delta$

$$B_2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha P_{\text{story}}}{P_{e \text{ story}}}\right)} \quad (3.43)$$

Dengan,

$\alpha$  = 1 (DFBK)

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

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

$$P_{e \text{ story}} = RM \frac{HL}{\Delta H} \quad (3.45)$$

Dengan,

$$Rm = 1 - 0,15 \left( \frac{P_{mf}}{P_{storv}} \right) \quad (3.46)$$

Dimana:

L = Tinggi tingkat, mm

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

$\Delta H$  = Simpangan tingkat dalam orde pertama

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

#### 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:

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (3.47)$$

$$\lambda_p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.48)$$

$$\lambda_r = 1,40 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.49)$$

Untuk Komponen Struktur Berpenampang kotak/persegi

- Untuk Penampang Kompak

$$M_n = Mp = f_y \cdot Z \quad (3.44)$$

- Untuk Penampang Nonkompak

$$M_n = M_p - (M_p - f_y S) \left[ 3,57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4 \right] \leq Mu \quad (3.50)$$

- Untuk Penampang Langsing

$$M_n = f_y S_e \quad (3.51)$$

Dimana,

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

$$b_e = 1.92 \cdot t_f \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left( 1 - \frac{0,38}{b} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq b \quad (3.52)$$

- Kontrol Kombinasi Aksial dan Lentur

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

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

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{Mr_x}{Mc_x} + \frac{Mr_y}{Mc_y} \right) \leq 1 \quad (3.53)$$

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

$$\frac{Pr}{2P_c} + \left( \frac{Mr_x}{Mc_x} + \frac{Mr_y}{Mc_y} \right) \leq 1 \quad (3.54)$$

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

### 3.8.3 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 pelat  $30^\circ < \alpha < 55^\circ$

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

Keterangan :

$t$  = ketebalan pelat

$Ac$  = 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 pelat**

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

Dimana :

$t_w$  = ketebalan pelat, 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

$f_u$  = Kuat tarik baut

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

$n$	= Jumlah baut
$m$	= Jumlah bidang geser
$db$	= Diameter baut nominal pada daerah tak berulir
$tp$	= Tebal plat
$fu$	= 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  $2\frac{2}{3}$  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 play 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



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

- Untuk Logam las

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

Dimana:

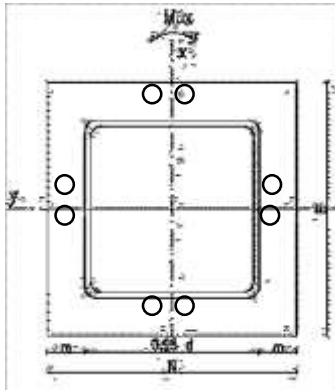
$F_{nBM}$  = tegangan nominal dari logam dasar, ksi (MPa)

$F_{nw}$  = 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 Base Plate



Gambar 3.5 Base plate

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

Akibat beban  $Pu$

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

Akibat beban  $Mux$

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

Tekanan Maksimal

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

Menentukan  $M_{upl}$

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

$$M_{upl} = \left( f_p(\max) - 2 f_{pb} \frac{m}{N} \right) x \left( \frac{m^2}{2} \right) + \left( 2 f_{pb} \frac{m}{N} \right) \left( \frac{m^2}{3} \right) \quad (3.73)$$

Menentukan tebal *base plate*

$$t = \sqrt{\frac{4M_{upl}}{\phi f_y}} \quad (3.74)$$

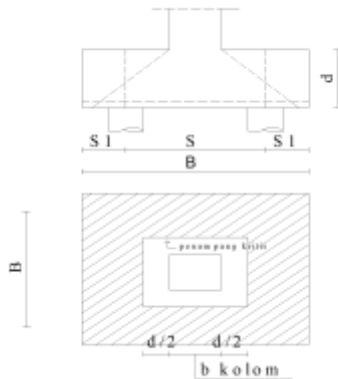
### 3.11 Perencanaan Bangunan Bawah

#### 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 3.6 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 :

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

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

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

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

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

### 3.11.2 Tiang Pancang

#### 3.11.2.1 Daya Dukung Tiang Pancang

Berikut ini adalah rumus umum daya dukung tiang tunggal :

$$Q_{ult} = Q_e + Q_f - w \quad (3.83)$$

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 :

$$Q_L = Q_P + Q_S \quad (3.84)$$

Dimana :

$Q_L$  = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

$Q_P$  = *Resistance ultimate* di dasar pondasi

$Q_S$  = *Resistance ultimate* akibat lekatan lateral

$$QP = q_p \times A_p = (N_p \times K) \times A_p \quad (3.85)$$

Dimana :

$N_p$  = Harga rata-rata SPT disekitar 4B atas hingga 4B bawah dasar tiang pondasi (B = diameter pondasi)

K = Koefisien karakteristik tanah:

- 12 t/m<sup>2</sup> untuk lempung
- 20 t/m<sup>2</sup> untuk lanau berlempung
- 25 t/m<sup>2</sup> untuk lanau berpasir
- 40 t/m<sup>2</sup> untuk pasir

$A_p$  = Luas penampang dasar tiang

$q_p$  = Tegangan diujung tiang

$$Q_s = q_s \times A_s = \left( \frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s \quad (3.86)$$

Dimana :

$Q_s$  = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m<sup>2</sup>

$N_s$  = Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan :  $3 \leq N \leq 50$

$A_s$  = luas selimut tiang yang terbenam

### 3.11.2.2 Perencanaan daya dukung tiang pancang kelompok

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

$$QL (group) = QL (1 tiang) \times n \times C_e \quad (3.87)$$

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 *Converse – Labarre* :

$$C_e = 1 - \frac{\text{arc tan} \left( \frac{\phi}{s} \right)}{90^0} \times \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \quad (3.88)$$

dimana :

- $\emptyset$  = diameter tiang pondasi
- S = jarak as ke as antar tiang dalam group
- m = jumlah baris tiang dalam group
- n = jumlah kolom tiang dalam group
- Ce = 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 ekivalen ( $P_v$ ) yang bekerja pada sebuah tiang adalah:

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum y^2} \quad (3.89)$$

dimana :

- $P_v$  = Beban vertical ekivalen
- V = Beban vertical dari kolom
- n = Banyaknya tiang dalam group
- $M_x$  = 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:

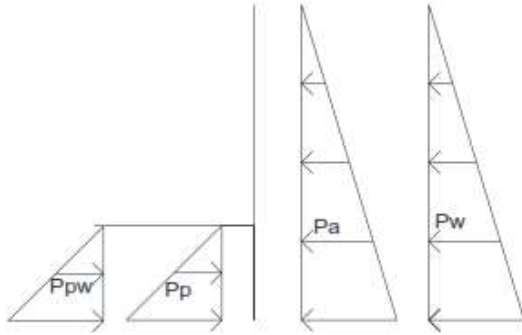
- Penulangan Dinding *Basement*  
Penulangan dinding *basement* dihitung sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013.
- Kontrol ketebalan Dinding *Basement*  
Ketebalan dinding *basement* dikontrol sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013.
- Penulangan Pelat Lantai *Basement*
- Elevasi air tanah diasumsikan pada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

### 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:

$$Fk = \frac{\Sigma \text{momen penahan}}{\Sigma \text{momen guling}} > 1 \quad (3.90)$$

- Analisa terhadap stabilitas lokal



Gambar 3.7 Tekanan aktif pasif tanah

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a - 2cH\sqrt{K_a} \quad (3.91)$$

$$p = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p + 2cH\sqrt{K_p} \quad (3.92)$$

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \quad (3.93)$$

$$F_k = \frac{\Sigma \text{momen penahan}}{\Sigma \text{momen guling}} > 3 \quad (3.94)$$

### 3.12 Penggambaran

Hasil dari perhitungan dituangkan dalam bentuk gambar teknik dengan bantuan program Autocad. (gambar rencana modifikasi gedung terdapat di lampiran



BAB IV  
HASIL ANALISA DAN PERENCANAAN

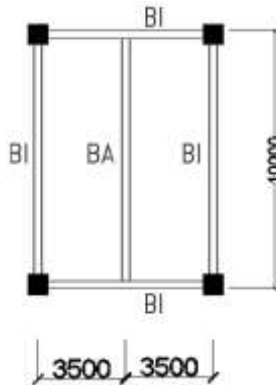
**4.1 Perencanaan Struktur Sekunder**

**4.1.1 Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Gedung**

Perencanaan pelat lantai pada gedung ini menggunakan bantuan tabel perencanaan praktis dari PT SUPER FLOOR DECK®. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Beban mati (berat sendiri bondek dan pelat beton) sudah diperhitungkan
- Berat berguna yang digunakan adalah jumlah beban hidup dan beban-beban finishing lainnya
- Beton menggunakan mutu  $f'c$  25 Mpa
- Bondex menggunakan tebal 0,75 mm
- Mutu baja tulangan U-48 ( $f_y = 4800 \text{ kg/cm}^2$ )

**4.1.1.1 Pelat Lantai Atap**



Gambar 4. 1 Pelat Lantai Atap

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

Beban Mati :

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

$$q_D = 71 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup :

- Lantai Atap

$$q_L = 100 \text{ kg/m}^2$$

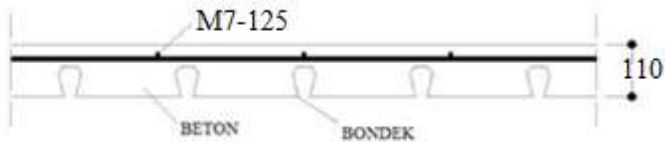
Beban Berguna :

- $Q_u = q_D + q_L$   
 $= 71 + 100 = 171 \text{ kg/m}^2 \approx 200 \text{ kg/m}^2$

Perencanaan Pelat Bondek

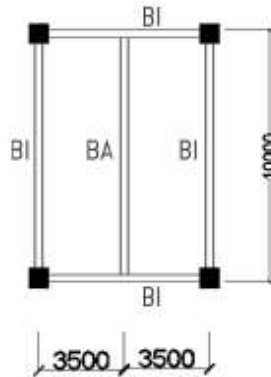
- Bentang = 3,5 m
- Beban Berguna = 200 kg/m<sup>2</sup>
- Dari tabel perencanaan praktis “SUPER FLOOR DECK” dengan spesifikasi bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 11 cm, dan tulangan negative 2.9 cm<sup>2</sup>/m

Berdasarkan brosur wiremesh dengan tulangan negatif sebesar 3,08 cm<sup>2</sup>/m digunakan tulangan negatif wiremesh M7-125.



Gambar 4. 2 Penulangan Pelat Lantai Atap

#### 4.1.1.2 Pelat Lantai Apartemen



Gambar 4. 3 Pelat Lantai Apartemen

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

Beban Mati :

- Berat Spesi (2 cm) :  $2 \times 22 = 44 \text{ kg/m}^2$
  - Berat Keramik (1 cm)  $= 24 \text{ kg/m}^2$
  - Berat plafon + penggantung :  $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
  - Berat ducting dan plumbing  $= 25 \text{ kg/m}^2$
- $$q_D = 111 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup :

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

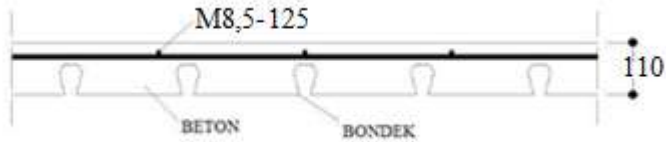
Beban Berguna :

- $Q_u = q_D + q_L$   
 $= 111 + 192 = 303 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{ kg/m}^2$

Perencanaan Pelat Bondek

- Bentang  $= 3,5 \text{ m}$
- Beban Berguna  $= 400 \text{ kg/m}^2$
- Dari tabel perencanaan praktis “SUPER FLOOR DECK” dengan spesifikasi bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 11 cm, dan tulangan negative  $4,09 \text{ cm}^2/\text{m}$

Berdasarkan brosur wiremesh dengan tulangan negatif sebesar  $4,54 \text{ cm}^2/\text{m}$  digunakan tulangan negatif wiremesh M8,5-125.



Gambar 4. 4 Penulangan Pelat Lantai

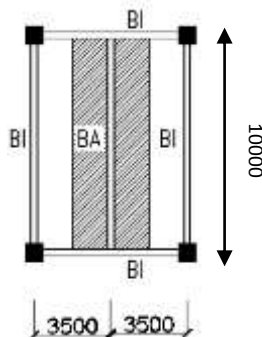
#### 4.1.2 Perencanaan Balok Anak

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

##### 4.1.2.1 Balok anak lantai atap

Menggunakan profil WF 500 x 200 x 9 x 14

W	= 79,5 kg/m	r	= 20 mm	h	= 496-2(14+20)
A	= 101,3 cm <sup>2</sup>	Z <sub>x</sub>	= 1836 cm <sup>3</sup>		= 428 mm
t <sub>w</sub>	= 9 mm	i <sub>y</sub>	= 4,27 cm	bf	= 199 mm
t <sub>f</sub>	= 14 mm	I <sub>x</sub>	= 41900 cm <sup>4</sup>	f <sub>y</sub>	= 250 Mpa
d	= 496 mm	I <sub>y</sub>	= 1840 cm <sup>4</sup>	f <sub>u</sub>	= 410 Mpa



Gambar 4. 5 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 (11 cm) 0,11 x 2400	= 264	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>
	= 345,1	kg/m <sup>2</sup>

Berat perhitungan pelat lantai

$$345,1 \text{ kg/m}^2 \times 3,5 \text{ m} = 1207,85 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil} = 79,5 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 1287,35 \text{ kg/m}$$

Beban hidup SNI 1727-2013

$$q_L = 3,5 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 350 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor :

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

$$= 1,2 \cdot 1287,35 + 1,6 \cdot 350 = 2104,82 \text{ kg/m}$$

b. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

Momen Ultimate

$$M_U = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 2104,82 \times 10^2$$

$$= 26310,25 \text{ kg.m}$$

Gaya geser yang terjadi

$$V_U = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 2104,82 \times 10$$

$$= 10524,1 \text{ kg}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

• Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = 60 \text{ cm (Direncanakan jarak pengaku lateral balok anak sepanjang 60 cm)}$$

$$L_p = 212,56$$

$$L_r = 611,37 \text{ cm}$$

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

Perhitungan momen nominal

Karena bentang pendek, maka  $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 1836 = 4590000 \text{ kg.cm}$$

$$= 49500 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

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

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 49500$$

$$= 41310 \text{ kg.m} > 26310,25 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{199}{2(14)} = 7,10$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7,10 < 10,74 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{428}{9} = 47,55$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 47,55 < 106,34 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 1836 = 4590000 \text{ kg.cm}$$

$$= 49500 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

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

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 49500$$

$$= 41310 \text{ kg.m} > 26310,25 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

- d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = 47,55 \quad ; \quad 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63,356$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 47,5 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis (Cv = 1)}$$

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

$$= 0,6 \times 2500 \times (44,64 \times 1) = 66960 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}\emptyset V_n &\geq V_u \\ \emptyset V_n &= 0,9 \cdot 66960 \text{ kg} \\ &= 60264 \text{ kg} > 10524,1 \text{ kg} \rightarrow \text{OK} !\end{aligned}$$

e. Kontrol Lendutan

$$L = 1000 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{1000}{360} = 2,77 \text{ cm}$$

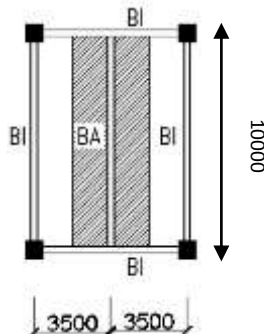
$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{16,37 \times 1000^4}{2000000 \times 41900} = 2,54 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 2,54 \text{ cm} < 2,77 \text{ cm} \rightarrow \text{OK} !$$

#### 4.1.2.2 Balok anak lantai apartemen

Menggunakan profil WF 500 x 200 x 11 x 19

$$\begin{aligned}W &= 103 \text{ kg/m} & r &= 20 \text{ mm} & h &= 506 - 2(11 + 19) \\ A &= 131,3 \text{ cm}^2 & Z_x &= 2462 \text{ cm}^3 & &= 428 \text{ mm} \\ t_w &= 11 \text{ mm} & i_y &= 4,43 \text{ cm} & b_f &= 200 \text{ mm} \\ t_f &= 19 \text{ mm} & I_x &= 56500 \text{ cm}^4 & & \\ d &= 506 \text{ mm} & I_y &= 2580 \text{ cm}^4 & & \end{aligned}$$



Gambar 4. 6 Denah Balok Anak Lantai

a. Pembebanan pada balok anak lantai apartemen

##### Beban mati

Berat pelat bondek	= 10,1	kg/m <sup>2</sup>
Berat spesi 2 cm (0,02 x 2200)	= 44	kg/m <sup>2</sup>
Berat beton (1,1 x 2400)	= 264	kg/m <sup>2</sup>
Berat plafon + penggantung 11 + 7	= 18	kg/m <sup>2</sup>
Berat ducting dan plumbing	= 25	kg/m <sup>2</sup>

Berat Keramik 1cm		= 24 kg/m <sup>2</sup>
		= 385,1 kg/m <sup>2</sup>
Berat perhitungan pelat lantai		
385,1 kg/m <sup>2</sup> x 3,5 m		= 1347,85 kg/m
Berat profil		= 103 kg/m
	q <sub>D</sub>	= 1450,85 kg/m
 Beban hidup lantai		
q <sub>L</sub> = 3,5 m x 192 kg/m <sup>2</sup>		= 672 kg/m
Beban berfaktor :		
q <sub>U</sub> = 1,2 . q <sub>D</sub> + 1,6 . q <sub>L</sub>		
= 1,2 . 1450,85 + 1,6 . 672		= 2816,22 kg/m

- b. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

Momen Ultimate

$$M_U = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 2816,22 \times 10^2$$

$$= 35202,75 \text{ kg.m}$$

Gaya geser yang terjadi

$$V_U = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 2816,22 \times 10$$

$$= 14081,1 \text{ kg}$$

- c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

L<sub>b</sub> = 60 cm (Direncanakan jarak pengaku lateral balok anak sepanjang 60 cm)

L<sub>p</sub> = 212,56

L<sub>r</sub> = 611,37 cm

L<sub>b</sub> < L<sub>p</sub> < L<sub>r</sub> → (bentang pendek)

Perhitungan momen nominal

Karena bentang pendek, maka M<sub>n</sub> = M<sub>p</sub>

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 2462 = 6155000 \text{ kg.cm}$$

$$= 61550 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

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

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 61550$$

$$= 55395 \text{ kg.m} > 35202,75 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$



- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2(18)} = 8,33$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8,33 < 10,74 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{356}{11} = 32,36$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 32,36 < 106,34 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 2462 = 6155000 \text{ kg.cm} \\ &= 61550 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

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

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 61550$$

$$= 55395 \text{ kg.m} > 35202,75 \text{ kg.m} \dots \mathbf{OK!}$$

- d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = 38,90 \quad ; \quad 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63,356$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 38,90 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis (Cv = 1)}$$

$$\begin{aligned} \text{maka } V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (55,66 \times 1) = 83490 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 83490 \text{ kg}$$

$$= 75141 \text{ kg} > 14081,1 \text{ kg} \rightarrow \mathbf{OK!}$$

- e. Kontrol Lendutan

$$L = 1000 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{1000}{360} = 2,77 \text{ cm}$$

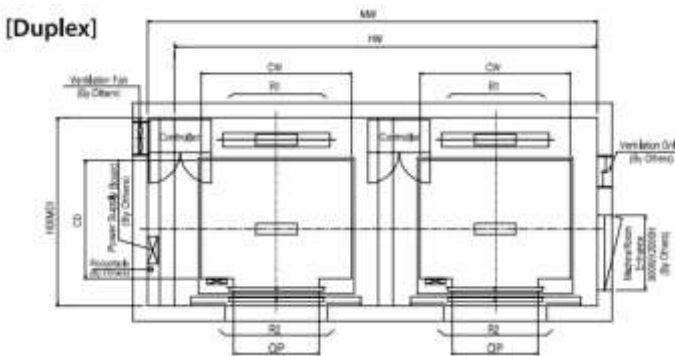
$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{21,22 \times 1000^4}{2000000 \times 56100} = 2,44 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 2,44 \text{ cm} < 2,77 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{OK !}$$

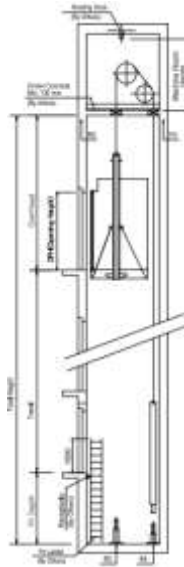
### 4.1.3 Perencanaan Balok Lift

Pada perencanaan balok *lift* ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin *lift* yaitu terdiri dari balok penumpu dan balok penggantung *lift*. Pada bangunan ini menggunakan *lift* penumpang dengan data-data sebagai berikut (untuk lebih jelasnya lihat lampiran brosur *lift*) :

- Tipe lift : *Passenger Elevators*
  - Merek : *Sigma*
  - Kapasitas : 20 Orang / 1350 kg
  - Lebar pintu (*opening width*) : 800 mm
  - Dimensi ruang luncur (*hoistway size*) : 2350 x 2400 mm
  - Machine room size (*Simplex*) : 2350 x 2400 mm
  - Beban reaksi ruang mesin :
- $R_1 = 8900 \text{ kg}$
- $R_2 = 6000 \text{ kg}$



Gambar 4. 7 Spesifikasi Lif



Gambar 4. 8 Potongan Lift

#### 4.1.3.1 Balok Penggantung Lift

Balok penggantung lift direncanakan menggunakan profil WF 350 x 175 x 7 x 11, dengan data- data sebagai berikut:

$$\begin{array}{lll}
 W & = 49,6 \text{ kg/m} & r = 14 \text{ mm} & h = 350-2(11+14) \\
 A & = 63,14 \text{ cm}^2 & Z_x = 841 \text{ cm}^3 & = 300 \text{ mm} \\
 t_w & = 7 \text{ mm} & i_y = 3,95 \text{ cm} & b_f = 175 \text{ mm} \\
 t_f & = 11 \text{ mm} & I_x = 13600 \text{ cm}^4 & \\
 d & = 350 \text{ mm} & I_y = 984 \text{ cm}^4 & 
 \end{array}$$

#### - Pembebanan Balok Penggantung Lift

Beban mati

Berat profil balok penggantung lift = 49,6 kg/m

Berat sambungan (10%) = 4,96 kg/m

qd = 54,56kg/m

Beban merata ultimate

qu = 1,4 . qD

$$= 1,4 \cdot 54,56 = 76,38 \text{ kg/m}$$

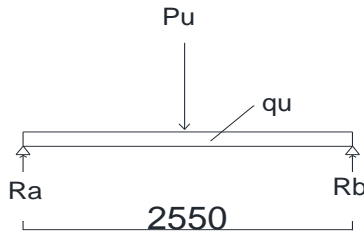
Beban terpusat lift

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.

$$PU_1 = R_1 \cdot (1 + 50\%) = 8900 \times (1 + 50\%) = 13350 \text{ kg}$$

$$PU_2 = R_2 \cdot (1 + 50\%) = 6000 \times (1 + 50\%) = 9000 \text{ kg}$$

- Perhitungan gaya dalam yang terjadi pada balok penumpu lift



Gambar 4. 9 permodelan balok penumpu

Reaksi Perletakan

$$\begin{aligned} R_A = R_B &= \frac{P_u + q_u \cdot l}{2} \\ &= \frac{13350 + 76,38 \times 2,55}{2} \\ &= 6772,38 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Momen maksimum

$$\begin{aligned} M_{\max} &= (6772,38 \text{ kg} \times 2,55 \times 0,5) - (1/2 \times 76,38 \times 1,275^2) \\ &= 8527,71 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Gaya geser

$$V_U = R_a = 6772,38 \text{ kg}$$

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

$$\lambda = \frac{b}{2.t_f} = \frac{175}{2.11} = 7,95$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7,5 < 10,74, \text{ OK...!}$$

Bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{300}{7} = 42,85$$

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

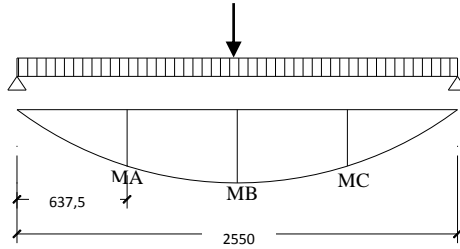
$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 41 < 106,34, \text{ OK...!}$$

Penampang kompak !

- Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$   
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 841 = 2102500 \text{ kg.cm}$   
 $= 21025 \text{ kg.m}$
- Cek kemampuan penampang  
 $\phi_b \cdot M_n \geq M_u$   
 $\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 21025$   
 $= 18922,5 \text{ kg.m} \geq 8527,71 \text{ kg.m} \dots \text{ OK !}$
- Kontrol terhadap tekuk lateral  
 $L_b = 255 \text{ cm}$   
 $L_p = 196,53 \text{ cm}$  (dari tabel  $L_p$  dan  $L_r$ )  
 $L_r = 570,599 \text{ cm}$  (dari tabel  $L_p$  dan  $L_r$ )  
 $L_p < L_b < L_r$  (bentang menengah)
- Karena bentang menengah, maka

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

$P_u$



Gambar 4. 10 Posisi MA, MB, MC

$$\begin{aligned}
 M_A &= M_C \\
 &= R_A \times (L/4) - q_u \times (L/4) \times (L/8) \\
 &= 6772,38 \times (2,55/4) - 76,38 \times (2,55/4) \times (2,55/8) \\
 &= 4301,876 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_B &= M_{Max} \\
 &= 8527,71 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

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

$$C_b = \frac{12,5 \times 8527,71}{2,5 \times 8527,71 + 3 \times 4301,876 + 4 \times 8527,71 + 3 \times 4301,876} \leq 2,3$$

$$C_b = 1,31 \leq 2,3 \rightarrow C_b = 1,31$$

$$\begin{aligned}
 M_p &= Z_x \cdot f_y \\
 &= 841 \cdot 2500 = 2102500 \text{ kg.cm} = 21025 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

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

$$M_n = 1,31 \left[ 21025 - (21025 - (0,7 \times 2500 \times 775)) \frac{255 - 196,53}{570,599 - 196,53} \right]$$

$$M_n = 26099,82 \text{ kgm} > M_p \text{ maka dipakai } M_p$$

- Cek kemampuan penampang

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

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 21025$$

$$= 18922,5 \text{ kg.m} \geq 8527,71 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Geser  
Kontrol geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{300}{7} = 42,85 \quad ; \quad 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63,356$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 42,85 < 63,356 \rightarrow C_v = 1$$

maka  $V_n = 0,6 f_y A_w C_v$   
 $= 0,6 \times 2500 \times 24,5 \times 1 = 36750 \text{ kg}$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\emptyset V_n = 0,9 \times 36750 \text{ kg}$$

$$= 33075 \text{ kg} \geq 6772,38 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 225 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{225}{360} = 0,625 \text{ cm}$$

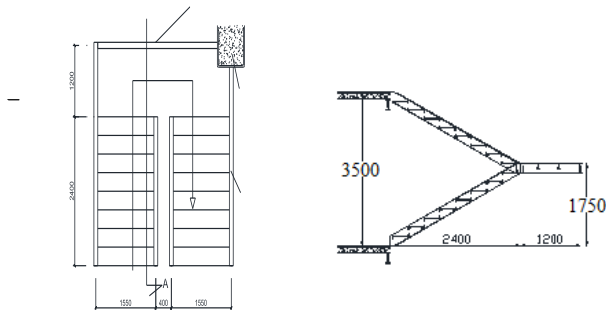
$$f^o = \frac{5(q)l^4}{384 \cdot EI_x} + \frac{(P)l^3}{48 EI_x}$$

$$= 0,17 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,17 \text{ cm} < 0,625 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

#### 4.1.4 Perencanaan Tangga

Tangga adalah sebuah konstruksi yang dirancang untuk menghubungkan antar lantai pada bangunan. Tangga pada Apartemen One East ini memiliki tangga dari lantai dasar hingga



Gambar 4. 11 Permodelan Tangga

lantai 20 yang direncanakan sebagai tangga darurat dan menggunakan konstruksi baja dan beton.

#### 4.1.4.1 Perencanaan Tangga

Mutu baja	: BJ 41
Tinggi antar lantai	: 350 cm
Elevasi bordes	: 175 cm
Tinggi injakan (t)	: 15 cm
Lebar injakan (i)	: 30 cm
Jumlah tanjakan ( $\Sigma_i$ )	: $\frac{175}{15} = 11,66 \approx 12$ buah
Jumlah injakan ( $\Sigma_i$ )	: $\Sigma_i - 1 = 12 - 1 = 11$ buah
Panjang bordes	: 120 cm
Lebar bordes	: 350 cm
Lebar tangga	: 155 cm
Panjang tangga	: 240 cm

$$\text{Kemiringan tangga } (\alpha) : \arctan \frac{1750}{2400} = 36,09^\circ$$

Cek syarat jumlah injakan tangga

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

$$60 \text{ cm} \leq ((2 \times 15) + 30) \leq 65 \text{ cm}$$

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

Cek syarat sudut kemiringan

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

$$25^\circ < 36,09^\circ < 45^\circ \rightarrow \text{Memenuhi persyaratan}$$

#### 4.1.4.2 Anak Tangga

a. Perencanaan tebal pelat anak tangga

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

- Beban mati

$$\text{Berat keramik } 1 \text{ cm} \times 24 = 24 \quad \text{kg/m}^2$$

$$\text{Berat spesi } 2 \text{ cm} \times 24 = 48 \quad \text{kg/m}^2$$

$$\text{Berat railing } 1 \text{ cm} \times 30 = 30 \quad \text{kg/m}^2$$

$$q_d = 96 \quad \text{kg/m}^2$$



- Beban hidup  
Beban hidup untuk tangga  $q_L = 479 \text{ kg/m}^2$

- Beban berguna  
 $q_U = 1,2q_D + 1,6q_L$   
 $= 1,2 \times 96 + 1,6 \times 479 = 860 \text{ kg/m}^2 \approx 900 \text{ kg/m}^2$

- Data – data perencanaan pelat bondex

Bentang = 1,55 m

Beban Berguna =  $900 \text{ kg/cm}^2$

berdasarkan brosur dapat diketahui berdasarkan data diatas maka, didapatkan tebal pelat 10 cm dengan tulangan negative  $2,53 \text{ cm}^2$ . Dan digunakan tulangan M7-150

#### 4.1.4.3 Perencanaan Pelat Bordes

- a. Pelat bordes

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

- Beban mati

Berat keramik 1 cm x 24 = 24  $\text{kg/m}^2$

Berat spesi 1 cm x 21 = 21  $\text{kg/m}^2$

= 45  $\text{kg/m}^2$

Sambungan 10% = 4,5  $\text{kg/m}^2$

$q_d = 49,5 \text{ kg/m}^2$

- Beban hidup  
Beban hidup untuk tangga  $q_L = 479 \text{ kg/m}^2$

- Beban berguna  
 $q_U = q_D + q_L$   
 $= 1,2 \times 49,5 + 1,6 \times 479 = 825,8 \text{ kg/m}^2 \approx 900 \text{ kg/m}^2$

- Data – data perencanaan pelat bondex

Bentang = 1,55 m

Beban Berguna =  $900 \text{ kg/m}^2$

berdasarkan brosur dapat diketahui berdasarkan data diatas maka, didapatkan tebal pelat 10 cm dengan tulangan negative  $2,53 \text{ cm}^2$ . Dan digunakan tulangan M7-150

#### 4.1.4.4 Balok Utama Tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak di atas dua tumpuan sederhana dengan menerima beban merata dari berat sendiri dan beban dari anak tangga. Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 200.100.4,5.7 dengan data sebagai berikut.

$W = 18,2 \text{ kg/m}$	$t_f = 7 \text{ mm}$	$i_x = 8,26 \text{ cm}$
$A = 23,2 \text{ cm}^2$	$r = 11 \text{ mm}$	$i_y = 2,21 \text{ cm}$
$d = 198 \text{ mm}$	$h = 184 \text{ mm}$	$Z_x = 170 \text{ cm}^3$
$b_f = 99 \text{ mm}$	$I_x = 1580 \text{ cm}^4$	$Z_y = 35 \text{ cm}^3$
$t_w = 4,5 \text{ mm}$	$I_y = 114 \text{ cm}^4$	$S_x = 160 \text{ cm}^3$

##### a. Beban yang Bekerja

Pembebanan pada anak tangga

- **Beban Mati (anak tangga)**

Berat pelat = $0,10 \times 0,775 \times 2400$	= 167,4 kg/m
Berat Bondek = $10,1 \times 1,55/2 \times \cos 36,09$	= 6,32 kg/m
Berat sandaran besi	= 30 kg/m
Berat profil balok sendiri $18,2/\cos 36,09^\circ$	= <u>22,52 kg/m</u> +
	$q_D = 226,2 \text{ kg/m}$
Sambungan; 10% $q_D$	= <u>22,62 kg/m</u> +
	$q_{D\text{total}} = 248,8 \text{ kg/m}$
- **Beban hidup**

Tangga dan jalan keluar	$q_L = 479 \text{ kg/m}^2$
Beban hidup per meter; $476 \times 1,55/2$ ,	$q_{L\text{total}} = 371,22 \text{ kg/m}$
- **Kombinasi pembebanan**

$q_{ul} = 1,2 \times q_{D\text{total}} + 1,6 \times q_{L\text{total}}$	
$= 1,2 \times 248,8 + 1,6 \times 371,22$	
$= 892,60 \text{ kg/m}$	

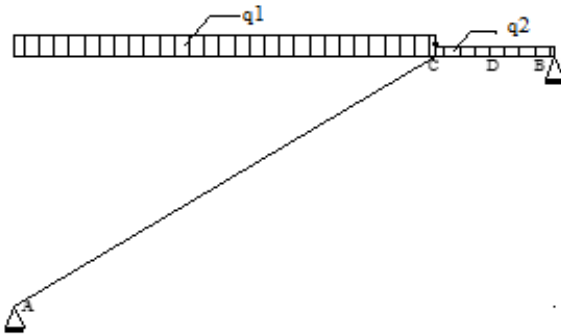
Pembebanan pada bordes

- **Beban mati (bordes)**

Berat pelat = $0,10 \times 1,55/2 \times 2400$	= 167,4 kg/m
Berat Bondek = $10,1 \times 1,55/2$	= 7,82 kg/m
Berat profil balok sendiri	= <u>18,2 kg/m</u> +
	$q_D = 175,2 \text{ kg/m}$

$$\text{Sambungan; } 10\% q_D = \frac{17,52 \text{ kg/m} + q_{D\text{total}} = 210,9 \text{ kg/m}}$$

- Beban hidup  
Tangga dan jalan keluar  $q_L = 479 \text{ kg/m}^2$   
Beban hidup per meter;  $479 \times 1,55/2$ ,  $q_{L\text{total}} = 371,2 \text{ kg/m}$
  - Kombinasi pembebanan  
 $q_{u2} = 1,2 \times q_{D\text{total}} + 1,6 \times q_{L\text{total}}$   
 $= 1,2 \times 210,9 + 1,6 \times 371,2$   
 $= 847,10 \text{ kg/m}$
- b. Permodelan dan gaya dalam yang terjadi pada balok



Gambar 4. 12 Permodelan Pembebanan Balok Utama Tangga  
Perhitungan pembebanan

$$\Sigma M_a = 0$$

$$R_b(3,6) - q_{u1}(2,4)(1,2) - q_{u2}(1,2)(3) = 0$$

$$R_b = \frac{(847,10 \times 2,4 \times 1,2) + (892,60 \times 1,2 \times 3)}{3,6}$$

$$= 1561,18 \text{ Kg}$$

$$\Sigma M_b = 0$$

$$R_a(3,6) - q_{u1}(2,4)(2,4) - q_{u2}(1,2)(0,6) - P(0,4+0,8+1,2) = 0$$

$$R_a = \frac{(901,31 \times 2,4 \times 2,1) + (720,284 \times 1,2 \times 0,6) + (7,2075 \times (0,4+0,8+1,2))}{3,6}$$

$$= 1597,59 \text{ Kg}$$

Kontrol:

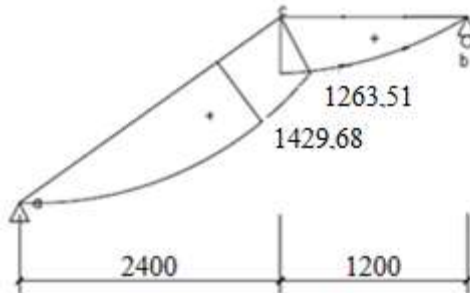
$$\begin{aligned}\sum V &= (R_a + R_b) - q_{u1} \times l_1 - q_{u2} \times l_2 - P(3) \\ &= (1597,59 + 1561,18) - 892,60(1,2) - 847,10(2,4) \\ &= 0 \dots \text{OK!}\end{aligned}$$

### Bidang M

$$\text{Letak } M_{\max} = R_a / q_{u1} = 1590,95 / 892,60 = 1,78 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}M_{\max} &= R_a \cdot L - \frac{1}{2} q_{u1} \cdot L^2 \\ &= 1597,59 \times 1,78 - \frac{1}{2} \times 892,60 \times 1,78^2 = 1429,68 \text{ kgm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_c &= R_a \cdot L - \frac{1}{2} q_{u1} \cdot L^2 \\ &= 1597,59 \times 2,4 - \frac{1}{2} \times 892,60 \times 2,4^2 = 1263,51 \text{ kgm}\end{aligned}$$



Gambar 4. 13 Bidang Momen

### Bidang D

- a - c :

$$\begin{aligned}D_x &= R_a \cdot \cos(36,09^\circ) - q_{u1} \cdot x \cdot \cos(36,09^\circ) \\ &= 1597,59 \cdot \cos(36,09^\circ) - 892,60 \cdot x \cdot \cos(36,09^\circ)\end{aligned}$$

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

$$D_{ka} = 1290,86 \text{ kg}$$

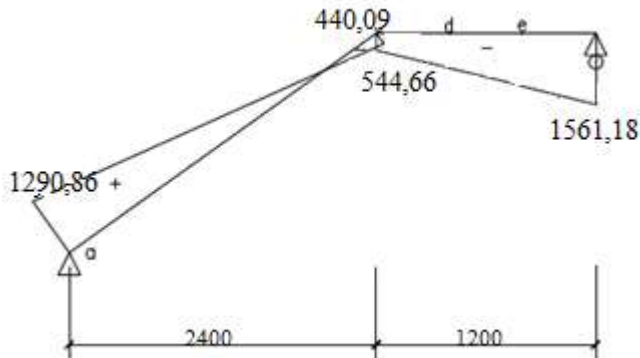
$$x = 2,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}D_{ki} &= 1597,59 \cdot \cos(36,09^\circ) - 892,60 \cdot 2,4 \cdot \cos(36,09^\circ) \\ &= -440,09 \text{ kg}\end{aligned}$$

- b - c :

$$\begin{aligned}D_x &= -R_b + q_{u2} \cdot x \\ &= -1561,18 + 847,10 \cdot x\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x &= 0 \text{ m} \\
 Db_{ki} &= -1561,18 + 847,10 \cdot 0 \\
 &= -1561,18 \text{ kg} \\
 x &= 1,2 \text{ m} \\
 Dc_{ka} &= -1561,18 + 847,10 \cdot 1,2 \\
 &= -554,66 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

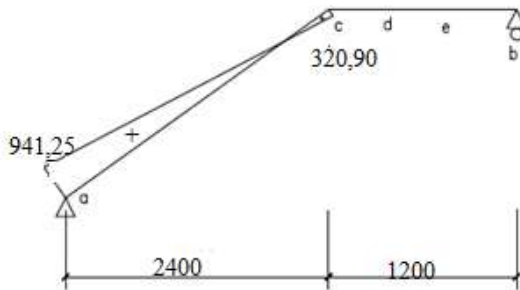


Gambar 4. 14 Bidang Geser

Bidang N

- a - c :
 
$$\begin{aligned}
 N_x &= R_a \cdot \sin(36,09^\circ) - q_{u1} \cdot x \cdot \sin(36,09^\circ) \\
 &= 1597,59 \cdot \sin(36,09^\circ) - 892,60 \cdot x \cdot \sin(36,09^\circ) \\
 x &= 0 \text{ m} \\
 Na_{ka} &= 1597,59 \cdot \sin(36,09^\circ) - 892,60 \cdot 0 \cdot \sin(36,09^\circ) \\
 &= 941,25 \text{ kg} \\
 x &= 2,4 \text{ m} \\
 Nc_{ki} &= 1597,59 \cdot \sin(36,09^\circ) - 892,60 \cdot 2,4 \cdot \sin(36,09^\circ) \\
 &= -320,90 \text{ kg}
 \end{aligned}$$
- c - b :

$$N = 0 \text{ kg}$$



Gambar 4. 15 Bidang Normal

c. Kontrol Kuat Momen Lentur

- Kontrol Penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b}{2.t_f} = \frac{99}{2.7} = 7,07$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7,07 < 10,74, \text{ OK..!}$$

Bagian badan

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

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 36 < 106,34, \text{ OK..!}$$

Penampang kompak !

- Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 170 = 425000 \text{ kg.cm} \\ &= 4250 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

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

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

$$= 3825 \text{ kg.m} \geq 1429,68 \text{ kg.m} \dots \text{OK!}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Geser

Kontrol geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{162}{4,5} = 36 ; 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63,356$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 36 < 63,356 \rightarrow C_v = 1$$

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

$$= 0,6 \times 2500 \times 8,91 \times 1 = 13365 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\emptyset V_n = 0,9 \times 13365 \text{ kg}$$

$$= 12028,5 \text{ kg} \geq 1561,18 \text{ kg} \dots \text{OK!}$$

- d. Persamaan interaksi tekan – lentur

$$L = \sqrt{240^2 + 175^2} = 297,02 \text{ cm}$$

$$K_c = 1 \text{ (sendi – sendi)}$$

$$L_k = K_c \times L = 1 \times 297,02 = 297,02 \text{ cm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{3,14^2 \times 2 \times 10^6}{\left(\frac{1 \times 297,02}{2,21}\right)^2} = 1091,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{2500}{1162} = 2,29 \geq 2,25 \text{ maka } F_{cr} \text{ ditentukan dengan}$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e = 975,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} P_n &= F_{cr} \times A_g \\ &= 975,37 \times 23,2 \\ &= 22211,08 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,85 \times 22211,08 \\ &= 18879,42 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{941,25}{18879,42} = 0,049 < 0,2 \text{ maka persamaan interaksi}$$

menggunakan rumus interaksi 1

$$\frac{941,25}{2(18879,42)} + \left( \frac{1429,69}{3825} + 0 \right) \leq 1,0$$

$$0,39 \leq 1,0 \rightarrow \mathbf{OK}$$

e. kontrol lendutan

$$L = \sqrt{240^2 + 175^2} = 297,02 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{297,02}{240} = 1,23 \text{ cm}$$



Gambar 4. 16 Lendutan Balok Utama Tangga

$$f^o = 0,44 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,44 \text{ cm} < 1,23 \text{ cm} \dots \mathbf{OK!}$$

#### 4.1.4.5 Balok penumpu tangga

Balok penumpu tangga direncanakan dengan menggunakan profil WF 200x100x4,5x7 dengan data sebagai berikut.

$$W = 18,2 \text{ kg/m}$$

$$t_f = 7 \text{ mm}$$

$$i_x = 8,26 \text{ cm}$$

$$A = 23,2 \text{ cm}^2$$

$$r = 11 \text{ mm}$$

$$i_y = 2,21 \text{ cm}$$

$$d = 198 \text{ mm}$$

$$h = 184 \text{ mm}$$

$$Z_x = 170 \text{ cm}^3$$

$$b_f = 99 \text{ mm}$$

$$I_x = 1580 \text{ cm}^4$$

$$Z_y = 35 \text{ cm}^3$$

$$t_w = 4,5 \text{ mm}$$

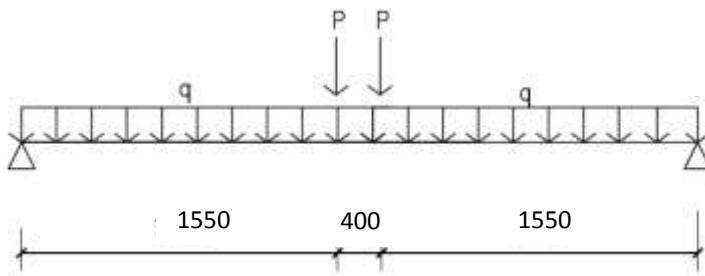
$$I_y = 114 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 160 \text{ cm}$$



- **Pembebanan**

Pembebanan pada balok penumpu tangga diperoleh dari gaya reaksi ( $R_a$  dan  $R_b$ ) yang bekerja pada balok utama tangga. Gaya reaksi tersebut akan menjadi beban terpusat  $P$  yang menumpu pada balok penumpu tangga. Pada balok penumpu tangga juga bekerja beban merata yang berasal dari dinding setengah dari tinggi lantai dan berat profil. Sketsa pembebanan balok penumpu tangga dapat dilihat pada Gambar 4.17 di bawah ini.



Gambar 4. 17 Permodelan Pembebanan Balok Penumpu Tangga

$$P = 1561,18 \text{ kg}$$

Beban merata ( $q$ )

$$\text{Berat profil} = 18,2 \text{ kg/m}$$

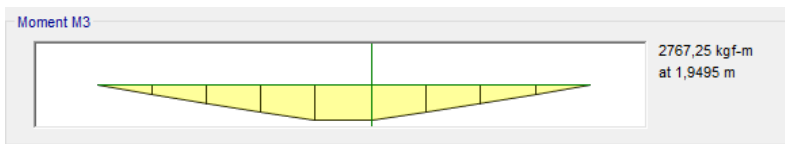
$$\text{Berat dinding } 1,75 \times 100 = \underline{175 \text{ kg/m} +}$$

$$= 193,35 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat sambungan } 10\% = \underline{19,335 \text{ kg/m} +}$$

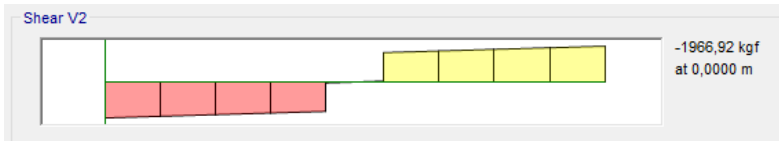
$$= 212,52 \text{ kg/m}$$

- **Perhitungan gaya dalam**



Gambar 4. 18 Geser Momen Balok Penumpu Tangga

$$\text{Momen maksimum} = 2767,25 \text{ kgm}$$



Gambar 4. 19 Geser Maksimum Balok Penumpu Tangga

Geser maksimum = 1966,92 kg

- Kontrol Kuat Momen Lentur

- Kontrol Penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b}{2.t_f} = \frac{99}{2.7} = 7,07$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7,07 < 10,74, \text{ OK!}$$

Bagian badan

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

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 36 < 106,34, \text{ OK!}$$

Penampang kompak !

- Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

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

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

- Cek kemampuan penampang

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

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

$$= 3825 \text{ kg.m} \geq 2767,25 \text{ kg.m} \dots \text{ OK !}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Geser

Kontrol geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{208}{6,5} = 34 ; 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63,356$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 34 < 63,356 \rightarrow C_v = 1$$

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

$$= 0,6 \times 2500 \times 8,91 \times 1 = 13365 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

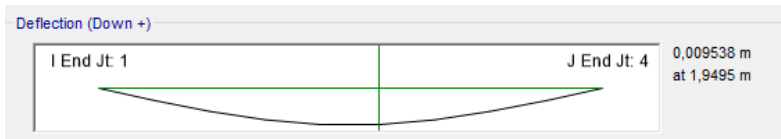
$$\emptyset V_n = 0,9 \times 13365 \text{ kg}$$

$$= 12028,5 \text{ kg} \geq 1966,92... \text{ OK !}$$

- kontrol lendutan

$$L = 350 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{350}{240} = 1,45 \text{ cm}$$



Gambar 4. 20 Lendutan Balok Penumpu Tangga

$$f^o = 0,95 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,95 \text{ cm} < 1,45 \text{ cm} \dots \text{ OK !}$$

## 4.2 Preliminary Design

### 4.2.1 Perencanaan awal Kolom basement

Perencanaan dimensi kolom basement dengan pembebanan kolom sesuai dengan Tabel di bawah ini.

Tabel 4. 1 Beban Mati Perhitungan Dimensi Kolom

Jenis	b (m)	l (m)	h	yc	ys	N	berat (Kg)	
Plafon + penggantung	9	10		18		21	34020	
Mep	9	10		25		21	47250	
Spesi	9	10		21		21	39690	
Keramik	9	10		24		21	45360	
bondek	9	10	0,09	2400	10,1	21	38529	
balok anak atap	20				79,5	1	1590	
balok anak lantai	20				103	21	43260	
balok induk	9				137	21	25893	
kolom beton (CFT)	0,7	0,7	3,5	2400		21	86436	
kolom baja (CFT)		0,034			7850	21	5604,9	
Total								367632,9

Tabel 4. 2 Beban Hidup Perhitungan Dimensi Kolom

Jenis	b (m)	h (m)	q (kg/m <sup>2</sup> )	N	berat (Kg)
Lantai atap	9	10	100	1	9000
lantai Apartemen	9	10	192	20	345600
				total	354600

1. Maka, berat total (W)

$$\begin{aligned} W &= 1,2 D + 1,6 L \\ &= 1,2 (367632,9) + 1,6 (354600) \\ &= 1008519 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi ( $\phi=0.65$ ).

$$A = \frac{W}{\phi f'c} = \frac{10085190}{0,65 \times 30 \times 9.81} = 10487,258 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{10487,258} = 102,40 \approx 110 \text{ cm}$$

Direncanakan dimensi kolom 110/110 cm

#### 4.2.2 Perencanaan Shear wall

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

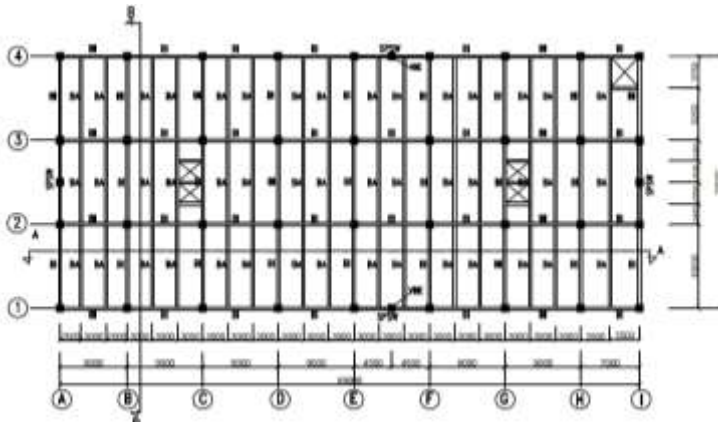
$$T \geq H/25 = 4000/25 = 160 \text{ mm}$$

$$T \geq L/25 = 5000/25 = 200 \text{ mm}$$

Direncanakan tebal dinding geser sebesar 400 mm

### 4.3 Permodelan Struktur

Permodelan struktur pada tugas akhir ini menggunakan sistem dinding geser plat baja (*steel plate shear wall / SPSW*). Struktur dinding geser plat baja berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat gempa. Struktur yang direncanakan adalah bangunan Apartement One East Surabaya yang terdiri dari 20 lantai hotel, 1 lantai atap dan 1 lantai basement dengan total



Gambar 4. 21 Denah Gedung One East tinggi struktur 73,5 meter. Denah dari struktur yang ada dalam permodelan tugas akhir penulis adalah sebagai berikut :

Permodelan struktur Apartement One East Surabaya dilakukan menggunakan program bantu ETABS. Pada program ETABS, struktur hotel akan dimodelkan sesuai dengan kondisi yang nyata. Program ini akan membantu dalam beberapa perhitungan yang akan digunakan untuk mengecek apakah struktur sudah memenuhi persyaratan yang ada di SNI 1726:2012 (Gempa) dan SNI 1729:2015 (Baja).

#### 4.3.1 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  $72 \text{ kg/m}^2$
- Berat aspal sebesar  $14 \text{ kg/m}^2$  untuk setiap ketebalan  $1 \text{ cm}$
- Berat spesi sebesar  $22 \text{ kg/m}^2$  untuk setiap ketebalan  $1 \text{ cm}$
- Berat keramik sebesar  $24 \text{ kg/m}^2$  untuk setiap ketebalan  $1 \text{ cm}$
- 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 gedung:

- Pelat Atap

Berat aspal $2 \text{ cm}$ (2x14)	$= 28 \text{ kg/m}^2$
Berat plafon + penggantung (11+7)	$= 18 \text{ kg/m}^2$
Berat MEP	$= 25 \text{ kg/m}^2 \quad +$
Total	$= 71 \text{ kg/m}^2$
Sambungan (10%)	$= 7.1 \text{ kg/m}^2 \quad +$
Total	$= 78.1 \text{ kg/m}^2$

- Pelat Lantai

Dinding Partisi	$= 72 \text{ kg/m}^2$
Berat spesi $2 \text{ cm}$	$= 44 \text{ kg/m}^2$
Berat keramik	$= 24 \text{ kg/m}^2$
Berat plafon + penggantung (11+7)	$= 18 \text{ kg/m}^2$
Berat MEP	$= 25 \text{ kg/m}^2 \quad +$
Total	$= 183 \text{ kg/m}^2$
Sambungan (10%)	$= 18,3 \text{ kg/m}^2 \quad +$
Total	$= 201,3 \text{ kg/m}^2$

2. Beban Hidup

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

$$\text{Atap} = 100 \text{ kg/m}^2$$

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

### 3. Beban Gempa

Penentuan jenis tanah berdasarkan nilai SPT. Perhitungan beban gempa pada bangunan ini menggunakan analisis beban gempa dinamik, dengan menggunakan parameter sesuai SNI 1726:2012.

### 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:

$$N \geq 50 = \text{Tanah Keras}$$

$$15 \geq N \geq 50 = \text{Tanah Sedang}$$

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

Tabel 4. 3 Hasil Data Tanah Berdasarkan NSPT

Keterangan	kedalaman (m)	tebal (m)	N	Tebal/N
Lapisan 1	2	2	30	0,067
Lapisan 2	4	2	2	1
Lapisan 3	6	2	2	1
Lapisan 4	8	2	1	2
Lapisan 5	10	2	2	1
Lapisan 6	12	2	10	0,2
Lapisan 7	14	2	17	0,118
Lapisan 8	16	2	18,5	0,108
Lapisan 9	18	2	17	0,118
Lapisan 10	20	2	20	0,1
Lapisan 11	22	2	20	0,1
Lapisan 12	24	2	25	0,08
Lapisan 13	26	2	33	0,061
Lapisan 14	28	2	37	0,054
Lapisan 15	30	2	37	0,054
Total		30		6,059

$$\tilde{N} = \frac{30}{6,059} = 4,95 < 15$$

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

#### **4.3.1.1 Berat Total Bangunan**

Karena besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat dari struktur bangunan, maka perlu diketahui berat total bangunan untuk menentukan gaya geser statik. Berat dari bangunan berasal dari beban mati yang terdiri dari berat sendiri material-material bangunan dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan.

Pada perencanaan tugas akhir ini akan dilakukan perbandingan perhitungan berat struktur yang diambil dari analisis menggunakan program ETABS 2016 untuk kombinasi 1D +1L dan perhitungan berat secara manual. Hasil perbandingan tersebut tidak boleh melebihi batasan 5%.

#### **4.3.2 Pembebanan Gempa Dinamis**

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

##### **4.3.2.1 Arah Pembebanan**

Beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan terjadi dalam arah sembarang baik dalam arah x dan arah y secara bolak-balik dan periodikal. Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa rencana dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa yang arahnya tegak lurus dengan arah utama dengan efektifitas 30% sesuai Pasal 7.5.3 SNI 1726:2012.

- Gempa Respons Spektrum X:  
100% efektifitas untuk arah X dan 30% efektifitas arah Y
- Gempa Respons Spektrum Y:  
100% efektifitas untuk arah Y dan 30% efektifitas arah X



#### 4.3.2.2 Parameter Respon Spektrum Rencana

Dalam pengerjaan tugas akhir ini, metode yang digunakan dalam analisis gempa adalah metode respon spectrum. Dalam metode respon spectrum ini terdapat banyak parameter parameter rencana yang didapat dari SNI 1726-2012. Berikut merupakan nilai parameter respon spectrum untuk wilayah gempa Surabaya dan klasifikasi tanah lunak (Situs SE) :

Tabel 4. 4 Data Respon Spektrum

PGA (g)	0.325
Ss (g)	0.663
S1 (g)	0.247
Fa	1.374
Fv	3.012
SMS (g)	0.911
SM1 (g)	0.744
SDS (g)	0.607
SD1 (g)	0.496
TO (s)	0.163
TS (s)	0.817

#### 4.3.2.3 Permodelan Lantai Tingkat Sebagai Diafragma

Menurut SNI 1726-2012 pasal 7.3.1.2. keberadaan pelat beton atau dek metal yang diberi penutup (*topping*) beton, pada saat menerima beban gempa dapat berfungsi sebagai penyalur beban gempa pada struktur primer atau dapat diidealisasikan sebagai diafragma kaku dan dapat bekerja sebagai penahan beban gempa horizontal.

#### 4.3.2.4 Faktor Reduksi Gempa

Pada tugas akhir ini, gedung perkantoran akan didesain menggunakan Dinding Geser Pelat Baja (SPSW), maka sesuai dengan tabel 9 SNI 1726-2012 didapatkan nilai-nilai :

Tabel 4. 5 Faktor Reduksi Gempa untuk SPSW

<b>Sistem Penahan Gaya Gempa</b>	<b>R</b>	<b><math>\Omega_0</math></b>	<b>Cd</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>	<b>F</b>
Dinding Geser Pelat Baja	7 <sup>1/2</sup>	2.5	6	TB	TB	TB	TB	TB

#### 4.3.2.5 Faktor Keutamaan (I)

Untuk berbagai kategori resiko struktur bangunan gedung dan non gedung pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan Ie. Gedung ini direncanakan sebagai bangunan hunian (apartemen). Pada table SNI 1726:2012 bangunan ini termasuk kategori II sehingga didapat nilai I = 1.0

#### 4.3.2.6 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diperlukan dalam sebuah perencanaan struktur bangunan. Pada saat konstruksi, tentunya beban-beban yang bekerja pada struktur hanyalah beban-beban mati saja dan beban hidup sementara akibat dari pekerja bangunan. Sedangkan pada masa layan, beban-beban hidup permanen dari aktivitas pemakai gedung dan barang-barang inventaris yang dapat bergerak di dalam gedung mulai bekerja. Hal ini tentunya akan berdampak pada kekuatan rencana elemen struktur yang direncanakan berdasarkan kombinasi pembebanan terbesar akibat penjumlahan beban-beban yang bekerja dengan factor beban LRFD (*Load Resistance Factor Design*). Kombinasi pembebanan yang dipakai pada struktur ini mengacu pada SNI 1726:2012 mengenai gempa sebagai berikut:

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

Keterangan:

D = beban mati

L = beban hidup

E = beban gempa yang dinyatakan dalam 2 arah

### 4.3.3 Permodelan Dinding Geser Plat Baja

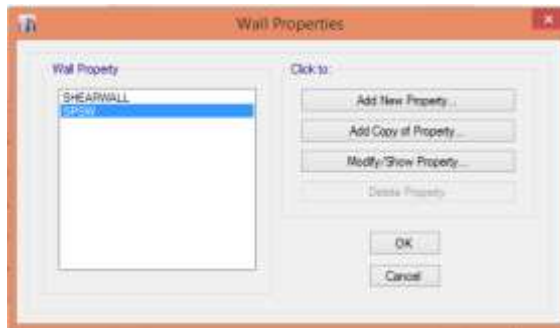
Elemen dinding geser pelat baja (SPSW) ini akan dimodelkan sebagai elemen *shell*, dengan langkah-langkah sebagai berikut :

1. Klik *Assign – Shell – Wall Section*



Gambar 4. 22 Kotak Dialog Shell

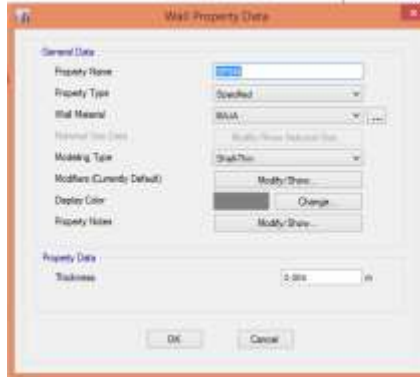
2. Klik *Modify / Show Definitions*, dan klik *Add New Property*



Gambar 4. 23 Kotak Dialog *Wall Properties*

3. Pada Kotak Dialog *Add New Property* , isi data sebagai berikut :

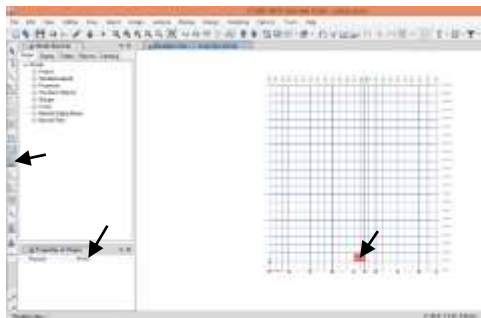
- Pemberian nama “SPSW” pada *property name*
- *Wall material* diisi sesuai dengan mutu baja yang akan digunakan yaitu BJ 41
- Pada *Modeling Type*, SPSW diasumsikan sebagai *shell-thin*
- Untuk *Thicknes*, SPSW direncanakan setebal 4 mm.



Gambar 4. 24 Kotak Dialog *Wall Property*

#### 4. Klik OK

Setelah elemen *shell* sudah dibuat, maka dapat segera dimodelkan ke dalam struktur gedung dengan menggunakan fasilitas *Quick Draw Floor / Wall*, kemudian ubah property menjadi “SPSW”, kemudian klik pada wilayah yang akan diberi SPSW.



Gambar 4. 25 Memasang Elemen *Shell* pada ETABS

Setelah itu, dinding geser perlu dibagi menjadi pias-pias kecil sejumlah tertentu agar analisis dapat dilakukan. Sehingga perlu digunakan fasilitas *Mesh* agar dapat membagi elemen dinding geser pelat baja menjadi beberapa pias. Langkah-langkah agar dapat membagi elemen *shell* kedalam pias adalah :

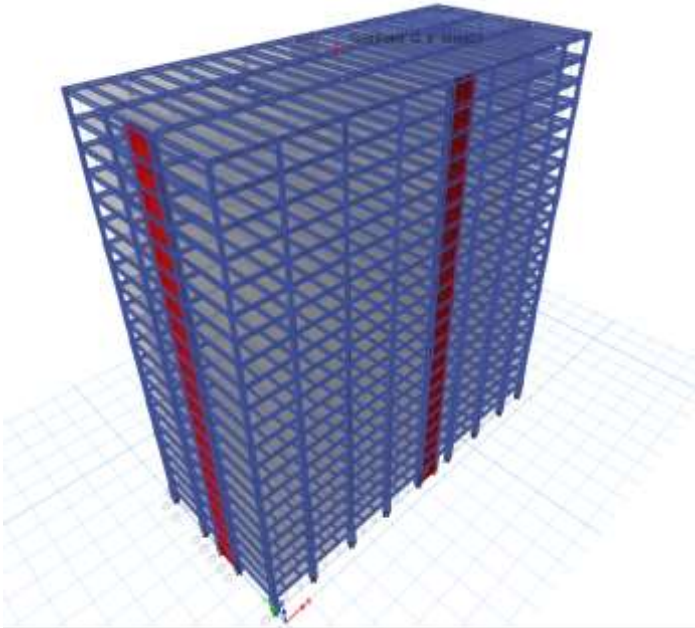
1. Klik semua elemen dinding geser pelat baja yang akan dibagi menjadi beberapa pias, kemudian pilih *Assign – Shell – Wall Auto Mesh Option*
2. Setelah itu akan muncul kotak dialog *Wall Auto Mesh Option* dan isikan seperti gambar dibawah ini :



Gambar 4. 26 Kotak Dialog *Wall Auto Mesh*

- Pilih *Mesh Object into* : *5 Vertikal and 5 Horizontal* untuk membagi pias menjadi 5 x 5 bagian.
- Untuk SPSW lantai dasar, box “*Add Restraint on Edge if Corner have Restraint*” perlu dicentang, pada lantai 1 – lantai atap tidak perlu.
- Kemudian Klik OK

Pemodelan struktur yang sudah dilakukan pada program bantu ETABS 2016 ditunjukkan oleh gambar 4.27



Gambar 4. 27 Permodelan 3D Gedung One East menggunakan SPSW

#### 4.3.4 Kontrol Penerimaan Permodelan Struktur

Berat struktur pada pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu ETABS 2016 perlu untuk dikontrol dengan perhitungan manual. Hasil analisis ETABS 2016 harus sesuai dengan perhitungan manual dengan batasan perbedaan 5%.

Tabel 4. 6 Perhitungan Beban mati Lantai

Lantai	q (kg/m <sup>2</sup> )	Luas (m <sup>2</sup> )	Jumlah Lantai	Berat (kg)
apartemen	201,3	2026,8	20	8159896,8
atap	78,1	2026,8	1	158293,08
basement	201,3	2026,8	1	407994,84
Total				8726184,72

Tabel 4. 7 Perhitungan Beban Pelat Lantai

Lantai	Tebal Beton (m)	berat jenis beton	berat bondek (kg/m <sup>2</sup> )	Luas (m <sup>2</sup> )	Jumlah Lantai	Berat (kg)
apartemen 1	0,09	2400	10,1	150	21	712215
apartemen 2	0,1	2400	10,1	1679,4	21	8820377
apartemen 3	0,11	2400	10,1	197,4	21	1136254
atap 1	0,09	2400	10,1	1829,4	1	413627,3
atap 2	0,11	2400	10,1	197,4	1	54107,34
					total	11136581

Tabel 4. 8 Perhitungan Beban Hidup Lantai

Lantai	q (kg/m <sup>2</sup> )	Luas (m <sup>2</sup> )	Jumlah Lantai	Berat (kg)
atap	100	2026,8	1	202680
apartemen	192	2026,8	20	7782912
basement	192	2026,8	1	389145,6
			total	8374737,6

Tabel 4. 9 Perhitungan Beban Mati Kolom

KOLOM	A beton	A baja	Tinggi (m)	$\gamma_c$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	Jumlah	Jumlah lantai	Berat (kg)
K1 CFT 700x700x25x25	0,4225	0,0675	3,5	2400	7850	32	5	864570
K2 CFT 600x600x25x25	0,3025	0,0575	3,5	2400	7850	32	5	659330
K3 CFT 500x500x25x25	0,2025	0,0475	3,5	2400	7850	32	5	480970
K4 CFT 400x400x22x22	0,1267	0,0332	3,5	2400	7850	32	6	379478,4
kolom VBE 700x700x25x25	0,4225	0,0675	3,5	2400	7850	8	21	907798,5
kolom beton 1,1x1,1m	1,1		4	2400		40	1	422400
							Total	3714546,9

Tabel 4. 10 Perhitungan Beban SPSW

Jenis	berat jenis (kg/m <sup>3</sup> )	tebal (m)	Luasan (m <sup>2</sup> )	Jumlah	Jumlah lantai	total (kg)
SPSW 1	7850	0,003	15,75	2	21	15578,33
SPSW 2	7850	0,003	17,5	2	21	17309,25
					total	32887,58

Tabel 4. 11 Perhitungan Beban Shearwall

Jenis	berat jenis (kg/m <sup>3</sup> )	tebal (m)	Luasan (m <sup>2</sup> )	Jumlah	Jumlah lantai	total (kg)
SW1	2400	0,4	18	2	1	34560
SW2	2400	0,4	20	2	1	38400
					TOTAL	72960

Tabel 4. 12 Perhitungan Beban Balok

jenis	W (kg/m)	Panjang (m)	jumlah	jumlah lantai	berat (kg)
<b>balok induk atap</b>					
BI WF memanjang 600x300x14x23	175	69	2	1	24150
BI WF melintang 600x300x14x23	175	10	25	1	43750
BI WF memanjang 600x300x14x23	175	64,5	2	1	22575
<b>Balok Induk Apartemen</b>					
BI WF memanjang 600x300x14x23	175	69	2	21	507150
BI WF melintang 600x300x14x23	175	10	25	21	918750
BI WF memanjang 600x300x14x23	175	64,5	2	21	474075
<b>balok HBE</b>					
BE memanjang 700x300	211,5	4,5	2	22	41877
BE melintang 700x300	211,5	5	2	22	46530
<b>balok anak lantai atap</b>					
balok 500x200x9x14	79,5	10	45	1	35775
<b>balok anak lantai apartemen</b>					
balok 500x200x11x19	103	10	45	21	973350
				<b>Total</b>	<b>3087982</b>

Tabel 4. 13 Rekapitan Hasil Perhitungan

Jenis	Berat (kg)
<b>Beban Mati (D)</b>	
Bondek dan plat lantai	11136580,56
Profil WF	3087982
berat SPSW	43850,1
kolom	3714546,9



shearwall	72960
D	18055919,56
beban mati superdead	
superdead	8726184,72
beban hidup	
L	8374737,6
1D+1L	35156841,88

Sehingga beban mati dan beban hidup dengan kombinasi  $1D_{total}+1L_{total}$  adalah 35156841,88 kg.

Pembebanan yang diinputkan pada ETABS 2016 haruslah mendekati yang telah dihitung secara manual sehingga pembebanan pada ETABS 2016 dapat dikatakan benar. Berikut ini adalah pembebanan gravitasi yang didapatkan dari ETABS 2016 dan perhitungan manual.

Tabel 4. 14 Perbandingan Perhitungan ETABS dan Manual

Perhitungan	Jenis Beban (kg)					
	SuperDead	Dead	Live	Total	Selisih	%
ETABS	8538129,93	16807294,7	8195183,4	34468318,8	688523,09	1,96
Manual	8726184,72	18055919,6	8374737,6	35156841,9		

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.

#### 4.3.5 Kontrol Desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu ETABS, hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012 untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Adapun hal-hal yang harus dikontrol adalah sebagai berikut :

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

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

#### 4.3.5.1 Kontrol Partisipasi Massa

Menurut Pasal 7.9.1 SNI 1726:2012, perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa aktual masing-masing arah.

Dalam hal ini digunakan bantuan ETABS 2016 untuk mengeluarkan hasil partisipasi massa seperti pada Tabel berikut:

Tabel 4. 15 Rasio Partisipasi Massa

Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY
		<b>sec</b>		
Modal	1	3,058	2,02E-05	0,7216
Modal	2	2,822	0,7301	0,7216
Modal	3	2,267	0,7304	0,7217
Modal	4	0,979	0,7304	0,8508
Modal	5	0,91	0,8531	0,8508
Modal	6	0,682	0,8531	0,8508
Modal	7	0,519	0,8531	0,8987
Modal	8	0,491	0,9002	0,8987
Modal	9	0,355	0,9002	0,9228
Modal	10	0,352	0,9002	0,9229
Modal	11	0,327	0,9247	0,9229
Modal	12	0,274	0,9247	0,9372

Dari table 4.17 di atas didapatkan partisipasi massa arah X sebesar 90,002% pada moda ke 8 dan partisipasi massa arah Y sebesar 92,28% pada moda ke 9. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada Pasal 7.9.1 SNI 1726:2012 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

#### 4.3.5.2 Kontrol Periode Getar alami fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 1726:2012, periode fundamental struktur harus ditentukan dari :

$$T = C_t \times h_n^x.$$

Nilai T di atas adalah batas bawah periode struktur yang ditinjau. Untuk batas atas nya dikalikan dengan koefisien batas.

Besarnya koefisien tersebut tergantung dari nilai  $S_{D1}$ . Struktur Apartemen One East Surabaya memiliki tinggi 73,5 m. Pada struktur ini digunakan sistem rangka baja dengan dinding geser plat baja sehingga pada tabel 15 SNI 1726:2012 didapatkan nilai :

$$C_t = 0,0724$$

$$x = 0,8$$

$$h_n = 73,5 \text{ m}$$

maka :

- Menghitung Periode Fundamental Perkiraan

$$T_a = 0,0724 \times 73,5^{0,8} = 2,253 \text{ detik}$$

- Menghitung Batas Atas Periode Struktur

Nilai  $C_u$  didapat dari Tabel 14 SNI 1726:2012, untuk nilai  $S_{D1} = 0,496$ , maka:

$$C_u \times T_a = 1,4 \times 2,253 = 3,15 \text{ detik}$$

Dari analisa ETABS didapat  $T = 3,057 \text{ s}$ . Maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental nilai T masih lebih kecil dari  $C_u \times T$ . Jadi analisis struktur Apartemen One East Surabaya masih memenuhi syarat SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2.

### 4.3.5.3 Kontrol Nilai Akhir Spektrum

Nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85% nilai respons statik.

Rumus gaya geser statik adalah:

$$V = C_s \times W \quad (\text{Pasal 7.8.1 SNI 1726:2012})$$

Di mana :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R} = \frac{0,607}{7,5} = 0,080$$

$$I_e \quad 1$$

Nilai  $C_s$  tidak perlu diambil lebih besar dari:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)} = \frac{0,607}{2,618 \left( \frac{7,5}{1} \right)} = 0,0252$$

Nilai  $C_s$  harus lebih besar dari:

$$C_s = 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,0252$$

$$C_s = 0,044 \times 0,607 \times 1,0 \geq 0,0252$$

$$C_s = 0,044 \times 0,607 \times 1,0 \geq 0,0252$$

$$C_s = 0,0267 \geq 0,0252$$

Maka diambil  $C_s = 0,0267$

Berdasarkan analisis yang sudah dilakukan dengan program bantu ETABS 2016, didapatkan berat seismik bangunan struktur Apartemen One East sesuai dengan Tabel 4.15

Tabel 4. 16 Reaksi Dasar Struktur

Combo	FZ (kg)
1D+0,25L	28187265,59

Berdasarkan tabel di atas, didapat berat seismik bangunan sebesar 27405182,99 kg. Maka

$$V_{\text{statik}} = C_s \times W$$

$$= 0,0267 \times 28187265,59$$

$$= 753197,56 \text{ kg}$$

Berdasarkan hasil analisis menggunakan program bantu ETABS 2016, didapatkan nilai gaya geser dasar (*base shear*) akibat beban gempa arah X dan arah Y sebagai berikut:

Tabel 4. 17 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

Combo	FX (kgf)	FY (kgf)
GEMPA Y Max	169906,08	528256,81
GEMPA X Max	566298,68	158494,7

Kontrol:

Untuk gempa arah X:

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

$$566298,68 \leq 0,85(753197,56)$$

$$566298,68 \leq 640217,92 \quad \text{(NOT OK)}$$

Untuk gempa arah Y:

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

$$528256,81 \leq 0,85(753197,56)$$

$$528256,81 \leq 640217,92 \quad \text{(NOT OK)}$$

Berdasarkan kontrol gempa arah X dan Y masih belum memenuhi syarat nilai akhir respon. Menurut Pasal 7.9.4.2 SNI 1726:2012 tertulis jika gaya geser dasar hasil analisis kurang dari 85%, maka harus diperbesar dengan skala 1,2 untuk sumbu X dan 1,3 untuk sumbu Y.

Setelah mendapatkan faktor skala, maka dimasukkan kembali faktor  $U_1$  dan  $U_2$  arah X dan Y, lalu dilakukan analisis ulang untuk mendapatkan base reaction yang baru.

Tabel 4. 18 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa yang sudah dikali faktor

Combo	FX	FY
GEMPA Y Max	200436,1	672026,17
GEMPA X Max	668055,4	201624,32

Dilakukan kontrol ulang terhadap gempa arah X dan Y sebagai berikut:

Untuk gempa arah X:

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

$$668055,42 \geq 0,85(753197,56)$$

$$668055,42 \geq 640217,92 \quad (\text{OK})$$

Untuk gempa arah Y:

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

$$672026,17 \geq 0,85(753197,56)$$

$$672026,17 \geq 640217,92 \quad (\text{OK})$$

Berdasarkan kontrol di atas didapatkan bahwa analisis struktur memenuhi syarat SNI 1726:2012 Pasal 7.8

#### 4.3.5.4 Kontrol Batas Simpangan (*Drift*)

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

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

2  $\delta_{e2}$  = 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 9 SNI 1726:2012 didapatkan  $C_d = 6$  dan dari Tabel 2 SNI 1726:2012

didapat nilai  $I = 1$ . Berdasarkan Tabel 16 SNI 1726:2012 untuk semua struktur lainnya, simpangan antar tingkat ijinnya adalah

$$\Delta_a = 0,02h_{sx}$$

Di mana:

$H_{sx}$  = tinggi tingakat di bawah x

Untuk tinggi tingkat 3,5 m, simpangan ijinnya adalah

$$\Delta_a = 0,02(3,5) = 0,07 \text{ m} = 70 \text{ mm}$$

Simpangan yang terjadi didapatkan dari analisis program bantu ETABS 2016.

Tabel 4. 19 Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah X

Lantai	Tinggi lantai (m)	Gempa Arah X				Ket
		$\delta_{ei}$	$\delta_{ei} - \delta_{e(i-1)}$	$\Delta$	$\Delta_a$	
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	3,5	79,015	1,657	9,942	70	ok
20	3,5	77,358	2,225	13,35	70	ok
19	3,5	75,133	2,593	15,558	70	ok
18	3,5	72,54	2,91	17,46	70	ok
17	3,5	69,63	3,203	19,218	70	ok
16	3,5	66,427	3,54	21,24	70	ok
15	3,5	62,887	3,37	20,22	70	ok
14	3,5	59,517	3,626	21,756	70	ok
13	3,5	55,891	3,836	23,016	70	ok
12	3,5	52,055	4,033	24,198	70	ok
11	3,5	48,022	4,255	25,53	70	ok
10	3,5	43,767	4,181	25,086	70	ok
9	3,5	39,586	4,346	26,076	70	ok

Tabel 4. 20 Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah X  
(Lanjutan)

Lantai	Tinggi lantai (m)	Gempa Arah X				Ket
		$\delta_{ei}$	$\delta_{ei} - \delta_{e(i-1)}$	$\Delta$	$\Delta_a$	
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
8	3,5	35,24	4,489	26,934	70	ok
7	3,5	30,751	4,608	27,648	70	ok
6	3,5	26,143	4,703	28,218	70	ok
5	3,5	21,44	4,582	27,492	70	ok
4	3,5	16,858	4,552	27,312	70	ok
3	3,5	12,306	4,396	26,376	70	ok
2	3,5	7,91	3,935	23,61	70	ok
1	3,5	3,975	2,807	16,842	70	ok
Dasar	3,5	1,168	1,168	7,008	70	ok

Tabel 4. 21 Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah Y

Lantai	Tinggi lantai (m)	Gempa Arah Y				Ket
		$\delta_{ei}$	$\delta_{ei} - \delta_{e(i-1)}$	$\Delta$	$\Delta_a$	
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Atap	3,5	93,389	2,452	14,712	70	ok
20	3,5	90,937	2,944	17,664	70	ok
19	3,5	87,993	3,262	19,572	70	ok
18	3,5	84,731	3,58	21,48	70	ok
17	3,5	81,151	3,872	23,232	70	ok
16	3,5	77,279	4,201	25,206	70	ok
15	3,5	73,078	4,144	24,864	70	ok



Tabel 4. 22 Kontrol Simpangan Akibat Beban Gempa Arah Y  
(Lanjutan)

Lantai	Tinggi lantai (m)	Gempa Arah X				Ket
		$\delta_{ei}$	$\delta_{ei} - \delta_{e(i-1)}$	$\Delta$	$\Delta_a$	
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
14	3,5	68,934	4,399	26,394	70	ok
13	3,5	64,535	4,601	27,606	70	ok
12	3,5	59,934	4,787	28,722	70	ok
11	3,5	55,147	5,007	30,042	70	ok
10	3,5	50,14	4,983	29,898	70	ok
9	3,5	45,157	5,141	30,846	70	ok
8	3,5	40,016	5,259	31,554	70	ok
7	3,5	34,757	5,348	32,088	70	ok
6	3,5	29,409	5,41	32,46	70	ok
5	3,5	23,999	5,271	31,626	70	ok
4	3,5	18,728	5,181	31,086	70	ok
3	3,5	13,547	4,953	29,718	70	ok
2	3,5	8,594	4,419	26,514	70	ok
1	3,5	4,175	3,061	18,366	70	ok
Dasar	3,5	1,114	1,114	6,684	70	ok

#### 4.3.5.5 Kontrol Dual Sistem

Berdasarkan SNI 1727:2012 Pasal 7.2.5.1, Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut. Berikut total reaksi perletakan SRPM dan SPSW.

Tabel 4. 23 Reaksi Perletakan dan Persentase Gaya Geser yang dipikul akibat Gempa arah X dan Y

Pemikul Gaya Geser	Gempa X		Gempa Y	
	Kg	%	Kg	%
SPSW	353435	51,7%	397125	57,2%
SRPM	330086	48,3%	297229	42,8%
Total	683521	100%	694354	100%

Berdasarkan perhitungan di atas, Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) menahan gaya gempa arah X sebesar 48,3% dan gaya gempa arah Y sebesar 42,8 % yang mana telah melebihi ketentuan bahwa SRPM harus menahan gaya gempa setidaknya 25%. Jadi, konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur sistem ganda berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.2.5.1.

#### 4.4 Perencanaan Struktur Primer

##### 4.4.1 Perencanaan Balok Induk

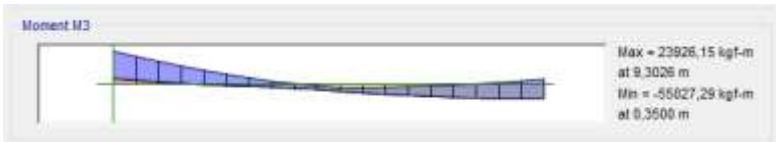
##### 4.4.1.1 Balok Induk Melintang 10m

Balok Induk Melintang direncanakan dengan menggunakan profil WF 600x300x14x23

$$\begin{aligned}
 W &= 175 \text{ kg/m} & r &= 28 \text{ mm} & h &= 594-2(23+28) \\
 A &= 222,4 \text{ cm}^2 & Z_x &= 5017 \text{ cm}^3 & &= 492 \text{ mm} \\
 t_w &= 14 \text{ mm} & i_y &= 6,9 \text{ cm} & b_f &= 302 \text{ mm} \\
 t_f &= 23 \text{ mm} & I_x &= 13700 \text{ cm}^4 & f_y &= 250 \text{ Mpa} \\
 d &= 594 \text{ mm} & I_y &= 10600 \text{ cm}^4 & f_u &= 410 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

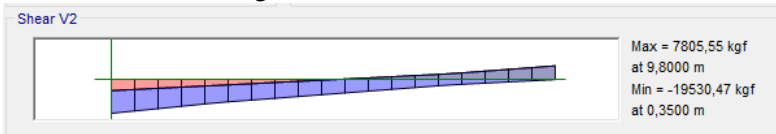
Dari analisis ETABS 2016 didapatkan gaya dalam dan lendutan yang terjadi pada balok induk pada story 18 B53 memanjang adalah sebagai berikut :

$$M_u = 55027,29 \text{ kgm}$$



Gambar 4. 28 Momen pada Balok Induk Melintang

$$V_u = 19530,47 \text{ kg}$$



Gambar 4. 29 Geser pada Balok Induk Melintang

$$f = 0,23 \text{ cm}$$

a. Kontrol Kuat Momen Lentur

- Kontrol Penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b}{2 \cdot t_f} = \frac{302}{2 \cdot 23} = 6,56$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7,07 < 10,74, \text{ OK..!}$$

Bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{492}{14} = 35,14$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 36 < 106,34, \text{ OK..!}$$

Penampang kompak !

- Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 5017 = 12542500 \text{ kg.cm} \\ &= 125425 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

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

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 125425$$

$$= 112882,5 \text{ kg.m} \geq 55027,29 \text{ kg.m} \dots \text{ OK !}$$

## b. Kontrol terhadap tekuk lateral

$$L_b = 1000 \text{ cm}$$

$$L_p = 343,484 \text{ cm (dari tabel } L_p \text{ dan } L_r)$$

$$L_r = 1076,13 \text{ cm (dari tabel } L_p \text{ dan } L_r)$$

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

- Karena bentang menengah, maka

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

$$M_A = 20973,44 \text{ kgm}$$

$$M_C = 2613,49 \text{ kgm}$$

$$M_B = 3885,78 \text{ kgm}$$

$$M_{Max} = 55027,29 \text{ kgm}$$

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

$$C_b = \frac{12,5 \times 55027,29}{2,5 \times 55027,29 + 3 \times 20973,44 + 4 \times 3885,78 + 3 \times 2613,49} \leq 2,3$$

$$C_b = 3,07 \leq 2,3 \rightarrow C_b = 2,3$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y$$

$$= 5017 \cdot 2500 = 12542500 \text{ kg.cm} = 125425 \text{ kg.m}$$

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

$$M_n = 2,3 \left[ 12542500 - (12542500 - 0,7(2500) \cdot 4620) \frac{1000 - 343,48}{1076,13 - 343,484} \right]$$

$$M_n = 166632,2 \text{ kgm} > M_p \text{ maka dipakai } M_p$$

- Cek kemampuan penampang

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

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 125425$$

$$= 112882,5 \text{ kg.m} \geq 55027,29 \text{ kg.m} \dots \text{OK!}$$

## c. Kontrol Penampang Terhadap Geser

Kontrol geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{492}{23} = 35,14 \quad ; 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63,356$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 36 < 63,356 \rightarrow C_v = 1$$

maka  $V_n = 0,6 f_y A_w C_v$   
 $= 0,6 \times 2500 \times 83,16 \times 1 = 124740 \text{ kg}$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\emptyset V_n = 0,9 \times 124740 \text{ kg}$$

$$= 112266 \text{ kg} \geq 19530,47 \text{ kg... OK !}$$

d. Kontrol Lendutan

$$L = 155 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{1000}{360} = 2,77 \text{ cm}$$

Dari analisa ETABS didapatkan lendutan sebesar

$$f^o = 0,23 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,23 \text{ cm} < 2,77 \text{ cm ... OK !}$$

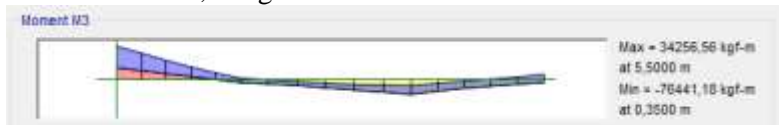
#### 4.4.1.2 Balok Induk Memanjang 10m

Balok Induk Memanjang direncanakan dengan menggunakan profil WF 600x300x14x23

W	= 175 kg/m	r	= 28 mm	h	= 594-2(14+23)
A	= 222,4 cm <sup>2</sup>	Z <sub>x</sub>	= 5017 cm <sup>3</sup>		= 492 mm
t <sub>w</sub>	= 14 mm	i <sub>y</sub>	= 6,9 cm	bf	= 302 mm
t <sub>f</sub>	= 23 mm	I <sub>x</sub>	= 13700 cm <sup>4</sup>	f <sub>y</sub>	= 250 Mpa
d	= 594 mm	I <sub>y</sub>	= 10600 cm <sup>4</sup>	f <sub>u</sub>	= 410 Mpa

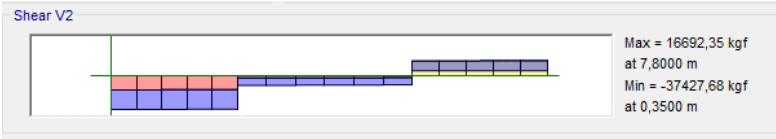
Dari analisis ETABS 2016 didapatkan gaya dalam dan lendutan yang terjadi pada balok induk memanjang pada story 20 B23 adalah sebagai berikut :

$$M_u = 76441,18 \text{ kgm}$$



Gambar 4. 30 Momen pada Balok Induk Memanjang

$$V_u = 37427,68 \text{ kg}$$



Gambar 4. 31 Gaya Geser Pada Balok Induk Memanjang

f  $= 0,22 \text{ cm}$

e. Kontrol Kuat Momen Lentur

- Kontrol Penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b}{2 \cdot t_f} = \frac{302}{2 \cdot 23} = 6,56$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7,07 < 10,74, \text{ OK..!}$$

Bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{492}{14} = 35,14$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 36 < 106,34, \text{ OK..!}$$

Penampang kompak !

- Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 5017 = 12542500 \text{ kg.cm}$$

$$= 125425 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

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

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 125425$$

$$= 112882,5 \text{ kg.m} \geq 76441,18 \text{ kg.m} \dots \text{ OK !}$$

f. Kontrol terhadap tekuk lateral

$$L_b = 350 \text{ cm (jarak balok anak)}$$

$$L_p = 343,484 \text{ cm (dari tabel } L_p \text{ dan } L_r)$$

$$L_r = 1076,13 \text{ cm (dari tabel } L_p \text{ dan } L_r)$$

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

- Karena bentang menengah, maka

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

$$M_A = 3176,56 \text{ kgm}$$

$$M_C = 7790,31 \text{ kgm}$$

$$M_B = 12606,95 \text{ kgm}$$

$$M_{Max} = 76441,18 \text{ kgm}$$

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

$$C_b = \frac{12,5 \times 76441,18}{2,5 \times 76441,18 + 3 \times 3176,56 + 4 \times 12606,95 + 3 \times 7790,31} \leq 2,3$$

$$C_b = 3,48 \leq 2,3 \rightarrow C_b = 2,3$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 5017 \cdot 2500 = 12542500 \text{ kg.cm} = 125425 \text{ kg.m}$$

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

$$M_n = 2,3 \left[ 12542500 - (12542500 - 0,7(2500) \cdot 4620) \frac{350 - 343,48}{1076,13 - 343,484} \right]$$

$$M_n = 179933,5 \text{ kgm} > M_p \text{ maka dipakai } M_p$$

- Cek kemampuan penampang

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

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 125425$$

$$= 112882,5 \text{ kg.m} \geq 76441,18 \text{ kgm} \dots \text{OK!}$$

g. Kontrol Penampang Terhadap Geser

Kontrol geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{492}{23} = 35,14 \quad ; \quad 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63,356$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 36 < 63,356 \rightarrow C_v = 1$$

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

$$= 0,6 \times 2500 \times 83,16 \times 1 = 124740 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\begin{aligned}\emptyset V_n &= 0,9 \times 124740 \text{ kg} \\ &= 112266 \text{ kg} \geq 37427,68 \text{ kg... OK !}\end{aligned}$$

h. Kontrol Lendutan

$$L = 1000 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{1000}{360} = 2,77 \text{ cm}$$

Dari analisa ETABS didapatkan lendutan sebesar

$$f^o = 0,22 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,22 \text{ cm} < 2,77 \text{ cm ... OK !}$$

#### 4.4.2 Perencanaan Kolom

Pada perencanaan ini ditunjukkan contoh perhitungan pada kolom lantai dasar. Direncanakan sebagai kolom komposit CFT menggunakan profil HSS 700 x 700 x 25 x 25 dengan tinggi kolom 350 cm. Berikut spesifikasi profil yang digunakan:

d = 700 mm	I <sub>x</sub> = 504700 cm <sup>4</sup>
bf = 700 mm	I <sub>y</sub> = 504700 cm <sup>4</sup>
tw = 25 mm	i <sub>x</sub> = 27,48 cm
tf = 25 mm	i <sub>y</sub> = 27,48 cm
A = 675 cm <sup>2</sup>	Z <sub>x</sub> = 14420 cm <sup>3</sup>
h = 350 cm	Z <sub>y</sub> = 14420 cm <sup>3</sup>
Beton f <sub>c</sub> ' 30	BJ 41, f <sub>u</sub> = 4100 kg/cm <sup>2</sup>
F <sub>c</sub> ' 30 = 300 kg/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub> = 2500 kg/cm <sup>2</sup>

Hasil dari output ETABS 2016 diperoleh gaya- gaya yang bekerja pada kolom C5 story 1 sebagai berikut:

- Gaya akibat beban gravitasi :

$$P_u = 516758,16 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = -7402,29 \text{ kgm}$$

$$M_{uy} = -7880,57 \text{ kgm}$$

- Gaya akibat beban gempa :

$$P_u = 93576,76 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 55657 \text{ kgm}$$

$$M_{uy} = 46306,2 \text{ kgm}$$

- Kuat nominal tekan kolom komposit



- Kontrol luas penampang minimum profil baja

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

$$\frac{675}{4225 + 675} \times 100\% \geq 1\%$$

$$13,77\% \geq 1\%$$

**(OK)**

- Kontrol tebal minimum penampang persegi

$$t_{min} \geq b \times \sqrt{\frac{f_y}{3E}}$$

$$t_{min} = 700 \times \sqrt{\frac{250}{3 \times 2 \times 10^5}} = 14,28 \leq 25 \text{ mm} \quad \text{(OK)}$$

- Kuat nominal tekan kolom komposit

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{700}{2 \times 25} = 14$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,26 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 63,92$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 14 \leq 63,92 \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = f_y A_s + C_2 f'_c \left( A_c + A_s r \frac{E_s}{E_c} \right)$$

$$P_p = 2500 \cdot 675 + 0,85 \times 300 \times (4225 + 0)$$

$$P_p = P_{no} = 2764875 \text{ kg}$$

- Momen Nominal Kolom
- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

$$\lambda_f = \frac{bf}{2tf} = \frac{700}{2.25} = 14$$

$$\lambda_p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 31,68$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 12,5 \leq 31,68 \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 14420 \cdot 2500 = 360500 \text{ kgm}$$

Cek kemampuan penampang

$$\text{Øb} \cdot M_n \geq M_u$$

$$\text{Øb} \cdot M_n = 0,9 \times 360500$$

$$= 357750 \text{ kgm} \geq 55657 \text{ kgm} \quad (\mathbf{OK})$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral  
Panjang tak terkekang adalah tinggi kolom - dbalok  
 $L_b = 350 - 59,4 = 290,6 \text{ cm}$

$$L_p = 1,76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times 27,48 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{250}} = 1367,96$$

$$L_b \leq L_p$$

$$441,8 \text{ cm} \leq 1164,85 \text{ cm} \text{ (Bentang Pendek)}$$

Karena bentang pendek, maka  $M_n = M_p$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 14420 \cdot 2500 = 360500 \text{ kgm}$$

Cek kemampuan penampang

$$\text{Øb} \cdot M_n \geq M_u$$

$$\text{Øb} \cdot M_n = 0,9 \times 360500$$

$$= 357750 \text{ kgm} \geq 55657 \text{ kgm} \quad (\mathbf{OK})$$

- Kekuatan lentur dan aksial orde kedua  
Momen lentur dan aksial terfaktor arah X dan Y ditentukan berdasarkan persamaan berikut ini,

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

$$R_m = 1 - 0,15 P m f$$

$$k = 1 \text{ (kekakuan kolom)}$$

Rumus Momen dan Gaya Aksial Orde Kedua

$$M_r = B_1 M_{ni} + B_2 M_i$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t$$

Rumus Koefisien  $C_m$ ,  $B_1$ ,  $P_{e1}$  dan  $B_2$

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

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

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

$$B_2 = \frac{1}{\left( 1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}} \right)}$$

$$P_{estory} = RM \frac{HL}{\Delta H}$$

- Arah sumbu X;
  1. Kontrol momen terhadap beban gravitasi  
 Dari ETABS 2016 diperoleh output sebagai berikut  
 $M_1 = 2050,64 \text{ kgm}$   
 $M_2 = 2463,59 \text{ kgm}$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{2050,64}{2463,59} \right) = 0,26$$

$$P_{e1} = \frac{(3,14)^2 \times 2 \times 10^6 \times 504700}{(1 \times 350)^2}$$

$$= 81243104 \text{ kg}$$

$$B_1 = \frac{0,26}{1 - \frac{516758,16}{81243104}} \geq 1$$

$$B1 = 0,268 \geq 1$$

Maka digunakan  $B1 = 1$

2. Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari ETABS 2016 diperoleh output sebagai berikut

$$\frac{H}{\Delta h} = 665329,023 \text{ kg/mm (kekakuan lantai)}$$

$$P_{\text{story}} = 44711877,59 \text{ kg (aksial total lantai)}$$

$$Pe_{\text{story}} = \frac{Rm \cdot H \cdot L}{\Delta H} = 1.665329,02.3500$$

$$= 2328651581 \text{ kg}$$

$$B2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{44711877,59}{2328651581}\right)} = 1,019$$

Maka digunakan  $B2 = 1,019$

3. Momen terfaktor terhadap sumbu X

$$M_r = B_1 M_{ni} + B_2 M_i$$

$$M_r = 1 \times 7402,29 + 1,019 \times 55657$$

$$M_{rx} = 64148,86 \text{ kgm}$$

- Arah sumbu Y

1. Kontrol momen terhadap beban gravitasi

Dari ETABS 2016 diperoleh output sebagai berikut

$$M1 = 1737,58 \text{ kg.m}$$

$$M2 = 2943,11 \text{ kg.m}$$

$$Cm = 0,6 - 0,4 \left( \frac{1737,58}{2943,11} \right) = 0,36$$

$$Pel = \frac{(3,14)^2 \times 2 \times 10^6 \times 504700}{(1 \times 350)^2}$$

$$= 81243104 \text{ kg}$$

$$B1 = \frac{0,36}{1 - \frac{516758,16}{81243104}} \geq 1$$

$$B1 = 0,366 \geq 1$$

Maka digunakan  $B1 = 1$

2. Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari ETABS 2016 diperoleh output sebagai berikut,

$$\frac{H}{\Delta h} = 636268,06 \text{ kg/mm (kekakuan lantai)}$$

$$P_{\text{story}} = 44711877,59 \text{ kg (aksial total lantai)}$$

$$P_{e \text{ story}} = \frac{Rm.H.L}{\Delta H} = 1.636268,06.3500$$

$$= 2223077561 \text{ kg}$$

$$B2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{44711877,59}{2223077561}\right)} = 1,02$$

Maka digunakan  $B2 = 1,02$

3. Momen terfaktor terhadap sumbu Y

$$M_r = B_1 M_{ni} + B_2 M_i$$

$$M_r = 1 \times 7880,57 + 1,02 \times 46306,2$$

$$M_{ry} = 55137,22 \text{ kg.m}$$

- Kuat aksial orde kedua

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t$$

$$P_r = 516758,2 + 1,02 \times 93576,76$$

$$P_r = 612255,6 \text{ kg}$$

• Kontrol interaksi aksial momen

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{612255,6}{0,9 \times 2764875} = 0,246 \geq 0,2$$

Maka digunakan rumus interaksi pertama sebagai berikut

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$0,246 + \frac{8}{9} \left( \frac{64148,86}{324450} + \frac{55137,22}{324450} \right) \leq 1$$

$$0,591 \leq 1$$

Hasil kontrol interaksi yaitu  $0,591 \leq 1$ , maka kolom HSS 700 x 700 x 25 x 25 dapat digunakan.

#### 4.4.3 Perencanaan Steel Plate Shear Wall

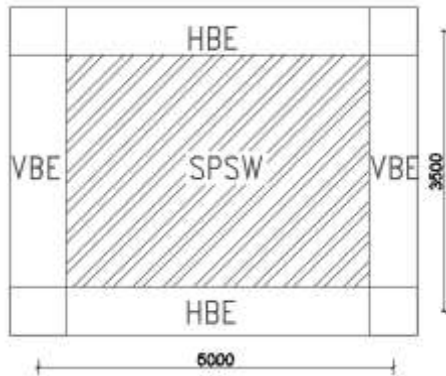
Perhitungan dinding geser pelat baja perlu dihitung pengaruhnya terhadap balok (*HBE*) dan kolom (*VBE*). Untuk perencanaan dinding geser plat baja kali ini menggunakan Unstiffened, thin *Steel Plate Shear Wall* (Dinding Geser Plat Baja tidak kaku). Dari hasil analisis ETABS 2016 didapatkan gaya geser pada dinding geser yaitu :

$$V_u = 106091,11 \text{ kg}$$

Bahan :

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

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



Gambar 4. 32 Desain SPSW

Dimensi SPSW = 5 m x 3,5 m

a. Tebal Dinding Geser

Asumsi awal sudut Tarik SPSW 30 dari VBE

$$\phi V_n = 0,9 \times 0,42 f_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha$$

$$106091,11 = 0,9 \times 0,42 \times 2500 \times (500 - 70) \times \sin(2 \times 30)$$

$t_w = 0,30$  cm digunakan  $0,4$  cm

b. Sudut Tarik aktual sesuai ketebalan SPSW

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

$$\alpha = \tan^{-1} \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{0,4 \times 500}{2 \times 675}}{1 + 0,4 \times 500 \left( \frac{1}{211,5} + \frac{350^3}{360 \times 504700 \times 500} \right)}}$$

$$\alpha = 40,89^\circ$$

c. Kekuatan geser actual SPSW

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 0,42 f_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \\ &= 0,9 \times 0,42 \times 2500 \times 0,4 \times (500 - 70) \times \sin(2 \times 40,89^\circ) \\ &= 187065,20 \text{ kg} > 106091,11 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

#### 4.4.4 Kontrol Desain Balok (HBE)

Balok HBE direncanakan dengan menggunakan profil WF 700x300x13x20 dengan spesifikasi sebagai berikut :

W = 166 kg/m	r = 28 mm	h = 692 - 2(20 + 28)
A = 211,5 cm <sup>2</sup>	Z <sub>x</sub> = 4980 cm <sup>3</sup>	= 596 mm
t <sub>w</sub> = 13 mm	i <sub>y</sub> = 6,53 cm	bf = 300 mm
t <sub>f</sub> = 20 mm	I <sub>x</sub> = 172000 cm <sup>4</sup>	f <sub>y</sub> = 250 Mpa
d = 692 mm	I <sub>y</sub> = 9020 cm <sup>4</sup>	f <sub>u</sub> = 410 Mpa

Balok dikontrol akibat adanya distribusi gaya yang disebabkan oleh SPSW

a. Momen pada Balok akibat SPSW

$$M_u = \frac{q_u L^2 h}{8}$$

Menentukan nilai  $q_u$

$$\begin{aligned}
 q_u &= R_y f_y (t_{w1} \cos^2 \alpha_1 - t_{w2} \cos^2 \alpha_2) \\
 &= 1.5 \times 2500 (0.4 \times \cos^2 40,89 - 0.4 \times \cos^2 40,89) \\
 &= 0 \text{ kg/cm}
 \end{aligned}$$

Panjang beban terbagi merata  $q_u$

$$\begin{aligned}
 L_h &= L - 2 \left[ \frac{1}{2} x (d_c + d_b) \right] \\
 &= 500 - 2 \left[ \frac{1}{2} x (69,2 + 70) \right] \\
 &= 360,8 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Jadi momen pada balok akibat SPSW

$$M_u = \frac{0 \times 360,8}{8} = 0$$

Momen akibat SPSW perlu ditambah dengan momen akibat beban gravitasi

$$\begin{aligned}
 M_u &= 0 + 4833,86 \text{ Kgm} \\
 &= 4833,86 \text{ Kgm}
 \end{aligned}$$

b. Gaya aksial pada balok HBE

$$P_{HBE} = P_{HBE(VBE)} \pm \frac{1}{2} P_{HBE(WEB)}$$

$$P_{HBE(VBE)} = \sum \frac{1}{2} R_y f_y \sin^2 \alpha t_w h_c$$

$$\begin{aligned}
 P_{HBE(VBE)} &= \frac{1}{2} \times 1,5 \times 2500 \times (\sin^2(40,80) \times 0,4 \times 360,8 + \\
 &\quad \sin^2(40,80) \times 0,4 \times 360,8)
 \end{aligned}$$

$$P_{HBE(VBE)} = 205436,70 \text{ Kg}$$

$$P_{HBE(WEB)} = \frac{1}{2} R_y f_y [t_1 \sin(2\alpha_1) - t_{1+1} \sin(2\alpha_{1+1})] L_{cf}$$

$$P_{HBE(WEB)} = \frac{1}{2} \times 1,5 \times 2500 \times (0) \times (500 - 70)$$

Nilai  $[t_1 \sin(2\alpha_1) - t_{1+1} \sin(2\alpha_{1+1})] = 0$  dikarenakan dimensi SPSW tiap lantainya sama.

$$P_{HBE(WEB)} = 0 \text{ kg}$$

Nilai  $P_{HBE}$  pada balok akibat distribusi gaya dari SPSW adalah :

$$\begin{aligned}
 P_{HBE} &= 205436,70 + 0 \\
 &= 205436,70 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Nilai  $P_{HBE}$  pada balok perlu diperhitungkan dengan analisa orde kedua



$$B1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$C_m = 1$$

$$KL = 1 \times 500 = 500 \text{ cm}$$

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

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 \times 2000000 \times 17200}{(500)^2} = 13566809,6 \text{ kg}$$

$$B1 = \frac{1}{\left(1 - \frac{205436,70}{13566809,6}\right)} = 1,015$$

Karena nilai  $B_1 = 1,015$ , maka faktor pembesar momen digunakan dalam perhitungan berikut :

$$\begin{aligned} M_r &= B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \\ &= 1,015 \times 4833,86 \\ &= 4908,18 \text{ kgm} \end{aligned}$$

c. Gaya Geser pada Balok HBE akibat SPSW

Gaya geser akibat SPSW dihitung dengan rumus :

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{ug}$$

Momen lentur balok  $M_{pr}$  dihitung berdasarkan balok yang telah diperlemah (*strength reduced*). Perlemahan diasumsi 2/3 dari modulus penampang plastic balok

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,1 \times R_y \times f_y \times Z_{rbs} \\ &= 1,1 \times 1,5 \times 2500 \times (2/3 \times 4980) \\ &= 13695000 \text{ kgcm} = 136950 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Gaya aksial HBE pada sambungan mungkin digunakan untuk menghitung kekuatan lentur yang telah diperlemah pada sendi plastis.

$$\begin{aligned} P_y &= f_y A_g \\ &= 2500 \times 211,5 \end{aligned}$$

$$= 528750 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{P_y} = \frac{205436,70}{528750} = 0,388 > 0,2$$

$$M_{pr}^* = \frac{9}{8} (M_{pr}) \left[ 1 - \frac{P_{u(HBE)}}{P_y} \right]$$

$$M_{pr}^* = \frac{9}{8} (136950) \left[ 1 - \frac{205436,70}{528750} \right]$$

$$M_{pr}^* = 94207,99 \text{ kgm}$$

Nilai  $V_{ug}$  didapatkan dari besar gaya geser yang dihasilkan dari program ETABS 2016 akibat beban gravitasi.

$$V_{ug} = 10349,64 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{2(94207,99)}{3,608} + 10234,68$$

$$V_u = 62456,40 \text{ kg}$$

- d. Kontrol Penampang Profil Terhadap Gaya Lentur  
Kontrol terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b}{2.t_f} = \frac{300}{2.20} = 7,5$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7,5 < 10,74, \text{ OK..!}$$

Bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{596}{13} = 45,84$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 45,84 < 106,34, \text{ OK..!}$$

Penampang kompak !

- Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$   
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 4980 = 12450000 \text{ kg.cm}$   
 $= 124500 \text{ kg.m}$
- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned}\emptyset_b \cdot M_n &\geq M_u \\ \emptyset_b \cdot M_n &= 0,9 \times 124500 \\ &= 112050 \text{ kg.m} \geq 4908,18 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}\end{aligned}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Geser

Kontrol geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{596}{13} = 45,84 \quad ; \quad 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63,356$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \longrightarrow 45,84 < 63,356 \longrightarrow C_v = 1$$

$$\begin{aligned}\text{maka } V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 89,96 \times 1 = 134940 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\begin{aligned}\emptyset V_n &= 0,9 \times 134940 \text{ kg} \\ &= 121446 \text{ kg} \geq 62456,40 \text{ kg} \dots \text{OK !}\end{aligned}$$

- Kekuatan Tekan Balok (HBE)

$$L = 500 \text{ cm}$$

$$K_c = 1 \text{ (sendi - sendi)}$$

$$L_k = K_c \times L = 1 \times 500 = 500 \text{ cm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{3,14^2 \times 2 \times 10^6}{\left(\frac{1 \times 500}{6,3}\right)^2} = 3363,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{2500}{3363,37} = 0,74 \leq 2,25 \text{ maka } F_{cr} \text{ ditentukan}$$

dengan

$$F_{cr} = 0,658^{F_y/F_e} f_y = 1831,58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}P_n &= F_{cr} \times A_g \\ &= 1831,58 \times 211,5 \\ &= 387380,37 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,85 \times 387380,37 \\ &= 348642,337 \text{ kg} > 205436,70 \text{ kg (OK)}\end{aligned}$$

- Interaksi Aksial dan Lentur Balok (HBE)  
menggunakan rumus interaksi 2

$$\frac{Pu}{\phi Pn} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{\phi_b \cdot M_{cx}} \right) \leq 1$$

$$\frac{205436,70}{348642,337} + \frac{8}{9} \left( \frac{4908,18}{112050} \right) = 0,628 < 1 \quad (\text{OK})$$

- Kontrol Momen Inersia HBE terhadap SPSW

$$I_{\text{HBE}} \geq 0,0003 \frac{(\Delta t_w)L^4}{h}$$

$$172000 \geq 0 \quad (\text{OK})$$

- Kontrol Ketebalan Pelat Badan Balok (HBE)

$$t_{w \text{ HBE}} \geq \frac{t_w R_y f_y}{f_y \text{ HBE}}$$

$$1,3 \geq \frac{0,4 \times 1,5 \times 2500}{2500}$$

$$1,3 \geq 0,6 \quad (\text{OK})$$

Balok 700x300x13x20 bisa digunakan untuk balok HBE komponen SPSW

#### 4.4.5 Kontrol Desain Kolom VBE

Pada perencanaan ini ditunjukkan contoh perhitungan pada kolom VBE. Direncanakan sebagai kolom komposit CFT menggunakan profil HSS 700 x 700 x 25 x 25 dengan tinggi kolom VBE 350 cm. Berikut spesifikasi profil yang digunakan:

$$d = 700 \text{ mm} \quad I_x = 504700 \text{ cm}^4$$

$$bf = 700 \text{ mm} \quad I_y = 504700 \text{ cm}^4$$

$$t_w = 25 \text{ mm} \quad i_x = 27,48 \text{ cm}$$

$$t_f = 25 \text{ mm} \quad i_y = 27,48 \text{ cm}$$

$$A = 675 \text{ cm}^2 \quad Z_x = 14420 \text{ cm}^3$$

$$h = 350 \text{ cm} \quad Z_y = 14420 \text{ cm}^3$$

$$\text{Beton } f_c' 30 \quad \text{BJ 41, } f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c' 30 = 300 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

- a. Gaya aksial pada kolom (VBE)

$$\begin{aligned}
 P_u &= -453157,59 \text{ (ETABS)} \\
 E_m &= \sum \frac{1}{2} R_y f_y \sin 2\alpha t_w h_c + \sum V_u \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,5 \times 2500 \times \sin(2 \times 40,89) \times 0,4 \times 500 + \\
 &\quad 2 \times 62456,40 \\
 &= 867235,04 \text{ kg} \\
 P_u \text{ total} &= 867235,04 + 453157,59 \\
 &= 1320392,63 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Nilai  $P_{VBE}$  merupakan aksial tekan sehingga perlu dihitung kembali dengan analisis orde kedua pendekatan.

$$\begin{aligned}
 B1 &= \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1 \\
 C_m &= 1 \\
 KL &= 1 \times 350 = 350 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

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

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 \times 2000000 \times 504700}{(350)^2} = 81243104 \text{ kg}$$

$$B1 = \frac{1}{\left(1 - \frac{1320392,63}{81243104}\right)} = 1,016$$

Karena nilai  $B_1 = 1,01$ , maka faktor pembesar momen digunakan dalam perhitungan momen.

$$\begin{aligned}
 P_r &= P_u \\
 &= 1320392,63 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- b. Momen pada Kolom (VBE) akibat SPSW
- Momen lentur akibat tarikan dinding geser (SPSW) pada sambungan

$$\begin{aligned}
 M_{VBE(WEB)} &= R_y f_y \sin^2 \alpha t_w \frac{h_c^2}{12} \\
 &= 1,5 \times 2500 \times \sin^2(40,89) \times 0,4 \times \left(\frac{350^2}{12}\right)
 \end{aligned}$$

$$= 7468541,19 \text{ kgcm}$$

$$= 74685,41 \text{ kgm}$$

- Momen lentur pada saat VBE mengalami tekan

$$M_{VBE(HBE)} = \frac{1}{2} \sum Mpb$$

$$Mpb_1 = \frac{Mpr}{1,1 Ry} + V_{ush}$$

$$= \frac{13695000}{1,1 \times 1,5} + 62456,40 \times \left( \frac{69,2}{2} + \frac{70}{2} \right)$$

$$= 8734696,57 \text{ kgcm} = 87346,96 \text{ kgm}$$

$$P_u = \frac{1}{2} P_{HBE(WEB)}$$

$$= 0$$

$$\frac{P_u}{P_y} = \frac{0}{2500 \times 675} = 0$$

$$M^*_{pr} = (M_{pr}) \left[ 1 - \frac{1}{2} \left( \frac{P_u(HBE)}{P_y} \right) \right]$$

$$M^*_{pr} = (206951,3) \left[ 1 - \frac{1}{2} \left( \frac{205436,70}{222,4 \times 2500} \right) \right]$$

$$M^*_{pr} = 168717,99 \text{ kgm}$$

$$Mpb_2 = \frac{M^*_{pr}}{1,1 Ry} + V_{ush}$$

$$= \frac{168717,99}{1,1 \times 1,5} + 19530,47 \times \left( \frac{70}{2} \right)$$

$$= 109089 \text{ kgm}$$

$$M_{VBE(HBE)} = \frac{1}{2} \sum Mpb$$

$$= 0,5 \times (109089 + 87346,96)$$

$$= 98217,97 \text{ kgm}$$

$$M_u = M_{VBE(WEB)} + M_{VBE(HBE)}$$

$$= 74685,41 + 98217,97$$

$$= 172903,39 \text{ kgm}$$

- Nilai  $B_1 = 1,01$ , maka faktor pembesar momen digunakan dalam perhitungan berikut :

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$= 1,01 \times 172903,39$$

$$= 175759,90 \text{ kgm}$$

- c. Gaya Geser pada Kolom (VBE) akibat SPSW

$$\begin{aligned} V_{\text{VBE(WEB)}} &= \frac{1}{2} R_y f_y \sin^2 \alpha t_w h_c \\ &= \frac{1}{2} \times 1,5 \times 2500 \times \sin^2(40,89) \times 0,4 \times 350 \\ &= 128032,13 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{VBE(HBE)}} &= \frac{1}{2} \sum \left( \frac{M_{pc}}{h_c} \right) \\ &= \frac{0,5 \times (172903,39)}{350} \\ &= 24700,48 \text{ kg} \end{aligned}$$

Maka gaya geser total :

$$\begin{aligned} V_u &= 128032,13 + 24700,48 \\ &= 152732,61 \text{ kg} \end{aligned}$$

- d. Kontrol Kekuatan Tekan Kolom (VBE)

- e. Kuat nominal tekan kolom komposit

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{700}{2 \times 25} = 14$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,26 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 63,92$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 12,5 \leq 63,92 \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = f_y A_s + C_2 f'_c (A_c + A_s r \frac{E_s}{E_c})$$

$$P_p = 2500 \cdot 675 + 0,85 \times 300 \times (4225 + 0)$$

$$= 2764875 \text{ kg} > P_u = 1320393 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

- e. Kontrol Penampang Profil Terhadap Geser

Kontrol geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{650}{25} = 26 \quad ; \quad 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63,356$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 36 < 63,356 \rightarrow C_v = 1$$

maka  $V_n = 0,6 f_y A_w C_v$   
 $= 0,6 \times 2500 \times 2 \times (70 \times 2,5) = 525000 \text{ kg}$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\emptyset V_n = 0,9 \times 525000 \text{ kg}$$

$$= 472500 \text{ kg} \geq 152732,61 \text{ kg...} \quad (\text{OK})$$

f. Interaksi aksial dan lentur kolom VBE

$$\frac{Pu}{\emptyset P_n} = \frac{1320393}{2764875} = 0,477 \geq 0,2$$

$$\frac{Pu}{\emptyset P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{\emptyset_b \cdot M_{cx}} \right) \leq 1$$

$$0,464 + \frac{8}{9} \left( \frac{175759,90}{360500} \right) \leq 1$$

$$0,91 < 1 \quad (\text{OK})$$

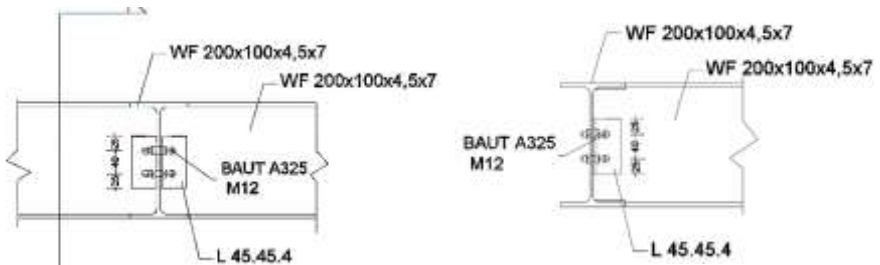
## 4.5 Perencanaan Sambungan

### 4.5.1 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

Sambungan balok utama tangga dengan balok penumpu tangga merupakan sambungan *simple connection* yang didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok utama tangga. Dari



perhitungan sebelumnya didapatkan besar gaya geser pada balok utama tangga adalah  $V_u = 1561,18$  kg, dan direncanakan menggunakan profil siku 45 x 45 x 4.



Gambar 4. 33 Sambungan balok utama dan balok penumpu tangga

- Sambungan pada badan balok utama tangga menggunakan baut A325 M12:

$$\varnothing_{\text{baut}} = 12\text{mm} \quad (A_b = 1,13 \text{ cm}^2)$$

$$f_{nv} = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u = 1561,18 \text{ kg}$$

$$m = 2$$

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \varnothing \cdot R_n &= \varnothing \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 4570 \cdot 1,13 \cdot 2 \\ &= 7748,89 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 2,5 - 0,5 (1,2 + 0,15) = 1,825 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 1,825 \cdot 0,45 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,45 \cdot 4100 \\ &= 4040,55 \text{ kg} \leq 5313,6 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

$$\varnothing \cdot R_n = 0,75 \cdot 4040,55 = 3030,41 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = \frac{V_u}{\varnothing \cdot V_n} = \frac{1561,18}{3030,41} = 0,51 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Sambungan pada badan penumpu tangga menggunakan baut A325 M12:

$$\text{Øbaut} = 12\text{mm} \quad (\text{Ab} = 1,13 \text{ cm}^2)$$

$$f_{nv} = 4750 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u = 1561,18 \text{ kg}$$

$$m = 1$$

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \text{Ø.Rn} &= \text{Ø} \cdot F_{nv} \cdot \text{Ab} \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 4750 \cdot 1,13 \cdot 1 \\ &= 3874,44 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 2,5 - 0,5 (1,2 + 0,15) = 1,825 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Rn} &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 1,825 \cdot 0,4 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,4 \cdot 4100 \\ &= 3591,6 \text{ kg} \qquad \leq 4723,2 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

$$\text{Ø.Rn} = 0,75 \cdot 3591,6 = 2693,7 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = \frac{V_u}{\text{Ø} \cdot V_n} = \frac{1561,18}{2693,7} = 0,57 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S1)} &= 1,5db \text{ s/d } (4tp+100) \text{ atau } 200 \\ &= 18 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S2)} &= \text{Tabel J3.4 s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 22 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S2} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d } 15tp \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai S} = 40 \text{ mm}$$

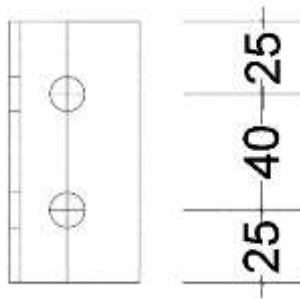
- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 45x45x4

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

Ø lubang = 12 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)

$$= 13,5 \text{ mm} = 1,35 \text{ cm}$$



Gambar 4. 34 Pelat penyambung siku

Luas bidang geser

$$A_g = 9 \times t_{siku} = 9 \times 0,4 = 3,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (9 - 2 \times 1,35) \times 0,4 = 2,52 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,9 \cdot 3,6 \cdot 2500 = 8100 \text{ kg}$$

Kuat putus

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,75 \cdot 2,52 \cdot 4100 = 7749 \text{ kg (Menentukan)}$$

Terdapat 2 siku sehingga

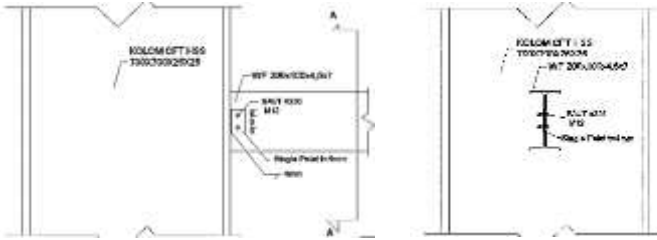
$$2\phi P_u = 2 \cdot 7749 = 15498 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2 \phi P_u \rightarrow 1597,59 \text{ kg} < 15498 \text{ kg (OK)}$$

#### 4.5.2 Sambungan Balok Penumpu tangga dengan Kolom

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok penumpu tangga sebesar 1966,92 kg, dengan dimensi balok penumpu tangga WF 200x100x4,5x7 dan dimensi kolom CFT 700x700x25x25.



Gambar 4. 35 Sambungan balok penumpu dan kolom

- Sambungan balok penumpu tangga dengan pelat:

$$\text{Ø baut} = 12\text{mm} \quad (A_b = 1,13 \text{ cm}^2)$$

$$f_{nv} = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u = 1966,92 \text{ kg}$$

$$m = 1$$

$$\text{profil tebal pelat} = 4\text{mm}$$

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \text{Ø.Rn} &= \text{Ø} \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 4570 \cdot 1,13 \cdot 1 \\ &= 3874,44 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 2 - 0,5 (1,2 + 0,15) = 1,325 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 1,325 \cdot 0,4 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,4 \cdot 4100 \\ &= 2607,6 \text{ kg} \qquad \leq 4723,2 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

$$\text{Ø.Rn} = 0,75 \cdot 2607,6 = 1955,7 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = \frac{V_u}{\text{Ø} \cdot V_n} = \frac{1966,92}{1955,7} = 1 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S1)} &= 1,5d_b \text{ s/d } (4t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 12 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S2)} &= \text{Tabel J3.4 s/d } 12t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 22 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S2} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3d_b \text{ s/d } 15t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

Pakai S = 40 mm

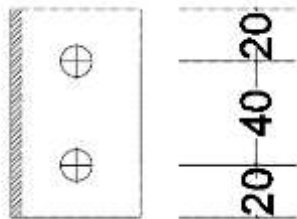
- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai pelat sambungan tebal = 4mm

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

$\emptyset$  lubang = 12 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)

= 13,5 mm = 1,35 cm



Gambar 4. 36 Pelat penyambung

Luas bidang geser

$$A_g = 8 \times t_{siku} = 8 \times 0,4 = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (8 - 2 \times 1,35) \times 0,4 = 2,12 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\emptyset P_u = \emptyset A_g f_y = 0,9 \cdot 3,2 \cdot 2500 = 7200 \text{ kg}$$

Kuat putus

$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,75 \cdot 2,12 \cdot 4100 = 6519 \text{ kg (Menentukan)}$$

sehingga

$$\emptyset P_u = 6519 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq \emptyset P_u \rightarrow 1966,92 \text{ kg} < 6519 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan Las antara pelat pengambung dengan kolom

Direncanakan las dengan  $t_e = 1 \text{ cm}$

Panjang pelat ( $d$  pelat) = 7 cm

Mutu las yang digunakan  $F_{E70xx}$

$$A_{we} = t_e \cdot d_{pelat}$$

$$= 1 \times 8$$

$$= 8 \text{ cm}^2$$

$$S = \left(\frac{8^2}{6}\right) = 10,66 \text{ cm}^3$$

$$P_u = 1955,7 \text{ kg}$$

$$M_u = S_2 \times P_u = 1966,92 \times 2,5 = 4917,3 \text{ kgcm}$$

Akibat  $P_u$

$$f_v = \frac{P_u}{A} = \frac{1966,92}{8} = 245,86 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban momen lentur

$$f_h = \frac{M_u}{S} = \frac{4917,3}{10,66} = 460,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{245,86^2 + 460,99^2} \\ = 522,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Phi F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

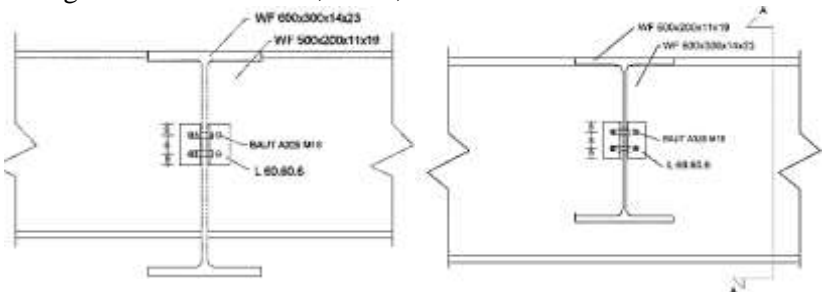
$$t_e = \frac{f_{\text{total}}}{F_{nw}} = \frac{522,46}{2214,45} = 0,23 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,23}{0,707} = 0,33 \text{ cm} < (a \text{ min} = 3 \text{ mm})$$

Dipakai las sudut dengan ketebalan 0,4 mm

#### 4.5.3 Sambungan balok anak dan balok induk lantai apartemen.

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 14081,1 kg, dengan dimensi balok anak WF 500x200x11x19 dan balok induk WF 600x300x14x23. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan baut ukuran M16;  $A_s=2,01 \text{ cm}^2$ .



Gambar 4. 37 Sambungan Balok anak dan Balok induk lantai apartemen

- Sambungan pada badan balok anak

$$\begin{aligned}\emptyset \text{ baut} &= 16\text{mm} \text{ (} A_b = 2,01\text{cm}^2\text{); A325 (} F_{nv} = 4750\text{kg/cm}^2\text{)} \\ f_{nv} &= 4570 \text{ kg/cm}^2 \\ V_u &= 14081,1 \text{ kg} \\ m &= 2 \\ \text{Kuat geser baut:} \\ \emptyset \cdot R_n &= \emptyset \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 4570 \cdot 2,01 \cdot 2 \\ &= 13775,80 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\ell_c &= 3 - 0,5 (1,6 + 0,15) = 2,125 \text{ cm} \\ R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 2,125 \cdot 1,1 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,6 \cdot 1,1 \cdot 4100 \\ &= 11500,5 \text{ kg} \leq 17318,4 \text{ kg (OK)} \\ \emptyset \cdot R_n &= 0,75 \cdot 11500,5 = 8625,37 \text{ kg (Menentukan)} \\ n &= \frac{V_u}{\emptyset \cdot V_n} = \frac{14081,1}{8625,37} = 1,63 \approx 2 \text{ buah}\end{aligned}$$

Dipasang 2 buah baut M16.
- Sambungan di badan balok induk

$$\begin{aligned}\emptyset \text{ baut} &= 16\text{mm} \text{ (} A_b = 2,01\text{cm}^2\text{); A325 (} F_{nv} = 4750\text{kg/cm}^2\text{)} \\ f_{nv} &= 4570 \text{ kg/cm}^2 \\ V_u &= 14081,1 \text{ kg} \\ m &= 2 \\ \text{Kuat geser baut:} \\ \emptyset \cdot R_n &= \emptyset \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 4570 \cdot 2,01 \cdot 2 \\ &= 13775,80 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\ell_c &= 3 - 0,5 (1,6 + 0,15) = 2,125 \text{ cm} \\ R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 2,125 \cdot 1,2 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,6 \cdot 1,2 \cdot 4100 \\ &= 12546 \text{ kg} \leq 18892,8 \text{ kg (OK)} \\ \emptyset \cdot R_n &= 0,75 \cdot 12546 = 9409,5 \text{ kg (Menentukan)} \\ n &= \frac{V_u}{\emptyset \cdot V_n} = \frac{14081,1}{9409,5} = 1,49 \approx 2 \text{ buah}\end{aligned}$$

Dipasang 2 buah baut M16.

- Kontrol Baut

Jarak tepi : (S1) = 1,5db s/d (4tp+100) atau 200 mm  
= 24 mm s/d 124 mm

Pakai S1 = 30 mm

Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm  
= 22 mm s/d 72 mm

Pakai S2 = 30 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm

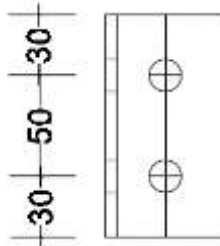
Pakai S = 50 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai pelat siku penyambung 60x60x6

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

$\emptyset$  lubang = 16 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)  
= 17,5 mm = 1,75 cm



Gambar 4. 38 Detail Pelat Penyambung

Luas bidang geser

$$A_g = 11 \times t_{siku} = 11 \times 0,6 = 6,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (11 - 2 \times 1,75) \times 0,6 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\emptyset \text{ Pu} = \emptyset A_g f_y = 0,9 \cdot 6,6 \cdot 2500 = 14850 \text{ kg}$$

Kuat putus

$$\emptyset \text{ Pu} = \emptyset A_n f_u = 0,75 \cdot 4,5 \cdot 4100 = 13837,5 \text{ kg (Menentukan)}$$

Dipasang 2 plat siku sehingga

$$2\emptyset \text{ Pu} = 27675 \text{ kg}$$

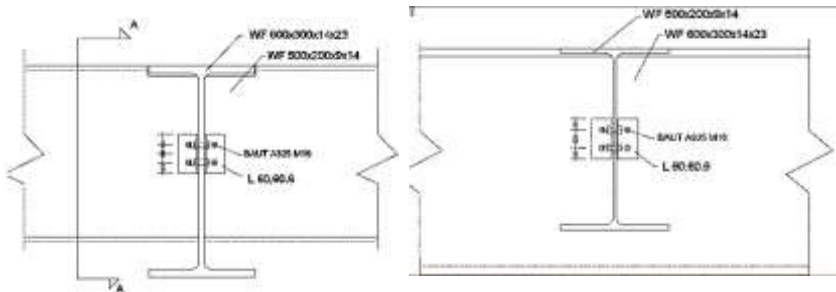
Syarat:

$$V_u \leq 2 \emptyset \text{ Pu} \rightarrow 14081,1 \text{ kg} < 27675 \text{ kg (OK)}$$



#### 4.5.4 Sambungan balok anak dan balok induk atap apartemen

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 10524,1 kg, dengan dimensi balok anak WF 500x200x9x14 dan balok induk WF 600x300x14x23. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan baut ukuran M16;  $A_s=2,01 \text{ cm}^2$ .



Gambar 4. 39 Sambungan Balok Anak dan Induk pada atap apartemen

- Sambungan pada badan balok anak
  - $\varnothing$  baut = 16mm ( $A_b=2,01\text{cm}^2$ ); A325 ( $F_{nv} = 4750\text{kg/cm}^2$ )
  - $f_{nv} = 4570 \text{ kg/cm}^2$
  - $V_u = 10524,1 \text{ kg}$
  - $m = 2$
  - Kuat geser baut:
    - $\varnothing \cdot R_n = \varnothing \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m$
    - $= 0,75 \cdot 4570 \cdot 2,01 \cdot 2$
    - $= 13775,80 \text{ kg}$
  - Kuat tumpu baut
    - $\ell_c = 3 - 0,5 (1,6 + 0,15) = 2,125 \text{ cm}$
    - $R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$
    - $= 1,2 \cdot 2,125 \cdot 0,9 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,6 \cdot 0,9 \cdot 4100$
    - $= 9409,5 \text{ kg} \leq 14169,6 \text{ kg (OK)}$
    - $\varnothing \cdot R_n = 0,75 \cdot 9409,5 = 7057,12 \text{ kg (Menentukan)}$
    - $n = \frac{V_u}{\varnothing \cdot V_n} = \frac{10524,1}{7057,12} = 1,49 \approx 2 \text{ buah}$
    - Dipasang 2 buah baut M12.

- Sambungan di badan balok induk

$$\begin{aligned} \emptyset \text{ baut} &= 16 \text{ mm (} A_b = 2,01 \text{ cm}^2 \text{); A325 (} F_{nv} = 4750 \text{ kg/cm}^2 \text{)} \\ f_{nv} &= 4570 \text{ kg/cm}^2 \\ V_u &= 10524,1 \text{ kg} \\ m &= 2 \\ \text{Kuat geser baut:} \\ \emptyset \cdot R_n &= \emptyset \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 4570 \cdot 2,01 \cdot 2 \\ &= 13775,80 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \ell_c &= 3 - 0,5 (1,6 + 0,15) = 2,125 \text{ cm} \\ R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 2,125 \cdot 1,2 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,6 \cdot 1,2 \cdot 4100 \\ &= 12546 \text{ kg} \leq 18892,8 \text{ kg (OK)} \\ \emptyset \cdot R_n &= 0,75 \cdot 12546 = 9409,5 \text{ kg (Menentukan)} \\ n &= \frac{V_u}{\emptyset \cdot V_n} = \frac{10524,1}{9409,5} = 1,11 \approx 2 \text{ buah} \\ \text{Dipasang 2 buah baut M16.} \end{aligned}$$
- Kontrol Baut

Jarak tepi : (S1) = 1,5db s/d (4tp+100) atau 200 mm  
= 18 mm s/d 124 mm

Pakai S1 = 30 mm

Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm  
= 22 mm s/d 72 mm

Pakai S2 = 30 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm

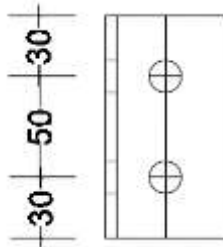
Pakai S = 50 mm
- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai pelat siku penyambung 60x60x6

BJ41 (fu = 4100 kg/cm<sup>2</sup>)

$\emptyset$  lubang = 16 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)

$$= 17,5 \text{ mm} = 1,75 \text{ cm}$$



Gambar 4. 40 Detail Pelat Penyambung

Luas bidang geser

$$A_g = 11 \times t_{\text{siku}} = 11 \times 0,6 = 6,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = (11 - 2 \times 1,75) \times 0,6 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\emptyset \text{ Pu} = \emptyset A_g f_y = 0,9 \cdot 6,6 \cdot 2500 = 13837,5 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat putus

$$\emptyset \text{ Pu} = \emptyset A_n f_u = 0,75 \cdot 4,5 \cdot 4100 = 14850 \text{ kg}$$

Dipasang 2 plat siku sehingga

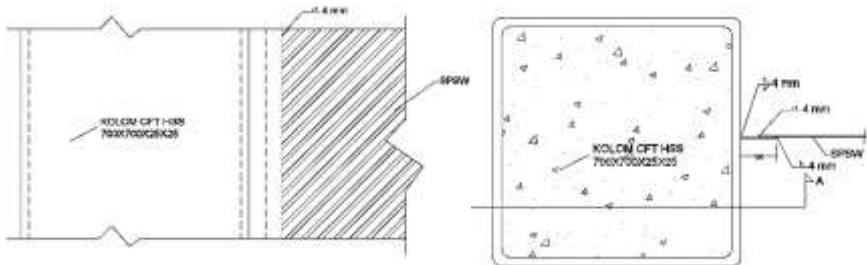
$$2\emptyset \text{ Pu} = 27675 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2 \emptyset \text{ Pu} \rightarrow 10524,1 \text{ kg} < 27675 \text{ kg (OK)}$$

#### 4.5.5 Sambungan Dinding Geser (SPSW)

Sambungan dinding geser direncanakan dengan menggunakan las FE100XX. Pengelasan dilakukan pada elemen balok (HBE) dan kolom (VBE). Tipe las yang digunakan yaitu las sudut.



Gambar 4. 41 Sambungan Dinding Geser

- Sambungan las sudut pada balok HBE

Digunakan las dengan mutu  $F_{E100XX}$

$$\begin{aligned}
 W_{HBE} &= \frac{R_y f_y \cos(\alpha) t_w \sqrt{2}}{\theta 0,6 F_{E100xx} (1+0,5 \cos^{1,5} \alpha)} \\
 &= \frac{1,5 \times 2500 \times \cos(40,89) \times 0,4 \times \sqrt{2}}{0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,33 (1+0,5 \cos^{1,5} 40,89)} \\
 &= 0,358 \text{ cm} \\
 &= 4 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Ketebalan las minimum untuk kondisi di plat tertipis  $t = 4$  mm yaitu 3 mm. jadi digunakan las dengan tebal 4 mm

- Sambungan Las sudut pada kolom VBE

Digunakan las dengan mutu  $F_{E100XX}$

$$\begin{aligned}
 W_{HBE} &= \frac{R_y f_y \sin(\alpha) t_w \sqrt{2}}{\theta 0,6 F_{E100xx} (1+0,5 \sin^{1,5} \alpha)} \\
 &= \frac{1,5 \times 2500 \times \sin(40,89) \times 0,4 \times \sqrt{2}}{0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,33 (1+0,5 \sin^{1,5} 40,89)} \\
 &= 0,341 \text{ cm} \\
 &= 4 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Ketebalan las minimum untuk kondisi di plat tertipis  $t = 4$  mm yaitu 3 mm. jadi digunakan las dengan tebal 4 mm

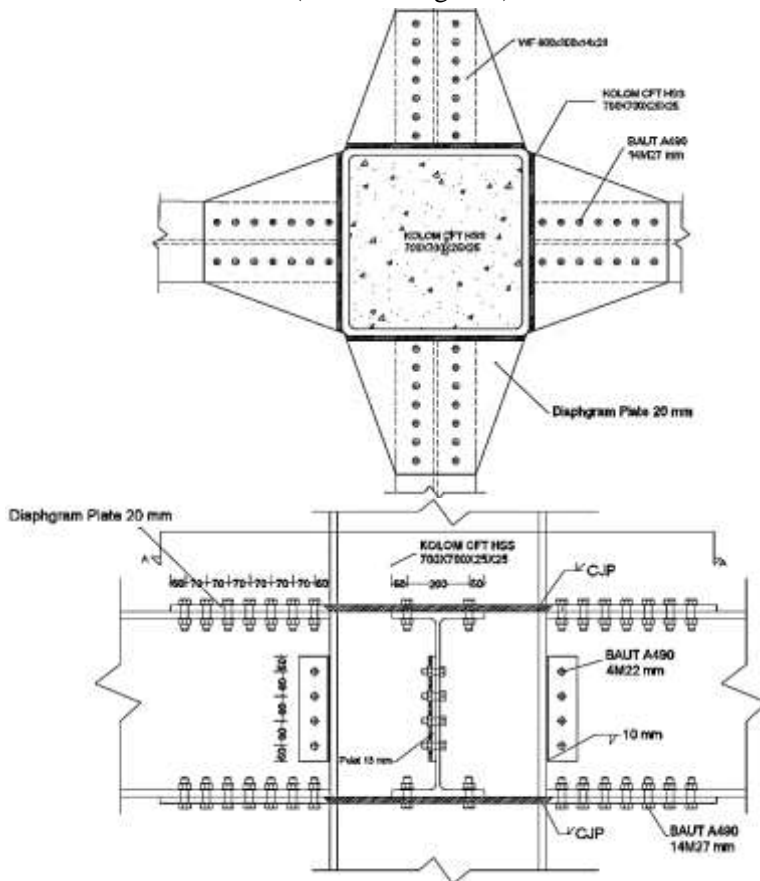
#### 4.5.6 Sambungan Balok Induk dan Kolom

Sambungan antar balok induk – kolom direncanakan sebagai *rigid connection*, yang mana tumpuan pada balok induk terletak sebagai tumpuan yang diberi pelat pengaku.

Balok Induk = WF 600 x 300 x 14 x 23

Kolom = CFT 700 x 700 x 25x 25

Mutu Las =  $FE_{90xx}$   
 Mutu baut A490 ( $F_{nv}=5790 \text{ kg/cm}^2$ )



Gambar 4. 42 Sambungan Balok Induk dan Kolom

- Perhitungan gaya geser pada sambungan  
 Akibat kapasitas balok induk

$$\begin{aligned} M_U &= 1,1 \times R_y \times Z_x \times F_y \\ &= 1,1 \times 1,5 \times 5017 \times 2500 \\ &= 20695125 \text{ kgcm} = 206951,25 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$V_{u1} = 2 \times M_u/L$$

$$= 2 \times 206951,25/10$$

$$= 41390,25 \text{ kg}$$

- Akibat beban kombinasi  
Dari program ETABS, diperoleh  $V_u$  akibat beban kombinasi adalah sebesar :

$$V_{u2} = 22546,17 \text{ kg}$$

$$V_u \text{ total} = 41390,25 + 22546,17$$

$$= 63936,42 \text{ kg}$$

- Sambungan geser pada badan balok  
 $\varnothing$ baut = 22mm ( $A_b = 3,79 \text{ cm}^2$ ); A325 ( $F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ )  
 $f_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$   
 $V_u = 63936,42 \text{ kg}$   
 $m = 1$

tebal pelat = 13 mm

Kuat geser baut:

$$\varnothing \cdot R_n = \varnothing \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m$$

$$= 0,75 \cdot 5790 \cdot 3,79 \cdot 1$$

$$= 16498,89 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 5 - 0,5 (2,2 + 0,15) = 3,825 \text{ cm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 4,825 \cdot 1,3 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2,2 \cdot 1,3 \cdot 4100$$

$$= 24464,7 \text{ kg} \leq 28142,2 \text{ kg (OK)}$$

$$\varnothing \cdot R_n = 0,75 \cdot 24464,7 = 18348,52 \text{ kg}$$

$$n = \frac{V_u}{\varnothing \cdot V_n} = \frac{63936,42}{16498,89} = 3,87 \approx 4 \text{ buah}$$

Dipasang 4 buah baut M22.

Kontrol jarak baut

$$\text{Jarak tepi : (S1)} = 1,5 d_b \text{ s/d } (4 t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$= 32 \text{ mm s/d } 152 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai S1} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tepi : (S2)} = \text{Tabel J3.4 s/d } 12 t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$= 28 \text{ mm s/d } 156 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai S2} = 50 \text{ mm}$$

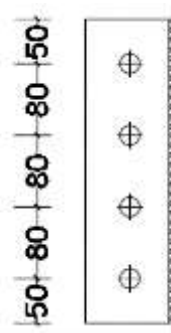
$$\text{Jarak baut : (S)} = 3 d_b \text{ s/d } 15 t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

Pakai S = 80 mm

Kontrol Kekuatan pelat

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

$\emptyset$  lubang = 22 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)  
= 23,5mm = 2,35 cm



Gambar 4. 43 Detai Pelat Penyambung

Luas bidang geser

$$A_g = 34 \times t_{\text{Pelat}} = 34 \times 1,3 = 44,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (34 - 4 \times 2,35) \times 1,3 = 31,98 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\emptyset \text{ Pu} = \emptyset \text{ Ag } f_y = 0,9 \cdot 44,2 \cdot 2500 = 99450 \text{ kg}$$

Kuat putus

$$\emptyset \text{ Pu} = \emptyset \text{ An } f_u = 0,75 \cdot 31,98 \cdot 4100 = 98338,5 \text{ kg (Menentukan)}$$

sehingga

$$\emptyset \text{ Pu} = 98338,5 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq \emptyset \text{ Pu} \rightarrow 63936,42 \text{ kg} < 98338,5 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan Geser pada kolom  
Direncanakan dengan single plate dengan las sudut dengan tebal plat 13 mm dengan panjang 340 mm. Pengelasan dilakukan pada 1 sisi *single plate* dengan kekuatan E90xx. Dengan  $t_e = 1 \text{ cm}$
- Perencanaan tebal las sudut  
 $A_{we} = t_e \cdot d_{\text{pelat}}$

$$\begin{aligned}
 &= 1 \times 34 \\
 &= 34 \text{ cm}^2 \\
 S &= \left(\frac{d^2}{3}\right) = \left(\frac{34^2}{3}\right) = 385,33 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

$$Pu = 63936,42 \text{ kg}$$

$$Mu = S_2 \times Pu = 63936,42 \times 5 = 319682,1 \text{ kgcm}$$

$$\varnothing F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 = 2847,15 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat Pu

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{63936,42}{34} = 1880,48 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban momen lentur

$$f_h = \frac{Mu}{S} = \frac{319682,1}{385,33} = 829,62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 f_{total} &= \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{1880,48^2 + 829,62^2} \\
 &= 2055,35 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{2055,35}{2847,15} = 0,72 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,72}{0,707} = 0,98 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga  $a_{min} = 5 \text{ mm}$  dan menurut pasal J2.2b.b ukuran maksimum las sudut didapatkan  $a_{max} = 13 - 2 = 11 \text{ mm}$ . Maka dipakai las sudut dengan tebal 10 mm.

- Sambungan pada diaphragm plat dengan kolom

Las tumpul penetrasi penuh tebal = 2 cm

Mutu Pelat diaphragm plate BJ41 ( $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$ )

$$T = \frac{Mu}{d \text{ balok}} = \frac{20695125}{59,4} = 348402,77 \text{ kg}$$

Kekuatan rencana las tumpul penetrasi penuh

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 \times 2 = 5694,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nBM} = 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 2 = 3690 \text{ kg/cm}^2 \text{ (menentukan)}$$

Luas las tumpul



Luas las tumpul

$$A_1 = te \cdot d_{plat} \\ = 2 \times 70 = 140 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{T_u}{A} = \frac{348402,77}{140} = 2488,59 \text{ kg/cm}^2 \leq F_{nBM} \text{ (OK)}$$

- Sambungan pada diaphragm plat dengan sayap balok

Øbaut = 27mm ( $A_b = 5,72 \text{ cm}^2$ ); A490 ( $F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ )

$f_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$

$V_u = 348402,77 \text{ kg}$

$m = 1$

tebal pelat = 20 mm

Kuat geser baut:

Ø.Rn = Ø ·  $F_{nv}$  ·  $A_b$  · m  
 =  $0,75 \cdot 5790 \cdot 5,72 \cdot 1$   
 = 25181,94 kg (Menentukan)

Kuat tumpu baut

$\ell_c = 5 - 0,5 (2,7 + 0,15) = 3,575 \text{ cm}$

Rn =  $1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$   
 =  $1,2 \cdot 3,575 \cdot 2 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2,7 \cdot 2 \cdot 4100$   
 = 35178 kg ≤ 53156 kg (OK)

Ø.Rn =  $0,75 \cdot 35178 = 26383,5 \text{ kg}$

$n = \frac{V_u}{\text{Ø} \cdot V_n} = \frac{348402,77}{25181,94} = 13,92 \approx 14 \text{ buah}$

Dipasang 14 buah baut M24.

Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = 1,5db s/d (4tp+100) atau 200 mm  
 = 40,5 mm s/d 152 mm

Pakai S1 = 50 mm

Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm  
 = 34 mm s/d 156 mm

Pakai S2 = 50 mm

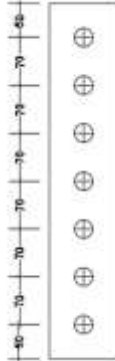
Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm

Pakai S = 70 mm

Kontrol Kekuatan pelat sambungan

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

$\emptyset$  lubang =  $27 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm}$  (lubang dibuat dengan bor)  
 $= 28,5 \text{ mm} = 2,85 \text{ cm}$



Gambar 4. 44 Detai Pelat Diaphragm Plat

Luas bidang geser

$$A_g = 52 \times t_{\text{pelat}} = 52 \times 2 = 104 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (52 - 7 \times 2,85) \times 2 = 71,1 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\emptyset P_u = \emptyset A_g f_y = 0,9 \cdot 104 \cdot 2500 = 234000 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat putus

$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,75 \cdot 71,1 \cdot 4100 = 262359 \text{ kg}$$

Terdapat 2 pelat sehingga

$$2\emptyset P_u = 468000 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\emptyset P_u \rightarrow 348403 \text{ kg} < 468000 \text{ kg (OK)}$$

#### 4.5.7 Sambungan HBE dan VBE

Sambungan ini menghubungkan balok HBE profil 700x300x13x20 dengan kolom VBE komposit CFT profil HSS 700x700x25x25 dengan mutu inti beton  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$  pada dinding geser pelat baja.

- Gaya geser yang bekerja pada sambungan

$$V_u = 10234,68 \text{ (Hasil ETABS 2016)}$$

Gaya geser kapasitas penampang

$$V_u = \frac{2(1,1R_y f_y Z_x)}{L}$$

$$= \frac{2(1,1 \times 1,5 \times 2500 \times 4980)}{500}$$

$$= 82170 \text{ kg}$$

$$V_u \text{ total} = 10234,68 + 82170$$

$$= 92404,68 \text{ kg}$$

- Gaya aksial yang bekerja pada sambungan

$$P_{HBE(VBE)} = 205436,70 \text{ Kg}$$

$$N_{coll} = 106091,11 \text{ Kg (gaya geser SPSW)}$$

Gaya aksial yang diterima sambungan :

$$N_u = P_{HBE(VBE)} + N_{coll}$$

$$= 205436,70 + 106091,11$$

$$= 311527,81 \text{ kg}$$

$$N_u = N_{coll} - P_{HBE(VBE)}$$

$$= 106091,11 - 205436,70$$

$$= -99345,59 \text{ Kg}$$

Karena gaya aksial bersifat Tarik dan tekan maka diambil nilai maksimal

- kontrol leleh pada pelat sambungan

$$\text{Mutu baja pelat sambungan} = \text{BJ 41}$$

$$\text{Diameter baut} = 30 \text{ mm}; A_s = 7,065 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ketebalan pelat sambungan} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang pelat sambung} = 550 \text{ cm}$$

$$\text{Kontrol panjang tekuk } Kl/r < 20 ; f_{cr} = f_y$$

Dipasang 2 plat

$$\phi_y V_n = 0,6 \times F_y \times t \times L$$

$$= 0,6 \times 2500 \times 3 \times 55$$

$$= 247500 \text{ kg}$$

$$\phi_c N_n = 0,9 \times F_y \times t \times L$$

$$= 0,9 \times 2500 \times 3 \times 55$$

$$= 371250 \text{ kg}$$

$$\left( \frac{V_u}{\phi_y V_n} \right)^2 + \left( \frac{N_u}{\phi_c N_n} \right)^2 \leq 1$$

$$\left(\frac{92404,68}{247500}\right)^2 + \left(\frac{311527,81}{371250}\right)^2 \leq 1$$

$$0,843 \leq 1 \quad \text{(OK)}$$

- Kontrol Patah pada pelat sambung

$$\begin{aligned} A_{nv} &= A_g - n(d_b + 1,5 \text{ mm}) t \\ &= (3 \times 55) - 6(3+0,15) 9 \\ &= 98,85 \text{ cm}^2 \\ \emptyset_y V_n &= 0,75 \times 0,6 \times F_u \times A_{nv} \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 98,85 \\ &= 182378,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\left(\frac{Vu}{\emptyset_y V_n}\right)^2 + \left(\frac{Nu}{\emptyset_c N_n}\right)^2 \leq 1$$

$$\left(\frac{92404,68}{182378,25}\right)^2 + \left(\frac{311527,81}{371250}\right)^2 \leq 1$$

$$0,96 \leq 1 \quad \text{(OK)}$$

- Kontrol Geser Baut

$$\begin{aligned} \sqrt{Vu^2 + Nu^2} &= \sqrt{92404,68^2 + 311527,81^2} \\ &= 324943,38 \text{ kg} \\ \emptyset R_n &= \emptyset n F_{nv} A_b \\ &= 0,75 \times 6 \times 5790 \times 7,065 \times 2 \\ &= 368157,15 \text{ kg} > 324943,38 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol Kuat tumpu baut

Untuk komponen vertikal, baut bagian bawah

$$\begin{aligned} 1,2 L_c &= 1,2 \times (7,5-1,65) \\ &= 7,02 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2,4 D_b &= 2,4 \times 3 \\ &= 7,2 \text{ cm} > 7,02 \text{ cm} \end{aligned}$$

Kontrol Kuat Tumpu

$$\begin{aligned} \emptyset R_n &= \emptyset 1,2 L_c t F_u \\ &= 0,75 \times 7,02 \times 1,5 \times 4100 \\ &= 32379,75 \text{ kg} \end{aligned}$$

Untuk komponen vertikal baut sisanya

$$1,2 L_c = 1,2 \times (8-3)$$

$$\begin{aligned}
 &= 6 \text{ cm} \\
 2,4 \text{ Db} &= 2,4 \times 3 \\
 &= 7,2 \text{ cm} > 6 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Kontrol Kuat Tumpu

$$\begin{aligned}
 \emptyset R_n &= \emptyset 1,2 L_c t F_u \\
 &= 0,75 \times 6 \times 1,5 \times 4100 \\
 &= 27675 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Untuk kelompok baut vertikal

$$\begin{aligned}
 \emptyset R_{nv} &= (32379,75 + (27675 \times 5)) \times 2 \\
 &= 341509,5 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \emptyset R_{nh} &= 6 \times 32379,75 \times 2 \\
 &= 388557 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\left( \frac{Vu}{\emptyset R_{nv}} \right)^2 + \left( \frac{Nu}{\emptyset R_{nh}} \right)^2 \leq 1$$

$$\begin{aligned}
 \left( \frac{92404,68}{341509,5} \right)^2 + \left( \frac{311527,81}{388557} \right)^2 &\leq 1 \\
 0,716 &\leq 1 \quad \quad \quad \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Ukuran Las

Pengelasan dilakukan sepanjang kedua sisi pelat sambung dengan ketebalan las  $w = 1,5 \text{ cm}$  dan mutu las  $FE_{90xx}$

$$\begin{aligned}
 A_{we} &= w \times l_{we} \\
 &= 55 \times 1,5 \\
 &= 82,5 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Untuk komponen vertikal

$$\begin{aligned}
 F_{nv} &= 0,6 \times FE_{90xx} (1 + 0,5 \sin^{1,5} \theta) \\
 &= 0,6 \times 90 \times 70,33 \times (1 + 0,5 \sin^{1,5} 0) \\
 &= 3797,82 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \emptyset R_{nv} &= 0,75 \times F_{nv} \times A_{we} \\
 &= 0,75 \times 3797,82 \times 82,5 \\
 &= 234990,11 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Untuk komponen horizontal

$$\begin{aligned}
 F_{nv} &= 0,6 \times FE_{90xx} (1 + 0,5 \sin^{1,5} \theta) \\
 &= 0,6 \times 90 \times 70,33 \times (1 + 0,5 \sin^{1,5} 90)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \emptyset R_{nh} &= 5696,73 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 0,75 \times F_{nv} \times A_{we} \\
 &= 0,75 \times 5696,73 \times 82,5 \\
 &= 352485,16 \text{ kg} \\
 \left( \frac{Vu}{\emptyset R_{nv}} \right)^2 + \left( \frac{Nu}{\emptyset R_{nh}} \right)^2 &\leq 1
 \end{aligned}$$

$$\left( \frac{92404,68}{234990,11} \right)^2 + \left( \frac{311527,81}{352485,16} \right)^2 \leq 1$$

$$0,935 \leq 1$$

Kontrol sambungan HBE dan VBE terhadap momen

- Momen yang bekerja pada sambungan
 
$$\begin{aligned}
 M_u &= 1,1 R_y Z_b F_y \\
 &= 1,1 \times 1,5 \times 4980 \times 2500 \times 2/3 \\
 &= 13695000 \text{ kgcm} \\
 &= 136950 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

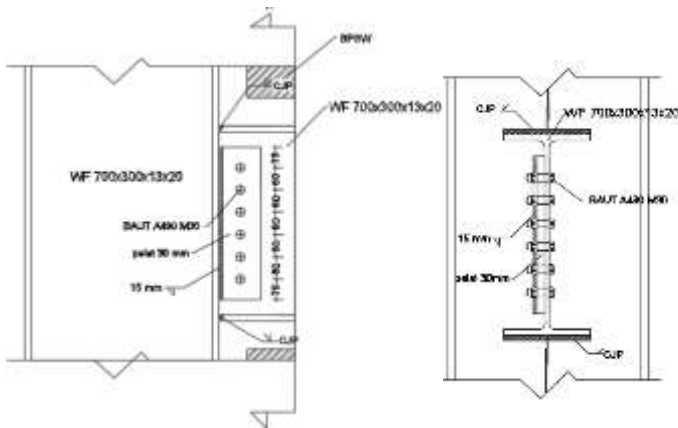
Akibat adanya momen, sayap balok bagian atas akan menerima Tarik sebesar

$$\begin{aligned}
 T_u &= \frac{M_u}{d} \\
 T_u &= \frac{136950}{69,2} = 197904,62 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kontrol ukuran las terhadap momen  
Penggelasan dilakukan menggunakan las tumpul dengan mutu FE<sub>90xx</sub> dengan tebal las  $w = 2 \text{ cm}$ .

$$\begin{aligned}
 A_{we} &= w \times l_{we} \\
 &= 2 \times 30 \\
 &= 60 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \emptyset R_{nh} &= 0,75 F_{nw} A_{we} \\
 &= 0,75 \times 90 \times 70,33 \times 60 \\
 &= 284836,5 \text{ kg} > 197904,62 \text{ kg} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 45 Sambungan HBE dan VBE

#### 4.5.8 Sambungan antar kolom

Sambungan antar kolom pada dinding geser akan disambung dengan menggunakan las sudut dengan mutu  $F_{E100XX}$  dan digunakan pelat tambahan dengan tebal 50 mm.

Gaya-gaya yang bekerja pada sambungan adalah akibat dari beban gravitasi dan beban seismik akibat komponen vertikal.

- Gaya Aksial pada sambungan

$$E_m = \sum \frac{1}{2} R_y f_y \sin 2\alpha t_w h_c + \sum V_u$$

Dalam perhitungan sebelumnya didapatkan nilai  $E_m$  adalah

$$E_m = 1320392,63 \text{ kg}$$

- Momen pada sambungan

$$\begin{aligned} M_u &= M_{VBE(WEB)} + M_{VBE(HBE)} \\ &= 175759,90 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Gaya geser pada sambungan

$$\begin{aligned} V_{VBE(HBE)} &= \frac{1}{2} \sum \left( \frac{M_{pc}}{h_c} \right) \\ &= \frac{0,5 \times (175998,98)}{350} \\ &= 24700,48 \text{ kg} \end{aligned}$$

Misal  $t_e = 1$

$$A_{we} = 4 \times (1 \times 70) = 280 \text{ cm}^2$$

$$I_p = \frac{(b + d)^3}{6} = \frac{(70 + 70)^3}{6} = 457333,3 \text{ cm}^4$$

$$S = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533,3 \text{ cm}^3$$

- Akibat Pu

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u}{S}$$

$$f_v = \frac{1320392,63}{280} + \frac{175759,90}{6533,3} = 7405,89 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat Vu

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{25581,08}{280} + \frac{175759,90}{6533,3} = 2778,41 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_v)^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{(7405,89)^2 + (2778,41)^2} = 7909,91 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,3 \times 1 = 3164,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{7909,91}{3164,85} = 2,49 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{22,49}{0,707} = 3,53 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las

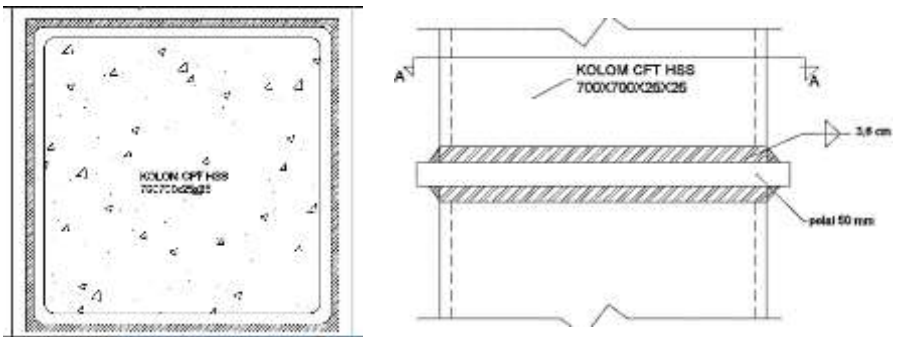
$$t_{plat} = 50 \text{ mm}, a_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{eff} = \frac{0,6 \times f_u \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E90xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 5}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 90 \times 70,3}$$

$$a_{eff} = 4,10 \text{ cm}$$



Digunakan las sudut dengan  $a = 3,6 \text{ cm}$



Gambar 4. 46 Sambungan Antar Kolom

#### 4.5.9 Sambungan Shearwall dan HBE

Sambungan ini diperuntukan agar gaya yang terjadi di HBE bisa tersalurkan pada shearwall. Sambungan ini menggunakan baut angkur M24 F1554 grade 105.

$$\varnothing \text{ baut} = 25 \text{ mm (} A_b = 4,90 \text{ cm}^2 \text{); A490 (} F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

$$f_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u = 124013,97 \text{ kg (gaya shearwall)}$$

$$m = 1$$

$$\text{tebal flange} = 20 \text{ mm}$$

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \varnothing \cdot R_n &= \varnothing \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m \\ &= 0,75 \cdot 7240 \cdot 4,90 \cdot 1 \\ &= 26640,93 \text{ kg (Menentukan)} \end{aligned}$$

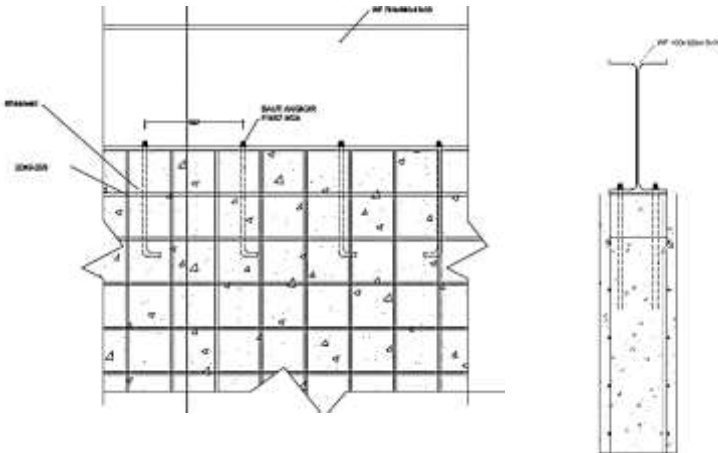
Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \ell_c &= 10 - 0,5 (2,5 + 0,15) = 8,675 \\ &= 1,2 \cdot 8,675 \cdot 2 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2,5 \cdot 2 \cdot 4100 \\ &= 85362 \text{ kg} \leq 49200 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\varnothing \cdot R_n = 0,75 \cdot 49200 = 36900 \text{ kg}$$

$$n = \frac{V_u}{\varnothing \cdot V_n} = \frac{124013,97}{26640,93} = 4,65 \approx 10 \text{ buah}$$

Dipasang 10 buah baut angkur M25.



Gambar 4. 47 Sambungan HBE dan Shearwall beton

#### 4.5.10 Sambungan Base Plate

Perencanaan Base Plate direncanakan dengan ukuran :

$$H = 100 \text{ cm}$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan gaya yang bekerja pada kolom CFT HSS 700x700x25x25 lantai dasar adalah:

$$P_u = 1320392,63 \text{ kg}$$

$$M_u = 175759,90 \text{ kgm}$$

$$V_u = 152732,61 \text{ kg}$$

Direncanakan las sudut pada daerah yang diarsir pada profil

HSS sehingga didapatkan :

Dimisalkan  $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A_{\text{las}} = 4 \times (1 \times 70) = 280 \text{ cm}^2$$

$$I_p = \frac{(b + d)^3}{6} = \frac{(70 + 70)^3}{6} = 457333,3 \text{ cm}^4$$

$$S = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533,3 \text{ cm}^3$$

- Akibat  $P_u$

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u}{S_x}$$

$$f_v = \frac{1320392,63}{280} + \frac{175759,90}{6533,3}$$

$$f_v = 7405,89 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat  $V_u$

$$f_h = \frac{V_u}{A} + \frac{M_u}{S} = \frac{152732,6}{280} + \frac{175759,90}{6533,3} = 3235,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_v)^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{(7405,89)^2 + (3235,6)^2} = 8081,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,3 \times 1 = 3164,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{8081,88}{3164,85} = 2,55 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{2,55}{0,707} = 3,61 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las

$$t_{plat} = 70 \text{ mm}, a_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{eff} = 1,41 \frac{F_u}{F_{exx}} \times t = 1,41 \frac{4100}{100 \times 70,3} \times 7$$

$$a_{eff} = 5,75 \text{ cm}$$

Digunakan las sudut dengan  $a = 3,7 \text{ cm}$

• Perhitungan *base plate*

Periksa eksentrisitas gaya:

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{182025,96}{1320392,63} = 13,78 \text{ cm}$$

$$1/6 h = 1/6 \times 100$$

$$= 16,66 \text{ cm} > e = 13,78 \text{ cm}$$

Karena  $1/6 h > e$ , maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga tidak perlu memasang gaya angkur (dipasang angkur praktis).

Direncanakan diameter baut :  $25 \text{ mm} = 2,5 \text{ cm}$

$$h' \geq we + c1$$

$$we = \text{jarak baut ke tepi} = 2 \times db = 2 \cdot 2,5 = 5 \text{ cm}$$

$$c1 = \text{jarak minimum untuk kunci} = 27/16 \cdot 2,5 = 4,21 \text{ cm}$$

$$h' \geq 5 + 4,21 = 9,21 \text{ cm}$$

$$h \geq H - 0,5 \cdot h' = 100 - 0,5 \times 9,21 = 95,39 \text{ cm}$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

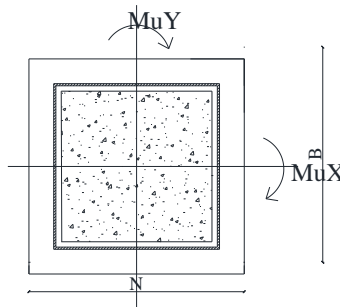
Dimensi beton :

$$\text{Panjang} = 1100 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar} = 1100 \text{ mm}$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{110 \times 110}{100 \times 100}} = 1,21$$

- Perencanaan akibat beban sumbu X



Gambar 4. 48 Momen yang terjadi pada base plate

- Akibat beban Pu

$$f_{pa} = \frac{Pu}{B \cdot N} = \frac{1320392,63}{100 \times 100} = 109,12 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat beban Mu

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot Mu}{B \cdot N^2} = \frac{6 \times 175759,90}{100 \cdot 100^2} = 79,23 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan maksimal

$$f_{p \text{ max}} = f_{pa} + f_{pb} = 109,12 + 79,23 = 188,35 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan yang dapat diterima kolom

$$f_{p \text{ avail}} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,65 \times 0,85 \times 30 \times 1,21 = 20,05 \text{ Mpa}$$

$$f_{p \text{ avail}} = 200,55 > f_{p \text{ max}} = 188,35 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

- Menentukan  $M_{upl}$  pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{100 - 0,95 \cdot 70}{2} = 16,75 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left( f_{p_{max}} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left( \frac{m^2}{2} \right) + \left( 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \left( \frac{m^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = \left( 188,35 - 2 \times 79,23 \times \frac{16,75}{100} \right) \left( \frac{16,75^2}{2} \right) + \left( 2 \times 79,23 \times \frac{16,75}{100} \right) \left( \frac{16,75^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = 25181,40 \text{ kg.cm/cm}$$

o Menentukan tebal *base plate*

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

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{0,9 \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 25181,40}{0,9 \cdot 2500}} = 6,69 \text{ cm} < 7 \text{ cm (OK)}$$

- Perencanaan pelat pengaku

Pelat pengaku direncanakan seperti dengan dengan balok yang menerima beban momen dari pelat landas

Tebal pelat pengaku minimum (ts)

$$t_s \geq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 0,5 \times 2,5 = 1,25 \text{ cm}$$

Tebal pelat pengaku (ts) = 2 cm dengan las minimum (a = 8mm)

- Perencanaan baut angkur

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan  $1/6 h > e$ , maka dipasang angkur praktis.

- Perhitungan baut angkur

Dipakai baut angkur M25 mutu F1554 grade 105

$$\text{Øbaut} = 25\text{mm (Ab = 4,90 cm}^2\text{);}$$

$$f_{nv} = 7240 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = 1$$

$$\text{tebal pelat} = 70 \text{ mm}$$

Kuat geser baut:

$$\text{Ø.Rn} = \text{Ø} \cdot F_{nv} \cdot \text{Ab} \cdot m$$

$$= 0,75 \cdot 7240 \cdot 4,90 \cdot 1$$

$$= 26640,93 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 7,5 - 0,5 (2,5 + 0,15) = 6,175 \text{ cm}$$

$$\text{Rn} = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

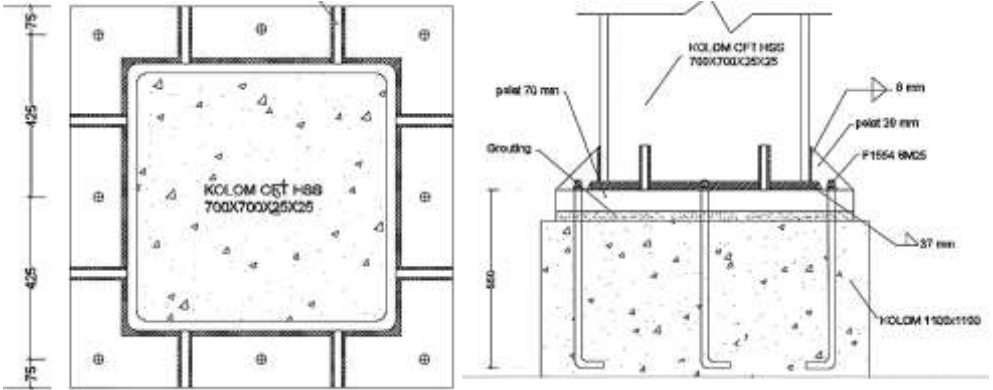
$$= 1,2 \cdot 6,175 \cdot 7 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2,5 \cdot 7 \cdot 4100$$

$$= 212667 \text{ kg} \leq 172200 \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset.Rn = 0,75 \cdot 172200 = 129150 \text{ kg}$$

$$n = \frac{Vu}{\emptyset.Vn} = \frac{152732,61}{26640,93} = 5,73 \approx 8 \text{ buah}$$

Dipasang 8 buah angkur baut M25.

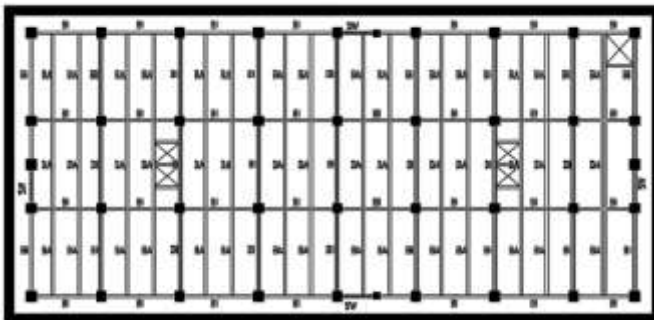


Gambar 4. 49 Sambungan Kolom pada Base Plate

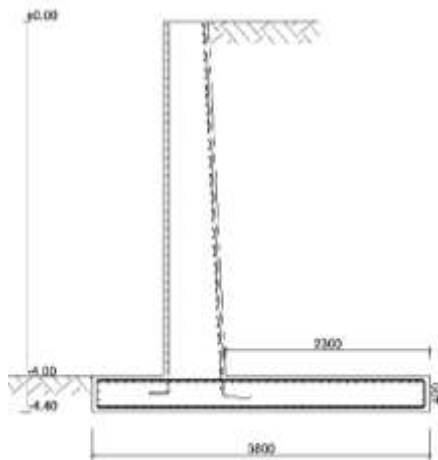
## 4.6 Perencanaan Bangunan Bawah

### 4.6.1 Perencanaan Basement

#### 4.6.1.1 Perencanaan Dinding Penahan Tanah



Gambar 4. 50 Denah Dinding Penahan Tanah



Gambar 4. 51 potongan Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah diperlukan untuk menahan gaya horizontal yang bekerja antar konstruksi penahan dengan massa tanah yang ditahan.

Tabel 4. 24 Data tanah

Kedalaman	Nspt	c (Kn/m <sup>2</sup> )	γ (kn/m <sup>3</sup> )	Ø
0-2	36	0	17	32
2-4,4	15,5	0	15	30

- Tekanan aktif tanah

$$\sigma v'(0) = \gamma'x h = 0$$

$$\sigma v'(-2) = \gamma'x h = 17 \times 2 = 34 \text{ kN/m'}$$

$$Ka = \tan^2 \left( 45 - \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 - \frac{32}{2} \right) = 0,261$$

$$\sigma h'(0) = (\sigma v'xKa) - (2xc'x\sqrt{Ka})$$

$$\sigma h'(0) = 0 - (2 \times 0 \times \sqrt{0,577}) = 0 \text{ kN/m'}$$

$$\sigma h'(-2) = (\sigma v'xKa) - (2xc'x\sqrt{Ka})$$

$$\sigma h'(-2) = (34 \times 0,261) - (2 \times 0 \times \sqrt{0,261}) = 8,90 \text{ kN/m'}$$

- Tekanan Pasif tanah

$$\sigma v'(0) = \gamma' x h = 0$$

$$\sigma v'(-0,4) = \gamma' x h = 15 \times 2 = 30 \text{ kN/m}'$$

$$Kp = \tan^2 \left( 45 - \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 + \frac{30}{2} \right) = 1,94$$

$$\sigma h'(0) = (\sigma v' x Ka) + (2xc' x \sqrt{Kp})$$

$$\sigma h'(0) = 0 + (2 \times 0 \times \sqrt{1,94}) = 0 \text{ kN/m}'$$

$$\sigma h'(-0,4) = (\sigma v' x Kp) + (2xc' x \sqrt{Kp})$$

$$\sigma h'(-0,4) = (30 \times 1,94) + (2 \times 0 \times \sqrt{1,94}) = 11,69 \text{ kN/m}'$$

Tabel 4. 25 Rekapitan Tekanan Horizontal Tanah aktif

Lapisan		Z	soil	C (Kn/m2)	Ø	γ (kn/m3)	σ'V	Ka	σ <sub>H</sub> (kN/m)
1	atas	0	1	0	32	17	0	0,26193882	0
	bawah	2	1	0	32	17	34	0,26193882	8,91
2	atas	2	2	0	30	15	64	0,2812373	18,00
	bawah	4,4	2	0	30	15	130	0,2812373	36,56

Tabel 4. 26 Tekanan Air pada tanah aktif

Lapisan	z	γ (kn/m3)	U (kn/m2)
1	1,5	10	0
2	4,4	10	29

Tabel 4. 27 Tekanan tanah pasif

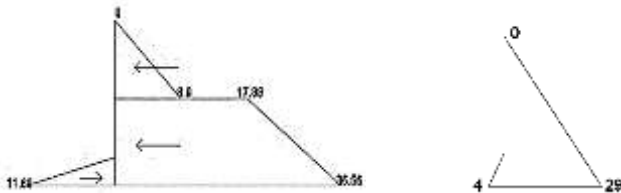
Lapisan		Z	soil	C (Kn/m2)	Ø	γ (kn/m3)	σ'V	Kp	σ <sub>H</sub> (kN/m)
1	atas	0	1	0	30	0	0	1,9485	0
2	bawah	0,4	1	0	30	15	6	1,9485	11,69

Tabel 4. 28 Tekanan air pasif

Lapisan	z	γ (kn/m3)	U (kn/m2)
1	0	10	0
2	0,4	10	4



Dinding penahan tanah direncanakan dengan dimensi seperti pada gambar 4.52 dan harus mampu menahan geser dan guling.



Gambar 4. 52 Tegangan tanah dan Tegangan Air

- Kontrol Guling
- Akibat tekanan tanah

$$Pa = \frac{1}{2} \times \sigma h \times h = \frac{1}{2} \times 8,90 \times 2 = 8,90 \text{ kN}$$

$$Mo = \frac{1}{3} \times x \times Pa = \frac{1}{3} \times 2,66 \times 8,90 = 23,74 \text{ kNm}$$

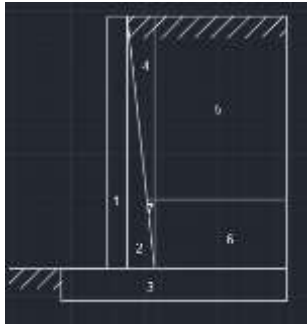
Tabel 4. 29 Momen yang terjadi akibat tanah aktif

Pactive	Luas		koefisien	Pa	x	Momen (knm)
	P	L				
1	8,9059	2	0,5	8,90592	2,666667	23,74912
2(kotak)	17,999	2	1	35,99837	2	71,99675
3	18,562	2	0,5	18,56166	1,333333	24,74888
3 (air)	29	2,5	0,5	36,25	1,666667	60,41667
			pa	99,71596	momen	180,9114

Tabel 4. 30 Momen yang terjadi akibat tanah pasif

Pactive	Luas		koefisien	Pa	x	Momen (knm)
	P	L				
1	0	0,4	1	0	0,2	0
2	11,691	0,4	0,5	2,338144	0,133333	0,311753
3 (air)	4	0,4	0,5	0,8	0,133333	0,106667
			pp	3,138144	momen	0,418419

- Akibat berat penahan tanah dan tanah



Gambar 4. 53 Kontruksi dinding Penahan Tanah

$$FS_{guling} = \frac{Mr}{Mo} = \frac{0,41 + 466,92}{180,91} = 2,58$$

$$FS_{guling} = 2,58 \geq 1,5 \text{ (OK)}$$

- Kontrol Geser

Tabel 4. 31 Rekap gaya yang terjadi pada kontruksi dinding penahan tanah

No	Dimensi			Massa kN/m <sup>3</sup>	W kN/m	Jarak m	Momen (kN/m)/
	X	Y	Z				
1	0,4	4	1	24	38,4	1	38,4
2	0,5	4	1	24	24	1,366667	32,8
3	4,2	0,4	1	24	40,32	2,1	84,672
4	0,5	2	1	17	8,5	1,533333	13,03333
5	2,5	2	1	17	85	2,05	174,25
6	2,5	1,6	1	15	60	2,05	123
7	0,052	1,6	1	15	0,624	1,234667	0,770432
				W	256,844	momen	466,9258

$$FS_{geser} = \frac{(W_{beton}) \tan 30^\circ}{Pa - Pp} = \frac{256,844 \tan 30^\circ}{99,71 - 3,13} = 1,53$$

$$FS_{geser} = 1,53 \geq 1,5 \text{ (OK)}$$

- Penulangan dinding penahan tanah

Penulangan dinding penahan tanah pada badan retaining wall

$$Mu = 1,4 \times Mo = 1,4 \times 180,91 = 253,27 \text{ kNm} = 253275981,8 \text{ Nmm}$$

Tebal pelat = 900 mm

Selimut beton = 40 mm  
 Mutu beton = 30 Mpa  
 Mutu tulangan = 420 Mpa  
 Diameter tulangan = 22 mm

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(30 - 28)}{7} = 0.83$$

$$\rho_b = \frac{0.85x\beta_1x f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85x0.83x30}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.029$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75x0.029 = 0.022$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0033 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25x\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25x\sqrt{30}}{420} = 0.0032$$

$\rho_{min}$  dipakai 0.0033

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85x30} = 16,47$$

dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan

$$dx = 900 - 40 - (0,5x22) = 849 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{253275981,8}{0,9 \cdot 1000 \cdot 849^2} = 0,39$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2x16,47x0,39}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0009$$

$\rho$  pakai = 0,00333

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,00333x1000x849 = 2830 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25x\pi x \phi^2 x 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25x\pi x 22^2 x 1000}{2830} = 134,25 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur Ø22-100.

- Penulangan di toe dan heel

$$Mu = 1,4 x Mo = 1,4 x 180,91 = 253,27 \text{ kNm} = 253275981,8 \text{ Nmm}$$

Tebal pelat = 400 mm

Selimut beton = 40 mm

Mutu beton = 30 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Diameter tulangan = 16 mm

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'c-28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(30-28)}{7} = 0.835$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.835 \times 30}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.029$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.029 = 0.022$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0033 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{30}}{420} = 0.0032$$

$\rho_{min}$  dipakai 0.0033

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'c} = \frac{420}{0.85 \times 30} = 16,47$$

dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan

$$dx = 400 - 40 - (0,5 \times 16) = 352 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{253275981,8}{0,9 \cdot 1000 \cdot 352^2} = 2,27$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 2,27}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0056$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0056$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,0056 \times 1000 \times 352 = 1996,81 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1996,81} = 100,64 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur  $\phi 16-100$ .

#### 4.6.1.2 Perencanaan Shearwall

Data perencanaan adalah sebagai berikut:

Tebal dinding (h) = 40 cm

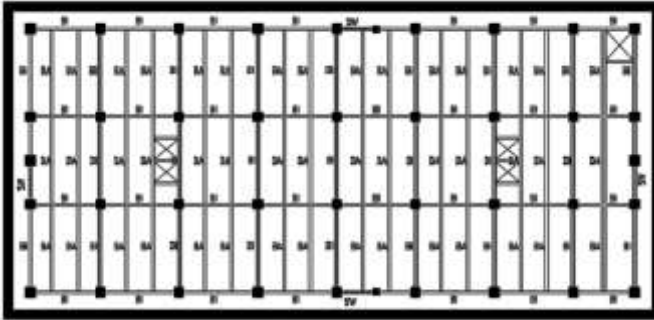
Tebal decking = 40 mm

Tulangan = 16 mm

Mutu tulangan ( $f_y$ ) = 420 MPa

Mutu beton ( $f'c$ ) = 30 Mpa

Tinggi lantai = 4,725 m  
 Lebar dinding = 450 cm (X) dan 500 cm (Y)



Gambar 4. 54 Denah Shearwall

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS didapatkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada dinding geser, yaitu

Tabel 4. 32 Gaya pada Shearwall

Sumbu	P (kN)	V(kN)	M(kNm)
X	5197,06	1240,14	5268,556
Y	5217,335	1376,167	7206,4191

- Kuat Aksial Rencana  
 Kuat aksial rencana dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.5.2

$$\phi P_n = 0,55\phi\sqrt{f'_c}Ag \left[ 1 - \left( \frac{k l_c}{32h} \right)^2 \right]$$

$$A_g = 450 \times 4000 = 1800000\text{mm}^2$$

$$L_c = 4500 \text{ cm}$$

$$K = 0,8$$

$$\phi P_n = 0,55 \times 0,75 \times \sqrt{30} \times 1800000 \times \left[ 1 - \left( \frac{0,8 \times 4500}{32 \times 400} \right)^2 \right]$$

$$\phi P_n = 20513,013 \text{ kN}$$

$$\phi P_n > P_u$$

$$20513,013 \text{ kN} > 5197,06 \text{ kN (OK)}$$

- Pemeriksaan Tebal Dinding Geser

Tebal dinding dianggap cukup bila dihitung memenuhi (SNI 2847-2013, pasal 11.9.3)

$$V_u < 0.83\sqrt{f'c} \cdot h \cdot d = 0.83\sqrt{30} \cdot 400 \cdot 4500 = 6137,23 \text{ kN}$$

$$V_u < V_n$$

$$1240,14 \text{ kN} < 6137,23 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

- Penulangan geser dinding

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi  $0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'c}$ .

$$0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'c} = 0.17 \times 400 \times 4500 \times \sqrt{30}$$

$$= 1676,031 \text{ kN} > 1240,14 \text{ kN} \text{ (1 lapis tulangan)}$$

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.

$$400 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$$

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

$$s \leq \frac{4500}{5} = 900 \text{ mm} \quad \text{(OK)}$$

$$s \leq 3 \times 400 = 1200 \text{ mm} \quad \text{(OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm} \quad \text{(OK)}$$

$$S \text{ pakai} = 250 \text{ mm} \quad \text{(OK)}$$

Dipakai tulangan horizontal dua lapis 2D16 ( $A_s = 401,92 \text{ mm}^2$ )

$$\rho_n = \frac{A_s}{h \times s} = \frac{401,92}{250 \times 400} = 0,00401 > \rho_{min} = 0,0025$$

$$Vn = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{4000}{4500} = 0,88 < 1,5 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0,25$$

$$Vn = 400 \times 4500 [0,25 \sqrt{30} + 0,0040 \times 420] = 3926,97 \text{ kN}$$

$$\phi Vn > Vu$$

$$3926,97 \text{ kN} > 1240,14 \text{ kN} \quad \text{(OK)}$$

Maka, digunakan tulangan geser horizontal 2D16 – 250 mm.

$$\rho_t = 0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_n - 0,0025)$$

$$\rho_t = 0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{4000}{4500} \right) (0,00401 - 0,0025)$$

$$\rho_t = 0,00372$$

Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{4500}{3} = 1500 \text{ mm} \quad \text{(OK)}$$

$$s \leq 3h = 1200 \text{ mm} \quad \text{(OK)}$$

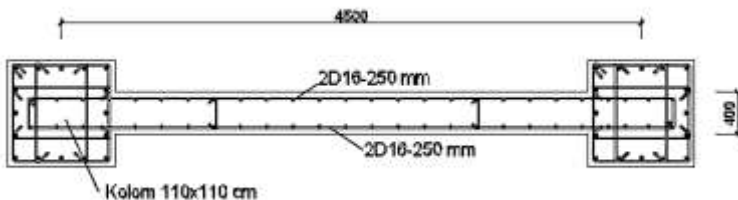
$$s \leq 450 \text{ mm} \quad \text{(OK)}$$

$$S \text{ pakai} = 250 \text{ mm} \quad \text{(OK)}$$

Dipakai tulangan vertikal dua lapis 2D16 ( $A_s = 401,92 \text{ mm}^2$ )

$$\rho_n = \frac{A_s}{h \times s} = \frac{401,92}{250 \times 400} = 0,0040 > \rho_{min} = 0,00372$$

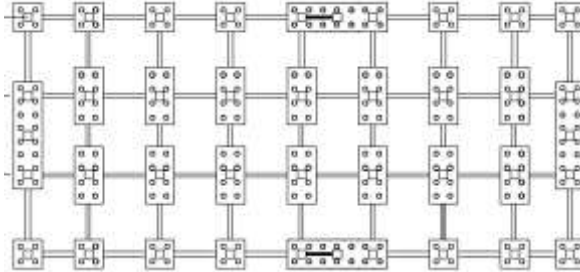
Maka, digunakan tulangan geser vertikal 2D16 – 250 mm.



Gambar 4. 55 Penulangan Shearwall

#### 4.6.2 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan bagian dasar dari konstruksi yang berfungsi sebagai penopang bangunan di atasnya yang bertujuan untuk meneruskan beban ke tanah yang diterima oleh kolom secara bertahap dan merata.



Gambar 4. 56 Denah Pondasi

Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin.

- D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75(0,7E) + 0,75L
- 0,6D + 0,7E

##### 4.6.2.1 Data Perencanaan Pondasi

Pondasi pada gedung ini direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang beton (*Spun pile*) produk dari PT. Waskita Beton Precast. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter tiang : 600 mm
- *Wall thickness* : 100 mm
- Klasifikasi : A1
- *Concrete cross section* : 1571 cm<sup>2</sup>
- Berat : 393 kg/m



- *Bending moment crack* : 17 tm
- *Bending momen ultimate* : 25.5 tm
- *Allowable axial load* : 252,7 t

#### 4.6.2.2 Daya Dukung tanah tiang pancang tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi ( $Q_p$ ) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah ( $Q_s$ ). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s.$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

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

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila  $N > 15$

a.  $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$

b.  $N_1 = 0.6 N$

Kemudian pilih harga  $N_1$  yang terkecil

2. Koreksi terhadap *overburden pressure* dari tanah

Dari harga  $N_1$  dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal

$$N_2 = \frac{4N_1}{(1 + 0,4 P_o)} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

$$N_2 = \frac{4N_1}{(3,25 + 0,1 P_o)} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

### 3. Perhitungan daya dukung satu tiang pancang

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji Standard Penetration Test (SPT) dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = C_n \times A_{ujung} = 40 \times \tilde{N} \times A_{ujung}$$

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

Dimana :

$\tilde{N}$  = Harga rata – rata  $N_2$  4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang

$C_{li}$  =  $N/2$  untuk tanah lempung atau lanau dan  $N/5$  untuk tanah pasir

$A_{si}$  = Luas selimut tiang pada segmen  $i = O_i \times h_i$

$O_i$  = Keliling tiang

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P \text{ ijin } 1 \text{ tiang} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

Dimana :

SF = safety factor = 3

Tabel 4. 33 Rekapitulasi Pengolahan data tanah

Depth (m)	N	Qujung (t)	fsi (t/m <sup>2</sup> )	S <sub>Rsi</sub> (t)	Qult = Qujung + $\Sigma$ Rsi	Qijin = Qult / SF ; SF = 3
4	2	39,584	0,800	0,75	40,34	13,45
4,5	2	37,161	0,800	1,51	38,67	12,89
5	2	35,343	0,800	2,26	37,60	12,53
5,5	2	33,929	2,000	4,15	38,08	12,69
6	1,5	32,798	1,500	5,56	38,36	12,79
6,5	1	31,873	1,000	6,50	38,38	12,79
7	1	31,102	1,000	7,45	38,55	12,85
7,5	1	32,189	1,000	8,39	40,58	13,53
8	1	33,701	1,000	9,33	43,03	14,34
8,5	1	34,778	1,000	10,27	45,05	15,02
9	1	35,619	1,000	11,22	46,83	15,61
9,5	1	44,913	1,000	12,16	57,07	19,02
10	2	50,427	2,000	14,04	64,47	21,49
10,5	2,5	60,099	2,358	16,27	76,36	25,45
11	3	72,138	2,667	18,78	90,92	30,31
11,5	3	84,852	2,521	21,16	106,01	35,34
12	10	98,193	7,752	28,46	126,65	42,22
12,5	10	112,137	5,413	33,56	145,70	48,57
13	14	125,860	7,487	40,62	166,48	55,49
13,5	16	139,367	8,452	48,58	187,95	62,65
14	17	151,887	8,869	56,94	208,83	69,61
14,5	18	162,605	9,257	65,67	228,27	76,09
15	19	172,940	9,631	74,74	247,68	82,56
15,5	19	181,114	9,493	83,69	264,80	88,27
16	19	189,759	9,360	92,51	282,27	94,09

Tabel 4. 34 Rekapitulasi Pengolahan data Tanah (Lanjutan 1)

Depth (m)	N	Qujung (t)	fsi (t/m <sup>2</sup> )	S Rsi (t)	Qult = Qujung + $\Sigma$ Rsi	Qijin = Qult / SF ; SF = 3
16,5	18	189,815	8,749	100,76	290,57	96,86
17	18	192,786	8,634	108,90	301,68	100,56
17,5	18,5	195,146	8,755	117,15	312,29	104,10
18	16,5	199,325	7,725	124,43	323,75	107,92
18,5	17	201,194	7,872	131,85	333,04	111,01
19	17	200,148	7,786	139,19	339,33	113,11
19,5	16	198,328	7,252	146,02	344,35	114,78
20	20	195,887	8,948	154,45	350,34	116,78
20,5	25	193,509	11,038	164,86	358,37	119,46
21	23	191,311	10,025	174,31	365,62	121,87
21,5	20	193,742	8,610	182,42	376,16	125,39
22	20	197,722	8,505	190,44	388,16	129,39
22,5	19	204,430	7,983	197,96	402,39	134,13
23	19	211,931	7,888	205,39	417,32	139,11
23,5	18	220,564	7,389	212,36	432,92	144,31
24	25	230,394	10,138	221,91	452,31	150,77
24,5	28	237,200	11,219	232,49	469,69	156,56
25	30	240,352	11,877	243,68	484,03	161,34
25,5	32	245,750	12,514	255,47	501,22	167,07
26	34	253,414	13,130	267,85	521,26	173,75
26,5	35	261,506	13,336	280,42	541,92	180,64
27	35	270,127	13,160	292,82	562,95	187,65
27,5	35	279,141	12,989	305,06	584,20	194,73
28	36,5	287,758	13,366	317,66	605,42	201,81
28,5	37	292,628	13,354	330,24	622,87	207,62

Tabel 4. 35 Rekapitulasi Pengolahan data Tanah (Lanjutan 2)

Depth (m)	N	Qujung (t)	f <sub>si</sub> (t/m <sup>2</sup> )	S <sub>Rsi</sub> (t)	Qult = Qujung + Σ Rsi	Qijin = Qult / SF ; SF = 3
29	38	296,161	13,513	342,98	639,14	213,05
29,5	38	298,911	13,318	355,53	654,44	218,15
30	39	300,671	13,468	368,23	668,90	222,97

#### 4.6.2.3 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang.

Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1,2 meter. Untuk daya dukung ini diambil nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang didesain :

$$\bar{P}_{\text{ltiang}} = 252,7 \text{ ton}$$

- Daya dukung tanah :

$$\bar{P}_{\text{ltiang}} = 222,97 \text{ ton}$$

Maka daya dukung satu tiang pondasi adalah 220,815 ton.

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi ( $\eta$ ) menurut Seiler-Keeney Formula.

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

$$C_e = 1 - \frac{18,43}{90} \times \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2}\right) = 0,795$$

Dimana :

$\emptyset$  = diameter tiang pancang

- S = Jarak antar tiang pancang  
 m = Jumlah baris tiang pancang dalam grup  
 n = Jumlah kolom tiang pancang dalam grup

Sehingga perhitungan efisiensinya menjadi

$$QL(\text{group}) = QL(1\text{tiang}) \times Ce = 222,97 \times 0,795 = 177,29 \text{ kN}$$

#### 4.6.2.4 Kontrol beban maksimum 1 tiang pancang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2} \leq P_{ijin \text{ tanah}} (1 \text{ tiang})$$

Perhitungan jarak tiang

$$2D \leq S \leq 3D \quad \text{dengan } S = \text{jarak antar tiang}$$

$$120 \leq S \leq 180 \quad \text{dipakai } S = 180 \text{ cm}$$

$$1D \leq S \leq 2D \quad \text{dengan } S = \text{jarak tepi}$$

$$60 \leq S \leq 120 \quad \text{dipakai } S = 90 \text{ cm}$$

$$P = 4528,38 \text{ kN}$$

$$N = 4 \text{ tiang}$$

$$M_x = 36,56 \text{ kNm}$$

$$M_y = 428,70 \text{ kNm}$$

$$X_{max} = 0,9 \text{ m}$$

$$Y_{max} = 0,9 \text{ m}$$

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

$$P_{max} = \frac{4528,38}{4} \pm \frac{428,70 \times 0,9}{1,8^2} \pm \frac{36,56 \times 0,9}{1,8^2}$$

$$P_{max} = 1261,33 \text{ kN} \leq 1772,94 \text{ kN} (1 \text{ tiang}) \dots \text{OK}$$

Tabel 4. 36 Rekap hasil kontrol tiang pancang tipe 1

Kombinasi	Px	Mx	My	n	P/n	$M_y \times x_{max}$	$M_x \times y_{max}$	Pmax	Pizin	Pizin >
	kN	kNm	kNm		kN	$\Sigma x^2$	$\Sigma y^2$		kN	Pmax
ID+1L	3944,2119	58,33	47,276	4	986,053	13,132	16,202	1015,39	1772,9494	ok
D	3126,7588	44,27	33,762	4	781,6897	9,378	12,298	803,366	1772,9494	ok
D+0,75L	3743,5837	55,43	43,519	4	935,8959	12,088	15,396	963,38	1772,9494	ok
D+0,7EY Max	3769,0406	273,5	153,7	4	942,2602	42,695	75,984	1060,94	1772,9494	ok
D+0,7EX Max	3705,9557	51,43	415,69	4	926,4889	115,470	14,287	1056,25	1772,9494	ok
D+0,7EX+L Max	4528,3889	36,56	428,7	4	1132,097	119,084	10,156	1261,34	1772,9494	ok
D+0,7EY+L Max	3769,0406	273,5	153,7	4	942,2602	42,695	75,984	1060,94	1772,9494	ok
0,6D+0,7EX Max	2455,2522	69,14	402,19	4	613,8131	111,719	19,206	744,738	1772,9494	ok
0,6D+0,7EY Max	2518,3371	291,3	140,2	4	629,5843	38,944	80,903	749,432	1772,9494	ok

Tabel 4. 37 Rekap hasil kontrol tiang pancang tipe 2

Kombinasi	Px	Mx	My	n	P/n	$M_y \times x_{max}$	$M_x \times y_{max}$	Pmax	Pizin	Pizin >
	kN	kNm	kNm		kN	$\Sigma x^2$	$\Sigma y^2$		kN	Pmax
ID+1L	13728,26	167,3	11,864	14	980,59	0,941579	4,9799	986,512	1609,84	ok
D	10746,232	121,1	7,1446	14	767,588	0,567032	3,604	771,759	1609,84	ok
D+0,75L	12982,753	155,8	10,684	14	927,3395	0,847944	4,63592	932,823	1609,84	ok
D+0,7EY Max	13289,077	1117	330,65	14	949,2198	26,24195	33,2423	1008,7	1609,84	ok
D+0,7EX Max	18426,388	251	1081,9	14	1316,171	85,8651	7,47098	1409,51	1609,84	ok
D+0,7EX+L Max	21013,508	204,8	1086,6	14	1500,965	86,23964	6,09509	1593,3	1609,84	ok
D+0,7EY+L Max	16271,105	1071	335,37	14	1162,222	26,61649	31,8664	1220,7	1609,84	ok
0,6D+0,7EX Max	14127,895	299,5	1079	14	1009,135	85,63829	8,91259	1103,69	1609,84	ok
0,6D+0,7EY Max	8990,584	1165	327,79	14	642,1846	26,01514	34,6839	702,884	1609,84	ok

Tabel 4. 38 Rekap hasil kontrol tiang pancang tipe 3

Kombinasi	Px	Mx	My	n	P/n	$M_y \times x_{max}$	$M_x \times y_{max}$	Pmax	Pizin	Pizin >
	kN	kNm	kNm		kN	$\Sigma x^2$	$\Sigma y^2$		kN	Pmax
ID+1L	11660,082	14,97	70,731	8	1457,51	7,859	2,079778	1467,45	1658,7727	ok
D	8708,6371	11,03	51,282	8	1088,58	5,698	1,531333	1095,81	1658,7727	ok
D+0,75L	10922,2207	13,99	65,869	8	1365,28	7,3188	1,942667	1374,54	1658,7727	ok
D+0,7EY Max	8954,817	341,9	64,84	8	1119,35	7,2044	47,47989	1174,04	1658,7727	ok
D+0,7EX Max	8920,1719	95,04	335,01	8	1115,02	37,223	13,19972	1165,44	1658,7727	ok
D+0,7EX+L Max	11871,6167	91,09	315,56	8	1483,95	35,062	12,65129	1531,67	1658,7727	ok
D+0,7EY+L Max	11906,2619	337,9	45,391	8	1488,28	5,0434	46,93144	1540,26	1658,7727	ok
0,6D+0,7EX Max	5436,717	99,45	355,52	8	679,59	39,502	13,81226	732,904	1658,7727	ok
0,6D+0,7EY Max	5471,3622	346,3	85,353	8	683,92	9,4836	48,09242	741,496	1658,7727	ok

#### 4.6.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

- **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.

$$P \max = 113,20 \text{ ton} < P_{ijin} = 252,7 \text{ ton}$$

- **Kontrol Terhadap 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

digunakan  $C_u = 6,5 \text{ N (kPa)} = 6,5 \times 39 = 130 \text{ kPa}$

sehingga  $C_u = 1,3 \text{ kg/cm}^2$

$$f = \frac{H}{9 C_u d} = \frac{4246,4}{9 \times 1,3 \times 60} = 6,04 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = H (e + 1,5d + 0,5f) = 4246,2 (0 + 1,5 \times 60 + 0,5 \times 6,04) \\ = 395019,24 \text{ kgcm} = 3,95 \text{ tm}$$

Untuk diameter 600 mm kelas C pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi  $M_{\text{crack}} = 17 \text{ tm}$ .

Cek kekuatan momen tiang :

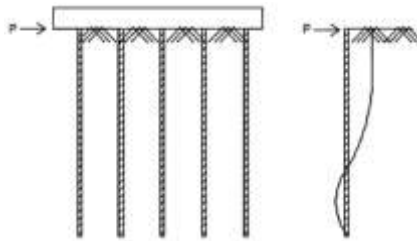
$$M_{\text{crack}} = 3,95 \text{ tm} > M = 17 \text{ tm} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

Tabel 4. 39 Rekapitulasi kontrol tiang pancang terhadap momen

Kombinasi	Hx	Hy	H	e	D	f	Mmax	Mizin
	kN	kN	kg		cm	cm	tm	tm
ID+1L	30,18	27,0647	3018,04	0	60	4,299202	2,78111	17
D	21,7	20,6841	2170,42	0	60	3,091766	1,98693	17
D+0,75L	27,93	25,8822	2792,83	0	60	3,97839	2,5691	17
D+0,7EY Max	42,46	41,846	4246,4	0	60	6,049003	3,95019	17
D+0,7EX Max	76,73	27,0873	7673,09	0	60	10,93033	7,32513	17
D+0,7EX+L Max	85,03	34,018	8502,97	0	60	12,11249	8,16763	17
D+0,7EY+L Max	42,46	41,846	4246,4	0	60	6,049003	3,95019	17
0,6D+0,7EX Max	68,05	18,8136	6804,92	0	60	9,693618	6,45425	17
0,6D+0,7EY Max	33,78	33,5723	3378,23	0	60	4,812293	3,12169	17



- **Kontrol Kekuatan tiang terhadap gaya lateral**



Gambar 4. 57 Ilustrasi kekuatan tiang terhadap gaya horizontal

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

- Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left( \frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$\delta$  = defleksi yang terjadi

$Fd$  = koefisien defleksi

$P$  = Gaya lateral 1 tiang

$T$  = *Relative stiffnes Factor*

Pondasi Tiang Pancang Tipe 1

Jumlah tiang = 4

$H_{\max}$  = 8,50 t

$H_{\max}$  1 tiang = 2,12 t

$Cu$  = 3,9 kg/cm<sup>2</sup>

$$Qu = 2 \times Cu = 2 \times \frac{1,3}{0,977} = 2,66 \frac{t}{ft^3}$$

Dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing* maka didapatkan  $f = 8 \text{ t/ft}^3 = 0,256 \text{ kg/cm}^3$

$$T = \left( \frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$E = 4700 \sqrt{fc} = 4700 \sqrt{50} = 33234,019 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (60 - 40)^4 = 7850 \text{ cm}^4$$

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{338921,82 \times 7857,143}{0,256}\right)^{\frac{1}{5}} = 100,37 \text{ cm}$$

- $F_d$  (deflection coefficient)
- $L = 30 \text{ m} = 3000 \text{ cm}$  (kedalaman tiang pancang)
- $T = 100,37 \text{ cm}$
- $L/T = 29,88$

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan  $F_d = 0,99$

$$\delta = F_d \left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,99 \left(\frac{2,12 \times 1000 \times 100,37^3}{33234,019 \times 7850}\right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,81 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

Kontrol Momen :

$$M_{\text{crack}} = 17 \text{ tm}$$

$$L/T = 29,88$$

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan  $F_m = 1,1$

$$M = F_m(PT) \leq M_{\text{banding crack}}$$

$$M = 1,1 \times (2,12 \times 1,003) \leq 17 \text{ tm}$$

$$M = 2,34 \text{ tm} \leq 17 \text{ tm} \quad (\text{OK})$$

#### 4.6.3 Perencanaan Poer Pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data-data perancangan poer.

$P_u$	= 940,2 ton
$P_{\text{max}}$ ( 1 tiang )	= 126,133 ton
Jumlah tiang pancang	= 4 buah
Dimensi poer	= 3,6 x 3,6 x 1,2 m
Mutu beton ( $f_c'$ )	= 30 MPa
Mutu baja ( $f_y$ )	= 420 MPa
Diameter tulangan	= 25 mm
Selimut beton	= 50 mm

$$\lambda = 1 \text{ (beton normal)}$$

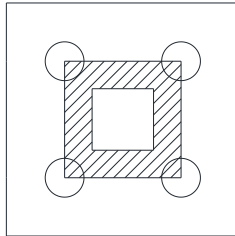
Tinggi efektif (d):

$$d_x = 1200 - 50 - \frac{1}{2} 25 = 1162,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 50 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1137,5 \text{ mm}$$

#### 4.6.3.1 Kontrol Geser Ponds

- Akibat Kolom



Gambar 4. 58 Daerah kritis geser akibat kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser ponds untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Perencanaan geser ponds pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non-prategang ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

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

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

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

dimana :

$\alpha_s = 20$  untuk kolom sudut,

$\alpha_s = 30$  untuk kolom tepi,

$\alpha_s = 40$  untuk kolom interior

$\beta$  = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek =  $1100/1100 = 1$

$b_o$  = Keliling penampang kritis :

$$b_o = 2 (b_{\text{kolom}} + d) + 2(h_{\text{kolom}} + d)$$

$$b_o = 2 (1100 + 1162,5) + 2 (1100 + 1162,5) = 9050 \text{ mm}$$

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

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1\sqrt{30} \times 9050 \times 1162,5 = 29388157 \text{ N}$$

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

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{30 \times 1162,5}{9050} + 2 \right) 1\sqrt{30} \times 9050 \times 1162,5$$

$$V_{c2} = 27996429,4 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \times 1 \times \sqrt{30} \times 9050 \times 1162,5 = 19188737 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$$\phi V_c \geq P_u - P_{\text{pile}}$$

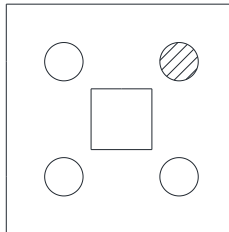
$$\phi V_c = 0,75 \times 19188737 \text{ N} = 1439,15 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 1439,15 \geq 940,20 - (126,13 \times 4)$$

$$\phi V_c = 1439,15 \geq 435,65 \text{ ton} \quad \text{(OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

- Akibat Tiang pancang



Gambar 4. 59 daerah geser kritis akibat tiang pancang

$$\beta = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} = 1100/1100 = 1$$

$$b_o = (0,25 \times \pi \times (600 + 1162,5)) = 1383,56 \text{ mm}$$

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

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1\sqrt{30} \times 1383,56 \times 1162,5 = 4492856 \text{ N}$$

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

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{30 \times 1162,5}{1383,56} + 2\right) 1\sqrt{30} \times 1383,56 \times 1162,5$$

$$V_{c2} = 19893253,4 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \times 1 \times \sqrt{30} \times 1383,56 \times 1162,5 = 2933571 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$$\phi V_c \geq P_{pile}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 2933571 \text{ N} = 293,357 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 220,01 \geq 126,134$$

(OK)

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

#### 4.6.3.2 Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

$$d_x = 1200 - 50 - \frac{1}{2} 25 = 1162,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 50 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1137,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,835$$

$$\rho b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0,835 \times 30}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0298$$

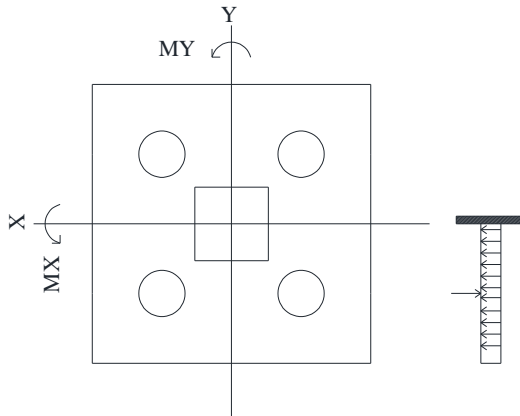
$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0,0298 = 0.0223$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0033 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{30}}{420} = 0.00326$$

$\rho_{min}$  dipakai 0.0033

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 30} = 16,47$$

- **Penulangan poer arah sumbu X**



Gambar 4. 60 Pembebanan Poer Kolom Tipe I (Arah Sumbu X)

$$P_{max} = 126,13 \text{ ton}$$

$$q = 3,6 \times 1,2 \times 2,4 = 10.368 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 10.368 \text{ ton/m} \times 1,4 = 18,6624 \text{ ton/m}$$

Momen yang bekerja :

$$M_u = 2 \cdot P_{max} \cdot a - \frac{1}{2} q_u \cdot L^2$$

$$= (2 \times 126,13 \times 0,9) - (\frac{1}{2} \times 18,6624 \times (1,8)^2)$$

$$= 196,80 \text{ t.m}$$

$$= 1968076275 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{1968076275}{0,9 \cdot 3600 \cdot 1162,5^2} = 0,44$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,44}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0010$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0033$$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0,0033 \times 1000 \times 1162,5 = 3875 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 3600}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{3875} = 126,61 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s = \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_x$$

$$A_s = \frac{1}{2} \times 0,0033 \times 1000 \times 1162,5 = 1937,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D22 ( $A_s = 379,94 \text{ mm}^2$ )

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 22^2 \times 1000}{379,94} = 196,09 \text{ mm}$$

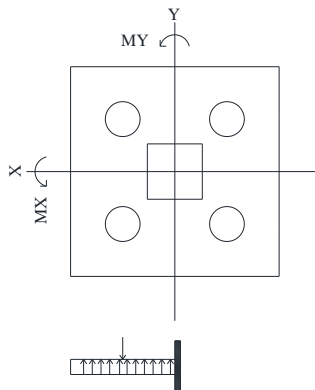
Sehingga digunakan tulangan lentur D22-100 mm.

#### • Penulangan poer arah sumbu Y

$$P_{\text{max}} = 126,13 \text{ ton}$$

$$q = 3,6 \times 1,2 \times 2,4 = 10,368 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 10,368 \text{ ton/m} \times 1,4 = 18,6624 \text{ ton/m}$$



Gambar 4. 61 Pembebanan Poer Kolom Tipe I (Arah Sumbu Y)

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} Mu &= 2 \cdot P_{\max} \cdot a - \frac{1}{2} q_{ux} \cdot L^2 \\ &= (2 \times 126,13 \times 0,9) - (\frac{1}{2} \times 18,6624 \times (1,8)^2) \\ &= 196,80 \text{ t.m} \\ &= 1968076275 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d y^2} = \frac{1968076275}{0,9 \cdot 3600 \cdot 1137,5^2} = 0,46$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 0,46}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0011$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0033$$

$$As_{\text{perlu}} = \rho b d = 0,0033 \times 1000 \times 1137,5 = 3791,66 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \phi^2 x 1000}{As_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \pi x 25^2 x 1000}{3791,66} = 129,39 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$As = \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_y$$

$$As = \frac{1}{2} \times 0,0033 \times 1000 \times 1137,5 = 1895,83 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D22 ( $As = 379,94 \text{ mm}^2$ )

$$S = \frac{0,25 \pi x \phi^2 x 1000}{As_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \pi x 22^2 x 1000}{1895,83} = 200,40 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D22-100 mm.



Tabel 4. 40 Rekapitulasi Tulangan Poer

Pilecap Tipe 1		
Dimensi	3,6 x 3,6 x 1,2	
Jumlah Tiang Pancang	4	
Tulangan sisi panjang	atas	D22-100
	bawah	D25-100
Tulangan sisi pendek	atas	D22-100
	bawah	D25-100
Pilecap Tipe 2		
Dimensi	12,6 x 3,6 x 1,2	
Jumlah Tiang Pancang	14	
Tulangan sisi panjang	atas	D22-100
	bawah	D25-100
Tulangan sisi pendek	atas	D22-100
	bawah	D25-100
Pilecap Tipe 3		
Dimensi	3,6 x 7,2 x 1,2	
Jumlah Tiang Pancang	8	
Tulangan sisi panjang	atas	D22-80
	bawah	D25-80
Tulangan sisi pendek	atas	D22-80
	bawah	D25-80

#### 4.6.4 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi.

Dimensi Kolom	= 110/110 cm
Tebal decking ( $d'$ )	= 50 mm
Mutu tulangan ( $f_y$ )	= 420 Mpa

Mutu beton ( $f'_c$ ) = 30 Mpa

#### 4.6.4.1 Kontrol Dimensi kolom

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diperoleh beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom:

$Pu_{max}$  : 18283,20 kN

$Vu_{max}$  : 329,30 kN

$Tu_{max}$  : 55,56 kNm

$My$  : 632,26 kNm

$Mx$  : 536,96 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 mm > 300 mm
- Rasio dimensi besar dari 0.4  
Rasio b/h = 1100/1100 = 1 > 0.4

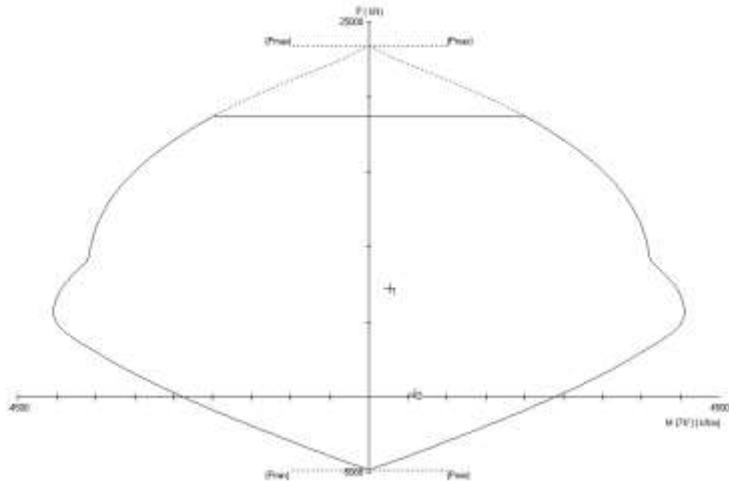
Dari hasil program ETABS didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 8513,10 kN

$$18283,20 \text{ kN} \geq 1100 \times 1100 \times \frac{30}{10} \times \frac{1}{1000}$$

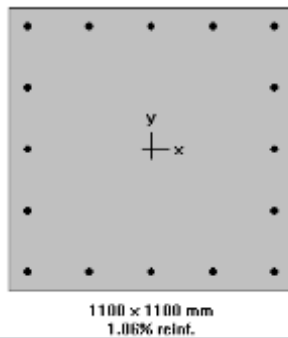
$$18283,20 \text{ kN} \geq 3630 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

#### 4.6.4.2 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. 62 hasil analisis kolom menggunakan spColumn  
 Dari hasil spColumn Design diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah **16D32**.



Gambar 4. 63 Tulangan longitudinal Kolom

Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom  
 $\phi M_n = 3448,45 \text{ kNm} > M_u = 632,26 \text{ kNm}$  **(OK)**

#### 4.6.4.3 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  $0.06 A_g$ .

$$A_{st} = 12861,4 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 1210000 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program spColumn diperoleh Tulangan longitudinal: 16D32, dengan rasio tulangan = 1,06 %.

$$0.01A_g < A_s < 0.06 A_g$$

$$12100 \text{ mm}^2 < 12861,4 \text{ mm}^2 < 72600 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

#### 4.6.4.4 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:

$$P_u = 7263,57 \text{ KN}$$

$$\phi = 0.65$$

$$A_g = 1100 \times 1100 = 1210000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 16 \frac{1}{4} \pi 32^2 = 12861,44 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

$$\phi P_n = 0,8 \times 0,65 (0,85 \times 30 (1210000 - 12861,44) + 420 (12861,44))$$

$$\phi P_n = 21275862 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 21275,86 \text{ kN} > P_u = 18283,20 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

#### 4.6.4.5 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.

$$F_s = 1,25 \times F_y = 1,25 \times 420 = 525 \text{ Mpa}$$

$$L_n = 4000 - 594 = 3406 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 4724000 \text{ kNmm}$$

$$V_{ex} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_n} = \frac{2 \times 4724000}{3406} = 2773,92 \text{ kN}$$

$$V_{ex} = 2773,92 \text{ kN}$$

#### 4.6.4.6 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:

$$b_{cx} = 1100 - 2 \times 50 - 2 \times 16 = 968 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (1100 - 2 \times 50 - 2 \times 16)^2 = 937024 \text{ mm}^2$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{s b_c f'c}{f_{yt}} \left[ \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{100 \times 968 \times 30}{420} \left[ \frac{1210000}{937024} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 604,28 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{s b_c f'c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{100 \times 968 \times 30}{420} = 622,28 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

Sehingga digunakan 5D16-100

$$A_{sh} = 1004,8 \text{ mm}^2 > 622,28 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 2847: 2013 pasal 11.2.1.2 untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial, maka nilai  $V_c$  nya:

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{Nu}{14Ag}\right) \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

Nu adalah beban aksial yang didapat dari ETABS sebesar 18283,20 kN, dan d (1000 – 50 – 16 – 32/2).

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{18283200}{14 \times 1210000}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1018$$

$$V_c = 2168030,7 \text{ N} = 2168,03 \text{ kN}$$

Untuk nilai gaya geser tulangan ( $V_s$ ) dihitung berdasarkan tulangan confinement (Ash) dan spasi (S) terpasang sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.4.7.2, berikut

$$A_v = 5 \times 0,25 \times 3,14 \times 16^2 = 1004,8 \text{ mm}^2$$

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

$$d = 1018 \text{ mm}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{1004,8 \times 420 \times 1018}{100} = 4296122,9 \text{ N}$$

$$V_s = 4296,12 \text{ kN}$$

$$\Phi(V_c + V_s) \geq V_e = 0,75 \times (2168,03 + 4296,12) \text{ kN} \geq 2773,92 \text{ kN}$$

$$4848,15 \text{ kN} \geq 2773,92 \text{ kN} \quad \text{(OK)}$$

$$\Phi(V_c + V_s) \geq V_e = 0,75 \times (0 + 4296,12) \text{ kN} \geq 2773,92 \text{ kN}$$

$$3222,09 \text{ kN} \geq 2773,92 \text{ kN} \quad \text{(OK)}$$

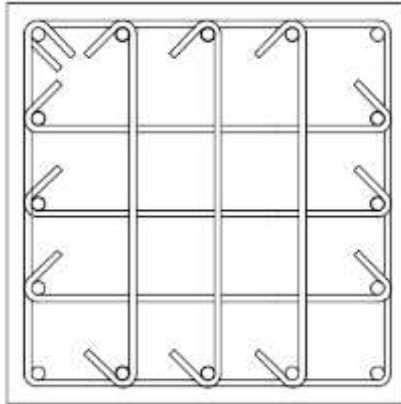
Maka dapat digunakan tulangan geser 5Ø16-100 mm di daerah sendi plastis akibat beban gempa.

#### Pemasangan Tulangan di Luar Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

- $6 \times d_b = 6 \times 32 = 192 \text{ mm}$
- 150 mm

Maka dipakai  $s = 150 \text{ mm}$ ; sehingga menjadi 5D16-150



Gambar 4. 64 Tulangan Kolom

#### 4.6.5 Perencanaan Sloof

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 =  $650 \times 850 \text{ mm}$

Mutu beton ( $f_c$ ) = 30 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) = 420 Mpa

Tulangan utama = D25

Tulangan sengkang =  $\emptyset 10$

Selimut beton = 50 mm

Bentang = 10 m

Gaya aksial kolom = 8512,10 kN

$P_U \text{ sloof} = 10\% \times 18283,20 = 1828,32 \text{ kN} = 1828320 \text{ N}$

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.

$$\frac{l}{20} = \frac{900}{20} = 450 \text{ mm} \leq 650 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 650 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

#### 4.6.5.1 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:

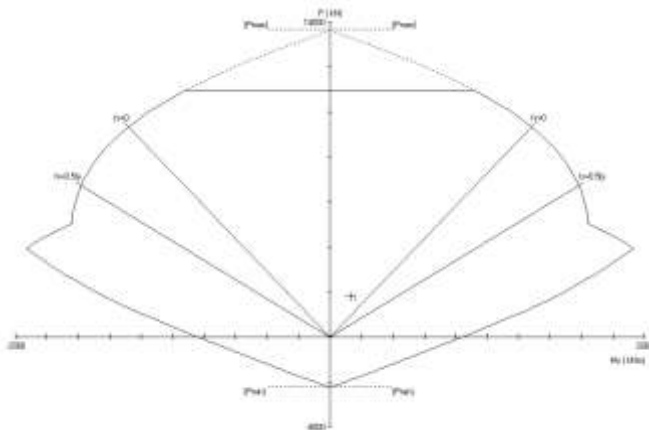
$$q_d = 0,65 \times 0,85 \times 2400 = 1326 \text{ kg/m}$$

$$q_u = 1,2 \times 1327 = 1591,2 \text{ kg/m}$$

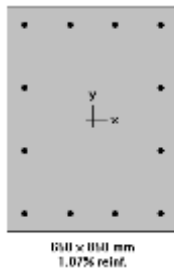
$$\begin{aligned} M_{u \text{ tumpuan}} &= \frac{1}{12} \times q_u \times l^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 1591,2 \times 10^2 \\ &= 13260 \text{ kgm} = 132,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$



$$P_u \text{ Sloof} = 1828320,08 \text{ N}$$



Gambar 4. 65 Hasil Analisa sloof pada spColumn



Gambar 4. 66 Penulangan longitudinal pada sloof

Dari analisis spColumn didapat :

$$\rho = 0,0107$$

$$\text{Dipasang tulangan} = 12 \text{ D25 (As} = 5892 \text{ mm}^2\text{)}$$

- Cek lebar sloof

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$2 \times \text{selimut beton (c} = 50 \text{ mm)} = 2 \times 50 = 100\text{mm}$$

$$2 \times \text{senggang (}\varnothing = 13 \text{ mm)} = 2 \times 13 = 26\text{mm}$$

$$3 \times \text{D25} = 3 \times 25 = 75\text{mm}$$

$$\begin{aligned} 2 \text{ kali jarak antara } 25 \text{ mm} &= 2 \times 25 = 50 \text{ mm} \\ \text{Total} &= 251 \text{ mm} \end{aligned}$$

Total lebar < Lebar balok 650 mm ternyata cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

#### 4.6.5.2 Penulangan geser sloof

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut:

$$A_g = 650 \times 850 = 552500 \text{ mm}^2$$

$$d = 850 - 50 - 10 - 25/2 = 777,5 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{Pu}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times bw \times d$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{1828320,08}{14 \times 552500} \right) 1 \sqrt{30} \times 650 \times 777,5$$

$$V_c = 581797,26 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 581797,26 = 436347,95 \text{ N} = 43634,795 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot qu \cdot l = \frac{1}{2} \times 1591,2 \times 9 = 7956 \text{ kg}$$

$$\phi V_c > V_u$$

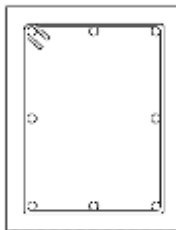
43634,795 kg > 7956 kg (tidak perlu tulangan geser)

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $\frac{d}{2} = \frac{777,5}{2} = 388,75 \text{ mm}$

- $s = 300 \text{ mm}$

Dipasang sengkang 2Ø10 – 250 mm.



Gambar 4. 67 Penulangan Sloof

## **BAB 5**

### **PENUTUP**

#### **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 110 mm menggunakan tulangan negatif M7-125
  - Pelat lantai apartemen menggunakan bondek dari SUPER FLOOR DECK dengan tebal 0,75 mm dengan tebal 110 mm menggunakan tulangan negative M8,5-125
  - Dimensi balok anak atap menggunakan profil WF 500x200x9x14
  - Dimensi balok apartemen atap menggunakan profil WF 500x200x11x19
  - Dimensi balok penggantung lif menggunakan profil WF 350x175x7x11
  - Tangga menggunakan bondek dengan tebal pelat 100 mm
  - Dimensi balok utama tangga yaitu WF 200x100x4,5x7
  - Dimensi balok Penumpu tangga yaitu WF 200x100x4,5x7
  
2. Perhitungan Primer
  - Dinding Geser Pelat Baja (SPSW) menggunakan tebal 4mm
  - Dimensi balok induk memanjang menggunakan profil WF 600x300x14x23
  - Dimensi balok induk melintang menggunakan profil WF 600x300x14x23

- Dimensi balok HBE menggunakan profil WF 700x300x13x20
  - Dimensi kolom VBE menggunakan kolom CFT profil HSS 700x700x25x25
  - Dimensi kolom beton pada basement menggunakan ukuran 1100x1100 mm
  - Dimensi kolom lantai 1-5 menggunakan CFT profil HSS 700x700x25x25
  - Dimensi kolom lantai 6-10 menggunakan CFT profil HSS 600x600x25x25
  - Dimensi kolom lantai 11-15 menggunakan CFT profil HSS 500x500x25x25
  - Dimensi kolom lantai 16-Atap menggunakan CFT profil HSS 400x400x22x22
3. Hasil Perhitungan Sambungan
- Sambungan balok anak atap dan balok induk menggunakan 2 buah baut diameter 16 mm dan pelat siku 60x60x6.
  - Sambungan balok anak lantai dan balok induk menggunakan 2 buah baut diameter 16 mm dan pelat siku 60x60x6.
  - Sambungan balok utama tangga dan balok tumpu tangga menggunakan baut diameter 12 mm dan pelat siku 45x45x4
  - Sambungan balok penumpu tangga dan kolom menggunakan 2 buah baut diameter 12 mm dan pelat las sudut ketebalan 4 mm.
  - Sambungan dinding geser menggunakan las sudut dengan tebal 4 mm
  - Sambungan balok induk dengan kolom menggunakan 4 baut M22 dan 14 baut M27 pada diaphragm plate setebal 20 mm
  - Sambungan HBE dan VBE menggunakan 6 baut diameter 30 mm dan las tumpul pada VBE
  - Sambungan antar kolom menggunakan las sudut dan pelat dengan tebal 50 mm

- Sambungan base plate menggunakan pelat dengan ukuran 1000x1000 mm dengan ketebalan 70 mm dan menggunakan baut angkur F1554 M25 8 buah
4. Hasil Perhitungan Struktur Bawah
- Dinding penahan tanah menggunakan jenis cantilever wall
  - Menggunakan Shearwall dengan tebal 400 mm
  - Pondasi menggunakan tiang pancang produk dari PT. Waskita Beton Precast dengan diameter 600 mm dengan mencapai kedalaman -30 m.
  - Penulangan poer menggunakan D25-100 dan D22-100
  - Dimensi sloof sebesar 65x85 menggunakan tulangan 12D25

## 5.2 Saran

Diharapkan dilakukan studi tentang Steel Plate Shear Wall yang lebih dalam dengan mempertimbangkan teknis dilapangan. Diharapkan kedepannya system SPSW ini banyak digunakan sebagai pilihan system struktur penahan gempa di Indonesia.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## DAFTAR PUSTAKA

- American Institute of Steel Construction, Inc. 2005. **Seismic Provisions for Structural Steel Building (AISC 341- 05)**. Chicago : 2005.
- Astaneh-Asl, A. 2000. “Steel Plate Shear Walls”, **Proceedings U.S., Japan Partnership for Advanced Steel Structures**. U.S., Japan Workshop on Seismic Fracture Issues in Steel Structures.
- Badan Standardisasi Nasional . 2015 . SNI 1729-2015 : Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural . Jakarta . Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. Beban Minimum Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013). Bandung : BSN
- Badan Standardisasi Nasional . 2012 . SNI 1726-2012 : Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung . Jakarta . Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standardisasi Nasional . 2015 . SNI 2847-2013 : Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung. Jakarta . Badan Standardisasi Nasional
- Bruneau M, Uang, C.M., Whittaker, A., 1998. Ductile Design of Steel Structures. USA : McGraw-Hill.
- 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.
- Sabelli, Rafael dan Michel Bruneau. 2007. **Steel Design Guide : Steel Plate Shear Wall**. American Institute of Steel Construction, Inc.
- Seilie, Ignasius F. dan John D. Hopper. 2005. “Steel Plate Shear Walls: Practical Design and Construction”. **Modern Steel Construction Conference**.

- Thorburn, L.J., Kulak, G.L., and Montgomery, C.J. 1983. "Analysis of Steel Plate Shear Walls". **Structural Engineering Report No. 107**, Departement of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- Habashi, H.R. dan M.M. Alinia. 2010. "Characteristic of the Wall-frame Interaction in Steel Plate Shear Walls". **Journal of Constructional Steel Research** 66 , pp. 150-158.
- Isdarmanu dkk. 2006. **Buku Ajar Struktur Baja I**. Surabaya: ITS.
- Wahyudi, Herman. 1999. "Daya Dukung Pondasi Dalam". Surabaya : Jurusan Teknik Sipil FTSP – ITS.



## **Lampiran**



# DRILLING LOG

HOLE NO : BH-2B.

PROJECT : Apartemen.  
LOCATION : Kertajaya, Surabaya.

DEPTH : 60.00 m.  
COORDINATE :

GWL : - 1.50m.  
Drill Master : Nono.

DEPTH (m)	DATE	SOIL / ROCK		SAMPLE DEPTH (m)	SPT			STRENGTH TEST			ATTERBERG LIMITS					$\gamma_t$ t/m <sup>3</sup>	Gs	e <sub>o</sub>
		SYMBOL	DESCRIPTION		N	0	20	40	60	TYPE	C kg/cm <sup>2</sup>	$\phi^0$	q <sub>u</sub>	0	20			
21	17-19 April 2013	x x	Silty clay, dark grey, very stiff consistency	21.00 21.45	9	12	21											
22		15		15	18													
23		x x	Clayey silt, light brownish grey, hard consistency	23.00 23.45	8	10	32											
24		15		15	35													
25		x x	Clayey silt, with a trace of fine grained sand, brown, hard consistency	25.00 25.45	14	18	38											
26		15		15	36													
27		x x	Sand, brown, fine to medium grained, dense	27.00 27.45	16	19	42											
28		15		15	50													
29		x x	Clayey silt, with a little to some of sand, light brownish grey, hard consistency	29.00 29.45	17	21	28											
30		15		15	27													
31	x x	Clayey silt, with a little of gravel at some depth	31.00 31.45	16	20	50												
32	15		15	28														
33	x x	Sand, brown, fine to medium grained, dense	33.00 33.45	18	24	49												
34	15		15	27														
35	x x	Clayey silt, with a little to some of sand, light brownish grey, hard consistency	35.00 35.43	23	27	71												
36	15		13	28														
37	x x	Clayey silt, with a little of gravel at some depth	37.00 37.45	21	28	115												
38	15		15	28														
39	x x	Sand, brown, fine to medium grained, dense	39.00 39.45	20	24	71												
40	15		15	24														

REMARKS : 0 TO 10 % : TRACE  
10 TO 20 % : LITTLE  
20 TO 35 % : SOME  
35 TO 50 % : AND



● WATER CONTENT, %  
○ PLASTIC LIMIT, %  
△ LIQUID LIMIT, %

# DRILLING LOG

HOLE NO : BH-2B.

PROJECT : Apartemen.  
LOCATION : Kertajaya, Surabaya.

DEPTH : 60.00 m.  
COORDINATE :

GWL : - 1.50m.  
Drill Master : Nono.

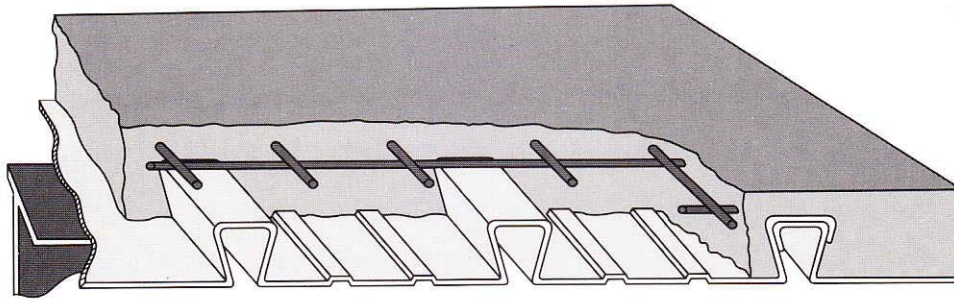
DEPTH (m)	DATE	SOIL / ROCK		SAMPLE DEPTH (m)	SPT			STRENGTH TEST			ATTERBERG LIMITS					$\gamma_t$ t/m <sup>3</sup>	Gs								
		SYMBOL	DESCRIPTION		N	0	20	40	60	TYPE	C kg/cm <sup>2</sup>	$\phi^0$	q <sub>u</sub>	0	20			40	60	80	100				
41	19-21 April 2013	CH - MH	Clayey silt, light brownish grey, very stiff to hard consistency	41.00	15	18	33	UU	0.75	22									42	1.69	2.63	1.26			
				41.45	15	15															45	107			
42																									
43							43.00	17	20	37	UU	2.25	4									41	1.68	2.66	1.68
							43.45	15	15													45	104		
44																									
45							45.00	12	15	27	UU	1.95	5									42	1.63	2.67	1.42
							45.45	15	15													48	106		
46																									
47							47.00	10	14	24	UU	1.60	7									40	1.68	2.66	1.26
							47.45	15	15													43	105		
48																									
49				49.00	14	17	31	UU	0.32	12									39	1.71	2.66	1.36			
				49.45	15	15													52	115					
50																									
51				51.00	22	28	50																		
				51.45	15	15																			
52																									
53		CH - MH	Clayey silt, with a trace to a little of fine grained sand, dark grey, very stiff to hard consistency	53.00	18	20	38												47	61	93	2.72			
				53.45	15	15																			
54																									
55						55.00	17	26	43																
						55.45	15	15																	
56																									
57				57.00	18	27	45												50	1.77	2.64	1.31			
				57.45	15	15													55	114					
58																									
59				59.00	16	28	44																		
				59.45	15	15																			
60			End Of Drilling																						

REMARK : 0 TO 10 % : TRACE  
10 TO 20 % : LITTLE  
20 TO 35 % : SOME  
35 TO 50 % : AND

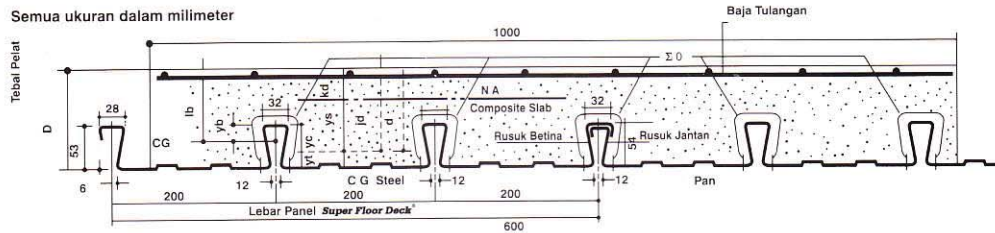
UDS  
CORE

● WATER CONTENT, %  
○ PLASTIC LIMIT, %  
△ LIQUID LIMIT, %

# 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 10 <sup>8</sup> x mm <sup>4</sup>	Gaya reaksi aman untuk perletakan tepi			Gaya reaksi aman untuk perletakan tengah		
			Yc mm	Yt mm	I <sub>p</sub> 10 <sup>8</sup> x mm <sup>4</sup>	Z <sub>pc</sub> 10 <sup>3</sup> x mm <sup>3</sup>	Z <sub>pt</sub> 10 <sup>3</sup> x mm <sup>3</sup>	I <sub>n</sub> 10 <sup>8</sup> x mm <sup>4</sup>	Z <sub>nc</sub> 10 <sup>3</sup> x mm <sup>3</sup>	Z <sub>nt</sub> 10 <sup>3</sup> x mm <sup>3</sup>		10 mm perletakan 10 mm O'f Bearing KN	Pertambahan per 10 mm Incrern, Per 10 mm KN	max KN	10 mm perletakan 10 mm O'f Bearing KN	Pertambahan per 10 mm Incrern, Per 10 mm KN	Max KN
0.75	10.1	1241	38.6	15.4	0.511	13.15	33.14	0.309	10.21	10.73	0.425	3.76	0.99	8.11	15.01	1.14	19.19

Catatan : I<sub>p</sub> = momen inersia profil panel untuk daerah momen positif

Notes

I<sub>n</sub> = idem untuk daerah momen negatif

Z<sub>nt</sub> = momen tahanan, puncak rusuk dalam daerah momen negatif (tegangan tarik)

Z<sub>nc</sub> = idem, dasar dek dalam daerah momen negatif (tegangan tekan)

Z<sub>pc</sub> = idem, puncak rusuk, dalam daerah momen positif (tegangan tekan)

Z<sub>pt</sub> = idem, dasar dek, dalam daerah momen positif (tegangan tarik)

Ie = momen inersia ekuivalen untuk perhitungan lendutan bentang menerus

I<sub>p</sub> (1.26 - 0.26 I<sub>p</sub>/l)

**TABEL 2 : TABEL PERENCANAAN PRAKTIS**

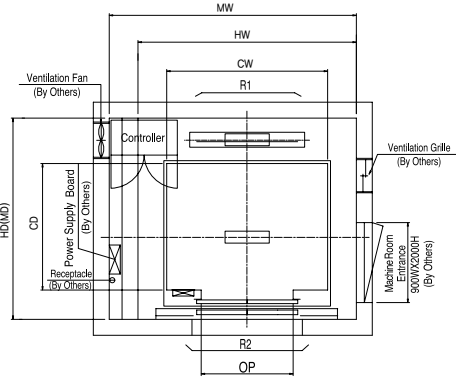
Super Floor Deck® 0.75 MM	BENTANG TUNGGAL TANPA TULANGAN NEGATIF SAMPLE SPAN CONDITION WITHOUT NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG GANDA DENGAN TULANGAN NEGATIF DOUBLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG MENERUS DENGAN TULANGAN NEGATIF MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT															
	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>																																				
TIANG PENYANGGA NO. PROPS	BENTANG SPAN M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF REIN. DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF REIN. DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF REIN. DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF REIN. DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF REIN. DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF REIN. DEPTH CM																
TANPA PENYANGGA NO. PROPS	1.50	9	9	9	9	9	9	9	9	0.75	9	0.91	9	1.07	9	1.24	9	1.40	9	1.66	9	2.08	9	0.59	9	0.73	9	0.85	9	0.98	9	1.11	9	1.31	9	1.65
	1.75	9	9	9	9	9	9	10	9	1.03	9	1.25	9	1.48	9	1.71	9	1.94	9	2.29	10	2.53	9	0.81	9	0.99	9	1.17	9	1.35	9	1.53	9	1.81	10	2.00
	2.00	9	9	9	9	9	9	10	9	1.36	9	1.65	9	1.95	9	2.26	9	2.57	9	3.04	10	3.35	9	1.07	9	1.31	9	1.55	9	1.79	9	2.03	9	2.39	10	2.65
	2.25	9	9	9	9	9	10	11	9	1.73	9	2.12	9	2.50	9	2.90	9	3.29	9	3.89	11	3.85	9	1.37	9	1.68	9	1.98	9	2.30	9	2.60	9	3.08	11	3.04
SATU BARIS PENYANGGA ONE ROW PROPS	2.50	9	9	9	9	10	14	9	2.16	9	2.65	9	3.13	9	3.62	9	4.11	10	4.29	14	3.69	9	1.71	9	2.09	9	2.48	9	2.86	9	3.25	10	3.39	14	2.92	
	2.75	10	10	10	10	11	12	15	9	2.64	9	3.24	9	3.83	10	3.94	11	4.02	12	4.29	15	4.23	9	2.09	9	2.25	9	3.02	10	3.11	11	3.18	12	3.39	15	3.33
	3.00	10	10	10	11	12	13		9	3.17	9	3.87	10	4.10	11	4.28	12	4.41	13	4.74			9	2.51	9	3.07	10	3.25	11	3.38	12	3.49	13	3.75		
	3.25	11	11	11	12	13	14		10	3.41	10	4.13	10	4.87	12	4.65	13	4.83	14	5.22			10	2.70	10	3.27	10	3.84	12	3.67	13	3.82	14	4.12		
DUA BARIS PENYANGGA TWO ROW PROPS	3.50	12	12	12	13	15		11	3.68	11	4.42	11	5.18	12	5.44	13	5.64	15	5.71			11	2.90	11	3.49	11	4.09	12	4.29	13	4.46	15	4.51			
	3.75	13	13	13	14			11	4.25	11	5.11	11	5.99	13	5.83	14	6.09					11	3.36	11	4.04	11	4.73	13	4.61	14	4.81					
DUA BARIS PENYANGGA TWO ROW PROPS	4.00	14	14	14	15			12	4.55	12	5.43	12	6.33	14	6.24	15	6.55					12	3.59	12	4.28	12	4.99	14	4.93	15	5.17					
	4.50							13	5.49	13	6.51	14	7.06	15	7.53							13	4.34	13	5.14	14	5.58	15	5.95							
5.00								15	6.20	15	7.27	15	8.90									15	4.90	15	5.73	15	6.58									

- Catatan : - BEBAN MATI (BERAT SENDIRI **Super Floor Deck®** DAN PELAT BETON) SUDAH DIPERHITUNGKAN  
 - BEBAN BERGUNA DALAM TABEL ADALAH JUMLAH BEBAN HIDUP DAN BEBAN-BEBAN FINISHING LAINNYA  
 - MUTU BAJA TULANGAN U - 48

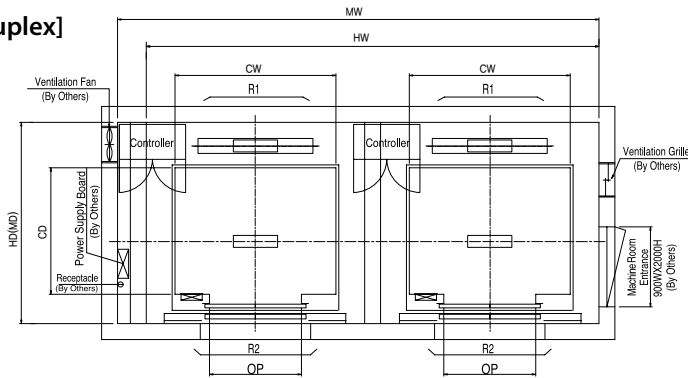
# Technical Data

## I Hoistway & Machine Room Plan

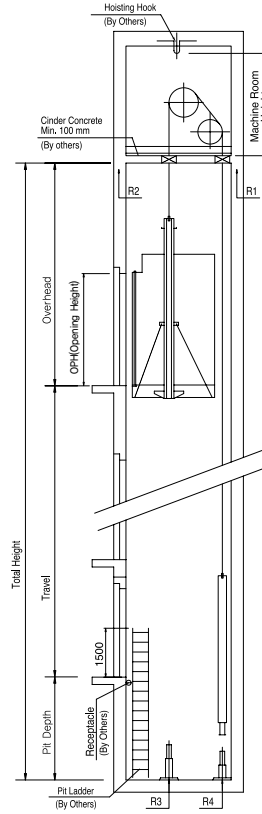
[Simplex]



[Duplex]



## I Hoistway Section



## I Overhead, Pit & Machine Room Height

Application Regulation [CODE]	Speed (m/s)	Load (kg)	Travel (mm)	Overhead (mm)	Pit Depth (mm)	Machine Room HT	Required Hook Strength (kg)
Standard / EN	1	450~1000	Travel≤100	4200	1400	2300	3000
		1350	Travel≤100	4300			4500
		1150/1600	Travel≤80	4300			4500
	1.5	450~1000	Travel≤100	4400	1450	2300	3000
		1350	Travel≤100	4400			4500
		1150/1600	Travel≤80	4400			4500
	1.75	450~1000	Travel≤100	4500	1600	2300	3000
		1350	Travel≤100	4500			4500
		1150/1600	Travel≤80	4500			4500
MS2021	1	410~1025	Travel≤100	4200	1400	2300	3000
		1365	Travel≤100	4300			4500
		1160/1365	Travel≤80	4300			4500
	1.5	410~1025	Travel≤100	4400	1450	2300	3000
		1365	Travel≤100	4400			4500
		1160/1365	Travel≤80	4400			4500
	1.75	410~1025	Travel≤100	4500	1600	2300	3000
		1365	Travel≤100	4500			4500
		1160/1365	Travel≤80	4500			4500
Standard / EN	2	800~1600	Travel≤130	5100	1900	2300	4500
	2.5			5300			



# Technical Data

## I Layout Dimensions | Speed : 1.0 m/s

[Standard]

(Unit : mm)

Speed (m/s)	Capacity		Opening Width (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Reaction Load			
						Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
	Person	Load(kg)		CW	CD	HW	HD	HW	HD	MW	MD	MW	MD	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	800	1400	850	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	550	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	600	800	1400	1130	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	10	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	17	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	20	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	24	1600	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450		10200	7000	10950	8700
2150			1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300						

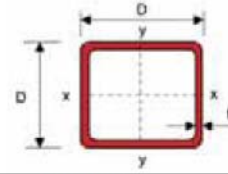
[EN Code]

1.0	6	450	700	1150	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	3600	2000	3800	3150
	7	525	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	8	600	800	1400	1100	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	9	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	10	800	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	12	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	13	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	16	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	18	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	21	1600	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450		10200	7000	10950	8700
2150			1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300						

[Malaysia]

1.0	6	410	800	1400	830	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	545	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	615	800	1400	1150	1800	1800	3750	1800	1800	1800	3750	1800	4100	2500	4700	3450
	10	685	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	885	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1025	900	1600	1550	2000	2200	4150	2200	2000	2200	4150	2200	5450	4300	6600	4700
	17	1160	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
	20	1365	1000	1800	1750	2350	2450	4850	2450	2350	2450	4850	2450	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1550	2550	2250	5250	2250	2550	2250	5250	2250				
	24	1635	1100	2000	1800	2550	2500	5250	2500	2550	2500	5250	2500	10200	7000	10950	8700

## Square

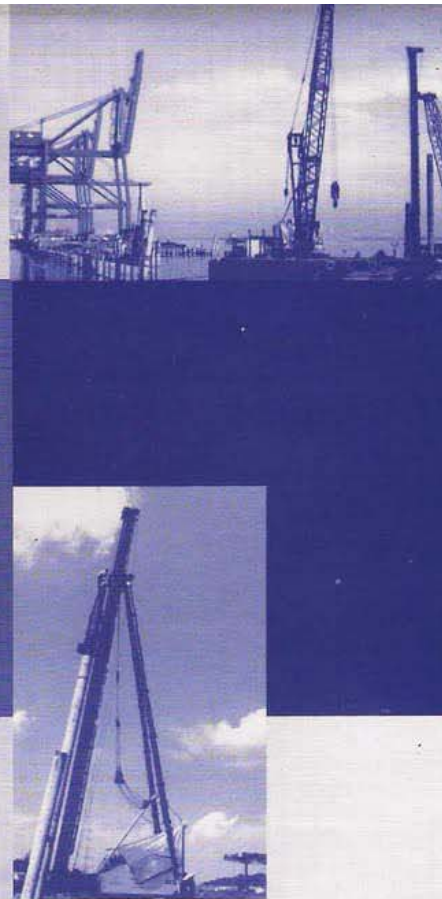
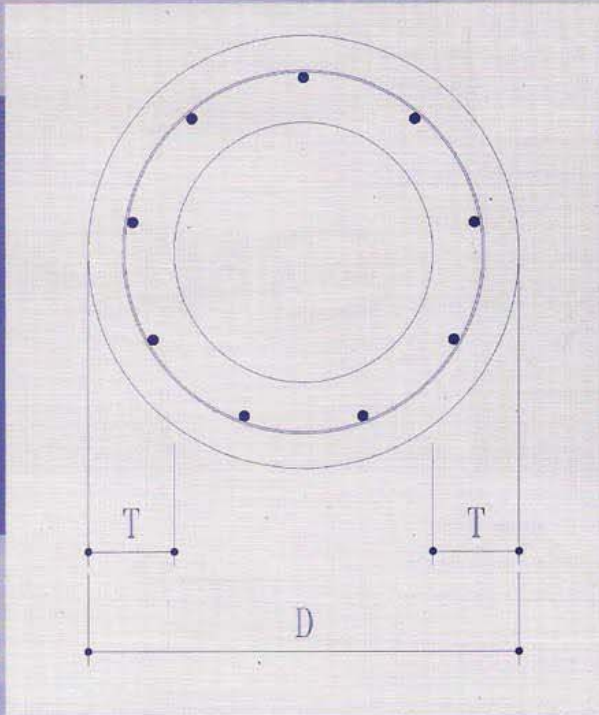


Designation Size	Thickness	Mass Per Metre	Area Of Section	Second Moment Of Area	Radius Of Gyration	Elastic Modulus	Plastic Modulus	Torsional Constants		Surface Area Per Metre
DxD	t		A	I	r	Z	S	J	C	
mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	m <sup>2</sup> /m
400x400	8	97.90	125	31860	16.0	1593	1830	48700	2363	1.58
	10	122.00	155	39130	15.9	1956	2260	60090	2895	1.57
	12	145.00	185	46130	15.8	2306	2679	71180	3405	1.57
	12.5	152.00	192	47840	15.8	2392	2782	73910	3530	1.57
	14	168.00	214	52870	15.7	2643	3087	81960	3894	1.56
	14.2	170.00	217	53530	15.7	2676	3127	83030	3942	1.56
	16	192.00	243	59340	15.6	2967	3484	92440	4362	1.56
	20	# 237.00	300	71540	15.4	3577	4247	112500	5237	1.55
	22	251.00	327	77260	15.4	3863	4612	122100	5646	1.54
25	282.00	368	85380	15.2	4269	5141	135900	6223	1.54	
450x450	12	162.00	209	66460	17.8	2954	3419	102200	4368	1.77
	16	213.00	275	85860	17.7	3816	4459	133200	5620	1.76
	19	250.00	324	99540	17.5	4424	5208	155400	6497	1.75
	22	286.00	371	112500	17.4	5000	5929	176700	7324	1.74
	25	321.00	418	124700	17.3	5544	6624	197200	8101	1.74
	28	△ 355.00	464	136300	17.1	6058	7292	216800	8832	1.73
	32	△ 399.00	524	150700	17.0	6696	8143	241700	9735	1.72
500x500	12	181.00	233	92030	19.89	3681	4248	141200	5451	1.97
	16	238.00	307	119300	19.71	4771	5554	184400	7038	1.96
	19	280.00	362	138600	19.58	5545	6498	215500	8159	1.95
	22	320.00	415	157100	19.44	6283	7411	245600	9222	1.94
	25	360.00	468	174600	19.31	6986	8295	274600	10230	1.94
	28	△ 399.00	520	191300	19.18	7653	9149	302600	11180	1.93
	32	△ 450.00	588	212300	19.00	8491	10242	338200	12370	1.92
	36	△ 498.00	654	231700	18.82	9269	11283	372000	13470	1.91
550x550	16	263.00	339	160400	21.75	5833	6769	247300	8616	2.16
	19	309.00	400	186800	21.62	6793	7930	289500	10010	2.15
	22	355.00	459	212100	21.49	7714	9058	330400	11340	2.14
	25	399.00	518	236300	21.35	8594	10150	370100	12610	2.14
	28	△ 443.00	576	259500	21.22	9436	11220	408400	13810	2.13
	32	△ 500.00	652	288700	21.04	10500	12580	457500	15330	2.12
	36	△ 555.00	726	316100	20.86	11500	13890	504400	16740	2.11
40	△ 608.00	799	341800	20.68	12430	15140	549000	18060	2.10	
600x600	25	△ 439.00	568	311100	23.40	10370	12200	485300	15230	2.34
	28	△ 487.00	632	342100	23.26	11410	13490	536300	16720	2.33
	32	△ 550.00	716	381600	23.08	12720	15160	601900	18600	2.32
	36	△ 611.00	798	418800	22.91	13960	16770	664900	20370	2.31
	40	△ 671.00	879	453900	22.73	15130	18310	725100	22030	2.30
700x700	25	△ 517.00	668	504700	27.48	14420	16850	782900	21240	2.74
	28	△ 575.00	744	556600	27.35	15900	18670	867000	23380	2.73
	32	△ 651.00	844	623100	27.17	17800	21040	975800	26110	2.72
	36	△ 724.00	942	686500	26.99	19610	23330	1081000	28700	2.71
	40	△ 797.00	1039	746900	26.81	21340	25540	1182000	31160	2.70

# Grade S355J2H only  
 △ S.A.W process



## Shape and Dimension



## Classification

Outside Diameter (mm)	Wall Thickness (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Unit Weight (Kg/m)	Length (m)	Bending Moment		Allowable Axial Load (Ton)
						Crack (Ton.m)	Ultimate (Ton.m)	
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50



## 4. Daftar

## 4. Technical Details

DAFTAR II : Luas Penampang Kawat

TABLE II : Wiremesh Area

Ø KAWAT WIRE. Ø MM	Luas Ø KAWAT WIRE AREA CM2	JUMLAH LUAS PENAMPANG KAWAT (CM2/M) MENURUT SPASINYA SETIAP ARAH TOTAL WIREMESH AREA (CM2/M) ACCORDING TO SPACING EACH DIRECTION											
		SPASI SPACING (MM)											
		50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325
4,0	0,126	2,52	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	0,78	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	2,82	2,26	1,88	1,62	1,41	1,26	1,13	1,03	0,94	0,87
6,5	0,332	6,64	4,43	3,31	2,65	2,21	1,90	1,65	1,47	1,33	1,21	1,10	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	2,20	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	1,67	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	1,74
9,0	0,636	12,72	8,48	6,36	5,09	4,24	3,63	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	2,83	2,58	2,36	2,18
10,0	0,785	15,71	10,47	7,85	6,28	5,24	4,49	3,92	3,49	3,14	2,85	2,61	2,42
10,5	0,866	17,32	11,55	8,66	6,93	5,77	4,95	4,33	3,85	3,46	3,15	2,89	2,66
11,0	0,950	19,01	12,67	9,50	7,60	6,34	5,43	4,74	4,22	3,80	3,45	3,16	2,92
11,5	1,039	20,77	13,85	10,39	8,31	6,92	5,93	5,19	4,61	4,15	3,78	3,45	3,19
12,0	1,131	22,62	15,08	11,31	9,04	7,54	6,46	5,66	5,02	4,52	4,11	3,76	3,48



Departemen Teknik Sipil  
 Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
 dan Kebumihan  
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
 GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
 MENGGUNAKAN STEEL PLATE  
 SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Balok Induk (600x300x14x23)  
 Balok Anak (500x200x11x19)  
 Shear Wall ( $t=40$  cm)  
 Kolom Beton (1100x1100)

Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
 0311144000059

Nama Gambar

Skala

Denah Lantai  
 Dasar

1 : 400

Kode

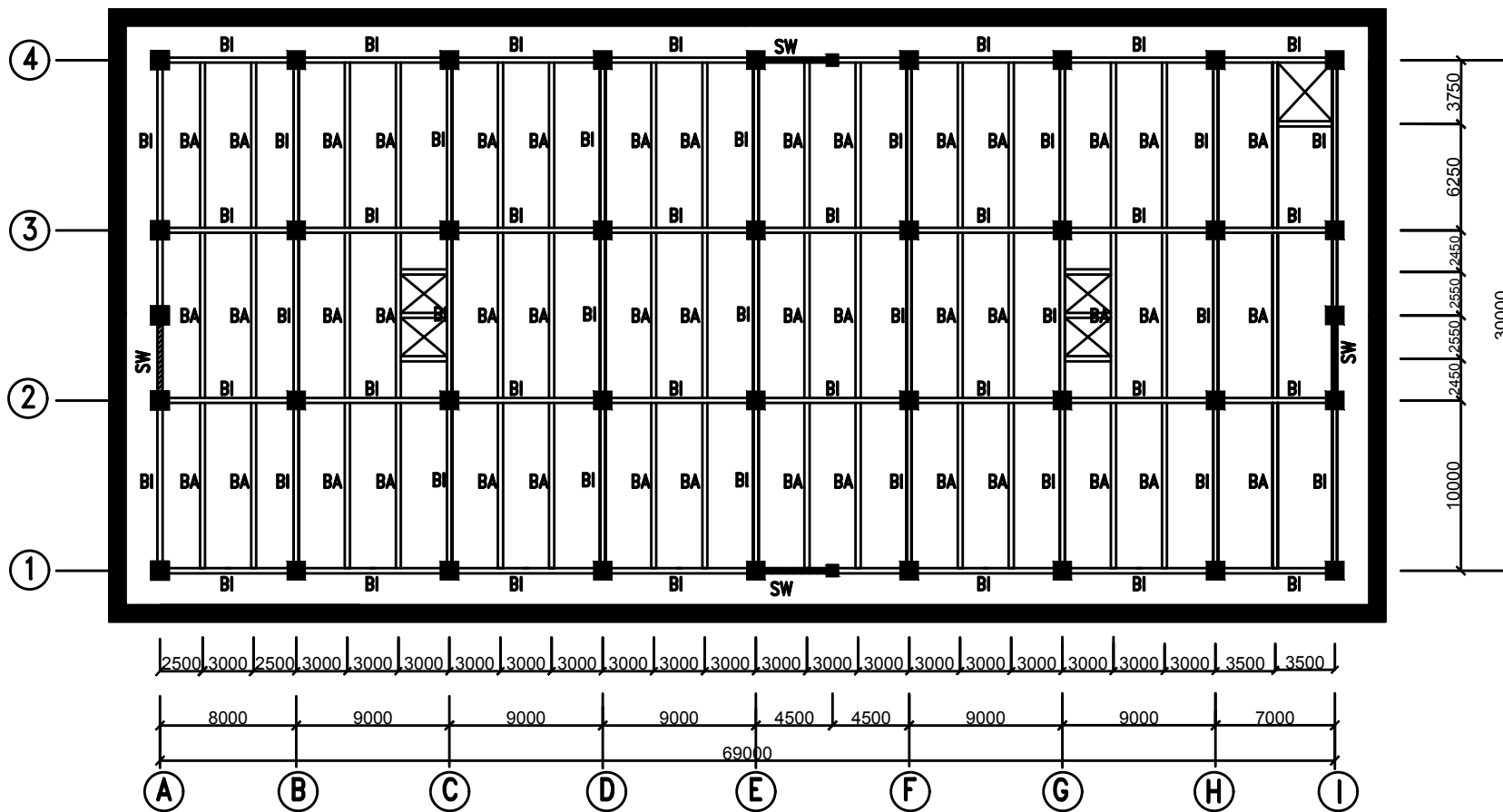
No  
 Gambar

Jumlah  
 Gambar

STR

1

30



Denah Lantai Dasar  
 1 : 400



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Balok Induk (600x300x14x23)  
Balok Anak (500x200x11x19)  
Balok HBE (700x300x13x20)  
Steel Plate Shear Wall (t=4 mm)  
Kolom CFT (700x700x25x25)  
Kolom VBE (700x700x25x25)

Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
0311144000059

Nama Gambar

Skala

Denah Lantai  
1-5

1 : 400

Kode

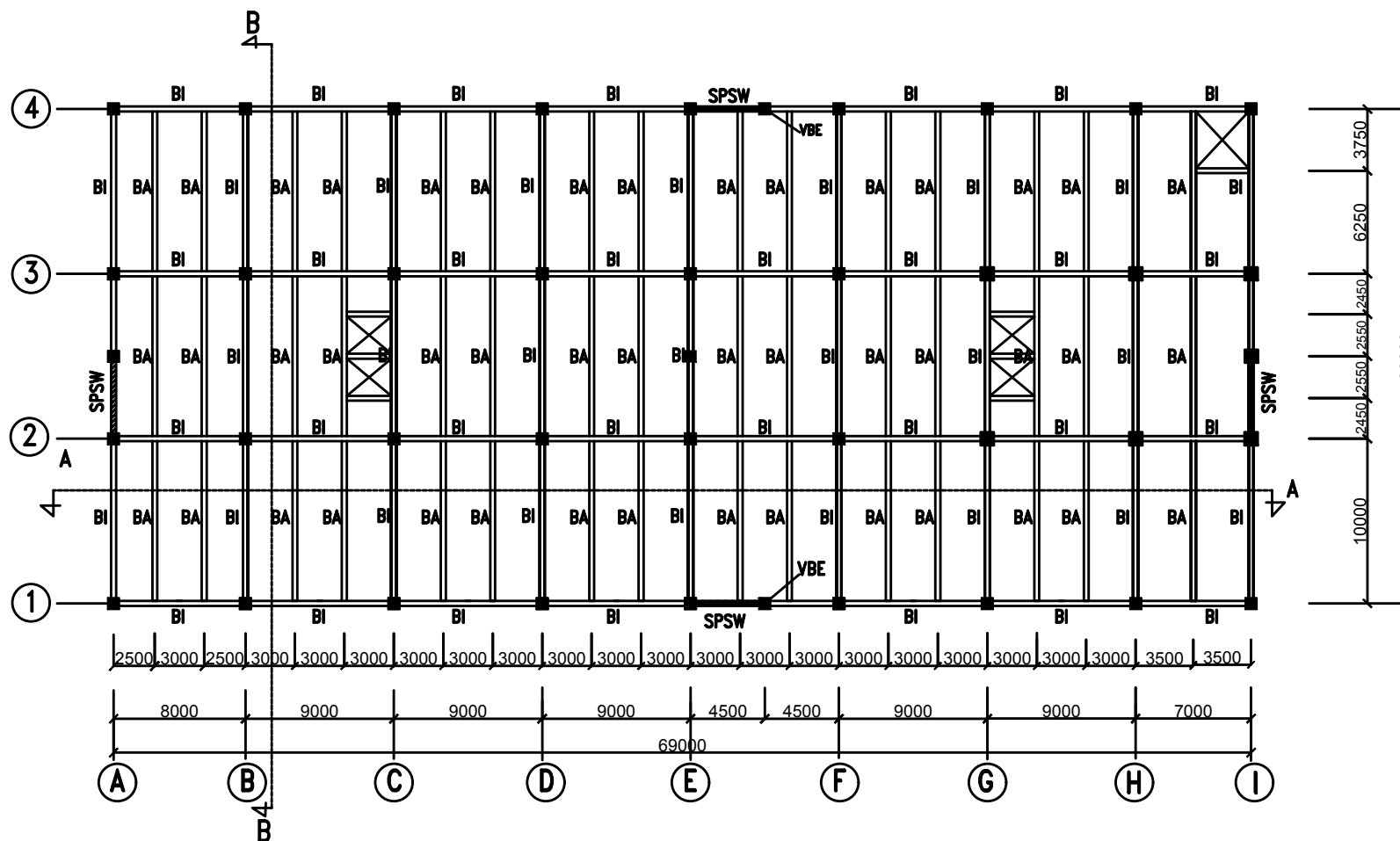
No  
Gambar


Jumlah  
Gambar

STR

2

30



 Denah Lantai 1 - 5  
1 : 400



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Balok Induk (600x300x14x23)  
Balok Anak (500x200x11x19)  
Balok HBE (700x300x13x20)  
Steel Plate Shear Wall(t=4 mm)  
Kolom CFT (600x600x25x25)  
Kolom VBE (700x700x25x25)

Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
0311144000059

Nama Gambar

Skala

Denah Lantai  
6-10

1 : 400

Kode

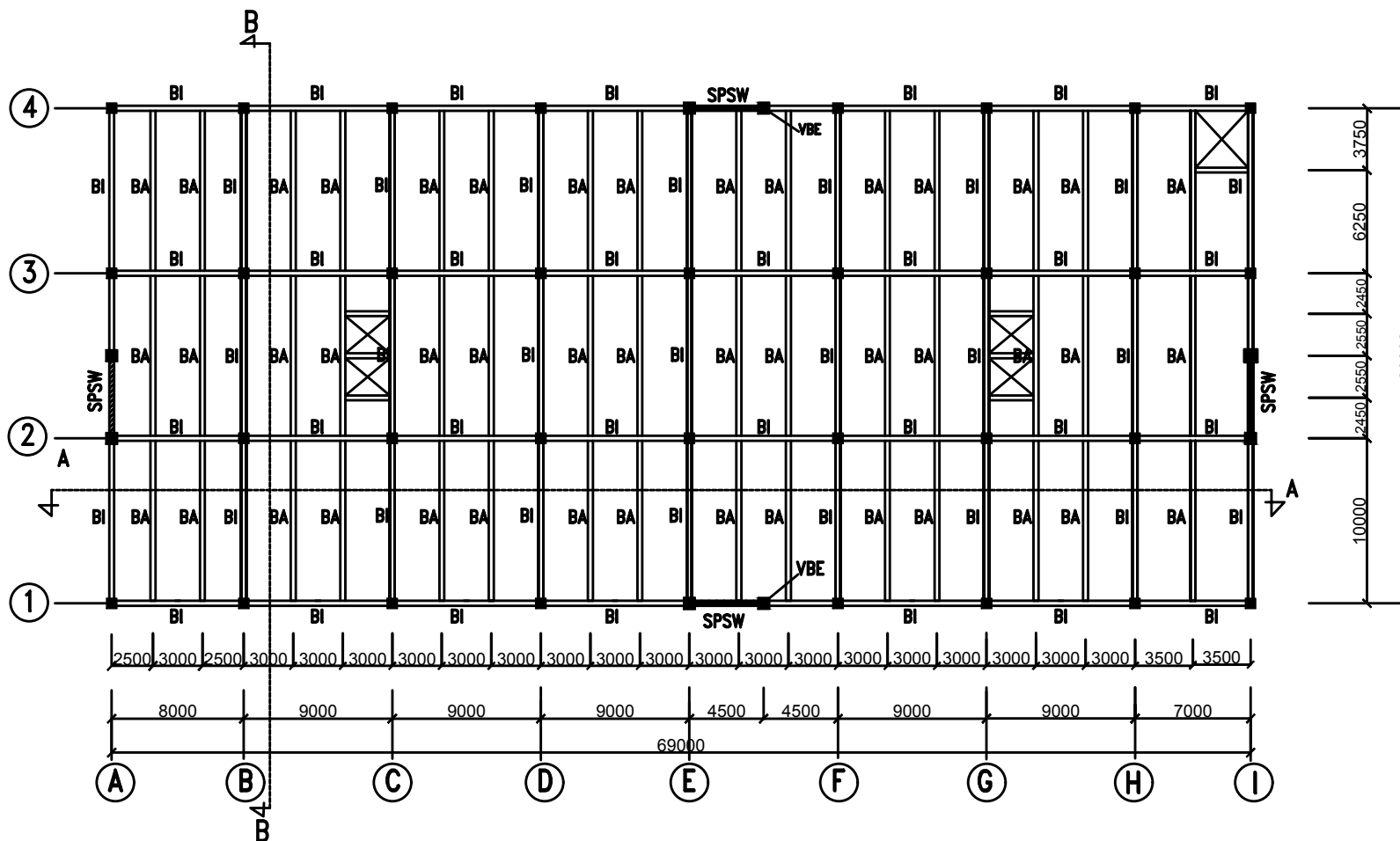
No  
Gambar


Jumlah  
Gambar

STR

3

30



 Denah Lantai 6-10  
1 : 400



Departemen Teknik Sipil  
 Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
 dan Kebumihan  
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
 GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
 MENGGUNAKAN STEEL PLATE  
 SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Balok Induk (600x300x14x23)  
 Balok Anak (500x200x11x19)  
 Balok HBE (700x300x13x20)  
 Steel Plate Shear Wall(t=4 mm)  
 Kolom CFT (500x500x25x25)  
 Kolom VBE (700x700x25x25)

Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
 0311144000059

Nama Gambar

Skala

Denah Lantai  
 11-15

1 : 400

Kode

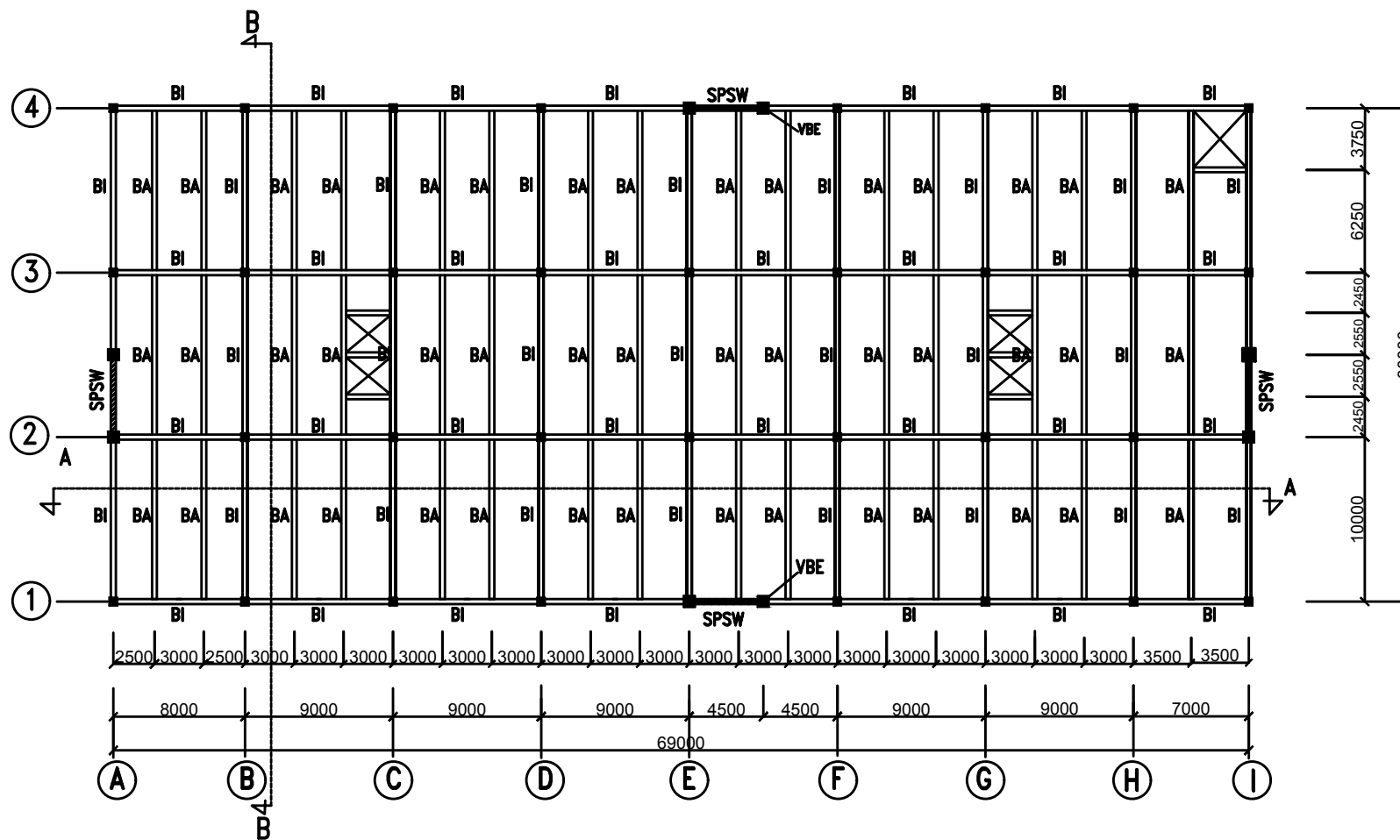
No  
 Gambar

Jumlah  
 Gambar

STR

4

30



Denah Lantai 11-15  
 1 : 400



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Balok Induk (600x300x14x23)  
Balok Anak (500x200x11x19)  
Balok HBE (700x300x13x20)  
Steel Plate Shear Wall(t=4 mm)  
Kolom CFT (400x400x22x22)  
Kolom VBE (700x700x25x25)  
Balok Anak Atap (500x200x9x14)

Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
0311144000059

Nama Gambar

Skala

Denah Lantai  
16-Atap

1 : 400

Kode

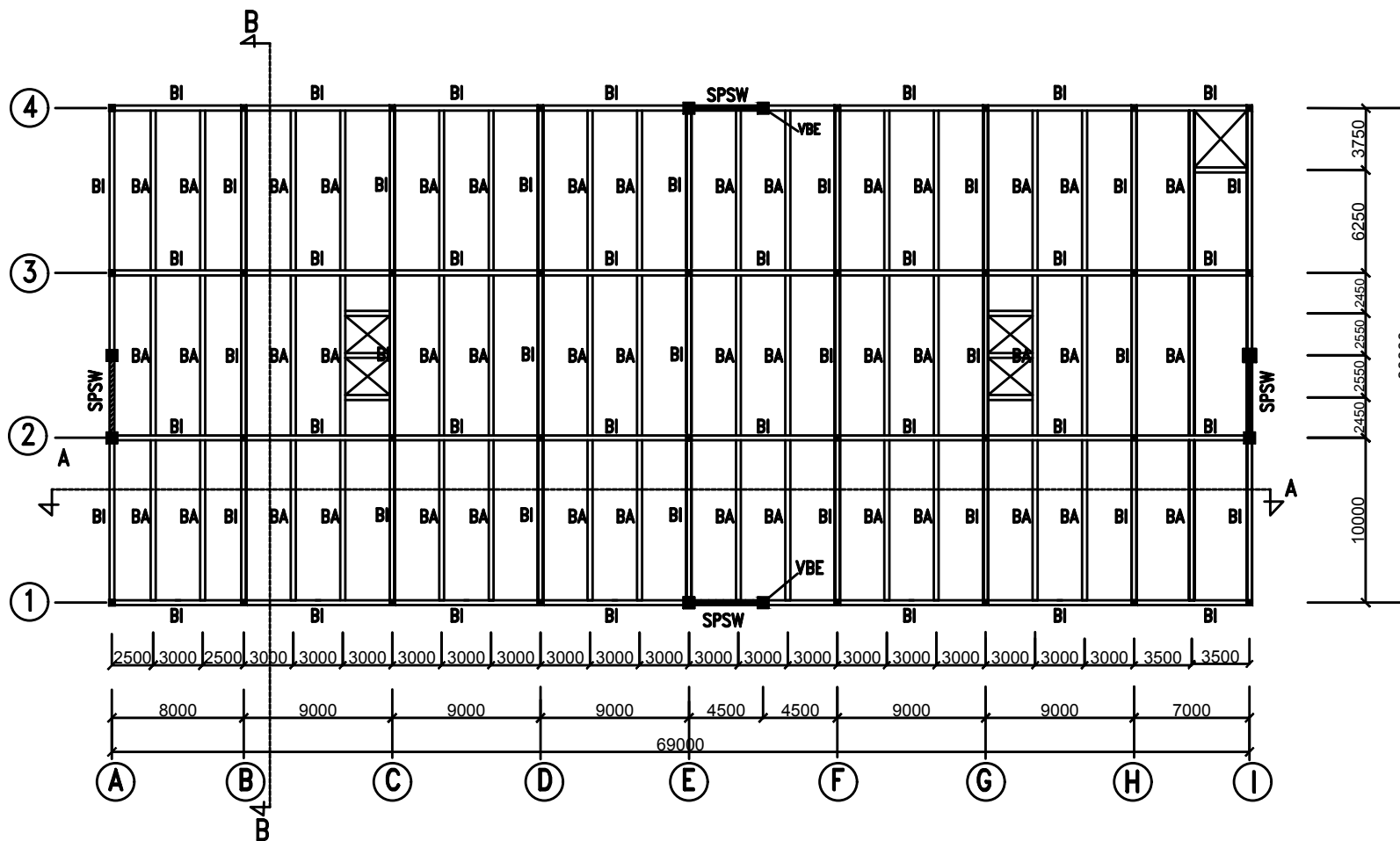
No  
Gambar


Jumlah  
Gambar

STR

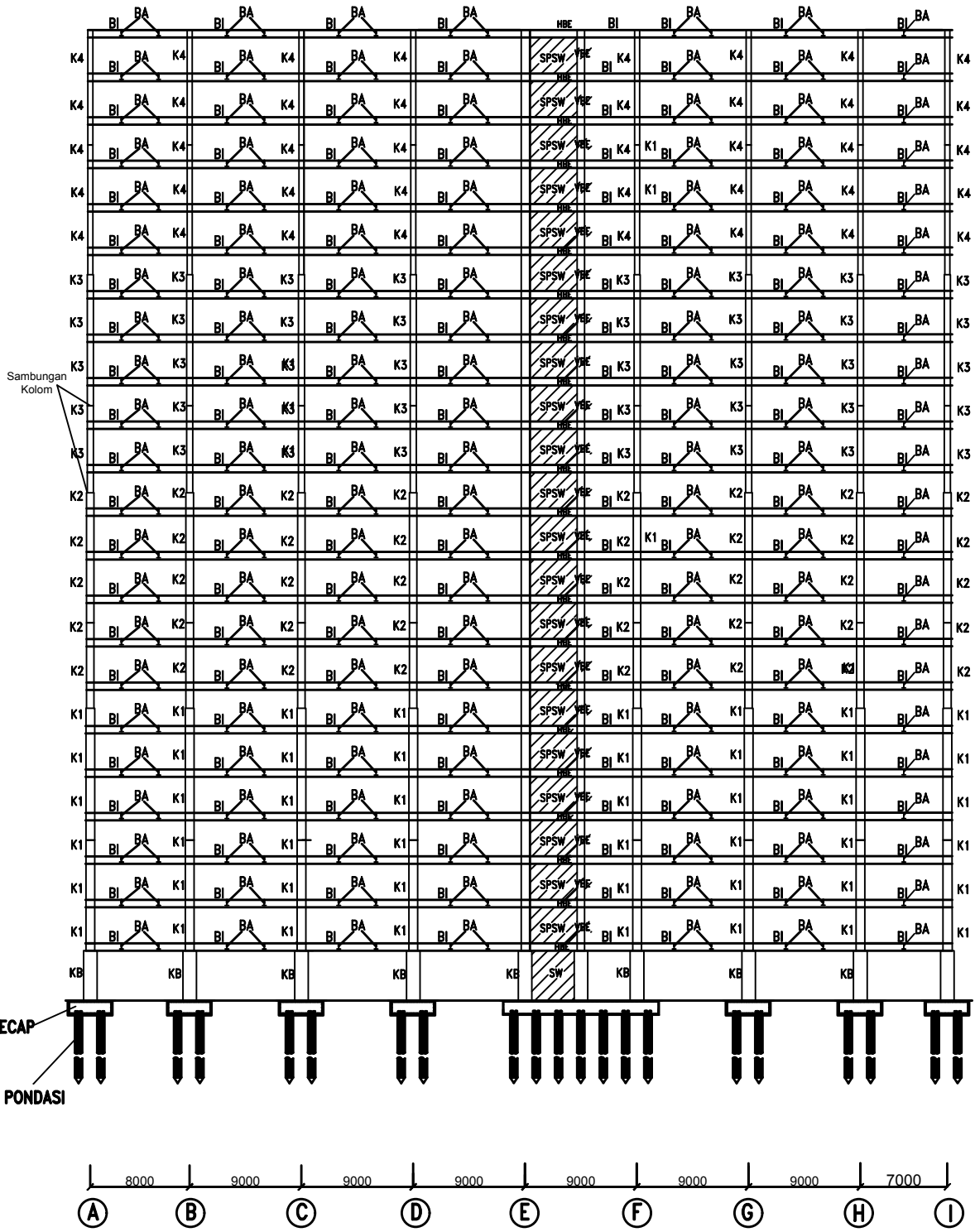
5


30

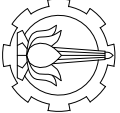


 Denah Lantai 16-Atap  
1 : 400

LANTAI ATAP +73.50  
 LANTAI 20 +70.00  
 LANTAI 19 +66.50  
 LANTAI 18 +63.00  
 LANTAI 17 +59.50  
 LANTAI 16 +56.00  
 LANTAI 15 +52.50  
 LANTAI 14 +49.00  
 LANTAI 13 +45.50  
 LANTAI 12 +42.00  
 LANTAI 11 +38.50  
 LANTAI 10 +35.00  
 LANTAI 9 +31.50  
 LANTAI 8 +28.00  
 LANTAI 7 +24.50  
 LANTAI 6 +21.00  
 LANTAI 5 +17.50  
 LANTAI 4 +14.00  
 LANTAI 3 +10.50  
 LANTAI 2 +7.00  
 LANTAI 1 +3.50  
 LANTAI DASAR -0.00  
 BASEMENT -4.00

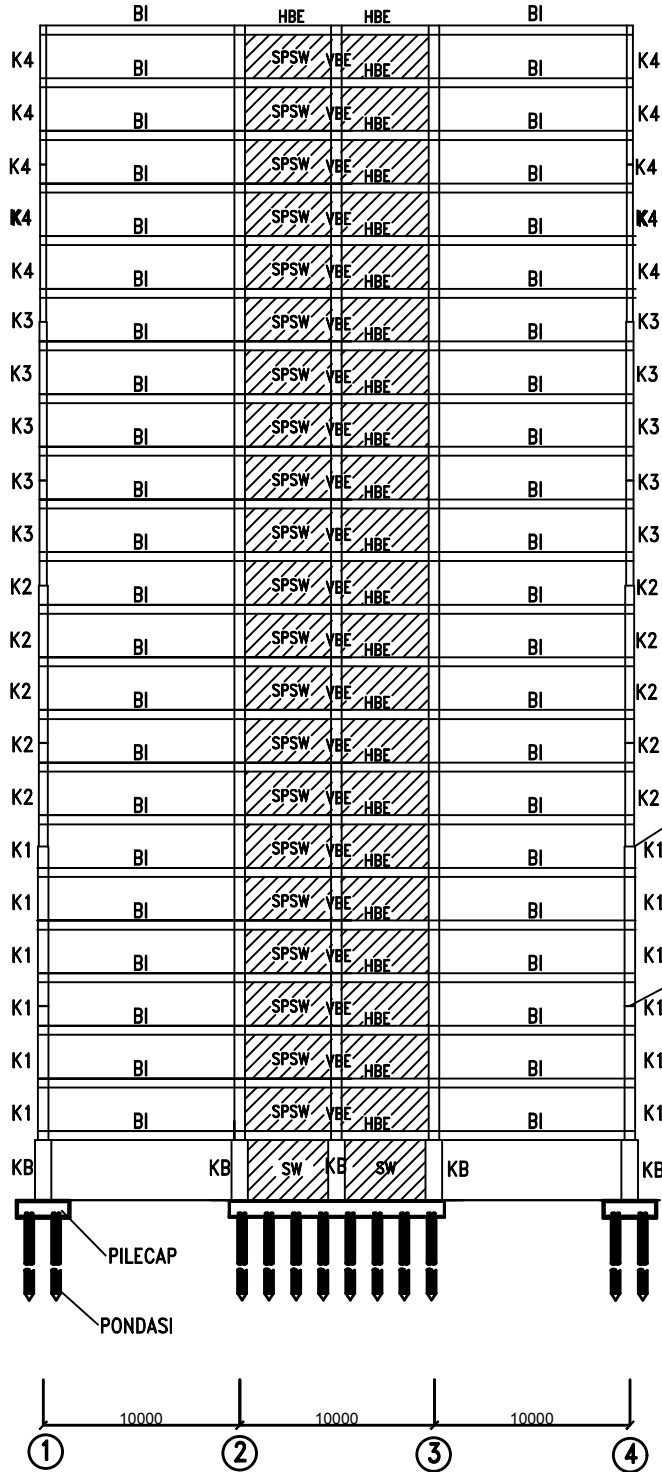




**Potongan A-A**  
 1 : 500

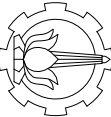
STR	Kode	No Gambar	Jumlah Gambar	Potongan A-A	1 : 500	Nama Gambar	Skala	Rio Chandra 0311144000059	Nama Mahasiswa	Keterangan	Data Iranata, ST., MT., Ph.D	Dosen Pembimbing	MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG ONE EAST SURABAYA MENGUNAKAN STEEL PLATE SHEAR WALL	Judul Tugas Akhir	Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan Institut Teknologi Sepuluh Nopember	
	6					30										



LANTAI ATAP	+73.50
LANTAI 20	+70.00
LANTAI 19	+66.50
LANTAI 18	+63.00
LANTAI 17	+59.50
LANTAI 16	+56.00
LANTAI 15	+52.50
LANTAI 14	+49.00
LANTAI 13	+45.50
LANTAI 12	+42.00
LANTAI 11	+38.50
LANTAI 10	+35.00
LANTAI 9	+31.50
LANTAI 8	+28.00
LANTAI 7	+24.50
LANTAI 6	+21.00
LANTAI 5	+17.50
LANTAI 4	+14.00
LANTAI 3	+10.50
LANTAI 2	+7.00
LANTAI 1	+3.50
LANTAI DASAR	-0.00
BASEMENT	-4.00
TIANG PANCANG	-30.00



 **Potongan B-B**  
1 : 500

STR	Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
		7	30
Potongan A-A		1 : 500	
Nama Gambar		Skala	
Rio Chandra 0311144000059			
Nama Mahasiswa			
Keterangan			
Data Iranata, ST., MT., Ph.D			
Dosen Pembimbing			
MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG ONE EAST SURABAYA MENGUNAKAN STEEL PLATE SHEAR WALL			
Judul Tugas Akhir			
Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan Institut Teknologi Sepuluh Nopember			
			



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Balok Sloof (650x850)  
Tiang Pancang (60 cm)  
Shear Wall (t=40 cm)  
Kolom Beton (1100x1100)

Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
0311144000059

Nama Gambar

Skala

Denah Pondasi

1 : 400

Kode

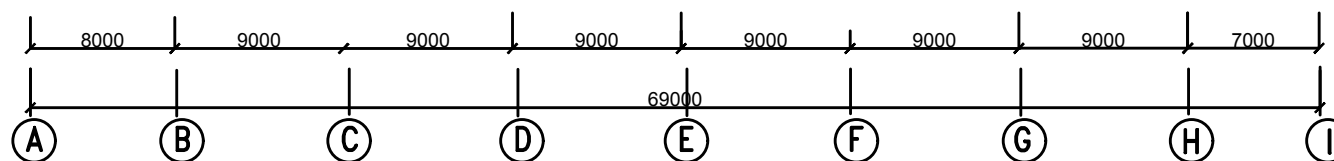
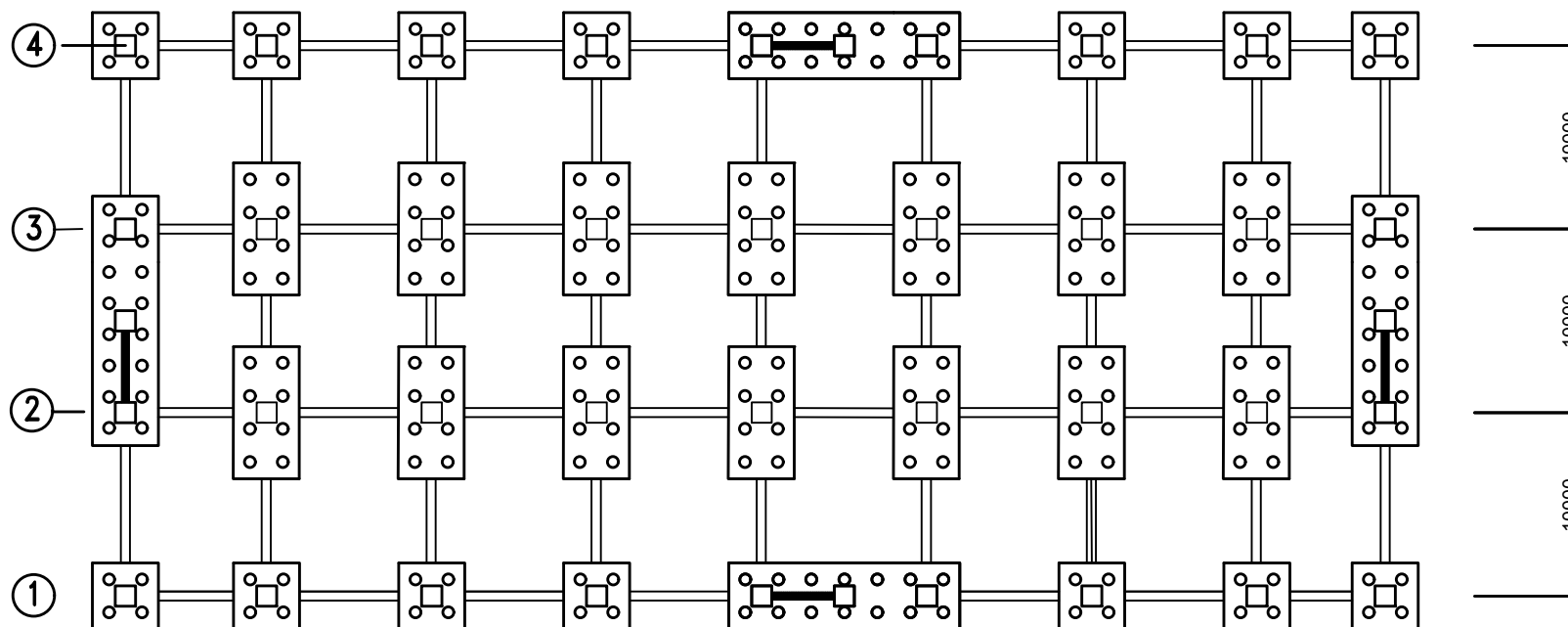
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

8

30



Denah Pondasi  
1 : 400



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
03111440000059

Nama Gambar

Skala Gambar

Pembalokan  
Tangga  
Potongan A-A

1 : 50

1 : 50

Kode

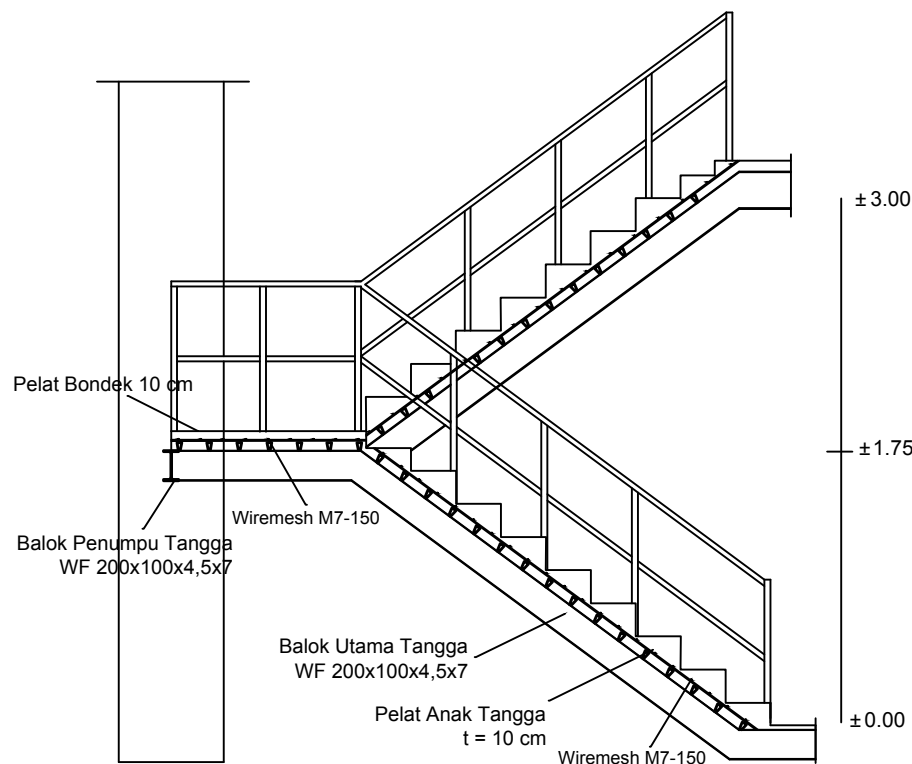
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

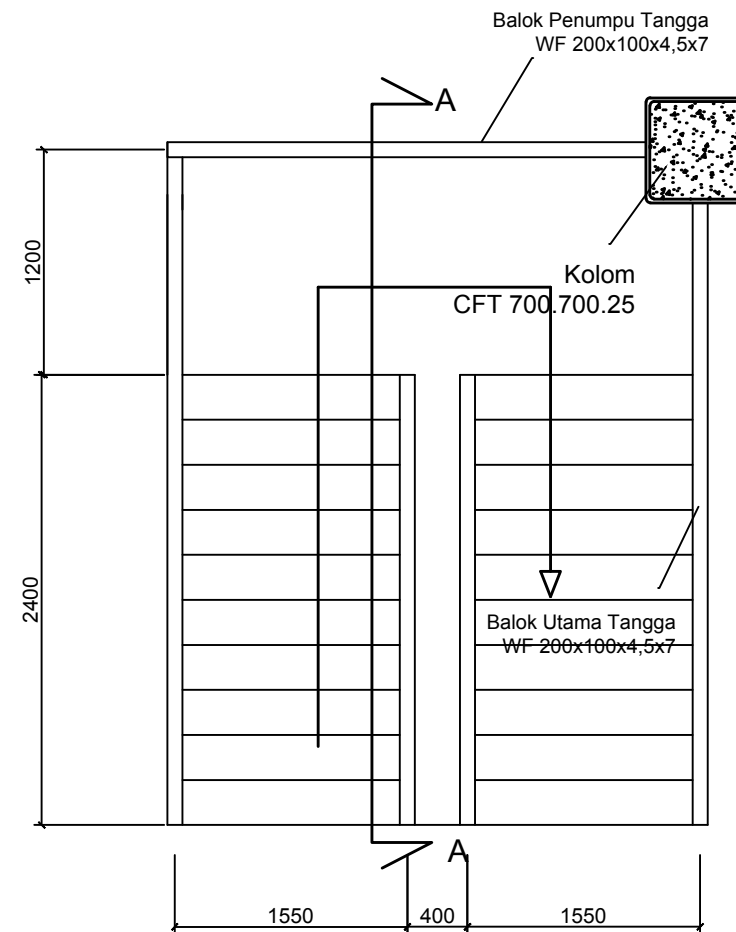
STR

9

30



**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  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

Data Iranata ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
03111440000059

Nama Gambar

Sambungan  
penumpu dan  
balok utama  
tangga  
Potongan A-A

1:10

1:10

Kode

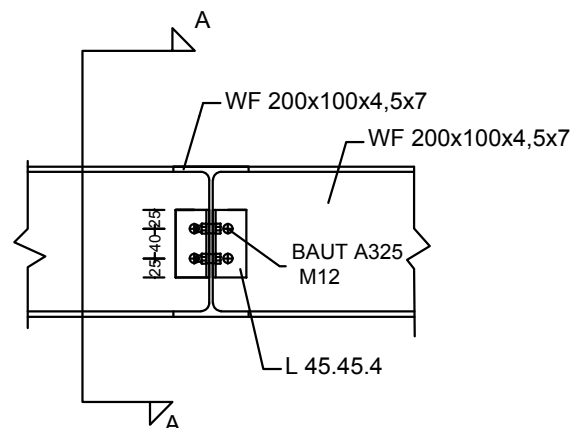
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

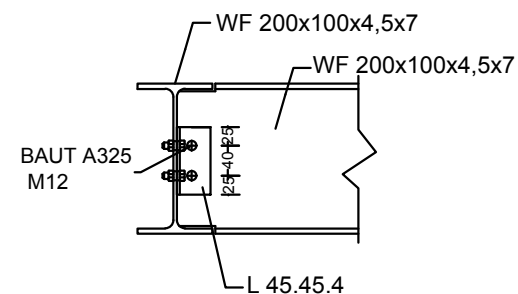
10

30



**Sambungan Penumpu dan Balok utama Tangga**

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  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

Data Iranata ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Mutu Las: E70xx

Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
03111440000059

Nama Gambar

Sambungan  
kolom dan  
penumpu

1:10

Potongan A-A

1:10

Kode

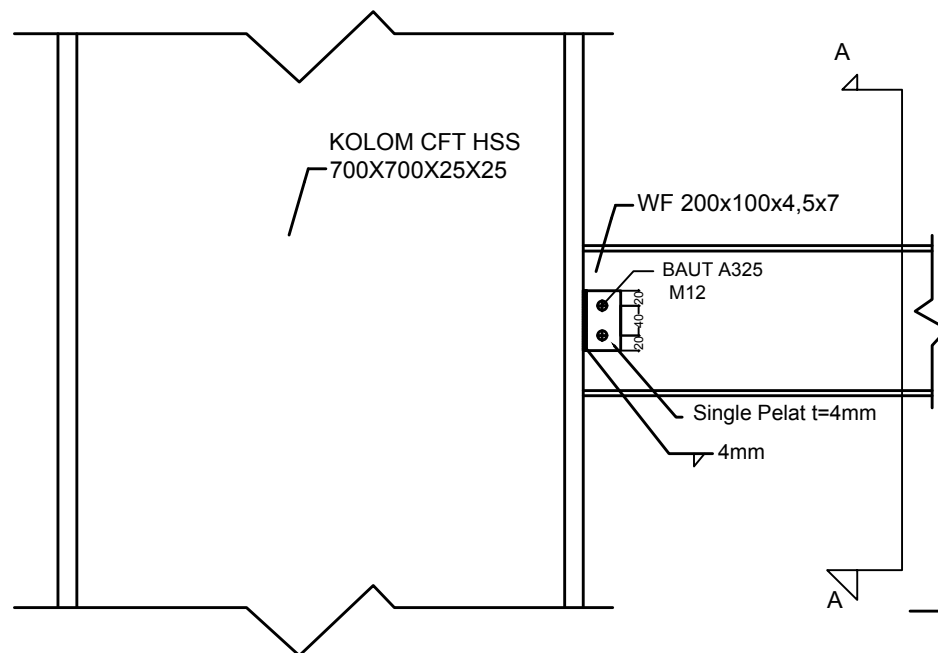
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

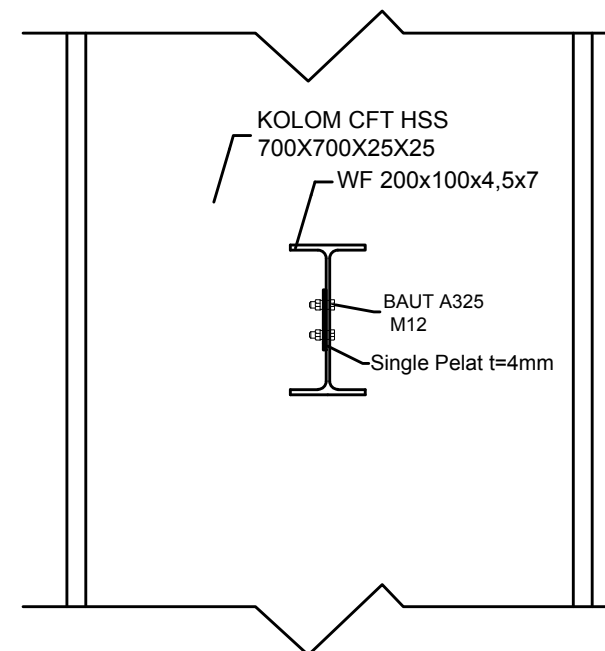
11

30



**Sambungan Balok Penumpu dan Kolom**

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  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

Data Iranata ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

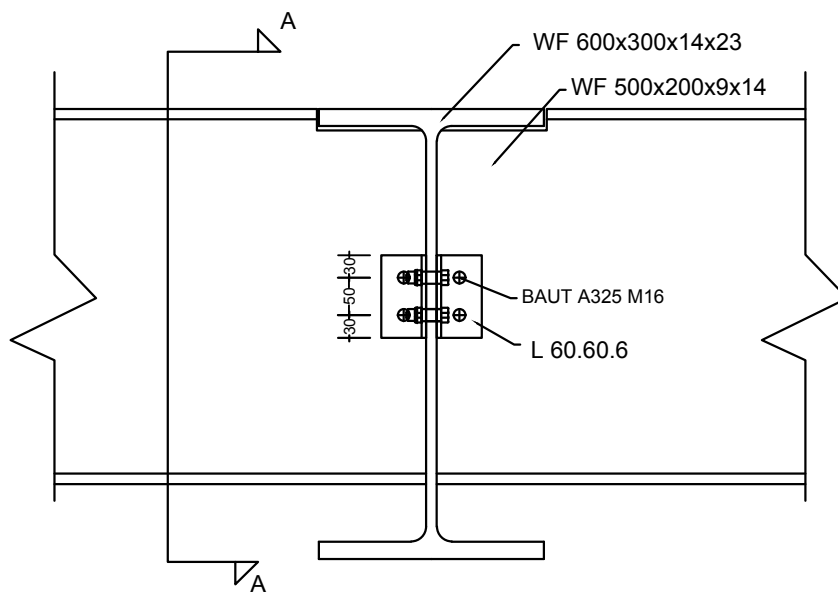
Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
03111440000059

Nama Gambar

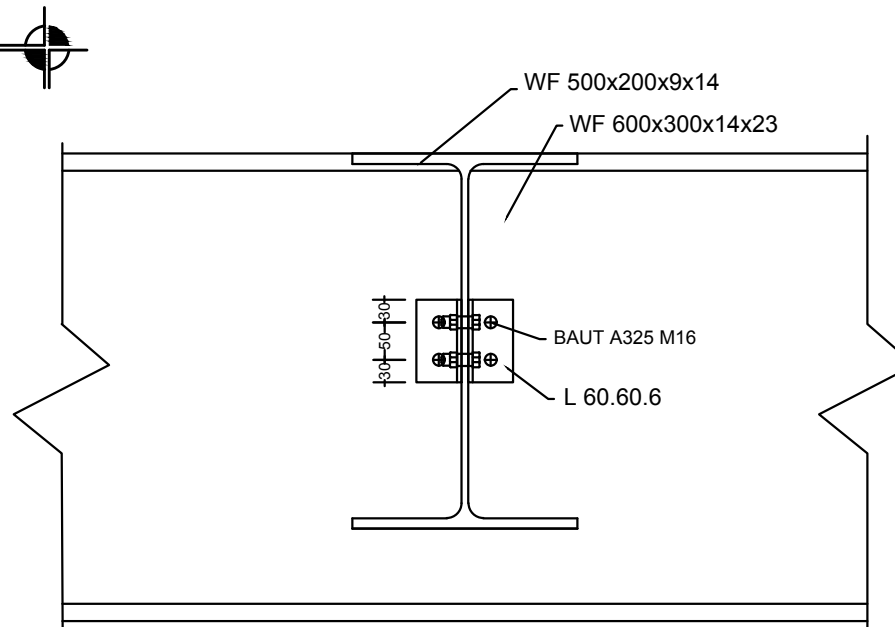
Sambungan Balok Induk	1:10
Sambungan Balok Induk	1:10
Potongan A-A	1:10

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	12	30



**Sambungan Balok Anak Atap ke Balok Induk**

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  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

Data Iranata ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

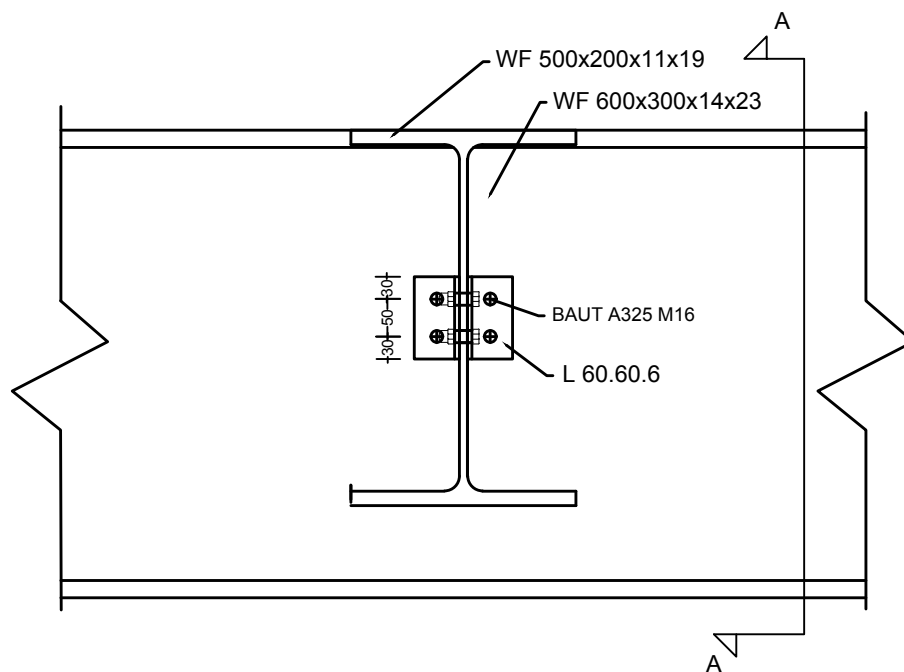
Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
03111440000059

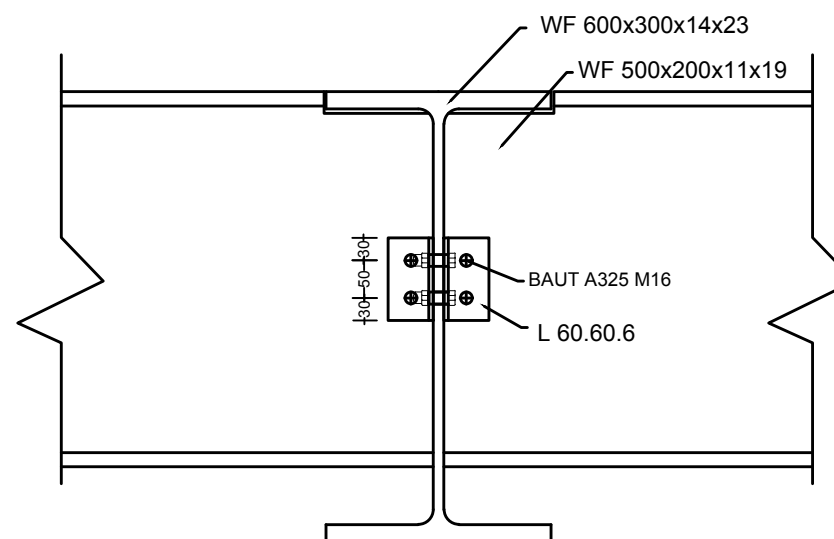
Nama Gambar

Sambungan Balok Induk	1:10
Potongan A-A	1:10

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	13	30



**Sambungan Balok Anak Lantai ke Balok Induk**  
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  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Mutu Las: E100xx

Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
0311144000059

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan VBE  
dan SPSW

1 : 15

Potongan A-A

1 : 15

Kode

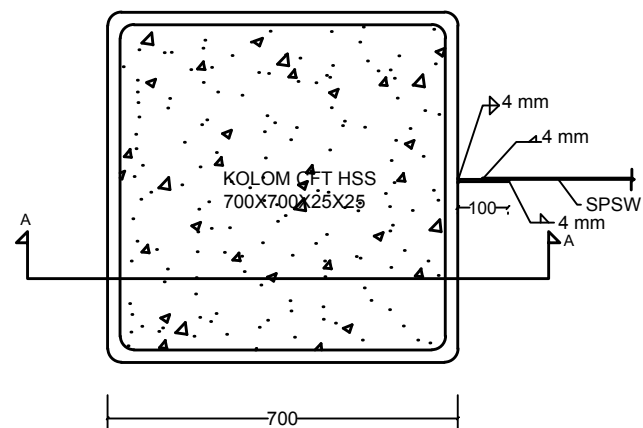
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

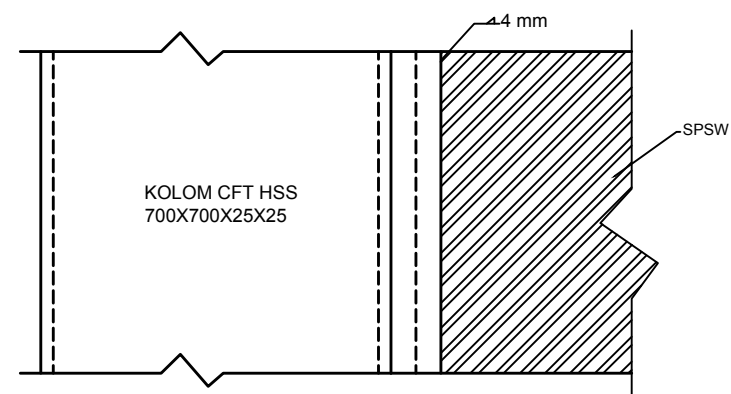
14

30



**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  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

Data Iranata ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Mutu Las : E100xx

Nama Mahasiswa

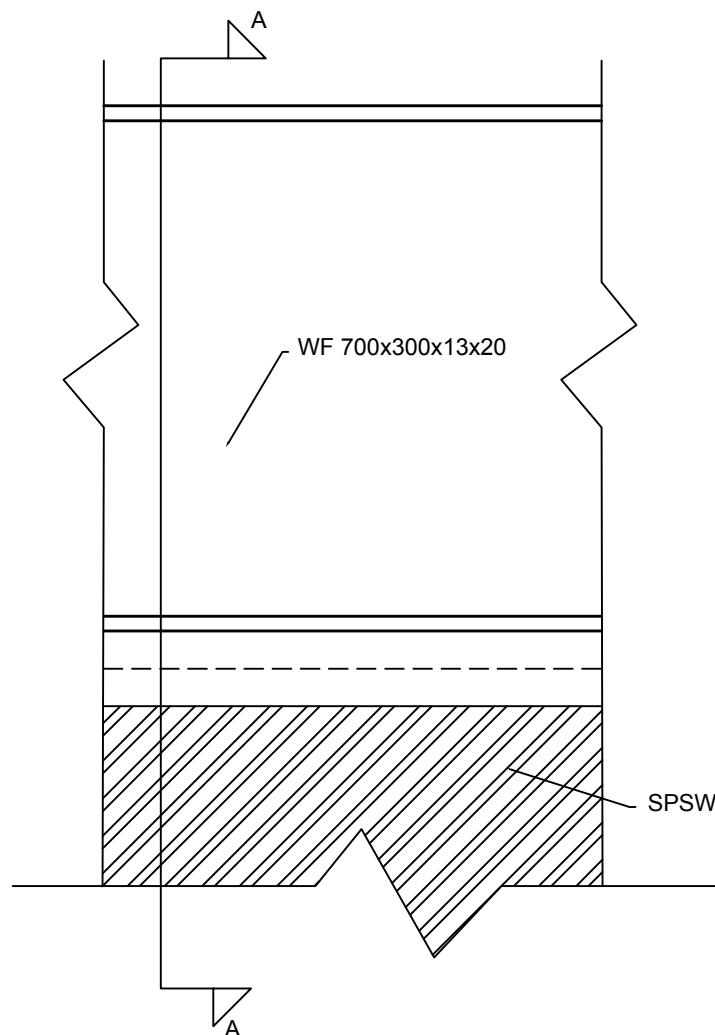
Rio Chandra  
0311144000059

Nama Gambar

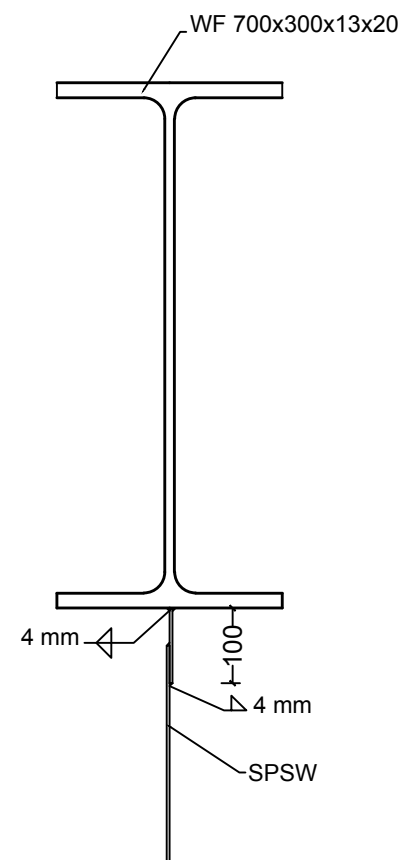
Sambungan HBE dan SPSW	1:10
Potongan A-A	1:10

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
------	-----------	---------------

STR	15	30
-----	----	----



**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  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Konsultasi

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

Keterangan

Mutu Las: E90xx  
CJP = Complete Joint Penetration

Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
03111440000059

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan Balok  
Induk- Kolom

1: 20

Potongan A-A

1: 20

Kode

No  
Gambar

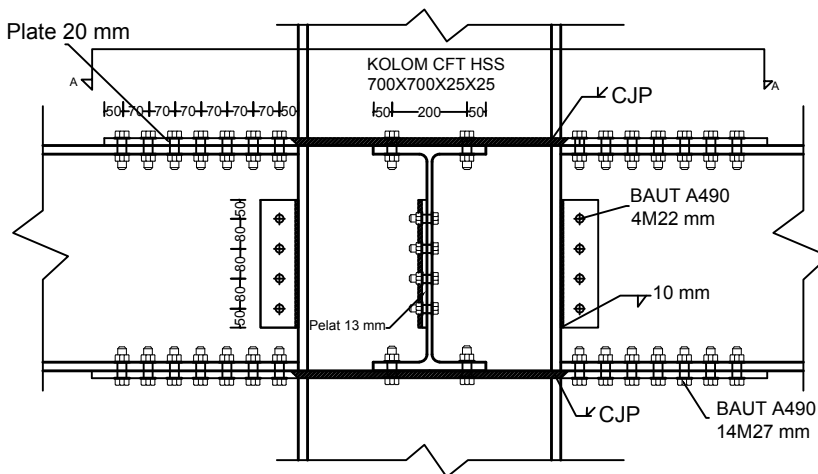
Jumlah  
Gambar

STR

16

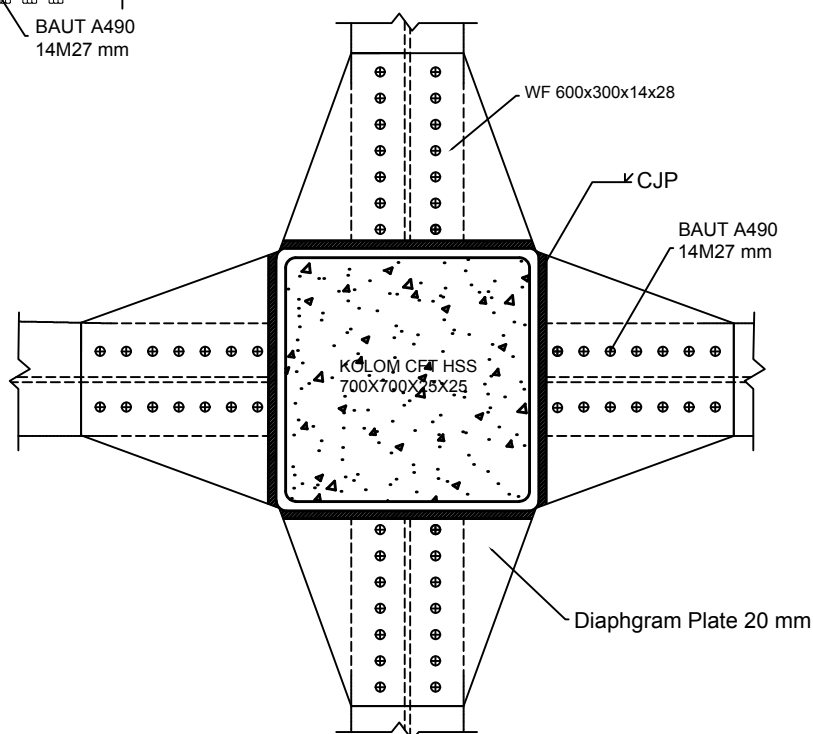
30

Diaphragm Plate 20 mm



**Sambungan Balok Induk**

SKALA 1 : 20



**Potongan A-A**

SKALA 1 : 20



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
03111440000059

Nama Gambar

Skala Gambar

Pelat Lantai  
Apartemen  
Pelat Atap  
Apartemen

1: 20

1: 20

Kode

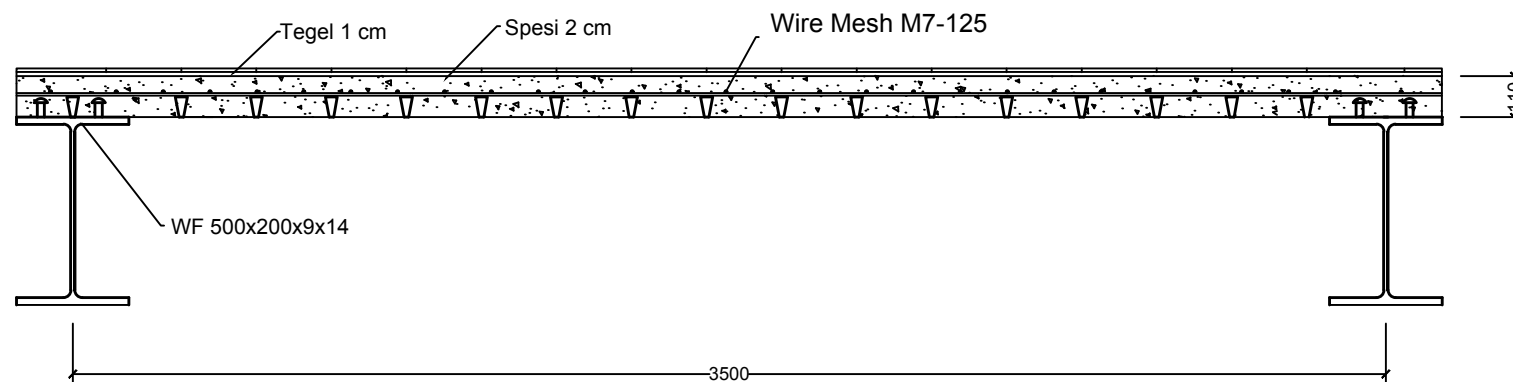
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

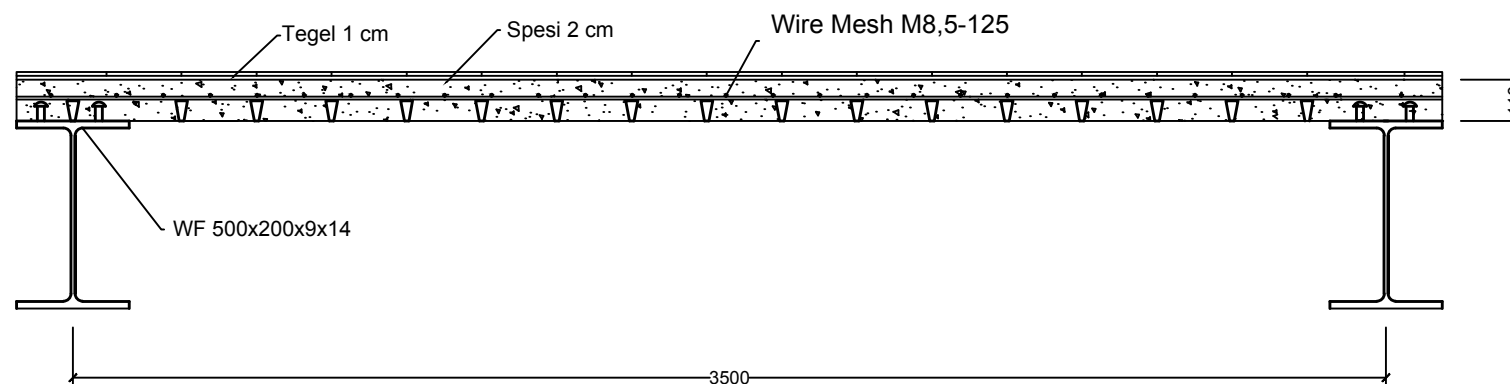
17

30



**Pelat Atap Apartemen**

SKALA 1 : 20



**Pelat Lantai Apartemen**

SKALA 1 : 20



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Mutu Las: E90xx  
CJP = Complete Joint Penetration

Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
03111440000059

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan HBE  
dan VBE

1 : 15

Potongan A-A

1 : 15

Kode

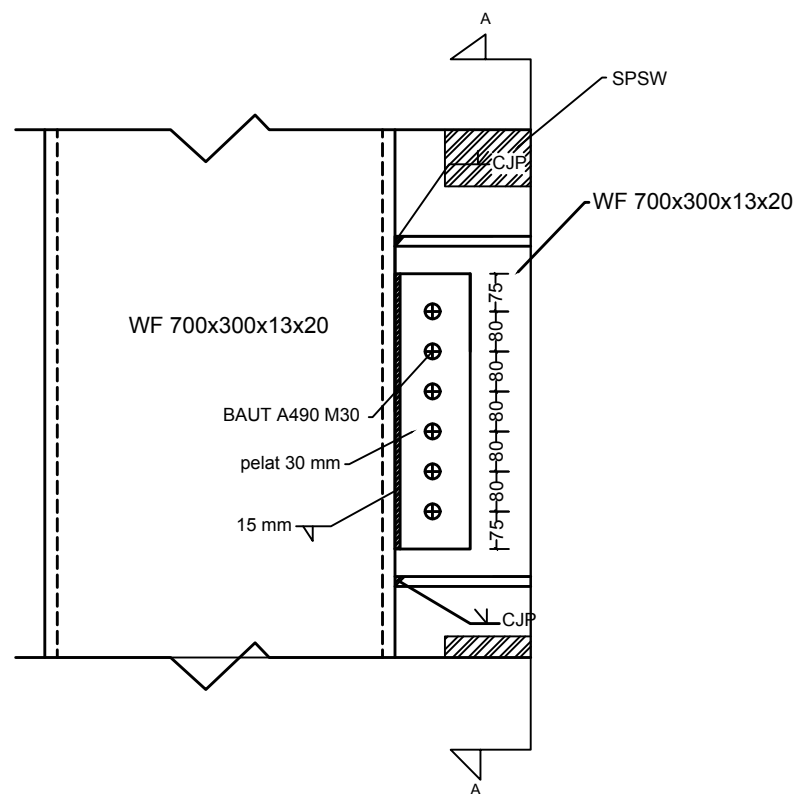
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

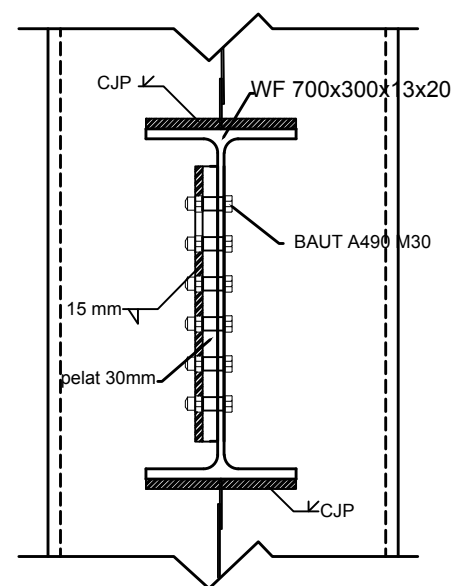
STR

18

30



**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  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

Data Iranata ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Mutu Las: E100xx

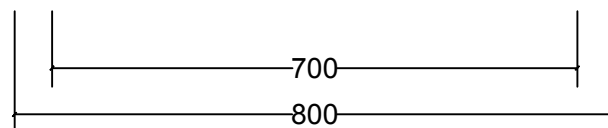
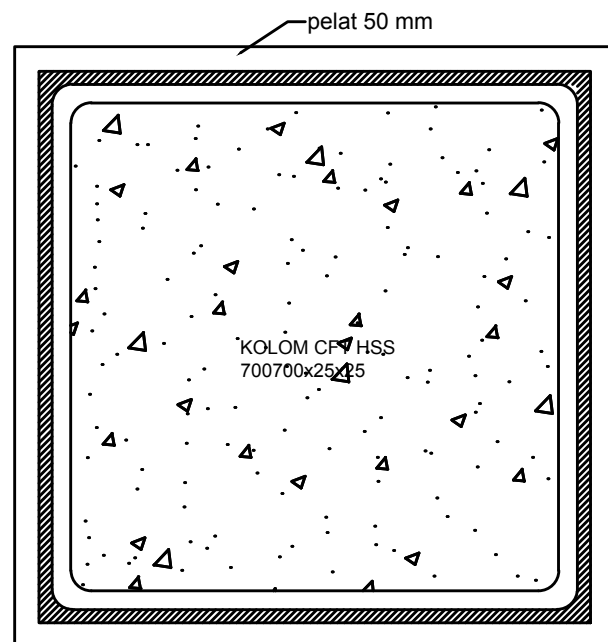
Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
03111440000059

Nama Gambar

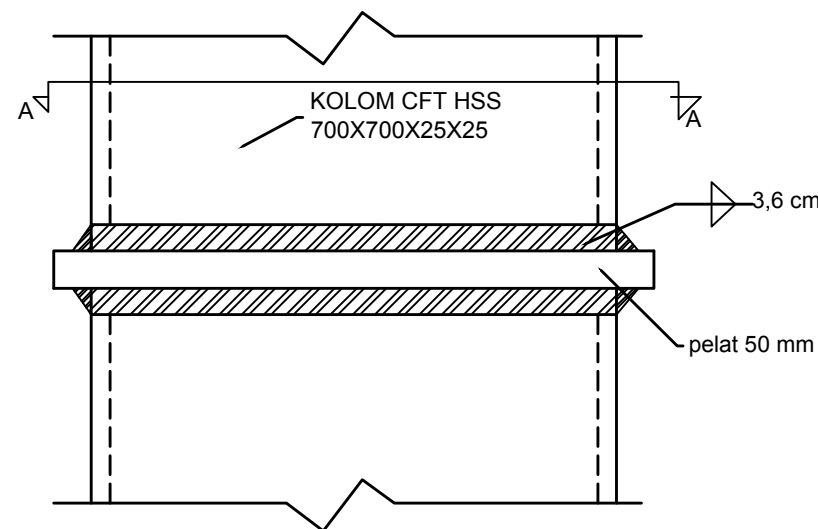
Sambungan Kolom dn Kolom	1:10
Potongan A-A	1:10

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	19	30



**Potongan A-A**

SKALA 1 : 10



**Sambungan VBE dan VBE**

SKALA 1 : 10





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

Data Iranata ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Mutu Las: E100xx

Nama Mahasiswa

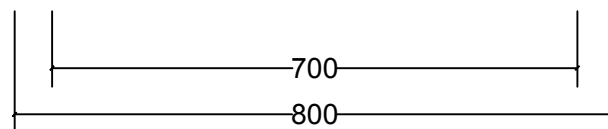
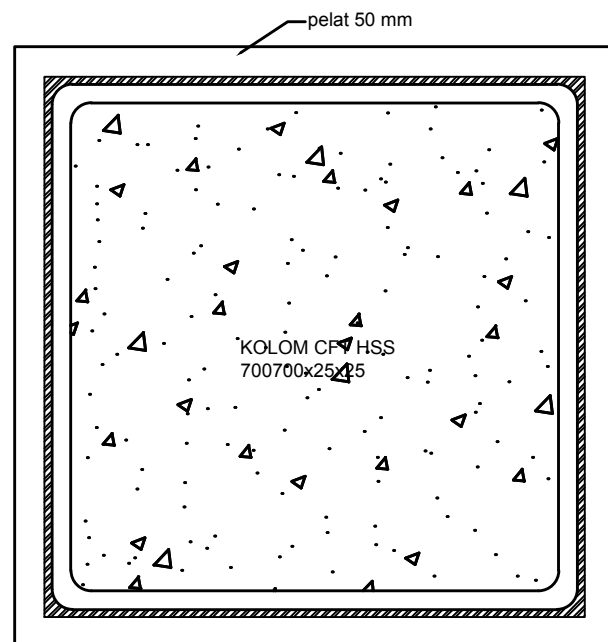
Rio Chandra  
0311144000059

Nama Gambar

Sambungan Kolom dan Kolom	1:10
Potongan A-A	1:10

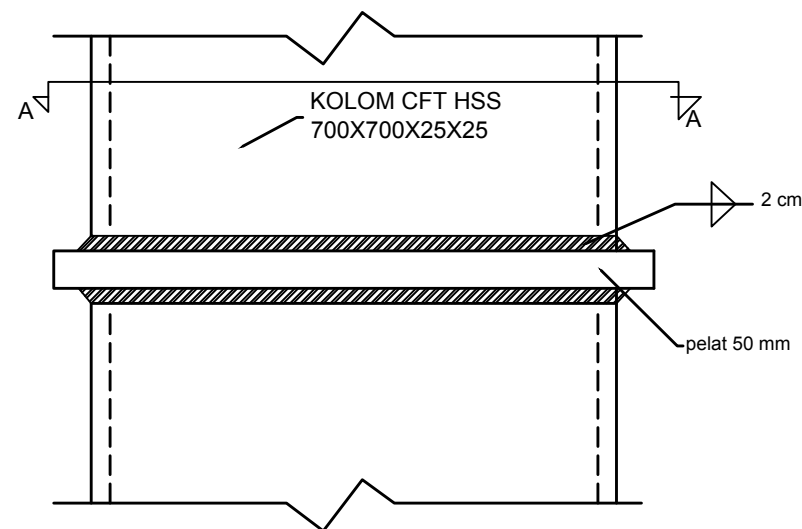
Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
------	-----------	---------------

STR	20	30
-----	----	----



**Potongan A-A**

SKALA 1 : 10



**Sambungan Kolom dan Kolom**

SKALA 1 : 10





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

Data Iranata ST.,MT.,Ph.D

Keterangan

Mutu Las: E100xx

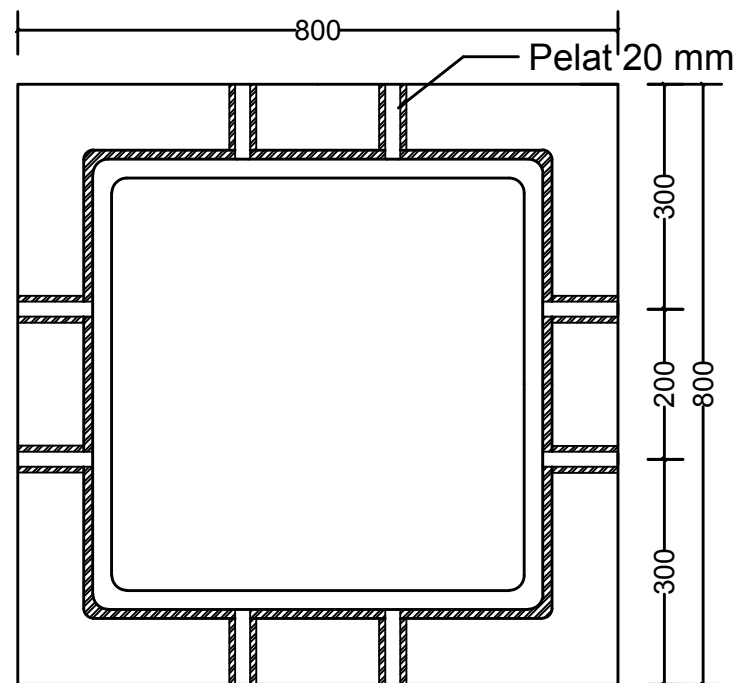
Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
03111440000059

Nama Gambar

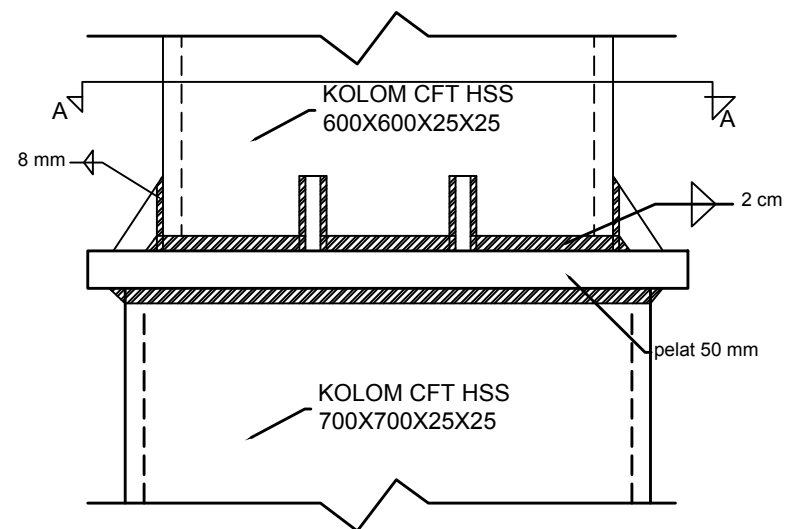
Sambungan Kolom dn Kolom	1:10
Potongan A-A	1:10

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	21	30



**Potongan A-A**

SKALA 1 : 10



**Sambungan Antar Kolom**

SKALA 1 : 10





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
03111440000059

Nama Gambar

Skala Gambar

Sambungan HBE  
dan Shearwall

1 : 20

Potongan A-A

1 : 20

Kode

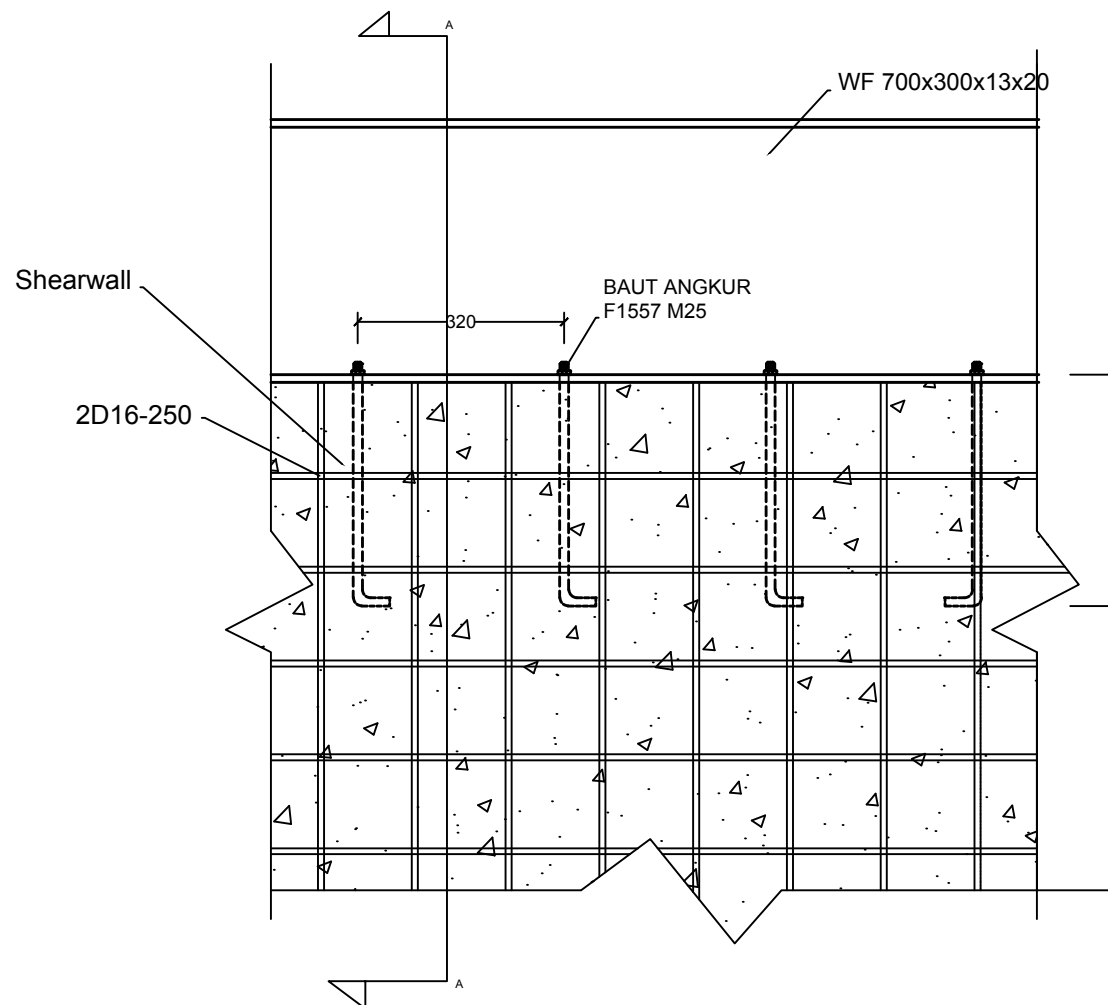
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

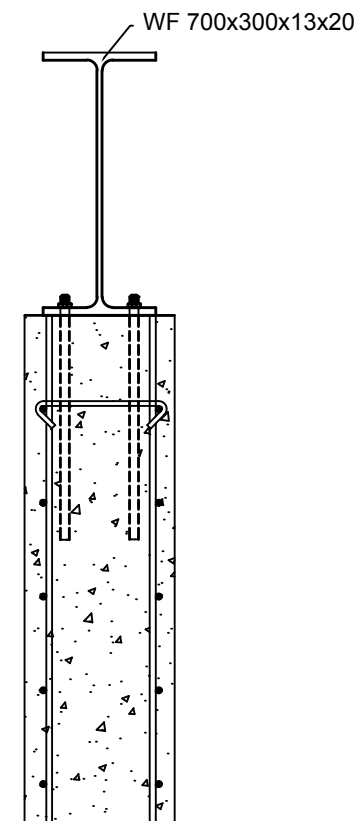
22

30



**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  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Mutu Las: E100xx  
CJP = Complete Joint Penetration

Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
03111440000059

Nama Gambar

Skala Gambar

Baseplate  
Potongan A-A

1 : 15  
1 : 15

Kode

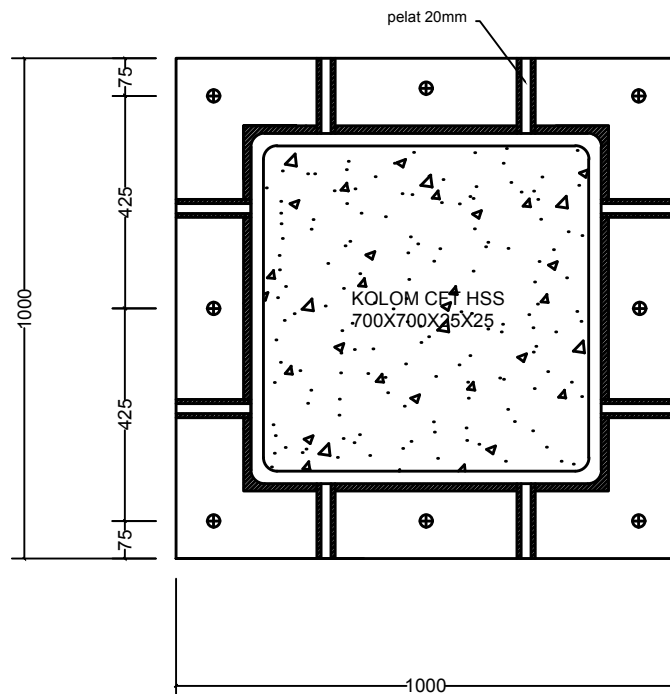
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

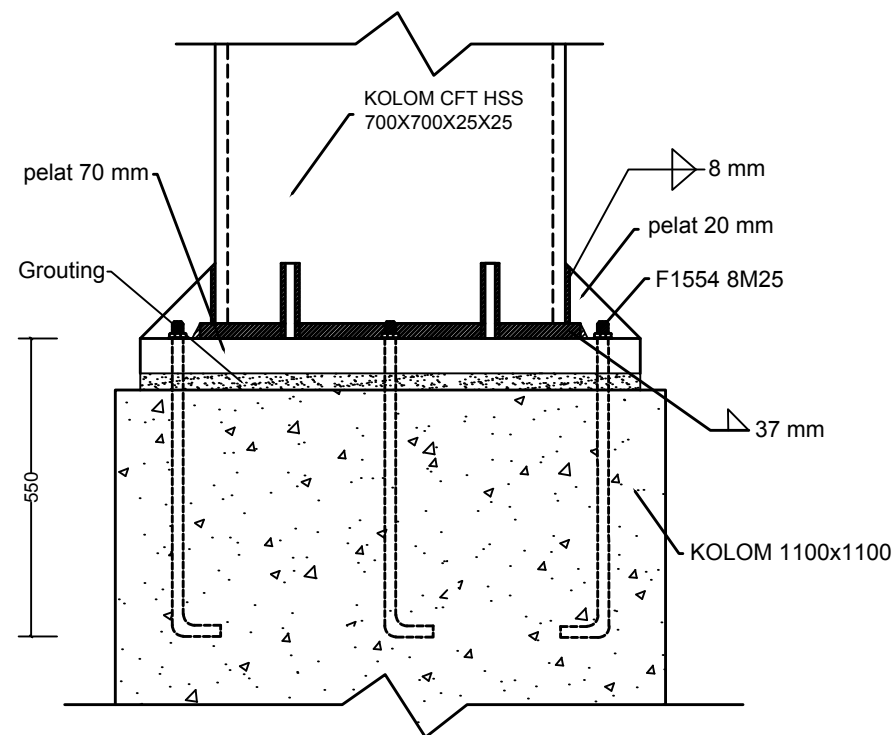
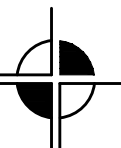
23

30



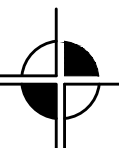
**Baseplate**

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  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

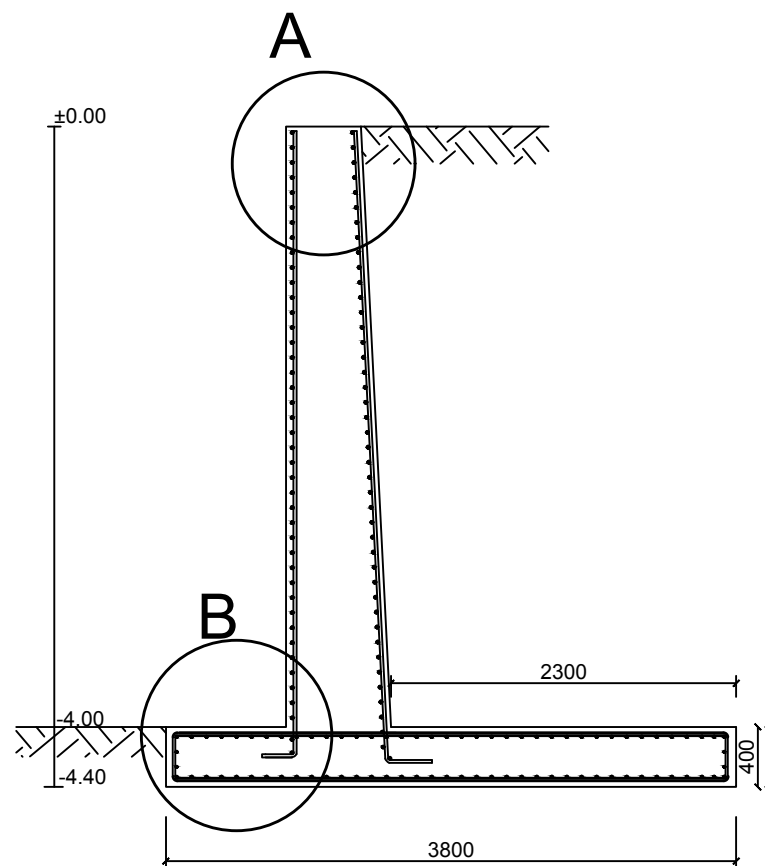
Rio Chandra  
03111440000059

Nama Gambar	Skala Gambar
-------------	--------------

Dinding Penahan Tanah	1 : 50
Detail A	1 : 20
Detail B	1 : 20

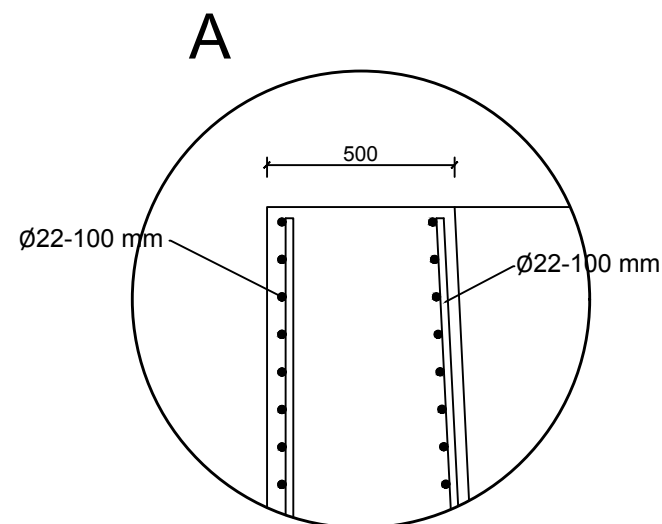
Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
------	-----------	---------------

STR	24	30
-----	----	----



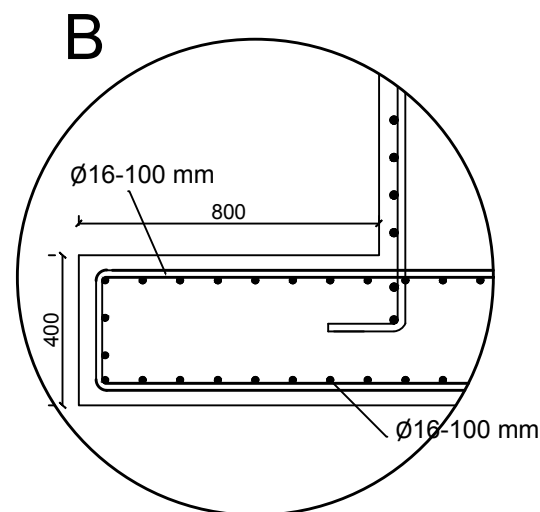
**Dinding Penahan Tanah**

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  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
03111440000059

Nama Gambar

Skala Gambar

Penulangan kolom

1 : 15

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

25

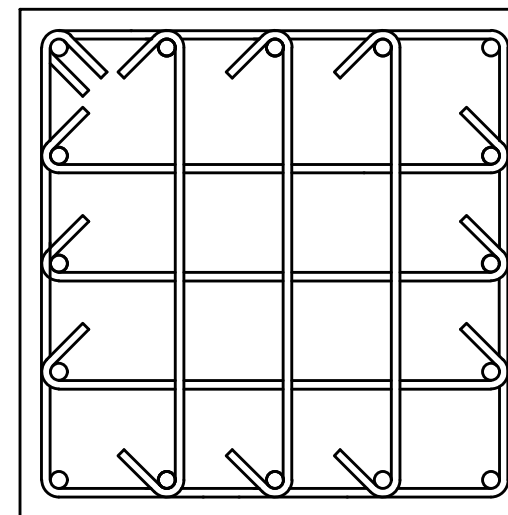
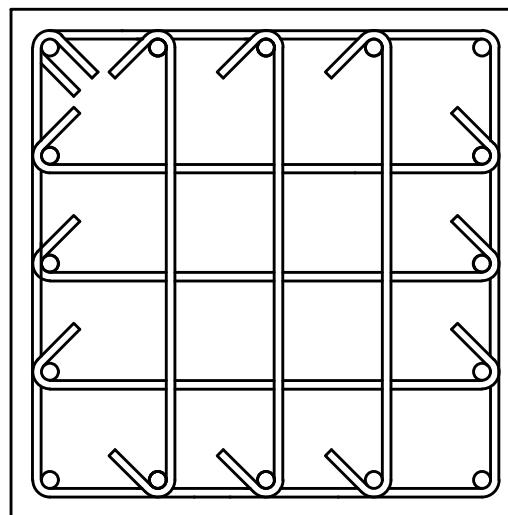
30

KETERANGAN

TUMPUAN

LAPANGAN

KOLOM BETON  
1100 x1100



LONGITUDINAL

16D32

16D32

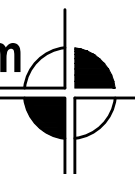
SENGKANG

5D16-100

5D16-150

**Penulangan Kolom**

SKALA 1 : 15





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
0311144000059

Nama Gambar

Skala Gambar

Penulangan  
Shearwall

1 : 50

Kode

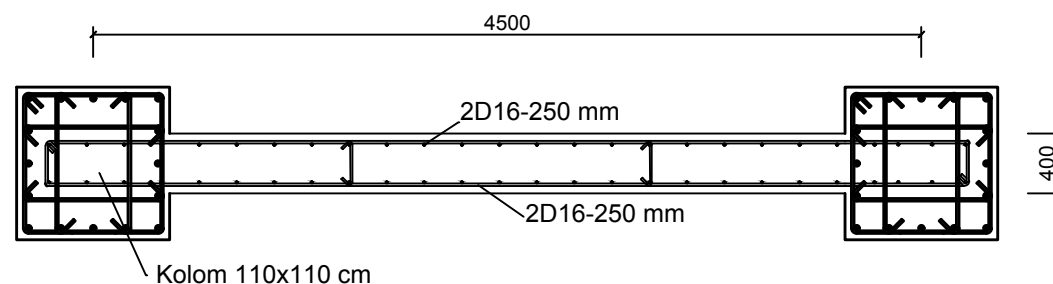
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

26

30



**Penulangan Shearwall**  
SKALA 1: 50



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
03111440000059

Nama Gambar

Skala Gambar

Potongan A-A  
Detail Pondasi 1

1 : 75

1 : 75

Kode

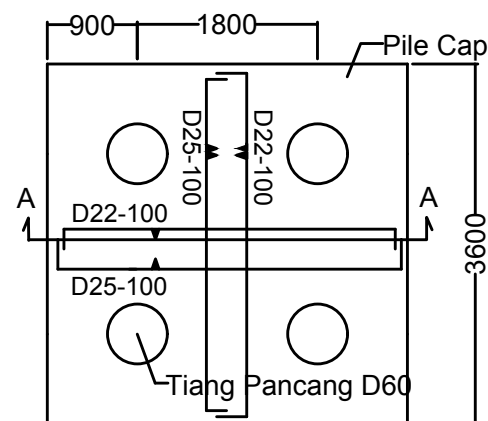
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

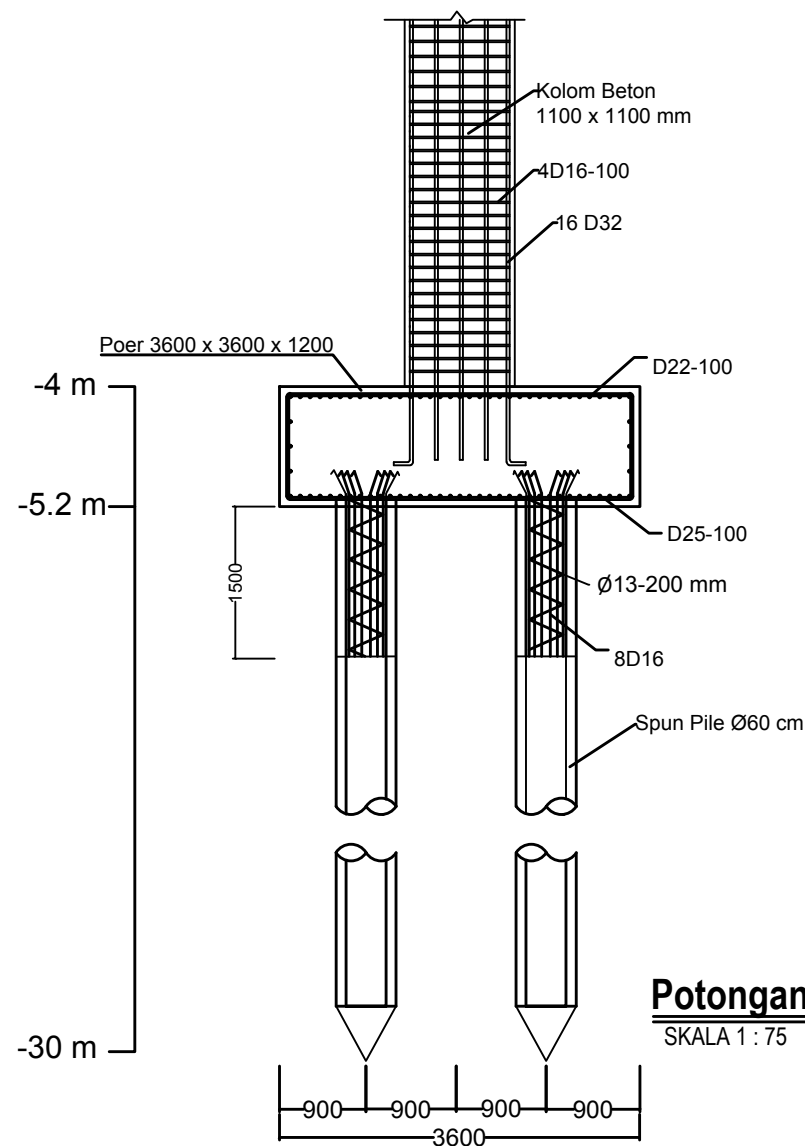
27

30



**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  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
03111440000059

Nama Gambar

Skala Gambar

Potongan A-A  
Detail Pondasi 2

1 : 75

1 : 50

Kode

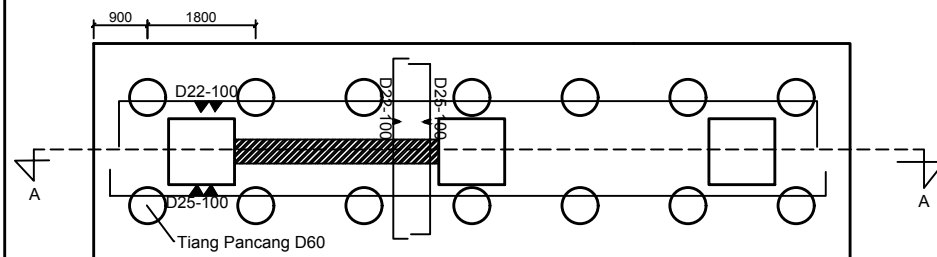
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

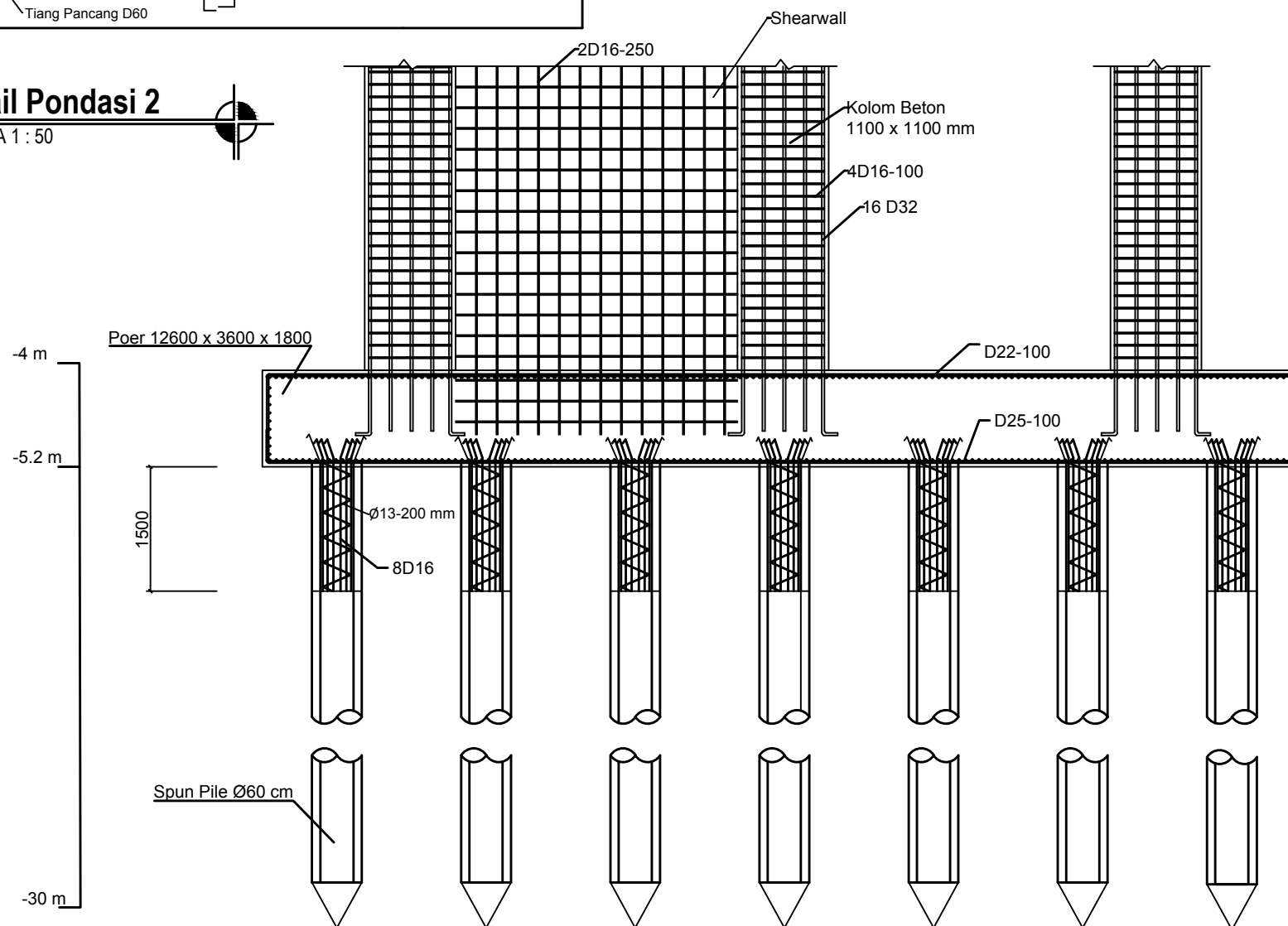
28

30



## Detail Pondasi 2

SKALA 1 : 50



## Potongan A-A

SKALA 1 : 75





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN STEEL PLATE  
SHEAR WALL

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
03111440000059

Nama Gambar

Skala Gambar

Potongan A-A  
Detail Pondasi 3

1 : 75

1 : 75

Kode

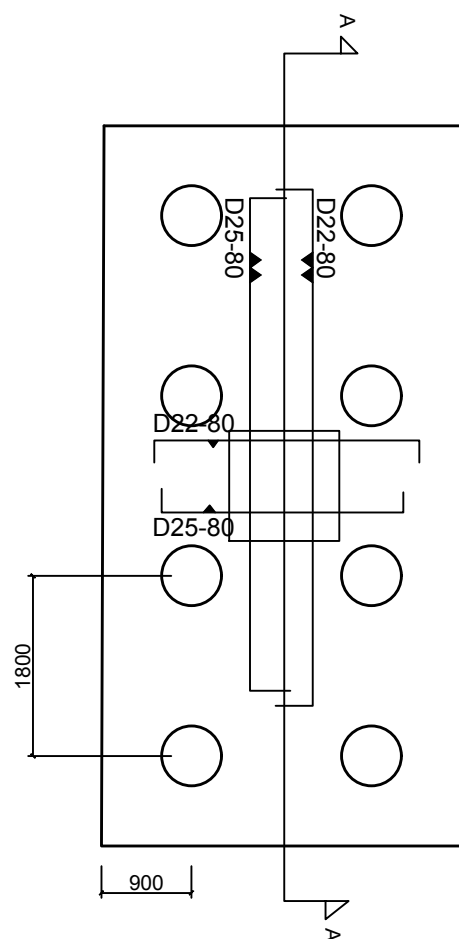
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

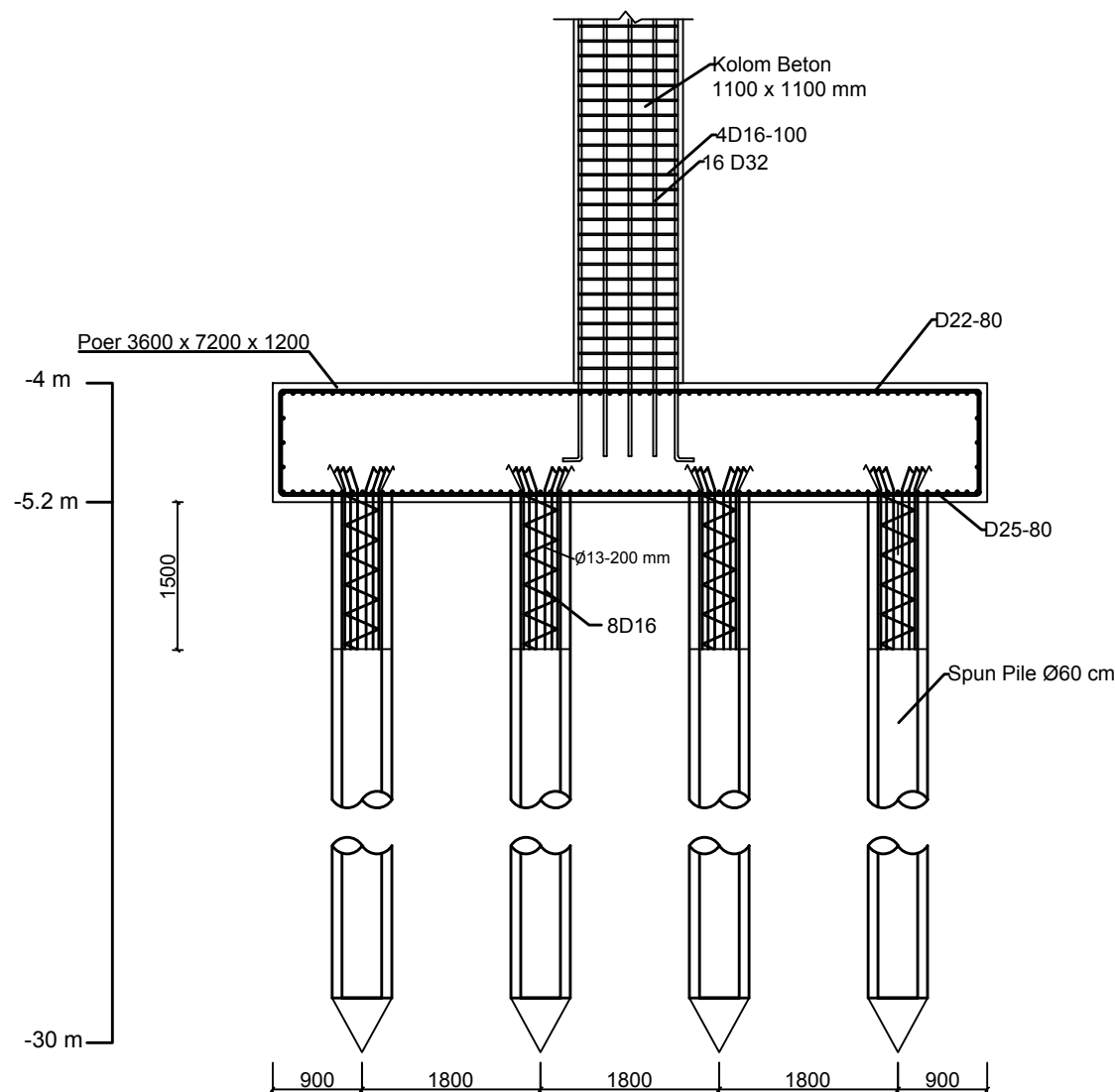
29

30



**Detail Pondasi 3**

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  
GEDUNG ONE EAST SURABAYA  
MENGUNAKAN *STEEL PLATE  
SHEAR WALL*

Dosen Pembimbing

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

Keterangan

Nama Mahasiswa

Rio Chandra  
0311144000059

Nama Gambar

Skala Gambar

Penulangan  
sloof

1 : 15

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

30

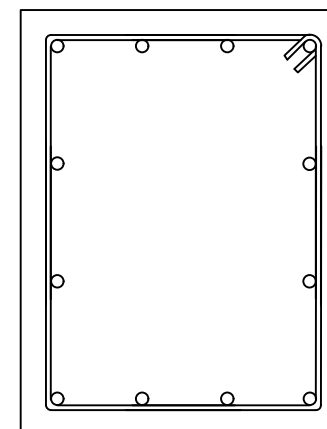
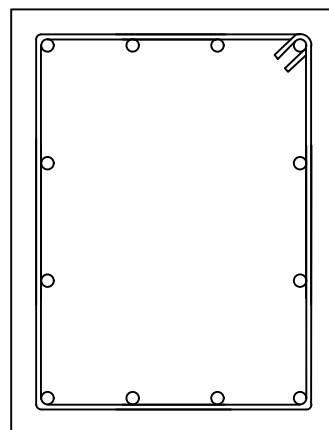
30

KETERANGAN

TUMPUAN

LAPANGAN

Sloof 650x850



LONGITUDINAL

12D25

12D25

SENGKANG

2D10-250

2D10-250

**Penulangan Sloof**

SKALA 1 : 15







Form AK/TA-04  
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111  
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Data Iranata ST, MT, Ph.D
NAMA MAHASISWA	: Rio Chandra
NRP	: 03111440000059
JUDUL TUGAS AKHIR	: Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung One East Surabaya menggunakan Steel Plate Shear Wall
TANGGAL PROPOSAL	: 24 Januari 2018
NO. SP-MMTA	: 0258 38 / IT2.VI.4.1 / PP.05.02.00 / 2018

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
	27/03/18	Struktur sekunder - Mencoba profil lebih tinggi	Struktur sekunder selesai	
	10/04/18	- permodelan - sekunder sudah ok	- permodelan selesai	
	18/04/18	- struktur primer - memperbaiki permodelan	- struktur primer selesai - lanjut sambungan	
	27/04/18	- Revisi kontrol HB dan VBE	- Revisi struktur primer selesai	
	2/05/18	- Masuk perhitungan sambungan	- sambungan selesai	
	8/05/18	- Revisi sambungan antar kolom - Revisi sambungan kolom-balk - Revisi baseplate	- Revisi sambungan selesai	
	16/05/18	- Mulai perhitungan struktur bawah	- Rencana pondasi dan perhitungan selesai	
	24/06/18	- Revisi perhitungan poer - kedalaman tiang pancang 3m	- Struktur bawah selesai	
	23/06/18	- Struktur bawah selesai - Mulai gambar	- gambar selesai	
	04/06/18	- Laporan selesai - Revisi selesai - Gambar selesai	- semua berkas selesai	

**BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN**  
**SEMINAR DAN LISAN**  
**TUGAS AKHIR**

Pada hari ini **Rabu** tanggal **11 Juli 2018** jam **09.00 WIB** telah diselenggarakan **UJIAN SEMINAR DAN LISAN TUGAS AKHIR** Program Sarjana (S1) Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS bagi mahasiswa:

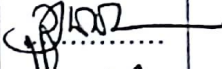

NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
03111440000059	Rio Chandra	Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung One East Surabaya Menggunakan Steel Plate Shear Wall

Dengan Hasil :

<input type="checkbox"/> Lulus Tanpa Perbaikan <input checked="" type="checkbox"/> Lulus Dengan Perbaikan	<input type="checkbox"/> Mengulang Ujian Seminar dan Lisan <input type="checkbox"/> Mengulang Ujian Lisan
--	--

Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :

- Mutu bahan pelat lantai  $f_{300} \rightarrow f_c = 25 \text{ MPa}$
- Tebal pelat di simpukan itu yg benar
- tdk 144  $\rightarrow$  sambungan bolong sda nsi
- kode gambar dilengkapi
- kolom bahan pelat cek geser kopling.

Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Budi Suswanto, ST. MT. PhD	
Harun Al Rasyid, ST. MT	

Surabaya, 11 Juli 2018  
 Dosen Pembimbing I  
 (Ketua)

Data Irahata, ST. MT. PhD

Dosen Pembimbing 2  
 (Sekretaris)

## BIODATA PENULIS



### **Rio Chandra**

Penulis dilahirkan di kota Jakarta pada tanggal 3 Desember 1995, merupakan anak ketiga dari empat bersaudara pasangan Sung Djin Nen dan Lim Lie Fung. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN 005 Batam dan lulus pada tahun 2009, SMPN 3 Batam dan lulus pada tahun 2011, serta SMAN 1 Batam dan lulus pada tahun 2014. Kemudian penulis melanjutkan

pendidikan S1 di Institut Teknologi Sepuluh Nopember jurusan Teknik Sipil (FTSLK-ITS) Surabaya melalui jalur SNMPTN dan terdaftar dengan NRP 03111440000059.

Di jurusan Teknik Sipil, Penulis beberapa kali mengikuti lomba dalam bidang Teknik Sipil. Penulis adalah mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang studi struktur dengan mengambil judul tugas akhir **“Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung One East Surabaya Menggunakan *Steel Plate Shear Wall*”**

Narahubung

Email : riochandra94@gmail.com