



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
WISMA ATLET JAKARTA MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG**

RADEN KHAFI RAHMANDIANTO SETIAJI
NRP. 03111440000047

Dosen Pembimbing I
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Dosen Pembimbing II
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

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



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
WISMA ATLET JAKARTA MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG**

RADEN KHAFI RAHMANDIANTO SETIAJI
NRP. 0311144000047

Dosen Pembimbing I
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Dosen Pembimbing II
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

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



FINAL PROJECT (RC14-1501)

**STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF WISMA
ATLET JAKARTA TOWER USING PRESTRESSED
CONCRETE BEAM SYSTEM**

RADEN KHAFI RAHMANDIANTO SETIAJI
NRP. 0311144000047

Academic Supervisor I
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Academic Supervisor II
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
Faculty of Civil Engineering, Environmental and Geotechnical
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2019

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG WISMA
ATLET JAKARTA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG**

TUGAS AKHIR

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

Oleh :

RADEN KHAFI RAHMANDIANTO SETIAJI

Nrp. 03111440000047

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Prof. Dr. Ir. G. Hariyanto, Ph.D. (Pembimbing I)
2. Dr. Ir. Djoko Irawan, MS. (Pembimbing II)



**SURABAYA
JANUARI 2019**

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG

Nama Mahasiswa : Raden Khafi Rahmandianto Setiaji
NRP : 0311144000047
Departemen : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Pembimbing : 1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka,
DEA
2. Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

Abstrak

Gedung Wisma Atlet Jakarta merupakan bangunan 32 lantai yang memiliki fungsi sebagai apartemen dan memodifikasi lantai 32 menjadi convention hall. Pada lantai 32 akan direncanakan dengan balok prategang 14 m, karena didesain tanpa adanya struktur kolom di tengah ruangan.

Pada perencanaan struktur Gedung Wisma Atlet Jakarta ini akan didesain menggunakan Sistem Ganda karena gedung terletak di Kategori Desain Seismik E. Rangka utama didesain sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dan dinding struktur didesain sebagai dinding struktur Beton Khusus.

Dari hasil analisa yang telah dilakukan didapatkan kesimpulan bahwa rangka utama gedung mampu menahan beban lateral arah X dan Y yang masing-masing arah sebesar 27,8% dan 25,4% sehingga syarat Sistem Ganda terpenuhi. Gaya prategang pada balok prategang lantai atap didapat sebesar 4000 KN dengan kehilangan gaya prategang sebesar 20,44%.

Kata Kunci : Wisma Atlet Jakarta, Beton Prategang, Sistem Ganda

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “

STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF WISMA ATLET JAKARTA TOWER USING PRESTRESSED CONCRETE BEAM SYSTEM

Name : Raden Khafi Rahmandianto Setiaji
NRP : 0311144000047
Department : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Academic Supervisor : 1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka,
DEA
2. Prof. Dr. Ir. Djoko Irawan

Abstract

Wisma Atlet Jakarta Tower is a building with 32 floors that has function as apartment and 32th floor will be modified into ballroom, which designed using reinforced concrete for all floors. Except for the roof floors is designed with 14 meters prestressed concrete beam, because it designed without any column interfering the space of the room.

Wisma Atlet Jakarta Tower is designed using Dual System since it is assigned with Seismic Design Category E. The main frame is designed with Special Moment Resisting Frame System and the structural wall is designed as a Special Structural Wall.

From the results of the analysis, it can be concluded that the main frame of the building is able to withstand the lateral load in X and Y directions of 27,8% and 25,4% respectively, so that the Dual System requirements are fulfilled. The prestressing force of the beams at the roof floor is 4000 KN with the loss of prestressing force of 20,44%.

Kata Kunci : *Wisma Atlet Jakarta, Beton Prategang, Sistem Ganda*

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “

KATA PENGANTAR

Puji syukur saya panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa karena rahmat dan kesempatan yang telah dilimpahkan, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul “**Desain Modifikasi Struktur Gedung Wisma Atlet Jakarta Menggunakan Sistem Balok Prategang**”. Dalam kesempatan ini penulis bermaksud mengucapkan terima kasih kepada pihak-pihak yang mendukung dan membantu atas terselesaikannya Tugas Akhir ini, yaitu:

1. Bapak Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka dan Dr. Ir. Djoko Irawan, MS. sebagai dosen pembimbing yang telah menyempatkan waktunya serta memberikan banyak arahan dan ilmu yang sangat bermanfaat selama asistensi dan proses pengerjaan Tugas Akhir.
2. Kedua orangtua, Erianto Setiaji dan R Sulita yang selalu memberikan motivasi, doa, dan selalu mengingatkan untuk dekat dengan ALLAH dan menjaga kesehatan.
3. Seluruh Civitas Akademi Departemen Teknik Sipil dan Himpunan Mahasiswa Sipil atas pendidikan, pelajaran serta pertemanan yang memenuhi kehidupan kemahasiswaan saya.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Oleh karena itu, kritik dan saran sangat diharapkan untuk pengemban selanjutnya. Akhir kata, semoga tugas akhir ini bermanfaat bagi generasi berikutnya.

Surabaya, Januari 2019

(Penulis)

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN.....	Error! Bookmark not defined.
Abstrak	iii
Abstract	v
KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR ISI.....	ix
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR TABEL	xvii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	4
1.3. Tujuan.....	5
1.4. Batasan Masalah.....	5
1.5. Manfaat.....	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1. Umum.....	7
2.2. Definisi Beton.....	7
2.2.1. Definisi Beton Bertulang.....	7
2.2.2. Mekanisme Beton Bertulang	8
2.3. Sistem Beton Pratekan.....	10
2.3.1. Beton Pratekan metode Pratarik (<i>Pretension</i>)	10
2.3.2. Beton Pratekan metode Pascatarik (<i>Post tension</i>).....	11
2.4. Prinsip Dasar Beton Pratekan.....	12
2.4.1. Sistem Pratekan untuk Mengubah Beton menjadi Bahan yang Elastis.	13
2.4.2. Sistem Pratekan untuk Kombinasi Baja Mutu Tinggi dengan Beton	14
2.4.3. Sistem Pratekan untuk mencapai kesetimbangan beban	15
2.5. Sistem Hubungan Balok Kolom Monolit.....	16
2.6. Dampak Pemberian Pasca Tarik Pada Balok Terhadap Gedung Bertingkat	17
2.7. Shear Wall.....	20
2.7.1. Jenis-jenis Shear Wall	21

2.7.2.	Fungsi dari Shear Wall	22
2.8.	Pengaruh Gempa Pada Bangunan	23
2.8.1.	Beban Gempa Horizontal	23
2.8.2.	Beban Gempa Vertikal	23
2.9.	Perencanaan Pile Cap	24
2.10.	Perencanaan Sloof Pondasi	25
BAB III METODOLOGI		26
3.1.	Umum	27
3.2.	Bagan Alir Pengerjaan Tugas Akhir	27
3.3.	Pengumpulan Data	29
3.4.	Studi Literatur	29
3.5.	Preliminary Design	30
3.5.1.	Pengaturan Denah	30
3.5.2.	Dimensi Pelat dan Balok Anak	30
3.5.3.	Dimensi Balok Induk	31
3.5.4.	Dimensi Kolom	32
3.6.	Perencanaan Struktur Sekunder	32
3.6.1.	Perencanaan Pelat	32
3.6.2.	Perencanaan Tangga	35
3.6.3.	Perencanaan Balok Lift	36
3.6.4.	Perencanaan Balok Anak	36
3.7.	Pembebanan	36
3.7.1.	Beban Statis	36
3.7.2.	Beban Gempa	39
3.7.3.	Beban Angin	40
3.7.4.	Kombinasi Pembebanan	40
3.8.	Analisa Struktur	40
3.8.1.	Kontrol Partisipasi Massa	41
3.8.2.	Kontrol Periode Fundamental Struktur	41
3.8.3.	Kontrol Skala Gaya Dinamis	42
3.8.4.	Kontrol Drift (Defelksi Bangunan)	42
3.9.	Analisa Struktur Utama Non Pratekan	44
3.9.1.	Perencanaan Tulangan Balok	44
3.9.2.	Perencanaan Tulangan Kolom	46
3.10.	Analisa Struktur Utama Pratekan	47

3.10.1.	Gaya Pratekan.....	47
3.10.2.	Pemilihan Tendon Baja Pratekan	47
3.10.3.	Kehilangan Pratekan.....	47
3.10.4.	Kontrol Kuat Batas Beton Pratekan	48
3.10.5.	Kontrol Lentur.....	48
3.10.6.	Kontrol Geser	48
3.10.7.	Kontrol Lendutan	49
3.10.8.	Daerah Limit Kabel	49
3.11.	Pengangukuran	49
3.12.	Hubungan Balok Kolom.....	50
3.12.1.	Metode Pelaksanaan Beton Prategang dengan Sistem Monolit	50
3.13.	Perencanaan Pondasi	51
3.14.	Output Gambar	51
3.15.	Jadwal Kegiatan	51
BAB IV	PEMBAHASAN	53
4.1.	Preliminary Design.....	53
4.1.1.	Umum.....	53
4.1.2.	Data Perencanaan	53
4.1.3.	Perencanaan Dimensi Balok dan Pelat	53
4.1.4.	Perencanaan Dimensi Kolom	58
4.1.5.	Perencanaan Dimensi Dinding Geser	69
4.2.	Perencanaan Struktur Sekunder.....	70
4.2.1.	Umum.....	70
4.2.2.	Perencanaan Tangga.....	70
4.2.3.	Perencanaan Pelat.....	88
4.2.4.	Perencanaan Balok Anak.....	99
4.2.5.	Perencanaan Lift dan Balok Penumpu Lift	103
4.3.	Pembebanan dan Analisa Struktur	107
4.3.1.	Umum.....	107
4.3.2.	Permodelan Struktur.....	107
4.3.3.	Pembebanan Gravitasi.....	108
4.3.4.	Pembebanan Gempa Dinamis.....	115
4.4.	Perencanaan Struktur Utama Non Prategang	130
4.4.1.	Umum.....	130

4.4.2.	Perencanaan Balok Induk.....	131
4.4.3.	Perencanaan Kolom.....	151
4.4.4.	Hubungan Balok Kolom.....	158
4.4.5.	Perencanaan Dinding Geser	161
4.5.	Perencanaan Struktur Utama Prategang	167
4.5.1.	Umum.....	167
4.5.2.	Data Perencanaan	167
4.5.3.	Mencari Lebar Efektif	168
4.5.4.	Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton.....	168
4.5.5.	Perhitungan Pembebanan	170
4.5.6.	Penentuan Gaya Prategang	171
4.5.7.	Metode Pelaksanaan Pekerjaan Balok Prategang.....	205
4.6.	Perencanaan Pondasi	208
4.6.1.	Umum.....	208
4.6.2.	Beban Struktur.....	208
4.6.3.	Spesifikasi Tiang Pancang.....	212
4.6.4.	Data Tanah	213
4.6.5.	Daya Dukung.....	213
4.6.6.	Perencanaan Poer Pada Kolom.....	249
4.6.7.	Penulangan Poer Tipe Gabungan Kolom dan Shearwall.....	256
4.6.8.	Perencanaan Sloof	259
BAB V KESIMPULAN		261
5.1.	Kesimpulan.....	261
5.2.	Saran.....	263
DAFTAR PUSTAKA.....		265

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Proses Pratarik.....	11
Gambar 2. 2 Proses Pasca-Tarik.....	12
Gambar 2. 3 Konsep Beton Pratekan sebagai Bahan yang Elastis (<i>Lin and Burns, 2000</i>).....	13
Gambar 2. 4 Tendon dengan Eksentrisitas	14
Gambar 2. 5 Diagram Tegangan Beton Prategang.....	14
Gambar 2. 6 Perbandingan Penulangan Prategang dan Beton Bertulang	15
Gambar 2. 7 Konsep Beton Pratekan Mencapai Keseimbangan Beban.....	15
Gambar 2. 8 Efek dari Reaksi Horizontal	16
Gambar 2. 9 Denah Tipikal dan Potongan Gedung yang Diinvestigasi.....	18
Gambar 2. 10 a) Momen pada Kolom Akibat Pemberian Pasca Tarik pada Lantai Bertingkat, Dasar Kolom Terkekang (Jepit). b) Efek Pemberian Pasca Tarik pada Lantai 10 Terhadap Lantai di Bawahnya.....	18
Gambar 2. 11 Pemberian Gaya 100 Kips pada Balok, Gaya Dalam pada Balok dan Momen yang Terjadi pada Kolom.....	19
Gambar 2. 12 Momen pada Kolom dan Daya Prategang pada Balok Setelah 15 Lantai Diberikan Gaya Pasca Tarik—Dengan Kolom Terkekang pada Dasarnya (Jepit)	20
Gambar 2. 13 <i>Lateral Load Resisting System</i>	21
Gambar 3. 1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir (Lanjutan)..	28
Gambar 3. 2 Diagram Alir Perhitungan Penulangan Komponen Lentur	33
Gambar 3. 3 Perhitungan Simpangan Tiap Lantai	43
Gambar 3. 4 Jadwal Kegiatan Tugas Akhir.....	52
Gambar 4. 1 Variasi Balok pada Gedung Wisma Atlet Jakarta ..	55
Gambar 4. 2 Kolom yang Ditinjau Sebagai Desain Awal.....	59
Gambar 4. 3 Denah Tangga Tipe 1	71
Gambar 4. 4 Denah Tangga Tipe 2	72
Gambar 4. 4 Denah Tangga Tipe 3	74
Gambar 4. 5 Beban Hidup dan Mati pada Tangga	76

Gambar 4. 6 Bidang N,D,M pada Tangga Tipe 1	79
Gambar 4. 7 Tampak Atas Pelat yang Direncanakan.....	92
Gambar 4. 8 Permodelan pada Etabs.....	108
Gambar 4. 9 Grafik Respon Spektrum Desain	118
Gambar 4. 10 Detail Ikatan Untuk Penyaluran Kait Standart ...	151
Gambar 4. 11 Output Spcolumn K6 arah X	152
Gambar 4. 12 Output Spcolumn K6 arah Y	153
Gambar 4. 13 Output Spcolumn Setelah Mpr K6	154
Gambar 4. 14 Luas Joint Efektif	159
Gambar 4. 15 Output Investigasi Spcolumn.....	166
Gambar 4. 16 Potongan Penampang Tengah Bentang Balok Pratekan.....	171
Gambar 4. 17 Diagram Tegangan Total Tengah Bentang Saat Transfer.....	176
Gambar 4. 18 Diagram Tegangan Total Tumpuan Saat Transfer	177
Gambar 4. 19 Diagram Tegangan Total Tengah Bentang Saat Layan	178
Gambar 4. 20 Diagram Tegangan Total Tumpuan Saat Layan.	179
Gambar 4. 21 Portal dengan Balok Pratekan.....	183
Gambar 4. 22 Perpendekan Kolom	184
Gambar 4. 23 Momen yang Bekerja Akibat Beban Merata	185
Gambar 4. 24 Sketsa Perhitungan Luas Daerah Pembebanan...	185
Gambar 4. 25 Keseimbangan Gaya Prategang dengan Reaksi Perletakan	186
Gambar 4. 26 Diagram Tegangan Total Tengah Bentang Saat Layan Setelah Kehilangan Prategang	190
Gambar 4. 27 Diagram Tegangan Total Tumpuan Saat Layan Setelah Kehilangan Prategang	191
Gambar 4. 28 Diagram Tegangan Total Tumpuan Akibat Gempa dengan Beban Hidup Maksimum	192
Gambar 4. 29 Diagram Tegangan Total Lapangan Akibat Gempa dengan Beban Hidup Maksimum	193
Gambar 4. 30 Step by Step Pengecoran Balok Prategang.....	207

Gambar 4. 31 Grafik Daya Dukung Ijin Pancang Terhadap Kedalaman	217
Gambar 4. 32 Denah Pondasi	218
Gambar 4. 33 Grup Tiang Pancang 1	220
Gambar 4. 34 Grup Tiang Pancang 2	220
Gambar 4. 35 Grup Tiang Pancang 3	221
Gambar 4. 36 Grup Tiang Pancang 4	221
Gambar 4. 37 Grup Tiang Pancang 5	222
Gambar 4. 38 Grup Tiang Pancang 6	223
Gambar 4. 39 Grup Tiang Pancang 7	223
Gambar 4. 40 Gaya Lateral pada Tiang Pancang	240
Gambar 4. 41 Pembebanan Poer Tipe 1 Kolom (Arah X)	252
Gambar 4. 42 Pembebanan Poer Tipe 1 Kolom (Arah Y)	254
Gambar 4. 43 Poer Tipe 4	256
Gambar 4. 44 Momen Penulangan Tipe 4.....	257
Gambar 4. 45 Diagram Interaksi P-M	260

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1	Prosedur Analisis Sesuai Tabel 13 SNI 1726:2012....	24
Tabel 3. 1	Tinggi Minimum Balok.....	31
Tabel 3. 2	Beban Mati pada Struktur.....	37
Tabel 3. 3	Beban Hidup pada Struktur	37
Tabel 3. 4	Koefisien C_u	42
Tabel 3. 5	Koefisien C_t dan x	42
Tabel 3. 6	Simpang Ijin Struktur	43
Tabel 4. 1	Tebal Minimum Balok Non Prategang atau Pelat Satu Arah Bila Lentutan Tidak Dihitung.....	54
Tabel 4. 2	Rekap Balok Induk.....	56
Tabel 4. 3	Rekap Balok Anak	56
Tabel 4. 4	<i>Preliminary Design</i> Dimensi Pelat.....	57
Tabel 4. 5	Beban Yang Diterima Kolom Atap – Lantai 27	60
Tabel 4. 6	Beban Yang Diterima Kolom Lantai 26 – Lantai 22 ..	63
Tabel 4. 7	Beban Yang Diterima Kolom Lantai 21 – Lantai 17 ..	64
Tabel 4. 8	Beban Yang Diterima Kolom Lantai 16 – Lantai 13 ..	65
Tabel 4. 9	Beban Yang Diterima Kolom Lantai 12 – Lantai 9 ...	66
Tabel 4. 10	Beban Yang Diterima Kolom Lantai 8 – Lantai 4 ...	67
Tabel 4. 11	Beban Yang Diterima Kolom Lantai 3 – Lantai 1 ...	68
Tabel 4. 12	Pembebanan pada Tangga	76
Tabel 4. 13	Gaya dalam tangga kombinasi 1.2D + 1.6L	79
Tabel 4. 14	Rekapitulasi Penulangan Pelat Tangga	88
Tabel 4. 15	Rekapitulasi Penulangan Balok Bordes	88
Tabel 4. 16	Rekapitulasi Penulangan Pelat Atap.....	96
Tabel 4. 17	Rekapitulasi Penulangan Pelat Ballroom	97
Tabel 4. 18	Rekapitulasi Penulangan Pelat Apartemen.....	98
Tabel 4. 19	Rekapitulasi Penulangan Balok Anak	103
Tabel 4. 20	Pembebanan	109
Tabel 4. 21	Selisih ETABS/Manual	114
Tabel 4. 22	Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral Desain	116
Tabel 4. 23	Nilai Periode Fundamental (T) dan Percepatan Respon Spektra.....	117
Tabel 4. 24	Modal Periode dan Frekuensi.....	119

Tabel 4. 25 Berat Seismik Bangunan dari Hasil Etabs.....	121
Tabel 4. 26 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS.....	121
Table 4.27 Gaya Geser Dasar Hasil Etabs Setelah Scale Factor.....	122
Tabel 4. 27 Kontrol Sistem Ganda	123
Tabel 4. 28 Jumlah Partisipasi Massa dalam Menghasilkan Respon	124
Tabel 4. 29 Batas Simpangan Gedung	124
Tabel 4. 30 Kontrol Simpangan arah X.....	125
Tabel 4. 31 Kontrol Simpangan Arah Y.....	126
Tabel 4. 32 Perhitungan Eksentrisitas Aktual terhadap Pusat Massa dan Pusat Rotasi	128
Tabel 4. 33 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk.....	131
Tabel 4. 34 Konfigurasi Barisan Tulangan Tekan.....	136
Tabel 4. 35 Rekapitulasi Penulangan Lentur Balok Induk.....	143
Tabel 4. 36 Rekapitulasi Penulangan Longitudinal Penahan Torsi.....	145
Tabel 4. 37 Rekapitulasi Tulangan Transversal Penahan Geser dan Torsi.....	150
Tabel 4. 38 Rekapitulasi Perencanaan Kolom.....	158
Tabel 4. 39 Hasil Perencanaan Dinding Geser.....	166
Tabel 4. 40 Hasil Perhitungan Analisa Penampang Global Balok Pratekan	172
Tabel 4. 41 Rekapitulasi Perhitungan Balok Prategang	205
Tabel 4. 42 Kolom.....	209
Tabel 4. 43 <i>Shearwall</i> 5;6;7	209
Tabel 4. 44 <i>Shearwall</i> 1;3.....	210
Tabel 4. 45 Kelompok Kolom.....	210
Tabel 4. 46 <i>Shearwall</i> 2;4.....	211
Tabel 4. 47 Kelompok Kolom 2	211
Tabel 4. 48 Kelompok Kolom 3	212
Tabel 4. 49 Daya Dukung Tanah.....	215
Tabel 4. 50 Kolom.....	225
Tabel 4. 51 <i>Shearwall</i> 5;6;7;	226
Tabel 4. 52 <i>Shearwall</i> 1;3;	227

Tabel 4. 53 Kelompok Kolom 1	228
Tabel 4. 54 Kelompok <i>Shearwall</i> 2 dan 4	229
Tabel 4. 55 Kolom.....	233
Tabel 4. 56 <i>Shearwall</i> 5;6;7;	234
Tabel 4. 57 <i>Shearwall</i> 1;3;	235
Tabel 4. 58 Kelompok Kolom 1	236
Tabel 4. 59 Kelompok <i>Shearwall</i> 2 dan 4	237
Tabel 4. 60 Kelompok Kolom 2	238
Tabel 4. 61 Kelompok Kolom 3	239
Tabel 4. 63 <i>Shearwall</i> 5;6;7;	243
Tabel 4. 64 <i>Shearwall</i> 1;3;	244
Tabel 4. 65 Kelompok Kolom.....	245
Tabel 4. 66 Kelompok <i>Shearwall</i> 4 dan 5	246
Tabel 4. 67 Kelompok Kolom 2	247
Tabel 4. 68 Kelompok Kolom 3	248
Tabel 4. 69 Rekapitulasi Penulangan Poer	258

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Pemenuhan kebutuhan rumah bagi setiap keluarga dan pengembangan perumahan yang berkelanjutan sudah menjadi agenda global yang harus diwujudkan setiap Negara. Perwujudan pembangunan perumahan dan pemukiman yang berkelanjutan, tidak bisa dilepaskan dari pembangunan perkotaan secara keseluruhan, apalagi bila dikaitkan dengan ketersediaan lahan yang merupakan sumberdaya alam yang tidak terbarukan. Data menunjukkan DKI Jakarta memiliki kepadatan penduduk hingga 15.336,87 penduduk per km² (BPS, 2015). Sedangkan salah satu indikator pembangunan berkelanjutan yang dimotori oleh *United Nations Centre for Human Settlements* (UNCHS) adalah memberikan rekomendasi tentang bagaimana menetapkan indikator lingkungan untuk pembangunan perumahan, pemukiman, dan perkotaan. Indikator lingkungan perkotaan yang berhubungan dengan keberlangsungan lingkungan perkotaan adalah terpenuhinya luas ruang terbuka (km²)/% (Junaidi, 2000).

Indikator lain adalah tingkat keterjangkauan masyarakat untuk menyewa atau membeli hunian serta pendapat masyarakat tentang hunian yang diminati. Hal ini terkait dengan dengan tiga pilar konsep pembangunan berkelanjutan yakni pembangunan yang telah mempertimbangkan secara seimbang tiga dimensi berkelanjutan yaitu ekologi/lingkungan, ekonomi, dan sosial (Munasinghe, 2003).

Sejalan dengan upaya pembangunan perumahan, pemukiman, dan perkotaan berkelanjutan Kementerian Negara Lingkungan Hidup (Meneg LH) bekerjasama dengan UNDP (*United Nations Development Programme*) telah menerbitkan Agenda 21 sektoral (nasional), yaitu agenda pemukiman untuk pengembangan kualitas hidup secara berkelanjutan yang salah satunya mengamanatkan perlu upaya melindungi masyarakat dari praktek-praktek spekulasi dan monopoli penguasaan tanah (Meneg

LH, 2000). Ini menunjukkan komitmen pemerintah dan seluruh masyarakat Indonesia untuk mewujudkan pembangunan perumahan, permukiman dan perkotaan berkelanjutan.

Beberapa pemikiran tersebut diatas sudah barang tentu memberikan konsekuensi logis pada pengendalian pembangunan perumahan dan permukiman di perkotaan agar dapat memenuhi persyaratan kota yang termasuk kategori kota berwawasan lingkungan (*sustainable city*) antara lain : tetap terjaga ketersediaan ruang terbuka hijau yang cukup di kawasan perkotaan (*sustainable land use planning and management serta sustainable housing and urban development*), terpenuhinya kebutuhan hunian yang layak dan terjangkau bagi seluruh masyarakat (*affordable low cost housing*) dan terwujudnya kehidupan sosial kemasyarakatan yang harmonis dan efisien (*compact city*) melalui pengembangan hunian vertikal. Pengembangan hunian vertikal di kota besar dan metro sudah menjadi kebutuhan yang sangat mendesak, problem ketersediaan lahan merupakan faktor pendorong bagi berbagai pemangku kepentingan untuk segera memikirkan pola pengembangan perumahan dan permukiman yang selama ini masih didominasi oleh pengembangan hunian tapak (*landed*).

Pemprov DKI Jakarta berkomitmen dalam memenuhi kebutuhan hunian penduduk DKI Jakarta melalui agenda-agenda pembangunan rumah susun. Salah satu proyek pembangunan rumah susun tersebut adalah rumah susun Wisma Atlet yang terletak di Jakarta Utara. Rumah susun adalah bangunan gedung bertingkat yang dibangun dalam suatu lingkungan yang terbagi dalam bagian-bagian yang distrukturkan secara fungsional dalam arah horizontal maupun vertikal dan merupakan satuan-satuan yang masing-masing dapat dimiliki dan digunakan secara terpisah terutama untuk tempat hunian yang dilengkapi dengan bagian bersama, benda bersama, dan tanah bersama (UU No. 16 tahun 1985 tentang Rumah Susun).

Dari peruntukkan bangunan rumah susun yang merupakan hunian untuk bersama tersebut, maka diperlukan ruang-ruang dimana yang bisa memfasilitasi aktivitas-aktivitas penghuni rumah

susun tersebut. Salah satu fasilitas yang dapat menunjang adalah ruang serba guna yang digunakan untuk ruang yang bisa menampung banyak orang seperti pertemuan warga, acara pernikahan atau acara-acara besar lain. Rumah susun Penggilingan dalam perencanaannya belum memiliki ruang serba guna sehingga diperlukan untuk menambahkan ruang serba guna yang dapat dimanfaatkan oleh penghuni rusun tersebut. Penempatan ruang serba guna perlu dipertimbangkan dengan baik karena memiliki luasan yang besar, hal ini tentu saja diperlukan adanya kolom ditengah sebagai pendukung berdirinya suatu struktur. Akan tetapi kolom tersebut akan mengurangi fungsi dan estetika ruangan, karena banyaknya kolom yang berdiri yang masing-masing akan terhubung dengan balok. Sehingga penempatan ruang serba guna ini sangat perlu diperhitungkan, apalagi gedung tersebut termasuk kedalam kelompok bangunan tinggi (*High Rise Building*). Oleh karena itu dalam pembangunannya harus memperhatikan aspek-aspek tertentu, salah satunya yaitu pemilihan material. Pemilihan material yang tepat sangat mempengaruhi stabilitas dan kekuatan struktur, terutama terhadap pengaruh gempa.

Agar struktur tahan terhadap gempa maka diperlukan suatu material yang sesuai. Material yang sesuai yaitu yang bersifat daktail, karena lebih ekonomis dibandingkan menggunakan material yang bersifat elastis. Material yang paling baik dalam menahan gempa yaitu baja karena memiliki tingkat daktilitas yang tinggi, akan tetapi kurang ekonomis dalam segi biaya. Salah satu solusi lainnya yaitu dapat menggunakan beton bertulang, akan tetapi penggunaan beton bertulang kurang cocok pada pembangunan ruang yang cukup luas seperti ruang serba guna, karena akan menimbulkan defleksi yang cukup besar pada bentang yang panjang. Keuntungan beton pratekan dibandingkan beton bertulang yaitu (Guna,2012):

1. Penggunaan prategang efisien karena dimensi penampang struktur akan lebih kecil atau langsing, sebab seluruh luas penampang akan digunakan secara efektif,

2. Karena terbentuknya lawan lendut akibat gaya prategang sebelum beban rencana bekerja, maka lendutan akhir setelah beban rencana bekerja, akan lebih kecil dari pada beton bertulang biasa, sehingga cocok untuk bentang yang panjang,
3. Kelebihan geser dan puntirnya bertambah dengan adanya penegangan
4. Pada penampang yang diberi penegangan, tegangan tarik dapat dieleminasi karena besarnya gaya tekan disesuaikan dengan beban yang akan diterima.

Oleh karena itu, rumah susun ini akan dimodifikasi dengan sistem pratekan, dimana pratekan digunakan agar bangunan dengan ruangan yang cukup besar tidak harus menggunakan kolom yang banyak. Sistem pratekan akan membuat fungsi gedung semakin efektif, sehingga gedung akan memiliki fungsi ruang yang semakin besar.

1.2. Rumusan Masalah

Rumusan masalah dari modifikasi perencanaan Rumah Susun Penggilingan ini adalah

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* gedung tersebut?
2. Bagaimana perhitungan pembebanan pada struktur gedung tersebut?
3. Bagaimana cara merencanakan struktur sekunder gedung tersebut?
4. Bagaimana cara merencanakan struktur primer gedung tersebut?
5. Bagaimana model dan analisa struktur Rumah Susun Penggilingan dengan menggunakan program bantu ETABS/SAP 2000?
6. Bagaimana merencanakan balok beton pratekan yang memenuhi kriteria perancangan struktur?
7. Bagaimana merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah dilapangan?
8. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung ke dalam gambar teknik sesuai standar?

1.3. Tujuan

Tujuan dari modifikasi perencanaan struktur Rumah Susun Penggilingan ini adalah

1. Menentukan *preliminary design* gedung.
2. Menghitung pembebanan pada struktur gedung Wisma Atlet.
3. Mendapatkan dimensi struktur sekunder yang bekerja.
4. Mendapatkan dimensi struktur primer yang bekerja.
5. Memodelkan dan menganalisa struktur Rumah Susun Penggilingan dengan menggunakan program bantu ETABS/SAP 2000.
6. Merencanakan dimensi beton pratekan yang memenuhi kriteria perancangan struktur
7. Merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah di lapangan
8. Menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur Rumah Susun Penggilingan ke dalam gambar teknik

1.4. Batasan Masalah

1. Perencanaan tidak menghitung manajemen kontruksi dan analisis biaya
2. Meninjau metode pelaksanaan yang hanya berkaitan dengan perhitungan struktur.
3. Analisa struktur dengan menggunakan program bantuan ETABS
4. Desain dimensioning penulangan terbatas pada struktur tertentu

1.5. Manfaat

Manfaat dari Tugas Akhir ini adalah

1. Untuk mengurangi penggunaan kolom pada Rumah Susun Penggilingan, sehingga lebih efisien dan ekonomis.
2. Mengetahui hal-hal yang harus diperhatikan saat perencanaan sehingga kegagalan struktur dapat dihindari

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

Dalam tinjauan pustaka akan dijelaskan mengenai pengertian Beton Pratekan, *Shearwall*, Strong Column Weak Beam. Terdapat beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam desain modifikasi Rumah Susun Penggilingan Jakarta diantaranya : Beton bertulang, Beton Pratekan, dan *Shear wall*

Beton pratekan adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi sampai batas tertentu tegangan yang terjadi akibat beban eksternal (ACI 318M-14, 2014) dan Beton prategang adalah beton bertulang dimana telah ditimbulkan tegangan-tegangan intern dengan nilai dan pembagian yang sedemikian rupa hingga tegangan-tegangan akibat beton-beton dapat dinetralkan sampai suatu taraf yang diinginkan (PBI – 1971)

Shear wall (dinding geser) adalah jenis struktur dinding yang berbentuk beton bertulang yang biasanya dirancang untuk menahan geser, gaya lateral akibat gempa bumi. Dengan adanya *Shear Wall* / dinding geser yang kaku pada bangunan, sebagian besar beban gempa akan terserap oleh dinding geser tersebut.

2.2. Definisi Beton

Beton adalah campuran antara semen portland atau semen hidraulik yang lain, agregat halus, agregat kasar dan air, dengan atau tanpa bahan tambahan yang membentuk masa padat (SNI 2847:2013). Sifat utama dari beton, yaitu sangat kuat terhadap beban ekan, tetapi juga bersifat getas/ mudah patah atau rusak terhadap beban tarik. Dalam perhitungan struktur, kuat tarik beton ini biasanya diabaikan.

2.2.1. Definisi Beton Bertulang

Beton bertulang adalah beton yang ditulangi dengan luas dan jumlah tulangan yang tidak kurang dari nilai minimum yang

di syaratkan dengan atau tanpa prategang, dan direncanakan berdasarkan asumsi bahwa kedua bahan tersebut bekerja sama dalam memikul gaya-gaya. (SNI 2847:2013). Sifat utama dari baja tulangan, yaitu sangat kuat terhadap beban tarik maupun beban tekan. Karena baja tulangan harganya mahal, maka sedapat mungkin dihindari penggunaan baja tulangan untuk memikul beban tekan. Dari sifat utama tersebut dapat dilihat bahwa tiap-tiap bahan mempunyai kelebihan dan kekurangan, maka jika kedua bahan beton dan baja tulangan dipadukan menjadi satu kesatuan secara komposit, akan diperoleh bahan baru yang disebut beton bertulang. Beton bertulang ini mempunyai sifat sesuai dengan sifat bahan penyusunnya, yaitu sangat kuat terhadap beban tarik maupun beban tekan. Beban tarik pada beton bertulang ditahan oleh baja tulangan, sedangkan beban tekan cukup ditahan oleh beton. Beton juga tahan terhadap kebakaran dan melindungi baja supaya awet.

2.2.2. Mekanisme Beton Bertulang

Mekanisme beton bertulang dapat diklasifikasikan seperti kuat tekan, tarik, dan geser, modulus elastisitas, rangkakan dan susut.

2.2.2.1. Kuat Tekan

Nilai kuat tekan beton didapatkan melalui tata cara pengujian standar, menggunakan mesin uji dengan cara memberikan beban tekan bertingkat pada benda uji silinder beton diameter 150mm, tinggi 300mm) sampai hancur. Tata cara pengujian yang umum dipakai adalah standar ASTM (American Society for Testing Materials) C39-86. Kuat tekan beton umur 28 hari berkisar antara 10-65 Mpa. Untuk beton bertulang pada umumnya menggunakan beton dengan kuat tekan berkisar 17-30Mpa.

2.2.2.2. Kuat Tarik

Kuat tarik beton yang tepat sulit untuk diukur. Selama bertahun-tahun, sifat tarik beton diukur dengan memakai modulus keruntuhan (*modulus of rupture*). Hasil dari percobaan split silinder beton, umumnya memberikan hasil yang lebih baik dan mencerminkan kuat tarik sebenarnya.

2.2.2.3. Kuat Geser

Kekuatan geser lebih sulit diperoleh, karena sulitnya mengisolasi geser dari tegangan-tegangan lainnya. Ini merupakan salah satu sebab banyaknya variasi kekuatan geser yang dituliskan dalam berbagai literature, mulai dari 20% dari kekuatan tekan pada pembebanan normal, sampai sebesar 85% dari kekuatan tekan, dalam hal terjadi kombinasigeser dan tekan.

2.2.2.4. Modulus Elastisitas

Modulus elastisitas, merupakan kemiringan dari bagian awal grafik yang lurus dari diagram regangantegangan, yang akan bertambah besar dengan bertambahnya kekuatan beton.

2.2.2.5. Rangkak

Rangkak (*creep*) adalah sifat di mana beton mengalami perubahan bentuk (deformasi) permanen akibat beban tetap yang bekerja padanya. Rangkak timbul dengan intensitas yang semakin berkurang untuk selang waktu tertentu dan akan berakhir setelah beberapa tahun berjalan. Besarnya deformasi rangkak sebanding dengan besarnya beban yang ditahan dan juga jangka waktu pembebanan. Pada umumnya rangkak tidak mengakibatkan dampak langsung terhadap kekuatan struktur, tetapi akan mengakibatkan timbulnya redistribusi tegangan pada beban kerja dan kemudian mengakibatkan terjadinya peningkatan lendutan (defleksi).

2.2.2.6. Susut

Susut secara umum didefinisikan sebagai perubahan volume beton yang tidak berhubungan dengan beban. Pada dasarnya ada dua jenis susut, yaitu susut plastis dan susut pengeringan. Susut plastis terjadi beberapa jam setelah beton segar dicor ke dalam cetakan (bekisting). Sedangkan susut pengeringan terjadi setelah beton mencapai bentuk akhirnya, dan proses hidrasi pasta semen telah selesai. Laju perubahannya berkurang terhadap waktu, karena beton semakin berumur akan semakin tahan tegangan dan semakin sedikit mengalami susut.

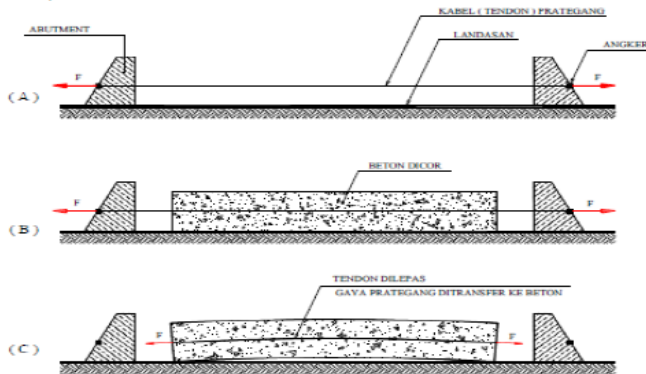
2.3. Sistem Beton Pratekan

Beton pratekan adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan benar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi tegangan yang terjadi akibat beban eksternal sampai batas tertentu, (Abeles dan Bardhah, 1976). Menurut SNI 2847:2013, tendon pada beton pratekan tidak boleh sama sekali memikul beban gempa, bahkan tidak dianjurkan digunakan pada zona gempa tinggi. Tetapi jika ada gempa maka beban tersebut dipikul oleh tulangan lunak. Sedangkan menurut ACI 318-2008 Pasal. 21.5.2.5 tendon pratekan diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif.

Jenis Beton pratekan dibagi menjadi dua, yaitu:

2.3.1. Beton Pratekan metode Pratarik (*Pretension*)

Beton pratekan metode pratarik adalah beton prategang yang dihasilkan dengan memberi tegangan awal pada tendon baja sebelum proses pengecoran. Berikut metode pengerjaan beton pratarik (Gambar 2. 1):



Gambar 2. 1 Proses Pratarik

Tahap 1: Tendon prategang ditarik atau diberi gaya prategang lalu diangker pada suatu abutment tetap (gambar A).

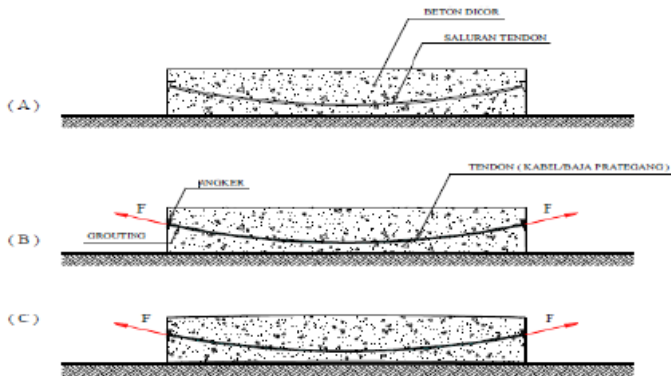
Tahap 2: Beton dicor pada cetakan (*formwork*) dan landasan yang telah disediakan sehingga mencakup tendon yang sudah diberi gaya prategang dan dibiarkan mengering (gambar B).

Tahap 3: Setelah beton mengering dan umur yang cukup sehingga kuat untuk menerima gaya prategang, tendon dipotong dan dilepas, sehingga gaya prategang ditransfer ke beton (gambar C).

Setelah gaya prategang ditransfer kebeton, balok beton akan melengkung keatas sebelum menerima beban kerja. Setelah beban kerja bekerja, maka balok beton tsb. akan rata.

2.3.2. Beton Pratekan metode Pascatarik (*Post tension*)

Merupakan beton pratekan yang dihasilkan dengan memberikan tegangan pada tendon baja setelah proses pengecoran beton (dimana beton telah mengeras mencapai sebagian kekuatannya). Berikut merupakan metode pengerjaan pasca Tarik (Gambar 2. 2):



Gambar 2. 2 Proses Pasca-Tarik

Tahap 1: Dengan cetakan (*formwork*) yang telah disediakan lengkap dengan selongsong kabel prategang (*tendon duct*) yang dipasang dengan bentuk sesuai bidang momen balok, beton dicor (Gambar A).

Tahap 2 : Setelah beton cukup umur dan kuat memikul gaya prategang, tendon atau kabel prategang dimasukkan dalam selongsong (*tendon duct*), kemudian ditarik untuk mendapatkan gaya prategang. Metode pemberian gaya prategang ini, salah satu ujung kabel diangker, kemudian ujung lainnya ditarik (ditarik dari satu sisi). Dapat juga dengan menarik dikedua sisinya dan diangker secara bersamaan. Setelah diangkur, kemudian saluran di grouting melalui lubang yang telah disediakan. (Gambar B).

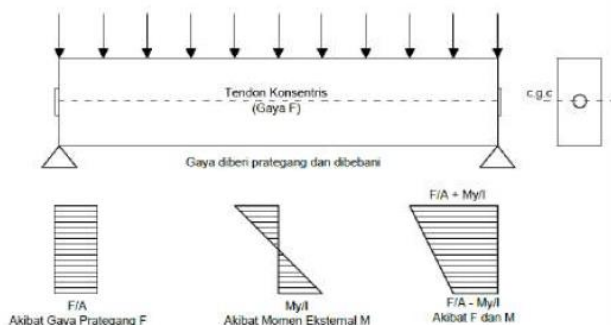
Tahap 3 : Setelah diangkur, balok beton menjadi tertekan, gaya prategang telah ditransfer kebeton. Karena tendon dipasang melengkung, maka akibat gaya prategang tendon memberikan beban merata kebalok yang arahnya keatas, sehingga balok melengkung keatas (Gambar C).

2.4. Prinsip Dasar Beton Pratekan

Terdapat prinsip-prinsip dasar pada beton pratekan yang perlu diketahui yaitu sebagai berikut.

2.4.1. Sistem Pratekan untuk Mengubah Beton menjadi Bahan yang Elastis.

Konsep ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis. Beton yang ditransformasikan dari bahan yang getas menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan terlebih dahulu pada bahan tersebut. Beton tidak mampu menahan tarikan dan kuat menahan tekanan, namun beton yang elastis dapat memikul tegangan tarik. (Lin & Burns, 2000) (Gambar 2.3).



Gambar 2. 3 Konsep Beton Pratekan sebagai Bahan yang Elastis
(Lin and Burns, 2000)

Akibat gaya tekan yang diberikan, gaya F yang bekerja akan memberikan tegangan tekan secara merata diseluruh penampang beton sebesar F/A , dimana A adalah luas penampang. Akibat dari beban merata yang memberikan tegangan tarik di bawah garis netral dan tegangan tekan di atas garis netral, maka perumusan sebagai berikut:

$$F = M \times C / I$$

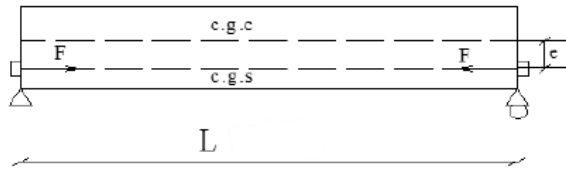
Dimana:

M = Momen lentur pada penampang yang ditinjau

C = Jarak garis netral ke serat terluar penampang

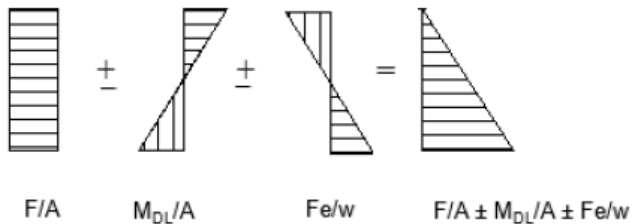
I = Momen Inersia penampang

Agar kemampuan beton prategang meningkat, dapat ditambahkan eksentrisitas tegangan baja terhadap garis netral beton, Gambar 2. 4.



Gambar 2. 4 Tendon dengan Eksentrisitas

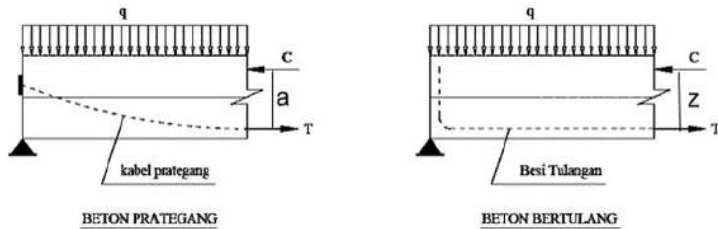
Karena adanya pergeseran eksentrisitas baja terhadap garis pusat, maka terjadi tegangan sebesar $F.e/W$ dimana e merupakan eksentrisitas tegangan dan W adalah momen resisten (I/y) (Gambar 2. 5).



Gambar 2. 5 Diagram Tegangan Beton Prategang

2.4.2. Sistem Pratekan untuk Kombinasi Baja Mutu Tinggi dengan Beton

Konsep ini mempertimbangkan beton pratekan sebagai kombinasi dari baja dan beton, dimana baja menahan tarikan dan beton menahan tekanan, dengan demikian kedua bahan membentuk kopel penahan untuk melawan momen eksternal (Lin & Burns, 2000) (Gambar 2. 6).

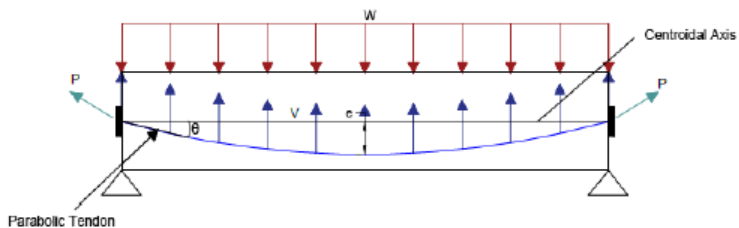


Gambar 2. 6 Perbandingan Penulangan Prategang dan Beton Bertulang

Pada beton prategang, baja pategang ditarik dengan gaya prategang (T) yang akan membentuk momen kopel dengan gaya tekan pada beton (C) untuk melawan momen akibat beban luar. $M_{dalam} = C \times a$ (beton prategang).

Pada beton bertulang biasa, tulangan akan menahan gaya tarik (T) akibat beban luar, yang akan membentuk momen kopel dengan gaya tekan pada beton (C) untuk melawan momen akibat beban luar. Dengan nilai $C=T$ dan $M_{max}= M_{dalam}$, dimana nilai $M_{dalam} = C \times Z$ (beton bertulang).

2.4.3. Sistem Pratekan untuk mencapai kesetimbangan beban



Gambar 2. 7 Konsep Beton Pratekan Mencapai Keseimbangan Beban

Pada Gambar 2.7 menerangkan konsep ini untuk membuat keseimbangan gaya-gaya pada sebuah batang. Pada desain beton pratekan, pengaruh pratekan dipandang sebagai

keseimbangan berat sendiri sehingga batang yang mengalami lenturan tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi (Lin & Burns, 2000).

Balok beton yang terletak diatas dua perletakan yang diberi gaya prategang (P) dengan lintasan parabola. Beban akibat gaya prategang yang terdistribusi secara merata kearah atas dinyatakan sebagai berikut:

$$W_b = 8 \times F \times h / L^2$$

Dimana:

W_b = Beban merata kearah atas

h = Tinggi parabola kabel lintasan prategang

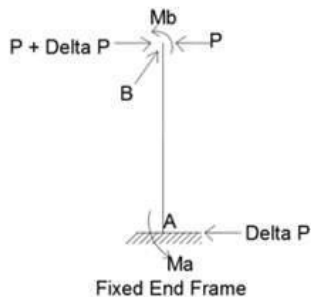
L = Bentangan balok

F = Gaya prategang

Jadi, beban merata akibat beban diimbangi oleh gaya merata akibat prategang.

2.5. Sistem Hubungan Balok Kolom Monolit

Dampak pratekan terhadap sistem monolit yaitu momen akibat perpendekan longitudinal disebabkan oleh gaya prategang yang memberikan reaksi horizontal pada bagian bawah kolom.



Gambar 2. 8 Efek dari Reaksi Horizontal
(Abeles, Bardhah dan Turner, 1976)

Pada Gambar 2. 8 dapat dilihat bahwa untuk menghasilkan gaya prategang P pada arah longitudinal, gaya $P + \Delta P$, dimana ΔP adalah reaksi horizontal. ΔP untuk perletakan jepit dapat dicari menggunakan persamaan berikut. (Abeles, Bardhah, dan Turner, 1976):

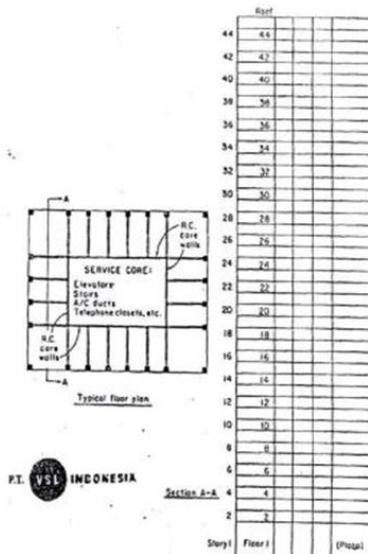
$$\Delta = \frac{Mb - Ma}{Lh}$$

2.6. Dampak Pemberian Pasca Tarik Pada Balok Terhadap Gedung Bertingkat

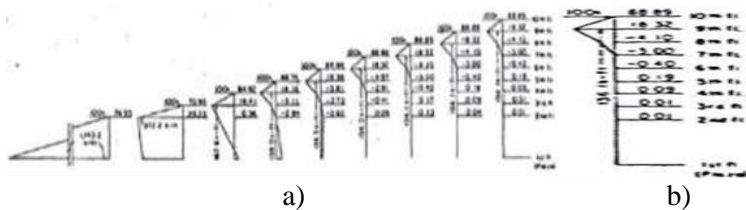
Balok paskatarik pada gedung bertingkat sudah menjadi faktor utama dalam konstruksi dalam beberapa tahun, dampak pasca tarik pada tingkat tertentu terhadap tingkat lainnya pada saat pembangunan dipelajari oleh Mark Fintel dan S.K.Ghosh pada tahun 1989. Pada studinya digunakan gedung tipikal seperti pada Gambar 2. 9.

Yang menjadi fokus utama studinya adalah kekangan yang diberikan oleh kolom yang besar dengan kekakuan yang tinggi (tipe kolom yang sering ada pada bangunan bertingkat). Hal ini menghalangi tegangan pasca tarik yang diberikan ke balok, sehingga mengurangi efektifitas pasca tarik.

Pada analisis awal didapat, efek dari post tension pada lantai tertentu diperpanjang sampai hanya beberapa tingkat di bawahnya. Sebagai contoh, efek signifikan dari post tension pada lantai 10 diperpanjang sampai ke tingkat 4 dan tidak lebih jauh kebawah. Ditunjukkan pada Gambar 2. 10.



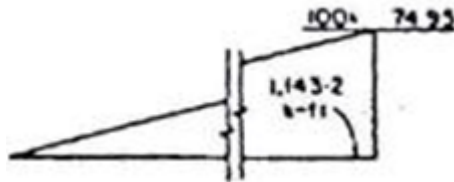
Gambar 2. 9 Denah Tipikal dan Potongan Gedung yang Diinvestigasi (VSL Indonesia, 1978)



Gambar 2. 10 a) Momen pada Kolom Akibat Pemberian Pasca Tarik pada Lantai Bertingkat, Dasar Kolom Terkekang (Jepit). b) Efek Pemberian Pasca Tarik pada Lantai 10 Terhadap Lantai di Bawahnya (VSL Indonesia, 1978)

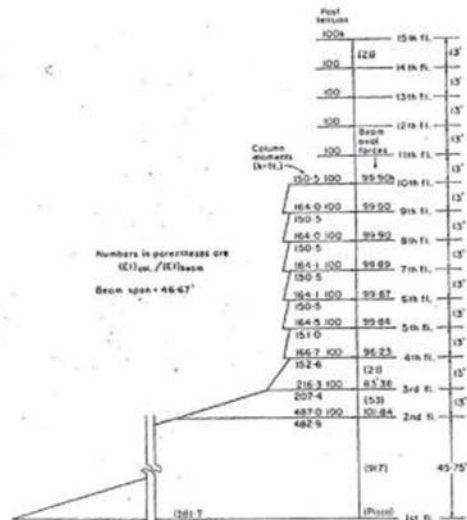
Di hasil yang lain, pada bawah bangunan, (kondisi ketika balok lantai kedua telah di pasca tarik, sedangkan lantai pertama

tidak di tarik), perpendekan elastis dari balok lantai kedua menginduksi perpindahan horizontal pada puncak kolom tingkat satu. Jika kolom dikekang pada dasarnya, perpindahan disertai dengan momen pada kolom, dan pada waktu yang sama mengurangi pasca tarik yang masuk ke balok yang ditarik. (Gambar 2. 11). Jumlah dari kehilangan prategang ke kolom tergantung dari kekakuan lentur relative dari kolom dan kekakuan aksial dari balok.



Gambar 2. 11 Pemberian Gaya 100 Kips pada Balok, Gaya Dalam pada Balok dan Momen yang Terjadi pada Kolom
(VSL Indonesia, 1978)

Dalam kondisi ekstrim dari kekakuan yang tinggi, semua gaya akan meregangkan kolom kaku dan tidak akan menekan balok. Hasil studi lainnya menunjukkan apabila semua lantai telah diberikan pasca tarik sebesar 100 kips, maka akan terjadi penumpukan momen yang sangat besar pada kolom paling bawah, dapat dilihat pada Gambar 2. 12 dimana superposisi telah dibuat untuk tiap tiap kolom dan tiap tiap balok dari efek pasca tarikan semua balok lantai pada dan tingkat di atasnya, menyajikan gaya dan momen kolom kumulatif dan gaya prategang dibalok. (Fintel & Ghosh, 1978)



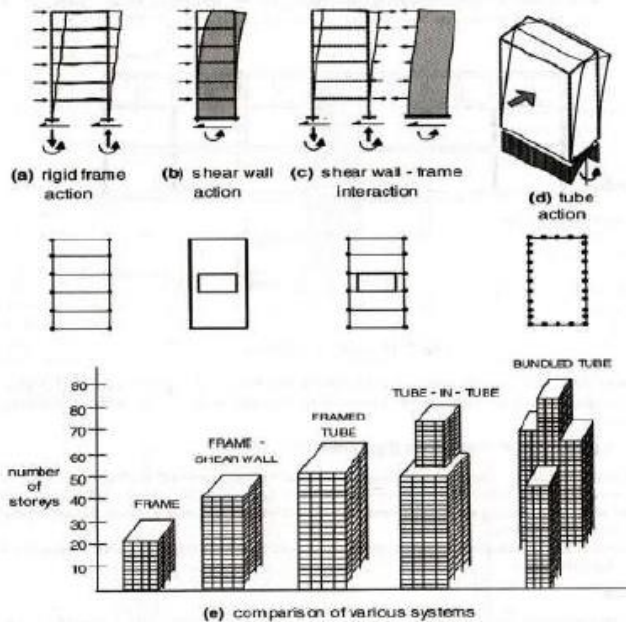
Gambar 2. 12 Momen pada Kolom dan Daya Prategang pada Balok Setelah 15 Lantai Diberikan Gaya Paska Tarik—Dengan Kolom Terkekang pada Dasarnya (Jepit)
(VSL Indonesia, 1978)

2.7. Shear Wall

Shear Wall adalah jenis Struktur dinding yang berbentuk Beton bertulang yang biasanya digunakan pada dinding-dinding Lift pada gedung-gedung tinggi, namun demikian Struktur jenis ini bisa juga digunakan pada dinding-dinding yang memerlukan kekakuan dan ketahanan khusus. Prinsip dasar *Shear Wall* adalah:

- Beban Lateral dipikul dengan menggunakan dinding geser.
- Sehingga dalam perencanaan bangunan harus mempertimbangkan efek simpangan lateral dinding struktural oleh Beban Gempa.
- Kestabilan Sistem Rangka Gedung ada 2, yaitu:
 - Kestabilan Gravitasi
 - Kestabilan Lateral
- Cara untuk menahan Beban Lateral adalah
 - Membuat sambungan jepit sempurna (*rigid frame*)

- Membuat ikatan angin diagonal (*bracing*) pada struktur rangka
 - Membuat dinding geser (*Shearwall*)
 - Menggabungkan ketiga cara diatas
- e. Sistem struktural utama yang menahan beban lateral ada 2, yaitu:
- Subsistem horizontal → Menahan beban angin dan beban gempa
 - Subsistem vertikal → Menahan beban sendiri dan beban hidup



Gambar 2. 13 *Lateral Load Resisting System*

2.7.1. Jenis-jenis Shear Wall

- a. Bearing Wall
Sebagai penahan gravitasi

- b. *Frame Wall*
Sebagai penahan gaya lateral, geser dan pengaku pada sisi luar bangunan.
- c. *Core Wall*
Sebagai pengaku bangunan gedung, diletakan pada titik pusat massa bangunan.

2.7.2. Fungsi dari Shear Wall

Pengunaan shear wall pada suatu gedung memiliki beberapa fungsi, antara lain:

- a. Memperkokoh gedung
Dengan struktur dinding beton bertulang/*shear wall*, maka dinding bukan hanya sebagai penyekat ruangan tetapi berfungsi juga sebagai Struktur Bangunan yang ikut memikul gaya-gaya beban yang bekerja pada balok dan kolom sekitarnya.
- b. Meredam guncangan akibat gempa
Secara Geografis Negara kita pada umumnya adalah tempat yang sangat rentan terhadap Gempa, Dengan Dinding sistem *Shearwall* maka gaya gempa yang terjadi akan direduksi, sehingga mampu mengurangi akibat yang terjadi pada bentuk bangunan yang ada.
- c. Mengurangi biaya perawatan gedung
Dengan semakin Kokohnya Gedung yang menggunakan *Shearwall*, maka kerusakan-kerusakan yang timbul akibat guncangan Gedung akibat Gempa bisa di minimalisir sehingga akan mengurangi biaya perawatan yang seharusnya dikeluarkan apabila gedung tidak menggunakan jenis dinding ini.
- d. Daya pikul beban disekitar dinding mampu ditingkatkan
Dengan dinding jenis *Shearwall* maka kemampuan lantai beton diatasnya untuk menerima beban semakin naik, besarnya kekuatan lantai akan berbanding lurus dengan ketebalan *shearwall* itu sendiri.

2.8. Pengaruh Gempa Pada Bangunan

Gempa adalah peristiwa bergetarnya bumi akibat pelepasan energi di dalam bumi secara tiba-tiba yang ditandai dengan patahnya lapisan batuan pada kerak bumi. Akumulasi energi penyebab terjadinya gempabumi dihasilkan dari pergerakan lempeng-lempeng tektonik. Beban Gempa yang berdampak pada bangunan yaitu:

2.8.1. Beban Gempa Horizontal

Beban gempa horizontal bekerja pada 2 sumbu utama dari struktur utama secara bersamaan, oleh karena itu dapat membahayakan struktur bangunan yang terkena gempa horizontal. Untuk dapat tetap kuat dalam menahan beban gempa yang bekerja maka unsur kolom utama perlu direncanakan kekuatannya terhadap pengaruh 100% dari beban gempa dalam satu arah sumbu utama bangunan, dikombinasikan dengan pengaruh 30% dari beban gempa dalam arah tegak lurus padanya. Pengaruh beban horizontal (E_h), harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut (SNI 1726:2012 pasal 7.4.2.1):

$$E_h = \rho Q_E$$

Dimana:

Q_E = Pengaruh gaya gempa horizontal dari V atau F_p

ρ = Faktor redundansi

2.8.2. Beban Gempa Vertikal

Selain percepatan gerakan tanah pada arah horisontal, pada saat terjadi gempa terdapat juga percepatan gerakan tanah berarah vertikal. Gerakan tanah kearah vertikal ini ini dapat mengakibatkan pengaruh beban gempa kearah vertikal yang bekerja pada struktur bangunan. Pengaruh beban gempa vertikal (E_v) harus ditentukan sesuai persamaan berikut (SNI 1726:2012 pasal 7.4.2.2):

$$E_v = 0.25 S_{DS} D$$

Dimana:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain pada periode pendek yang diperoleh dari 6.10.4

D = Pengaruh beban mati

Prosedur analisis dalam perencanaan struktur bangunan gedung tahan gempa harus sesuai dengan tabel 13 SNI 1726:2012

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen Pasal 7.8	Analisis spektrum respons ragam Pasal 7.9	Prosedur riwayat respons seismik Pasal 11
B, C	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Semua struktur lainnya	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Struktur beraturan dengan $T < 3,5T_s$ dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan	I	I	I
	Struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5T_s$ dan mempunyai hanya ketidakteraturan horisontal Tipe 2, 3, 4, atau 5 dari Tabel 10 atau ketidakteraturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b dari Tabel 11	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

CATATANI: Dijinkan, TI: Tidak Dijinkan

Tabel 2. 1 Prosedur Analisis Sesuai Tabel 13 SNI 1726:2012
(Sumber: SNI 1726:2012)

2.9. Perencanaan Pile Cap

Dalam perencanaan ini digunakan pile cap untuk merencanakan tiang pancang dengan meninjau gaya geser pon dan penulangan momen lentur.

- Kontrol tebal minimum pile cap

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 15.7 tebal pondasi tapak diatas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150mm untuk pondasi di atas tanah, atau kurang dari 300mm untuk pondasi tapak diatas tiang pondasi.

- Kontrol geser pons

Pile cap harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons, untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beban harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada pile cap sesuai dengan SNI 2847 2013 pasal 22.7.6.2, dalam perencanaan tebal pile cap syarat bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi.

- Penulangan pile cap

Untuk penulangan lentur, pile cap dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat ditiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri pilecap. Perhitungan gaya dalam pile cap didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

2.10. Perencanaan Sloof Pondasi

Struktur Sloof digunakan agar penurunan pada pondasi terjadi secara bersamaan. Dalam hal ini sloof berfungsi sebagai pengaku yang menghubungkan pondasi satu dengan pondasi yang lain. Adapun beban yang ditimpakan ke sloof terdiri dari berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan/tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

“ Halaman ini sengaja dikosongkan “

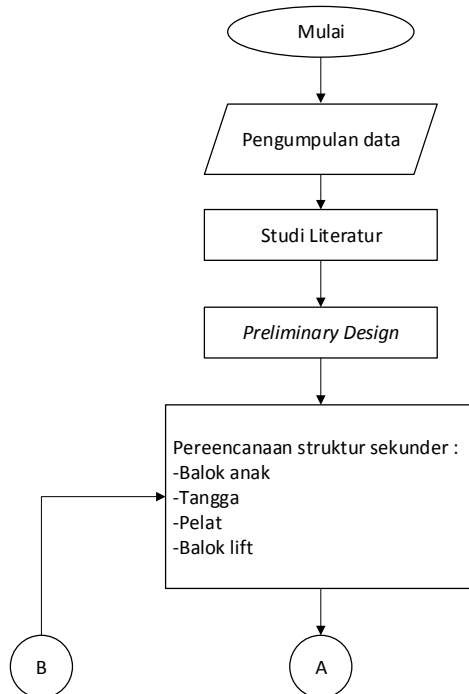
BAB III METODOLOGI

1.1. Umum

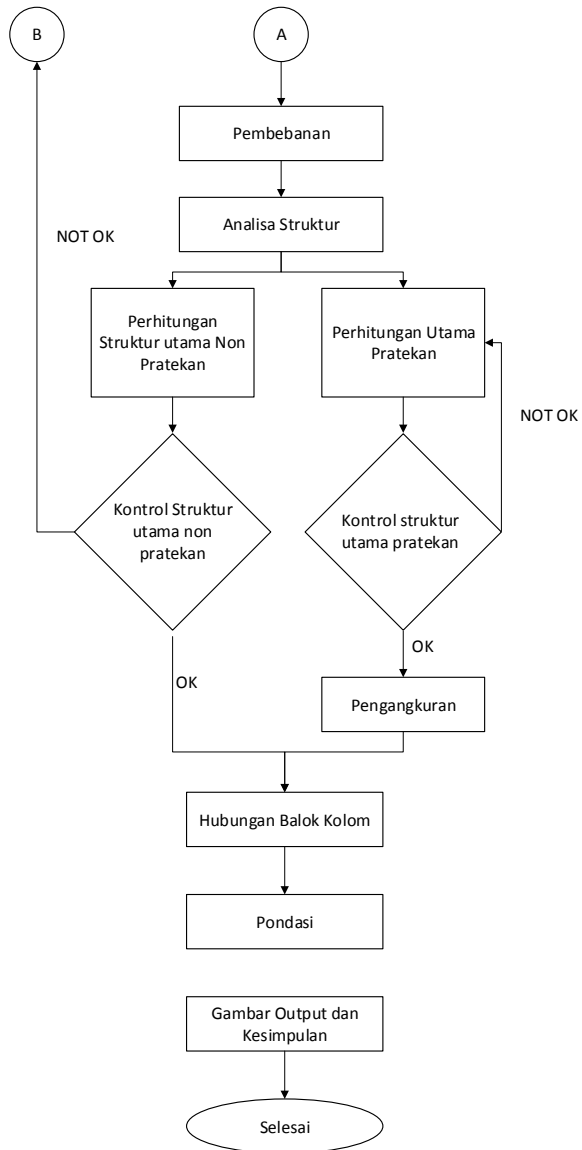
Sebelum mengerjakan Tugas Akhir, maka perlu disusun langkah – langkah pengerjaan sesuai dengan uraian kegiatan yang akan dilakukan. Urutan pelaksanaannya dimulai dari pengumpulan data, pedoman perancangan, dan sampai tujuan akhir dari analisa struktur yang akan disajikan.

1.2. Bagan Alir Pengerjaan Tugas Akhir

Lingkup pekerjaan yang akan dilaksanakan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini akan diterangkan sesuai bagan alir pada Gambar 3.1 di bawah ini:



Gambar 3. 1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir



Gambar 3. 1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir (Lanjutan)

1.3. Pengumpulan Data

1. Data Umum
 - Nama gedung : Wisma Atlet Jakarta Tower 2
 - Lokasi : Jl. Sunter Jaya 1 No. 1, RT 15 RW 2, Sunter Jaya, Tanjung Priok, Kota Jakarta Utara, Daerah Khusus Ibukota Jakarta
 - Fungsi : Rumah Susun
 - Jumlah lantai : 32 (1-3 Podium; 4-32 tipikal)
 - Tinggi bangunan : $\pm 107,2$ m
 - Total luas area : $\pm 1482,25$ m²
 - Struktur utama : Sistem Ganda
2. Data Bahan :
 - Kekuatan tekan beton (f_c') : 40 MPa
 - Tegangan leleh baja (f_y) : 420 Mpa
 - Data Tanah : -
3. Data Gambar
 - Gambar Sruktur : (Lampiran)
 - Gambar arsitektur : (Lampiran)

1.4. Studi Literatur

Studi literatur menggunakan beberapa buku pustaka atau peraturan mengenai perancangan beton pratekan dan struktur gedung secara umum yang dapat membantu dalam pengerjaan tugas akhir ini, diantaranya:

1. SNI 2847:2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 1276:2013 Struktur Gedung Tahan Gempa.
3. SNI 1727:2013 Beban Minimum untuk Perancangan Bangun Gedung dan struktur lain.
4. Tall Building Structure, Analysis, and Design (Bryan Stafford Smith and Alex-Coull, 1991)
5. American Society of Civil Engineering (ASCE 7-10, 2010)
6. Beton Prategang Edisi Ketiga Jilid 1 (T.Y. Lin)

7. Beton Prategang Edisi Ketiga Jilid 2 (T.Y. Lin)

1.5. Preliminary Design

Preliminary desain ini dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal dari struktur sesuai dengan ketentuan SNI 2847-2013.

1.5.1. Pengaturan Denah

Dalam pengaturan denah yang perlu mendapat perhatian adalah fungsi bangunan adalah fungsi bangunan dan peruntukan tata ruang.

1.5.2. Dimensi Pelat dan Balok Anak

Dimensi pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3, persamaan 9-13. Dalam menentukan dimensi pelat langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut:

- a. Untuk sama atau lebih kecil dari 0,2 menggunakan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2
 - Tebal pelat tanpa penebalan 125 mm
 - Tebal pelat dengan penebalan 100 mm
- b. Untuk lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0, ketebalan pelat minimum harus memenuhi:

$$h = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_m - 0,2)} \quad (\text{SNI 03-2847-2013, persamaan 9-12})$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

- c. Untuk lebih besar dari 2, ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari:

$$h = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \quad (\text{SNI 2847:2013, persamaan 9-13})$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

Dimana:

β = Rasio dimensi panjang terhadap pendek

α_m = Nilai rata - rata dari α_f untuk semua balok pada tepi dari suatu panel.

Perencanaan dimensi balok anak mengikuti peraturan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2

a. Perencanaan tinggi balok anak

$$h = \frac{l}{21} \times \left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right)$$

b. Perencanaan lebar balok anak

$$b = \frac{2}{3} \times h$$

Perkalian dengan $\left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right)$, jika f_y tidak 420 Mpa

1.5.3. Dimensi Balok Induk

Tabel minimum balok non-prategang apabila nilai lendutan tidak dihitung dapat dilihat pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.1 tabel 9.5(a). Nilai pada tabel tersebut berlaku apabila digunakan langsung untuk komponen struktur beton normal dan tulangan dengan mutu 420 Mpa.

Tabel 3. 1 Tinggi Minimum Balok

$h_{min} = \frac{L}{16}$	Digunakan apabila $f_y = 420$ Mpa
$h_{min} = \frac{L}{16} \left(0,4 + \frac{f_y}{700}\right)$	Digunakan untuk f_y selain 420 Mpa
$h_{min} = \frac{L}{16} (1,65 - 0,003 w_c)$	Digunakan untuk nilai W_c 1440 sampai 1840 kg/m^3

Dimana :

b = Lebar balok

h = Tinggi balok

Lb = Panjang balok

1.5.4. Dimensi Kolom

Aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi $\phi = 0,65$.

$$A = \frac{W}{\phi \times f_c'} \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2})$$

Dimana :

W = Beban aksial yang diterima kolom

f_c' = Kuat tekan beton karakteristik

A = Luas penampang kolom

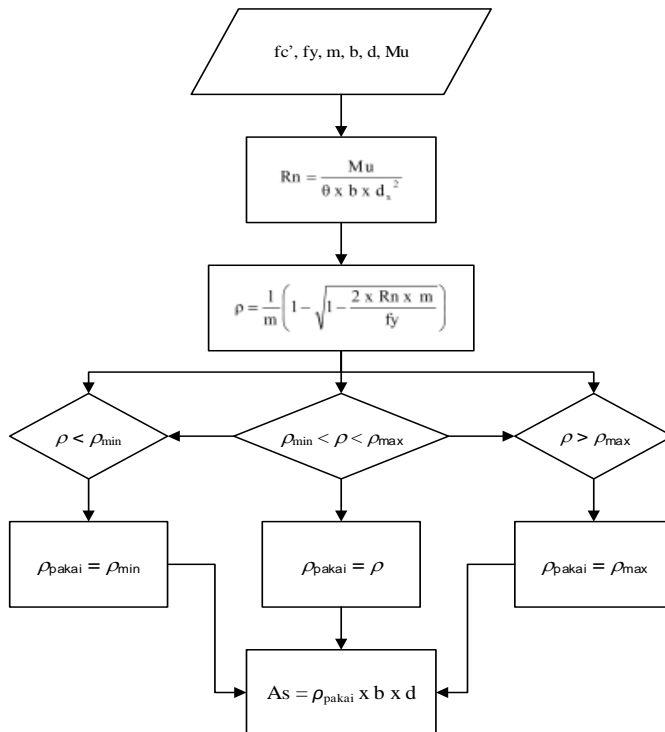
1.6. Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder hanya meneruskan beban yang ada ke struktur utama. Perencanaan struktur sekunder antara lain meliputi:

1.6.1. Perencanaan Pelat

Pada perencanaan pelat, terbagi menjadi 3 perencanaan tulangan dan 1 kontrol retak tulangan.

1.6.1.1. Perencanaan Tulangan Lentur Pelat



Gambar 3. 2 Diagram Alir Perhitungan Penulangan Komponen Lentur

1.6.1.2. Pehitungan tulangan geser

Perhitungan kebutuhan tulangan geser berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.4.

1. Hitung V_u pada titik berjarak d dari ujung perletakan
2. Cek $V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right)$
Bila tidak memenuhi maka perbesaran penampang
3. Kriteria kebutuhan tulangan geser:
 - $V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow$ Tidak perlu penguatan geser

- $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \rightarrow$ Pakai tulangan geser min
- $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min}) \rightarrow$ Diperlukan tulangan geser
- $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u \quad \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d) \rightarrow$ Diperlukan tulangan geser

Dimana:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w \cdot d$$

$$V_s = \sqrt{\frac{f'_c}{3}} b_w \cdot d$$

$$\phi = 0,6 \text{ (untuk geser)}$$

Keterangan :

V_c = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh Beton

V_s = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh tulangan geser

V_n = Kekuatan geser Nominal ($V_c + V_s$)

V_u = Gaya geser Berfaktor

Bila sengkang tertutup tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempa pada kedua ujung harus dispasikan dengan jarak tidak lebih dari $d/2$ sepanjang panjang komponen struktur. (SNI 2847:2013 Pasal 21.5.3.4)

1.6.1.3. Perhitungan tulangan susut

Kebutuhan tulangan susut di atur dalam SNI 03-2847-2013 Pasal 7.12.2.1. Luasan tulangan susut dan suhu harus menyediakan paling sedikit memiliki rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang beton sebagai berikut, tetapi tidak kurang dari 0,0014:

- a. Slab yang menggunakan batang tulangan ulir Mutu 280 atau 350.....
.....0,0020
- b. Slab yang menggunakan batang tulangan ulir atau tulangan kawat las Mutu 420.....0,0018
Slab yang menggunakan tulangan dengan tegangan leleh melebihi 420 MPa yang diukur pada regangan leleh sebesar 0,35 persen.....
..... $0.0018 \left(\frac{420}{f_y} \right)$

1.6.1.4. Kontrol retak tulangan

Untuk menghindari retak-retak beton di sekitar baja tulangan, maka penggunaan tulangan lentur dengan kuat leleh melebihi 300 MPa perlu dilakukan kontrol terhadap retak sesuai SNI 2847:2013, Pasal 10.6.4.

dengan:

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c A}$$

1.6.2. Perencanaan Tangga

Pembebanan pada tangga dan bordes mengacu SNI 2847:2002. Perencanaan tangga didesain dengan mengasumsikan perletakan yang digunakan adalah sendi – rol. Syarat perencanaan tangga harus memenuhi syarat berikut ini :

- $64 \leq 2.t + i \leq 65$
- Syarat kemiringan tangga : $20 \leq \alpha \leq 40$

Dimana :

l = Lebar injakan

t = Tinggi tanjakan

α = Kemiringan tangga

1.6.3. Perencanaan Balok Lift

Dalam perencanaan balok lift, metode perhitungan yang dilakukan merupakan analisis terhadap konstruksi ruang tempat lift dan balok penggantung katrol lift. Ruang landasan diberi kelonggaran (lift pit) supaya pada saat lift mencapai lantai paling bawah, lift tidak menumbuk dasar landasan, disamping berfungsi pula menahan lift apabila terjadi kecelakaan, misalnya tali putus. Perencanaan ini mencakup perencanaan balok penumpu depan, penumpu belakang, dan balok penggantung lift.

1.6.4. Perencanaan Balok Anak

Beban pelat yang diteruskan ke balok anak dihitung sebagai beban trapesium, segitiga dan dua segitiga. Beban ekuivalen ini selanjutnya akan digunakan untuk menghitung gaya-gaya dalam yang terjadi di balok anak untuk menentukan tulangan lentur dan geser (perhitungan tulangan longitudinal sama dengan pelat). Perencanaan balok anak mengikuti peraturan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2.

1.7. Pembebanan

Beban yang bekerja pada suatu struktur ada beberapa jenis menurut karakteristik, yaitu beban statis dan beban dinamis. Berikut ini akan menjelaskan lebih detail mengenai pembebanan sesuai dengan ketentuan berdasarkan RSNI 1726:2012 dan ketentuan SNI 2847:2013.

1.7.1. Beban Statis

Beban Mati berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983) yang tertera pada Tabel 3. 2.

Tabel 3. 2 Beban Mati pada Struktur

Beban mati	Besar beban
Batu alam	2600 kg/m ²
Beton bertulang	2400 kg/m ²
Dinding pasangan 1/2 bata	250 kg/m ²
Kaca setebal 12 mm	30 kg/m ²
Langit-langit + penggantung	18 kg/m ²
Lantai ubin semen portland	24 kg/m ²
Spesi per cm tebal	21 kg/m ²

Beban Hidup berdasarkan SNI 1727:2013 Tabel 4.1

Tabel 3. 3 Beban Hidup pada Struktur

Hunian atau penggunaan	Merata psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses		
Ruang kantor	50 (2,4)	2000 (89)
Ruang komputer	100 (4,79)	2000 (89)
Gudang persenjataan dan ruang latihan	150 (7,18)	
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat di lantai)	100 (4,79)	
Lobi	100 (4,79)	
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,79)	
Panggung pertemuan	100 (4,79)	
Lantai podium	150 (7,18)	

Hunian atau penggunaan	Merata psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf	
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1,92)	300 (1,33)
Koridor		
Lantai pertama	100 (4,79)	
Lantai lain	Sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	100 (4,79)	
Hunian (lihat rumah tinggal)		
Ruang mesin elevator (pada daerah 2 x 2 inch)		300 (1,33)
Konstruksi pelat lantai finishing ringan		200 (8,9)
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran	100 (4,79)	
Tangga permanen	Lihat pasal 4.5	
Garasi/parkir	40 (1,92)	
Mobil penumpang saja		
Truk dan bus		

1.7.2. Beban Gempa

Analisa beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012 meliputi:

- Penentuan respon spektrum, penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada gambar 9 dan 10 SNI 1726:2012
- Respon seismik (C_s)

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

(Persamaan 7.8-2 SNI 1726:2012)

Dimana :

SDS = Percepatan spektrum respons disain dalam rentang periode pendek

R = Faktor modifikasi respons dalam tabel 7.2-1 (SNI 1726:2012)

I_e = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan sesuai dengan Tabel 6.4 nilai C_s max tidak lebih dari

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)}$$

- Gaya geser dasar dan gaya seismik lateral

$$V = C_S \times W$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Dimana :

C_S = Koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1

W = Berat seismik efektif menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.7.2

1.7.3. Beban Angin

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 27.2.1. Parameter beban angin yang harus diperhitungkan:

- Kecepatan angin dasar, V (Pasal 26.5)
- Faktor arah angin, K_0 (Pasal 26.6)
- Kategori eksposur (Pasal 26.7)
- Faktor topografi, K_{zr} (Pasal 26.8)
- Faktor efek tiupan angin (Pasal 26.9)
- Klasifikasi ketertutupan (Pasal 26.10)
- Koefisien tekanan internal (Pasal 26.11)

1.7.4. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 9.2.1

1. $U = 1,4 D$
2. $U = 1,2 D + 1,6 L$
2. $U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$
3. $U = 1,0 D + 1,0 L$
4. $U = 0,9 D \pm 1,0 E$

Keterangan :

U : beban ultimate

D : beban mati

L : beban hidup

E : beban gempa

1.8. Analisa Struktur

Analisa struktur utama menggunakan program ETABS/SAP2000 untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang bekerja pada struktur. Model harus memenuhi beberapa kriteria dibawah agar gaya gempa yang terjadi pada model dapat digunakan untuk perhitungan perencanaan.

1.8.1. Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai SNI 1726:2002 pasal 7.9.1 : Partisipasi Massa < 90%.

Analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa actual dalam masing-masing arah horizontal orthogonal dari respons yang ditinjau oleh model.

1.8.2. Kontrol Periode Fundamental Struktur

Sesuai SNI 1726:2002 pasal 7.8.2 : $T_a < T < C_u \times T_a$.

Periode fundamental struktur, T , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode fundamental struktur, T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dari Tabel 14 dan periodan fundamental pendekatan, T_a , yang ditentukan sesuai dengan pasal 7.8.2.1. Sebagai alternative pada pelaksanaan analisis untuk menentukan periode fundamental struktur, T , diijinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan, T_a , yang dihitung sesuai dengan pasal 7.8.2.1.

$$T_a = C_t \times h n^x$$

Keterangan:

hn = ketinggian struktur (m)

C_t = koefisien yang ditentukan dari Tabel 15

x = koefisien yang ditentukan dari Tabel 15

Tabel 3. 4 Koefisien C_u

Parameter percepatan respons spectral desain pada 1 detik, SDI	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,15$	1,7

Tabel 3. 5 Koefisien C_t dan x

Type Struktur	C_t	x
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
Rangka Baja dengan Bresing Terkekang Terhadap Tekuk	0,0731	0,75
Semua Sistem Struktur Lainnya	0,0488	0,75

1.8.3. Kontrol Skala Gaya Dinamis

Sesuai SNI 1726:2002 pasal 7.9.4.1 : Gaya Dinamis > 85% Gaya Statis.

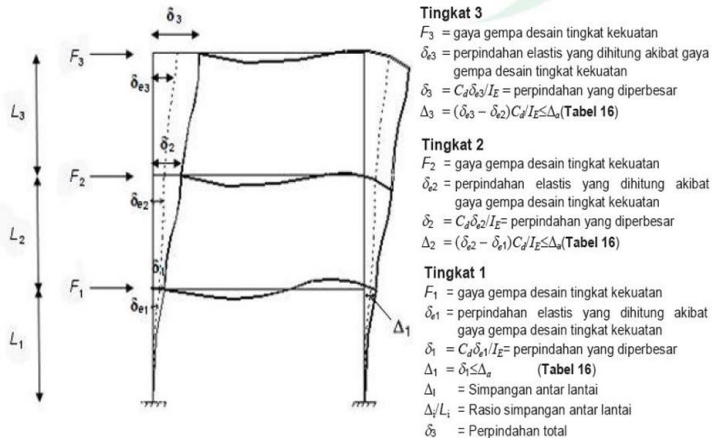
Bila Periode fundamental yang dihitung melebihi $C_u T_a$, maka $C_u T_a$ harus digunakan sebagai pengganti T dalam arah itu. Kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85 V/V_t$.

1.8.4. Kontrol Drift (Defleksi Bangunan)

Sesuai SNI 1726:2002 pasal 7.8.6 : Defleksi tiap lantai > Defleksi ijin.

Penentuan Simpangan antar lantai tingkat desain harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa terletak

tidak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertika dari pusat massa tingkat di atasnya. Jika desain tegangan ijin digunakan, defleksi harus dihitung menggunakan gaya gempa tingkat kekuatan yang ditetapkan tanpa reduksi untuk desain tegangan ijin.



Gambar 3. 3 Perhitungan Simpangan Tiap Lantai

Tabel 3. 6 Simpang Ijin Struktur

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit, dan system dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpanan antar lantai	0,025 h	0,02 h	0,015 h
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010 h	0,010 h	0,010 h

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h	0,007 h	0,007 h
Semua struktur lainnya	0,020 h	0,015 h	0,010 h

1.9. Analisa Struktur Utama Non Pratekan

Setelah memperoleh analisa gaya dalam menggunakan ETABS/SAP2000 dilakukan kontrol desain dan penulangan struktur utama sesuai dengan aturan yang ada di SNI 2847:2013. Kontrol desain yang dilakukan berupa pengecekan terhadap kontrol geser, kontrol lentur, momen nominal, beban layan (servisibility) dan beban ultimate. Jika desain memenuhi, maka dilanjutkan ke output gambar. Jika tidak memenuhi, maka harus mendesain ulang dimensi struktur bangunan.

1.9.1. Perencanaan Tulangan Balok

Perencanaan tulangan balok terbagi atas tulangan lentur dan tulangan geser, dan tulangan torsi bila diperlukan.

1.9.1.1. Perencanaan tulangan lentur balok

Balok merupakan komponen struktur yang terkena beban lentur. Perhitungan penulangan lentur untuk komponen balok harus memenuhi ketentuan SRPMK yang tercantum dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.3.2.

1.9.1.2. Perhitungan tulangan geser balok

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai SNI 2847:2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-1 yaitu harus memenuhi $\Phi V_n \geq V_u$,

Dimana :

V_n = Kuat geser nominal penampang

V_u = Kuat geser terfaktor pada penampang

Φ = Reduksi kekuatan untuk geser = 0,75

(SNI 2847:2013, Pasal 9.3)

Kuat geser nominal dari penampang terdiri dari kuat geser beton (V_c) dan tulangan (V_s).

$V_n = V_c + V_s$ (SNI 2847:2013, Pasal 11.1.1 pers. 11-2)

$V_c = 0,17\alpha\sqrt{f'c}b_wd$ (SNI 2847:2013, Pasal 11.2.1.1 pers. 11-3)

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{SNI 2847:2002, Pasal 11.1})$$

Dimana :

V_u = Geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

V_n = Kuat geser nominal

V_c = Kuat geser beton

V_s = Kuat geser nominal tulangan geser

1.9.1.3. Kontrol torsi

Pengaruh torsi harus diperhitungkan apabila:

$$T_u \leq \frac{\phi\sqrt{f'c}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}^2} \right)$$

Perencanaan penampang terhadap torsi:

$$T_u \leq \phi T_n \quad (\text{SNI 2847:2013, Pasal 11.5.3.5 pers.11-20})$$

Tulangan sengkang untuk puntir:

$$T_n = \frac{2.A_0.A_t.f_y}{s} \cot \theta \quad (\text{SNI 2847:2013, Pasal 11.5.3.6 pers.11-21})$$

Dimana :

T_u = Momen torsi terfaktor

- T_n = Kuat momen tosi
- T_c = Kuat torsi nominal yang disumbang oleh beton
- T_s = Kuat momen torsi nominal tulangan geser
- A_0 = Luas yang dibatasi oleh lintasan aliran geser mm^2

1.9.2. Perencanaan Tulangan Kolom

Detail penulangan kolom akibat beban aksial tekan harus sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.1. Sedangkan untuk perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 23.5.1.

1.9.3. Perencanaan Struktur Dinding Geser

- Kuat aksial rencana
Dihitung berdasarkan (SNI 2847:2013 pasal 14.5.2)

$$\phi P_{nw} = 0,55 \phi f'c \cdot A_g \left[1 - \left(\frac{k \cdot I_c}{32h} \right)^2 \right]$$

- Pemeriksaan tebal dinding
Tebal dinding dianggap cukup bila memenuhi (SNI 2847:2013, pasal 11.9.3.)

$$\phi x V_n = \phi \frac{5}{6} x \sqrt{f'c} \cdot h \cdot d \geq V_u$$

Dimana:

$$d = 0,8 I_w$$

- Kuat geser beton
Dihitung menurut SNI 2847:2013, pasal 11.9.6.
- Keperluan penulangan geser
Penulangan geser dihitung berdasarkan SNI 2847:2013, pasal 13.9.8.
- Penulangan geser horisontal
Dihitung berdasarkan pada SNI 2847:2013, pasal 11.9.9.
- Penulangan geser vertikal
Dihitung berdasarkan SNI 2847:2002, pasal 11.9.9.4.

1.10. Analisa Struktur Utama Pratekan

Dalam perencanaan beton pratekan pada Tugas Akhir ini, saya merencanakan balok pratekan dengan sistem monolit, jacking di tempat dan sistem pasca tarik. Yaitu sistem pratekan dimana kabel ditarik setelah beton mengeras. Langkah-langkah perencanaan yang digunakan ialah sebagai berikut:

1.10.1. Gaya Pratekan

Gaya pratekan dipengaruhi oleh momen total yang terjadi. Gaya pratekan yang disalurkan harus memenuhi kontrol batas pada saat kritis.

1.10.2. Pemilihan Tendon Baja Pratekan

Pemilihan tendon baja pratekan sangat dipengaruhi oleh gaya pratekan yang ada. Pemilihan tendon harus disesuaikan dengan tegangan ijin yang berlaku pada SNI 2847:2013 pasal 18.5. Setelah memilih tendon baja pratekan, maka dilanjutkan dengan menentukan tata letak kabel sesuai dengan batas yang telah ditetapkan pada peraturan SNI 2847:2013.

1.10.3. Kehilangan Pratekan

Kehilangan pratekan adalah berkurangnya gaya pratekan dalam tendon pada saat tertentu dibanding pada saat stressing. Kehilangan pratekan dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

1.10.3.1. Kehilangan langsung

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal pratekan sesaat setelah pemberian gaya pratekan pada pada komponen balok pratekan, yang terdiri dari:

- a. Kehilangan akibat pengangkuran (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.a)

$$(\Delta P = 2 \times L_{\max} \times \tan \Omega)$$
- b. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.b)

$$E_s \quad = n \times f_{c\text{eir}}$$

$$F_{c\text{ir}} = F_e/A + (F_o \times e^2 / I) \times (M \times e / I)$$

- c. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2.2)

$$F_r = f_1 - f_2 = f_i (1 - e^{-u \cdot a \cdot KL})$$

- d. Kehilangan akibat slip anker

$$\Delta f_{st} = \Delta a \times ES / L$$

1.10.3.2. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama, adapun macam kehilangan tidak langsung adalah:

- a. Kehilangan akibat rangkak (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.c)

$$\epsilon_{cr} = (f_c / E \text{ balok}) \times k_b \times k_c \times k_d \times k_e \times k_{tn}$$

- b. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 20.6.1.d)

$$\Delta \epsilon_{su} = \epsilon_b \times k_p \times k_e \times k_p$$

- c. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.3)

1.10.4. Kontrol Kuat Batas Beton Pratekan

Kuat batas balok pratekan yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai sesuai SNI 2847:2013 pasal 18.13.

1.10.5. Kontrol Lentur

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok dilakukan pada tahap yang kritis, baik pada saat jacking atau tahap beban layan. Hal ini bertujuan untuk mengetahui apakah dimensi dari balok mampu untuk memikul tegangan yang diberikan, dimana tegangan ijin yang diberikan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 18.4.1.

1.10.6. Kontrol Geser

Kontrol geser dan perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.3, dimana dapat

digunakan dua perumusan yaitu perumusan secara umum dan perumusan secara rinci.

1.10.7. Kontrol Lendutan

Lendutan merupakan tanda akan terjadinya kegagalan struktur, sehingga kita perlu untuk menghitung lendutan struktur agar tidak melebihi batas-batas yang telah ditetapkan. Lendutan dihitung menurut pembebanan, dimana berat sendiri dan beban eksternal mempengaruhi. Berikut adalah kontrol lendutan yang harus dilakukan yaitu:

- a. Lendutan akibat tekanan tendon
- b. Lendutan akibat eksentrisitas tepi balok
- c. Lendutan akibat beban sendiri

1.10.8. Daerah Limit Kabel

Daerah limit kabel adalah daerah batas dimana tendon dapat diletakkan. Tegangan tarik pada serat beton terjauh akibat beban layan tidak boleh melebihi nilai maksimum yang diijinkan persyaratan yang ada. Oleh karena itu diperlukan daerah batas pada penampang beton dimana pada daerah tersebut gaya prategang dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada penampang beton.

1.11. Pengangkuran

Kegagalan balok pratekan pasca tarik bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya pratekan maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengangkuran global disyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.4. Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencair, belah dan pecah yang timbul akibat pengankuran tendon sesuai SNI 2847:2013 pasal 18.13.1.

1.12. Hubungan Balok Kolom

Sistem yang digunakan untuk balok pratekan dengan kolom yaitu sistem monolit, struktur monolit merupakan salah satu dari tiga penentu komponen struktur puntir (SNI 2847:2013 Pasal 13.7.5.1). Struktur monolit diasumsikan mampu menahan geser vertikal, akan tetapi desain harus dengan bentuk penampang yang sama (SNI 2847:2013 Pasal 17.4.2).

1.12.1. Metode Pelaksanaan Beton Prategang dengan Sistem Monolit

Balok pratekan dengan sistem hubungan balok-kolom monolit dan menggunakan metode post-tension. Urutan pelaksanaannya adalah sebagai berikut:

- Beton prategang dikerjakan setelah struktur utama non prategang dibawahnya selesai. Karena kolom merupakan struktur vertikal yang merupakan struktur utama dari sebuah gedung, maka pekerjaan balok prategang dikerjakan setelah kolom berdiri.
- Bekisting beton pratekan dipasang, lalu dipasang pipa selongsong lentur yang dibuat dari plastic atau metal, yang akan menyelubungi tendon. Pipa tersebut diletakaan didalam bekisting dengan posisi diatur dan ditahan untuk membentuk pola sesuai bidang momennya.
- Kemudian karena pekerjaannya dilakukan dengan metode cor ditempat, maka beton langsung di cor, pengecoran ini dapat dilakukan sekaligus dengan pengecoran pelat lantai selebar b.effektif. Pengecoran harus tetap menjaga pipa selongsong tendon tetap kokoh pada posisinya dan tidak kemasukan adukan, kemudian dilakukan perawatan pengerasan beton secukupnya sampai mencapai kekuatan tertentu.
- Setelah itu, tendon dimasukkan ke dalam pipa selongsong yang sudah disiapkan.
- Tendon tersebut kemudian ditarik (jacking) di satu ujung dan ujung satunya. Pada saat penarikan tendon ini, sudah

terjadi kehilangan gaya-gaya prategangnya. Dengan demikian jacking harus sudah mempertimbangkan hal-hal yang menyangkut kehilangan tersebut.

- Kemudian diangkurkan, fungsi angkur untuk menahan tendon agar tidak terjadi slip (penggelinciran) dalam rangka upaya agar beban atau tegangan tarikan tetap bertahan pada tendon.
- Kemudian proses grouting, proses ini dilakukan dengan menyuntikkan pasta semen setelah tendon ditarik atau sebelum beban hidup bekerja.

1.13. Perencanaan Pondasi

Untuk merencanakan pondasi diperlukan perhitungan beban struktur atas secara keseluruhan, lalu diteruskan beban tersebut ke struktur bawah (pondasi). Langkah-langkah pengerjaan struktur bawah adalah:

- a. Menghitung beban total dari struktur atas,
- b. Mencari daya dukung tanah,
- c. Menentukan jenis pondasi yang akan digunakan (tiang pancang),
- d. Menentukan efisiensi dari pondasi grup tiang pancang serta jumlah tiang pondasi,
- e. Merencanakan pile cap.

1.14. Output Gambar

Hasil analisa baik dari struktur sekunder, struktur utama non pratekan dan struktur utama pratekan dituangkan dalam gambar teknik yang mampu menjelaskan secara nyata hasil perhitungan dengan menggunakan software bantu sipil AutoCAD sesuai standar yang ada.

1.15. Jadwal Kegiatan

No	Rincian Pekerjaan	Bulan				Bulan				Bulan				Bulan			
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	Pengumpulan Data	■															
2	Studi Literatur	■															
3	Preliminary Design		■														
4	Perencanaan Struktur Sekunder			■	■	■											
5	Pembebanan dan Permodelan Struktur						■	■									
6	Perhitungan Struktur Utama non Pratekan								■	■							
7	Perhitungan Struktur Pratekan										■	■					
8	Pengangkuran											■					
9	Hubungan Balok Kolom												■	■			
10	Pondasi														■	■	
11	Gambar Output dan Kesimpulan															■	■

Gambar 3. 4 Jadwal Kegiatan Tugas Akhir

BAB IV PEMBAHASAN

4.1. Preliminary Design

4.1.1. Umum

Preliminary desain merupakan proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung. Perencanaan awal dilakukan menurut peraturan yang ada. Preliminary desain yang dilakukan terhadap komponen struktur antara lain balok induk, balok anak, balok pratekan, pelat, dan kolom. Sebelum melakukan preliminary baiknya dilakukan penentuan data perencanaan dan beban yang akan diterima oleh struktur gedung.

4.1.2. Data Perencanaan

Data perencanaan gedung beton bertulang menggunakan sistem beton pracetak sebagai berikut :

- Fungsi Bangunan : Gedung Apartemen
- Lokasi : Jakarta
- Jumlah Lantai : 32 Lt.
- Tinggi Bangunan : 109.6 m
- Mutu Beton ($f'c$) : 40 Mpa
- Mutu Baja (f_y) : 420 Mpa
- Letak Bangunan : Jauh Dari Pantai

4.1.3. Perencanaan Dimensi Balok dan Pelat

Dimensi Balok dan Pelat direncanakan dengan :

Tebal Pelat = $L/28$

Tinggi Balok Induk = $L/16$

Tinggi Balok Anak = $L/21$

(L = Panjang Balok atau Pelat)

Dasaran menentukan dimensi pelat dan balok berdasarkan SNI 2847-2013 Tabel 9.5(a) (Pasal 9.5.2)

Tabel 4. 1 Tebal Minimum Balok Non Prategang atau Pelat Satu Arah Bila Lendutan Tidak Dihitung

Tabel 9.5(a) Tebal minimum balok non-prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung

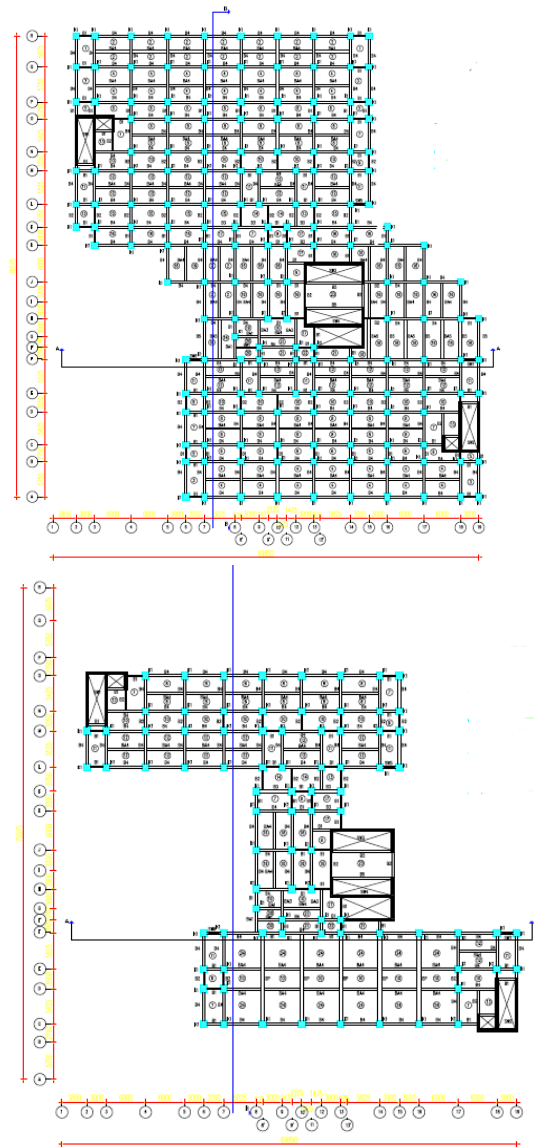
Komponen struktur	Tebal minimum, h			
	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu-arah	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Balok atau pelat rusuk satu-arah	$l/16$	$l/18,5$	$l/21$	$l/8$
CATATAN: Panjang bentang dalam mm. Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan tulangan Mtu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasikan sebagai berikut: (a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (<i>equilibrium density</i>), w_c , di antara 1440 sampai 1840 kg/m ³ , nilai tadi harus dikalikan dengan $(1,65 - 0,0003w_c)$ tetapi tidak kurang dari 1,09. (b) Untuk f_r selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_r/700)$.				

(Sumber : SNI 2847-2013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung)

4.1.3.1. Perencanaan Dimensi Balok Induk dan Balok Anak

Perencanaan dimensi balok anak untuk mutu beton 40 Mpa dan mutu baja 420 MPa direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan menerus, sehingga digunakan perumusan sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2. tabel 9.5(a) yang dapat dilihat pada Tabel 4. 1.

Dimensi Balok direncanakan dengan :
 Lebar balok, $B = 2/3$ Tinggi Balok



Gambar 4. 1 Variasi Balok pada Gedung Wisma Atlet Jakarta

Dari Gambar 4. 1 dapat dilihat variasi balok yang ditinjau, sehingga diperoleh dimensi balok induk dan balok anak seperti Tabel 4. 2 dan Tabel 4. 3.

Tabel 4. 2 Rekap Balok Induk

Tipe Balok	Bentang (m)	Dimensi Balok (m)		Dimensi Balok (m)		Dimensi Balok (cm)	
		b	h	b	h	b	h
B1	3	0,13	0,19	0,2	0,3	20	30
B2	4	0,17	0,25	0,25	0,35	25	35
B3	5	0,21	0,31	0,3	0,45	30	45
B4	6	0,25	0,38	0,3	0,45	30	45
B5	7	0,29	0,44	0,35	0,5	35	50

Tabel 4. 3 Rekap Balok Anak

Tipe Balok	Bentang (m)	Dimensi Balok (m)		Dimensi Balok (cm)	
		b	h	b	h
BA1	3	9,52381	14,28571	20	30
BA2	4	12,69841	19,04762	30	40
BA3	5	15,87302	23,80952	35	50
BA4	6	19,04762	28,57143	40	60
BA5	7	22,22222	33,33333	40	60

4.1.3.2. Perencanaan Dimensi Pelat

Perencanaan ini menggunakan perhitungan yang dibagi menjadi dua jenis yaitu :

1. Pelat satu arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya lebih dari atau sama dengan 2. Pada pelat satu arah, pembebanan yang diterima akan diteruskan pada balok-balok (pemikul bagian yang lebih panjang) dan

hanya sebagian kecil saja yang akan diteruskan pada gelagar pemikul bagian yang lebih pendek.

2. Pelat dua arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya kurang dari 2, sehingga besar pembebanan yang diterima diteruskan pada keseluruhan pemikul di sekeliling panel pelat tersebut.

Permodelan struktur yang digunakan adalah sistem rangka pemikul momen, dimana pelat difokuskan hanya menerima beban gravitasi. Tumpuan pada sisi pelat diasumsikan sebagai perletakan jepit elastis.

Tabel 4. 4 *Preliminary Design* Dimensi Pelat

Tipe Pelat	Dimensi					Tipe Arah	Tebal min (cm)	Tebal Pakai (cm)
	P (cm)	L (cm)	Sn (cm)	Ln (cm)	β			
Tipe 1	300	507,5	265	482,5	1,820755	2	18	12
Tipe 2	253,75	600	218,75	560	2,56	1	20	12
Tipe 3	300	575	265	550	2,075472	1	20	12
Tipe 4	287,5	600	252,5	565	2,237624	1	21	12
Tipe 5	275	300	250	275	1,1	2	10	12
Tipe 6	275	600	240	575	2,395833	1	21	12
Tipe 7	300	542,5	265	517,5	1,95283	2	19	12
Tipe 8	271,25	600	236,25	565	2,391534	1	21	12
Tipe 9	300	305	275	280	1,018182	2	10	12
Tipe 10	305	600	280	565	2,017857	1	21	12
Tipe 11	300	552,5	275	517,5	1,881818	2	19	12
Tipe 12	276,25	600	241,25	565	2,341969	1	21	12
Tipe 13	300	375	275	350	1,272727	2	13	12
Tipe 14	375	447,5	340	422,5	1,242647	2	16	12
Tipe 15	375	600	340	575	1,691176	2	21	12
Tipe 16	300	600	265	575	2,169811	1	21	12

Tipe Pelat	Dimensi					Tipe Arah	Tebal min (cm)	Tebal Pakai (cm)
	P (cm)	L (cm)	Sn (cm)	Ln (cm)	β			
Tipe 17	300	447,5	265	422,5	1,59434	2	16	12
Tipe 18	300	675	265	640	2,415094	1	23	12
Tipe 19	300	402,5	270	372,5	1,37963	2	14	12
Tipe 20	200	400	175	375	2,142857	1	14	12
Tipe 21	200	600	165	575	3,484848	1	21	12
Tipe 22	200	300	175	275	1,571429	2	10	12
Tipe 23	400	940	360	915	2,541667	1	33	12

4.1.3.3. Perencanaan Dimensi Balok Pratekan

Dimensi balok pratekan pada preliminary desain direncanakan sebagai berikut:

$$h_{\min} = L/20$$

$$b_{\min} = 2/3 \times h$$

Dimana:

L = Panjang balok

h = Tinggi balok

b = Lebar balok

Balok pratekan yang direncanakan memiliki L = 14 m, sehingga diperoleh perencanaan

$$h_{\min} = L/20 = \frac{14}{20} = 0.7 \text{ m}$$

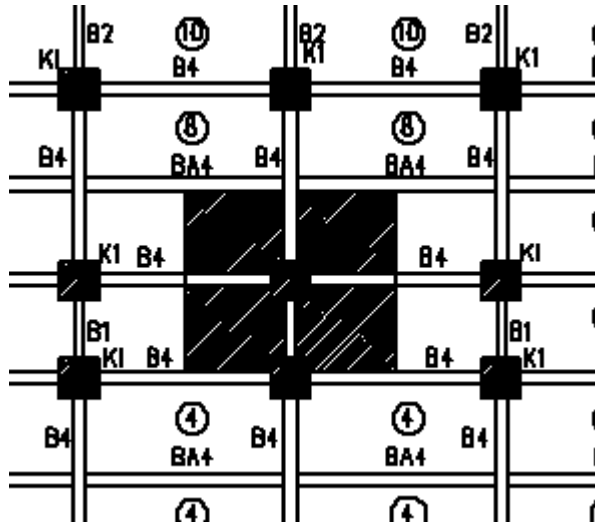
$$b_{\min} = 2/3 \times h = 2/3 \times 0.7 \text{ m} = 0.47 \text{ m}$$

Maka direncanakan balok pratekan dengan dimensi 0,6/0,8.

4.1.4. Perencanaan Dimensi Kolom

Kolom yang direncanakan harus mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan

momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.



Gambar 4. 2 Kolom yang Ditinjau Sebagai Desain Awal

Pada Gambar 4. 2, terlihat kolom yang akan direncanakan memikul beban pada luasan pelat ukuran 6 x 5.425 meter dari seperempat masing-masing luasan pelat yang di atasnya.

Direncanakan:

Tebal Pelat = 12 cm

Tinggi tiap lantai 1-3 = 450 cm

Tinggi tiap lantai 4-31 = 320 cm

Tinggi tiap lantai 32 = 650 cm

Pembebanan pada kolom berdasarkan SNI 1727:2013 untuk beban mati dan SNI 1727:2013 untuk beban hidup, yang diberikan di tiap lantainya sebagai perencanaan pembebanan kolom. Untuk efisiensi dan keefektifan dimensi struktur dibuat beberapa variasi kolom. Diambil satu dimensi kolom yang berbeda setiap 5 tingkatnya.

Untuk beban hidup kolom diijinkan untuk beban hidup tereduksi berdasarkan SNI 1727:2013 pasal 4.8 dengan syarat komponen struktur yang memiliki $K_{LL}A_T \geq 37,16 \text{ m}^2$ dapat dihitung dengan cara sebagai berikut:

$$A_{TT} = 6 \text{ m} \times 5.425 \text{ m} = 32.55 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} = 4$$

$$K_{LL} \times A_{TT} = 4 \times 84 \text{ m}^2 = 130.2 \text{ m}^2 \geq 37,16 \text{ m}^2 \text{ (OK)}$$

- Reduksi beban hidup pelat lantai atap
 - $R_1 = 0.6$ (untuk $A_T \geq 55,74 \text{ m}^2$)
 - $R_2 = 1$
 - $L_r = L_o \cdot R_1 \cdot R_2 = 0.58 \text{ kN/m}^2$
 - Syarat $= 0.58 \leq L_r \leq 0.96$
- Reduksi beban hidup pelat lantai apartment
 - $L_o = 1.92 \text{ kN/m}^2$
 - $L = 1.92 \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} \times A_T}} \right) \geq 0.4 \times L_o$
 - $L = 1.92 \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{130.2}} \right) \geq 0.4 \times L_o$
 - $L = 1.248 \text{ kN/m}^2 \geq 0.77 \text{ kN/m}^2$
- Reduksi beban hidup pelat lantai ballroom
 - $L_o = 4.79 \text{ kN/m}^2$
 - $L = 4.79 \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} \times A_T}} \right) \geq 0.4 \times L_o$
 - $L = 4.79 \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{130.2}} \right) \geq 0.4 \times L_o$
 - $L = 3.116 \text{ kN/m}^2 \geq 1.916 \text{ kN/m}^2$

Tabel 4. 5 Beban Yang Diterima Kolom Atap – Lantai 27

KOLOM LANTAI ATAP - 27							
PELAT ATAP							
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai Atap	2400	5,425	6	0,12	1	9374,4	kg

Plafon + Penggantung	18	5,425	6	-	1	585,9	kg	
Spesi (2 cm)	42	5,425	6	-	1	1367,1	kg	
Aspal	14	5,425	6	-	1	455,7	kg	
Balok Prategang	2400	5,525	0,6	0,90	1	7160,4	kg	
Balok Prategang	2400	5,425	0,6	0,90	1	7030,8	kg	
Balok Prategang	2400	3,05	0,6	0,90	1	3952,8	kg	
Balok B2	2400	6	0,3	0,45	1	1944	kg	
Balok BA1	2400	6	0,3	0,45	1	1944	kg	
Ducting + Plumbing	30	5,425	6	-	1	976,5	kg	
WD						34791,6	kg	
Beban Hidup								
Lantai Atap	58	5,425	6	-	1	1887,9	kg	
WL						1887,9	kg	
PELAT LANTAI 31								
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan	
Pelat Lantai	2400	5,425	6	0,12	1	9374,4	kg	
Plafon + Penggantung	18	5,425	6	-	1	585,9	kg	
Tegel	24	5,425	6	-	1	781,2	kg	
Spesi (2 cm)	42	5,425	6	-	1	1367,1	kg	
Dinding Batu Bata	250	11,425	-	6,40	1	18280	kg	
Ducting + Plumbing	30	5,425	6	-	1	976,5	kg	
Balok Prategang	2400	5,525	0,6	0,90	1	7160,4	kg	

Balok Prategang	2400	5,425	0,6	0,90	1	7030,8	kg	
Balok Prategang	2400	3,05	0,6	0,90	1	3952,8	kg	
Balok B2	2400	6	0,3	0,45	1	1944	kg	
Balok BA1	2400	6	0,3	0,45	1	1944	kg	
WD						53397,1	kg	
Beban Hidup								
Lantai Apartment	124,8974497	5,425	6	-	1	4065,412	kg	
WL						4065,412	kg	
PELAT LANTAI 27-30								
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan	
Pelat Lantai	2400	5,425	6	0,12	4	37497,6	kg	
Plafon + Penggantung	18	5,425	6	-	4	2343,6	kg	
Tegel	24	5,425	6	-	4	3124,8	kg	
Spesi (2 cm)	42	5,425	6	-	4	5468,4	kg	
Dinding Batu Bata	250	11,425	-	3,20	4	36560	kg	
Ducting + Plumbing	30	5,425	6	-	4	3906	kg	
Balok B2	2400	6	0,3	0,45	4	7776	kg	
Balok B4	2400	4	0,25	0,35	4	3360	kg	
Balok B5	2400	3	0,2	0,30	4	1728	kg	
WD						101764,4	kg	
Beban Hidup								
Lantai Apartment	124,8974497	5,425	6	-	4	16261,65	kg	
WL						16261,65	kg	

WD Total	189953,1	kg
WL Total	22214,96	kg

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

$$W = (1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL})$$

$$= 263487.6559 \text{ Kg}$$

$$\text{Mutu Beton} = 40 \text{ MPa} = 400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (1 Mpa} = 10 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\text{Dimensi: } A = 3 \times P / Fc' = 3 \times (263487.65/400) = 1976.16 \text{ cm}^2$$

Direncanakan:

$$b = h$$

$$A = \sqrt{1976.16} \approx 60 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk atap – lantai 27 adalah 60/60 cm.

Tabel 4. 6 Beban Yang Diterima Kolom Lantai 26 – Lantai 22

PELAT LANTAI 22-26							
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai	2400	5,425	6	0,12	5	46872	kg
Plafon + Penggantung	18	5,425	6	-	5	2929,5	kg
Tegel	24	5,425	6	-	5	3906	kg
Spesi (2 cm)	42	5,425	6	-	5	6835,5	kg
Dinding Batu Bata	250	11,425	-	3,20	5	45700	kg
Ducting + Plumbing	30	5,425	6	-	5	4882,5	kg
Balok B2	2400	6	0,3	0,45	5	9720	kg
Balok B4	2400	4	0,25	0,35	5	4200	kg
Balok B5	2400	3	0,2	0,30	5	2160	kg
WD						127205,5	kg
Beban Hidup							

Lantai Apartment	124,8974497	5,425	6	-	5	20327,06	kg
WL						20327,06	kg
WD Total						127205,5	kg
WL Total						20327,06	kg

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

$$W = (1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL})$$

$$= 459274.38 \text{ Kg}$$

$$\text{Mutu Beton} = 40 \text{ MPa} = 400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (1 Mpa} = 10 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\text{Dimensi: } A = 3 \times P / F_c = 3 \times (459274.38/400) = 3444.56 \text{ cm}^2$$

Direncanakan:

$$b = h$$

$$A = \sqrt{3444.56} \approx 60 \text{ cm}$$

Tabel 4. 7 Beban Yang Diterima Kolom Lantai 21 – Lantai 17

PELAT LANTAI 17-21								
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan	
Pelat Lantai	2400	5,425	6	0,12	5	46872	kg	
Plafon + Penggantung	18	5,425	6	-	5	2929,5	kg	
Tegel	24	5,425	6	-	5	3906	kg	
Spesi (2 cm)	42	5,425	6	-	5	6835,5	kg	
Dinding Batu Bata	250	11,425	-	3,20	5	45700	kg	
Ducting + Plumbing	30	5,425	6	-	5	4882,5	kg	
Balok B2	2400	6	0,3	0,45	5	9720	kg	
Balok B4	2400	4	0,25	0,35	5	4200	kg	
Balok B5	2400	3	0,2	0,30	5	2160	kg	
WD						127205,5	kg	
Beban Hidup								
Lantai Apartment	124,897	5,425	6	-	5	20327,06	kg	

WL	20327,06	kg
WD Total	127205,5	kg
WL Total	20327,06	kg

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk lantai 26 – lantai 22 adalah 60/60 cm.

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

$$W = (1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL})$$

$$= 662157,43 \text{ Kg}$$

$$\text{Mutu Beton} = 40 \text{ MPa} = 400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (1 Mpa} = 10 \text{ Kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Dimensi: } A = 3 \times P / F_c = 3 \times (662157,43/400) = 4966,18 \text{ cm}^2$$

Direncanakan:

$$b = h$$

$$A = \sqrt{4966,18} \approx 65 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk Lantai 21 – lantai 17 adalah 65/65 cm.

Tabel 4. 8 Beban Yang Diterima Kolom Lantai 16 – Lantai 13

PELAT LANTAI 13-16							
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai	2400	5,425	6	0,12	4	37497,6	kg
Plafon + Penggantung	18	5,425	6	-	4	2343,6	kg
Tegel	24	5,425	6	-	4	3124,8	kg
Spesi (2 cm)	42	5,425	6	-	4	5468,4	kg
Dinding Batu Bata	250	11,425	-	3,20	4	36560	kg
Ducting + Plumbing	30	5,425	6	-	4	3906	kg
Balok B2	2400	6	0,3	0,45	4	7776	kg
Balok B4	2400	4	0,25	0,35	4	3360	kg
Balok B5	2400	3	0,2	0,30	4	1728	kg
WD						101764,4	kg

Beban Hidup							
Lantai Apartment	124,897	5,425	6	-	4	16261,65	kg
WL						16261,65	kg
WD Total						101764,4	kg
WL Total						16261,65	kg

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

$$W = (1,2 DL + 1,6 LL) \\ = 834849,38 \text{ Kg}$$

$$\text{Mutu Beton} = 40 \text{ MPa} = 400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (1 Mpa} = 10 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\text{Dimensi: } A = 3 \times P / F_c = 3 \times (834849,38/400) = 6261,37 \text{ cm}^2$$

Direncanakan:

$$b = h$$

$$A = \sqrt{6261,37} \approx 70 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk Lantai 16 – lantai 13 adalah 70/70 cm.

Tabel 4. 9 Beban Yang Diterima Kolom Lantai 12 – Lantai 9

PELAT LANTAI 9-12							
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai	2400	5,425	6	0,12	4	37497,6	kg
Plafon + Penggantung	18	5,425	6	-	4	2343,6	kg
Tegel	24	5,425	6	-	4	3124,8	kg
Spesi (2 cm)	42	5,425	6	-	4	5468,4	kg
Dinding Batu Bata	250	11,425	-	3,20	4	36560	kg
Ducting + Plumbing	30	5,425	6	-	4	3906	kg
Balok B2	2400	6	0,3	0,45	4	7776	kg
Balok B4	2400	4	0,25	0,35	4	3360	kg
Balok B5	2400	3	0,2	0,30	4	1728	kg

WD						101764,4	kg
Beban Hidup							
Lantai Apartment	124,897	5,425	6	-	4	16261,65	kg
WL						16261,65	kg
WD Total						101764,4	kg
WL Total						16261,65	kg

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

$$W = (1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL})$$

$$= 1006578,3 \text{ Kg}$$

$$\text{Mutu Beton} = 40 \text{ MPa} = 400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (1 Mpa} = 10 \text{ Kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Dimensi: } A = 3 \times P / Fc' = 3 \times (1006578,3/400) = 7549,34 \text{ cm}^2$$

Direncanakan:

$$b = h$$

$$A = \sqrt{7549,34} \approx 78 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk Lantai 12 – lantai 9 adalah 80/80 cm.

Tabel 4. 10 Beban Yang Diterima Kolom Lantai 8 – Lantai 4

PELAT LANTAI 4-8							
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai	2400	5,425	6	0,12	5	46872	kg
Plafon + Penggantung	18	5,425	6	-	5	2929,5	kg
Tegel	24	5,425	6	-	5	3906	kg
Spesi (2 cm)	42	5,425	6	-	5	6835,5	kg
Dinding Batu Bata	250	11,425	-	3,20	5	45700	kg
Ducting + Plumbing	30	5,425	6	-	5	4882,5	kg
Balok B2	2400	6	0,3	0,45	5	9720	kg
Balok B4	2400	4	0,25	0,35	5	4200	kg

Balok B5	2400	3	0,2	0,30	5	2160	kg	
WD						127205,5	kg	
Beban Hidup								
Lantai Apartment	124,897	5,425	6	-	5	20327,06	kg	
WL						20327,06	kg	
WD Total						127205,5	kg	
WL Total						20327,06	kg	

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

$$W = (1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL})$$

$$= 1219650,5 \text{ Kg}$$

$$\text{Mutu Beton} = 40 \text{ MPa} = 400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (1 Mpa} = 10 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\text{Dimensi: } A = 3 \times P / Fc' = 3 \times (1219650,5/400) = 9147,38 \text{ cm}^2$$

Direncanakan:

$$b = h$$

$$A = \sqrt{9147,38} \approx 85 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk Lantai 8 – lantai 4 adalah 85/85 cm.

Tabel 4. 11 Beban Yang Diterima Kolom Lantai 3 – Lantai 1

PELAT LANTAI 1-3							
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai	2400	5,425	6	0,12	3	28123,2	kg
Plafon + Penggantung	18	5,425	6	-	3	1757,7	kg
Tegel	24	5,425	6	-	3	2343,6	kg
Spesi (2 cm)	42	5,425	6	-	3	4101,3	kg
Dinding Batu Bata	250	11,425	-	3,20	3	27420	kg
Ducting + Plumbing	30	5,425	6	-	3	2929,5	kg
Balok B2	2400	6	0,3	0,45	3	5832	kg
Balok B4	2400	4	0,25	0,35	3	2520	kg

Balok B5	2400	3	0,2	0,30	3	1296	kg	
WD						76323,3	kg	
Beban Hidup								
Lantai Apartment	124,897	5,425	6	-	3	12196,24	kg	
WL						12196,24	kg	
WD Total						76323,3	kg	
WL Total						12196,24	kg	

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

$$W = (1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL})$$

$$= 1373219,8 \text{ Kg}$$

$$\text{Mutu Beton} = 40 \text{ MPa} = 400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (1 Mpa} = 10 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\text{Dimensi: } A = 3 \times P / F_c = 3 \times (1373219,8/400) = 10299,2 \text{ cm}^2$$

Direncanakan:

$$b = h$$

$$A = \sqrt{10299,2} \approx 100 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk Lantai 3 – lantai 1 adalah 100/100 cm.

Dengan perhitungan tersebut, berikut rekapitulasi dimensi kolom yang digunakan:

- Kolom lantai atap : 60/60 cm
- Kolom lantai 26 – 22 : 65/65 cm
- Kolom lantai 21 – 17 : 70/70 cm
- Kolom lantai 16 – 13 : 80/80 cm
- Kolom lantai 12 – 9 : 85/85 cm
- Kolom lantai 8 – 4 : 90/90 cm
- Kolom lantai 3 – 1 : 100/100 cm

4.1.5. Perencanaan Dimensi Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.(1), ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau

panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek atau kurang dari 100 mm. Direncanakan:

- Tebal dinding geser : 40 cm
- Panjang bentang : 365 cm;
- Tinggi : 650 cm

$$40 \text{ cm} \geq H / 25 = 650 / 25 = 26 \text{ cm (OK!)}$$

$$40 \text{ cm} \geq L / 25 = 400 / 25 = 16 \text{ cm (OK!)}$$

Jadi, tebal *shearwall* sebesar 40 cm telah memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.(1)

4.2. Perencanaan Struktur Sekunder

4.2.1. Umum

Struktur gedung dibagi menjadi dua yaitu struktur utama (primer) dan struktur sekunder. Struktur sekunder tidak menahan beban secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan akibat pembebanan yang bekerja secara langsung pada bagian tersebut, maupun perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian dari struktur sekunder antara lain meliputi tangga, pelat lantai, balok penumpu lift dan balok anak. Pada sub bab ini akan dibahas mengenai perancangan struktur sekunder.

4.2.2. Perencanaan Tangga

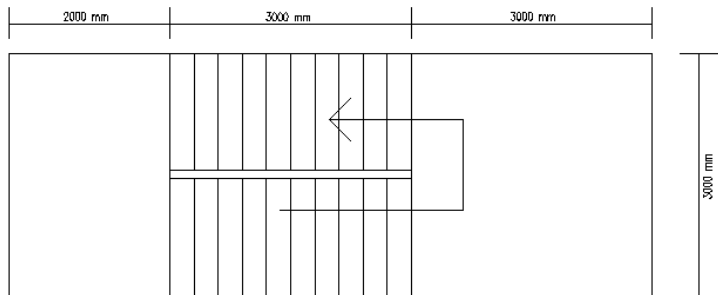
4.2.2.1. Data-Data Perencanaan Tangga

Data-data perencanaan tangga untuk lantai 4-31 dengan ketinggian lantai 3.2 m:

- Tinggi : 320 cm
- Tinggi injakan (t) : 15 cm
- Lebar injakan (i) : 30 cm
- Lebar tangga : 150 cm
- Tebal pelat tangga (tp) : 18 cm
- Jumlah tanjakan : 11 buah
- Jumlah injakan : $11 - 1 = 10$ buah
- Elevasi Bordes : 160 cm
- Panjang Bordes : 300 cm
- Lebar Bordes : 200 cm; 300 cm

- Tebal Bordes : 18 cm
- Panjang Horizontal Tangga : 300 cm
- Kemiringan Tangga : $\text{arc tan } \alpha \frac{160}{300} = 28,1^\circ$
- Tebal Pelat rata-rata : Tebal pelat tangga + tr

Denah tangga yang akan ditinjau dapat dilihat pada Gambar 4. 3 dan.



Gambar 4. 3 Denah Tangga Tipe 1

Cek Syarat

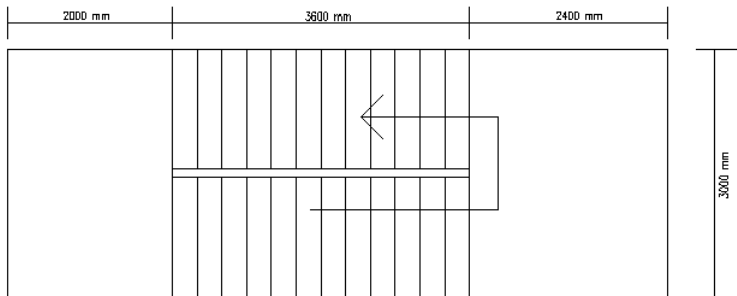
- $60 \leq (2t+i) \leq 65$
 $60 \leq (2 \times 15 + 30) \leq 65$
 $60 \leq 60 \leq 65$ (OK)
- $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$
 $25^\circ \leq 28,1^\circ \leq 40^\circ$ (OK)
- Tebal Pelat anak tangga rata-rata
 $\frac{i}{2} \times \sin \alpha = 7,058$
- Tebal Pelat rata-rata
 $Tr = 18 + 7,058 \approx 25$ cm

Data-data perencanaan tangga untuk lantai 1-3 dengan ketinggian lantai 4.5 m:

- Tinggi : 450 cm

- Tinggi injakan (t) : 17,5 cm
- Lebar injakan (i) : 30 cm
- Lebar tangga : 150 cm
- Tebal pelat tangga (tp) : 18 cm
- Jumlah tanjakan : 13 buah
- Jumlah injakan : 13-1 = 12 buah
- Elevasi Bordes : 225 cm
- Panjang Bordes : 300 cm
- Lebar Bordes : 200 cm; 240 cm
- Tebal Bordes : 18 cm
- Panjang Horizontal Tangga : 360 cm
- Kemiringan Tangga : $\text{arc tan } \alpha \frac{225}{360} = 32^\circ$
- Tebal Pelat rata-rata : Tebal pelat tangga + tr

Denah tangga yang akan ditinjau dapat dilihat pada Gambar 4. **Error! Reference source not found..**



Gambar 4. 4 Denah Tangga Tipe 2

Cek Syarat

- $60 \leq (2t+i) \leq 65$
 $60 \leq (2 \times 17,5 + 30) \leq 65$
 $60 \leq 65 \leq 65$ (OK)
- $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$

$$25^\circ \leq 32^\circ \leq 40^\circ \text{ (OK)}$$

- Tebal Pelat anak tangga rata-rata

$$\frac{i}{2} x \sin \alpha = 7,94$$

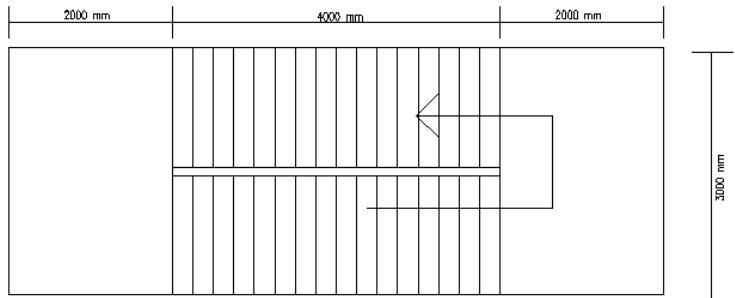
- Tebal Pelat rata-rata

$$Tr = 18 + 7,94 \approx 26 \text{ cm}$$

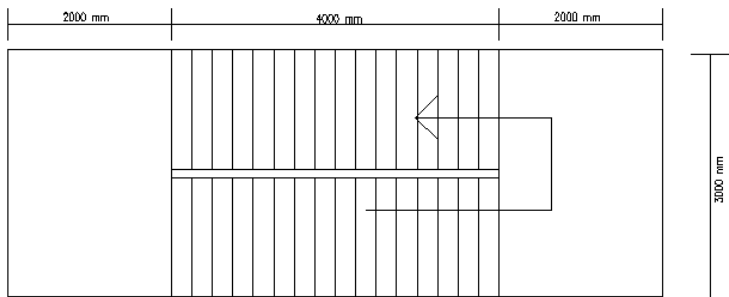
Data-data perencanaan tangga untuk lantai 31-32 dengan ketinggian lantai 6.5 m:

- Tinggi : 650 cm
- Tinggi injakan (t) : 20 cm
- Lebar injakan (i) : 25 cm
- Lebar tangga : 150 cm
- Tebal pelat tangga (tp) : 20 cm
- Jumlah tanjakan : 17 buah
- Jumlah injakan : $17-1 = 16$ buah
- Elevasi Bordes : 300 cm
- Panjang Bordes : 300 cm
- Lebar Bordes : 200 cm
- Tebal Bordes : 20 cm
- Panjang Horizontal Tangga : 400 cm
- Kemiringan Tangga : $\text{arc tan } \alpha \frac{325}{400} = 39^\circ$
- Tebal Pelat rata-rata : Tebal pelat tangga + tr

Denah tangga yang akan ditinjau dapat dilihat pada



Gambar 4. 4 dan **Error! Reference source not found.**



Gambar 4. 4 Denah Tangga Tipe 3

Cek Syarat

- $60 \leq (2t+i) \leq 65$
 $60 \leq (2 \times 20 + 25) \leq 65$
 $60 \leq 65 \leq 65$ (OK)
- $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$
 $25^\circ \leq 39^\circ \leq 40^\circ$ (OK)
- Tebal Pelat anak tangga rata-rata
 $\frac{i}{2} x \sin \alpha = 7,88$

- Tebal Pelat rata-rata
 $Tr = 20 + 7,9 \approx 28 \text{ cm}$

4.2.2.2. Pembebanan Tangga dan Bordes

Pembebanan untuk tangga lantai 4 – 31 dengan tinggi 3.2 m:

a. Pembebanan Tangga

- **Beban Mati**

Pelat tangga	$:\frac{0,25 \times 2400 \times 1}{\cos 28}$	= 680 kg/m
Tegel	$: 24 \times 1$	= 24 kg/m
Spesi 2 cm	$: 21 \times 2 \times 1$	= 42 kg/m
Sandaran/railing	$: 50 \text{ kg/m}$	= 50 kg/m
Tegel dan Spesi Vertikal	$= \frac{(24+21) \times 1 \text{ m} \times 3 \text{ m}}{2 \text{ m}}$	= 33,75 kg/m

$$qd = 829,75 \text{ kg/m}$$

- **Beban hidup**

$$ql : 400 \times 1 = 400 \text{ kg/m}$$

- **Kombinasi**

$$q : 1,2 \times qd + 1,6 \times ql$$

$$q : 1595,2 \text{ kg/m}$$

b. Pembebanan Bordes

- **Beban Mati**

$$\text{Pelat bordes} : 0,18 \times 2400 \times 1 = 432 \text{ kg/m}$$

$$\text{Spesi 2 cm} : 21 \times 2 \times 1 = 42 \text{ kg/m}$$

$$\text{Tegel} : 24 \times 1 = 24 \text{ kg/m}$$

$$qd : 498 \text{ kg/m}$$

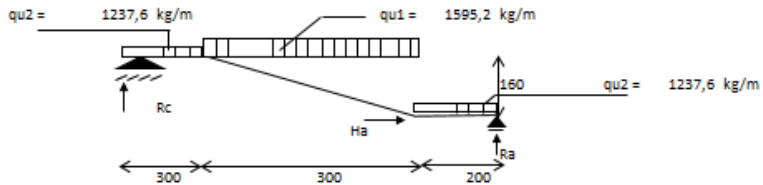
- **Beban Hidup**

$$ql : 400 \times 1 = 400 \text{ kg/m}$$

- **Kombinasi**

$$q \quad : 1,2 qd + 1,6 ql$$

$$q \quad : 1237,6 \text{ kg/m}$$



Gambar 4. 5 Beban Hidup dan Mati pada Tangga

Tabel 4. 12 Pembebanan pada Tangga

Pembebanan	Tipe Tangga		
	Tipe 1	Tipe 2	Tipe 3
Pelat Tangga			
Beban Mati (kg/m)			
1. Berat Sendiri	680	735,85	773,08
2. Tegel	24	24	24
3. Spesi	42	42	42
4. Sandaran	50	50	50
5. Tegel & Spesi Vertikal	33,75	33,75	33,75
Total Beban Mati (qd)	829,75	885,6	922,83
Beban Hidup (kg/m)			
1. Beban Hidup pada Tangga	400	400	400
Total Beban Hidup (ql)	400	400	400
Beban Ultimate (kg/m)			
$qu = 1.2 qd + 1.6 ql$	1595,2	1662,22	2026,89
Pelat Bordes			
Beban Mati (kg/m)			
1. Berat Sendiri	432	432	432

Pembebanan	Tipe Tangga		
	Tipe 1	Tipe 2	Tipe 3
2. Tegel	24	24	24
3. Spesi	42	42	42
Total Beban Mati (qd)	498	498	498
Beban Hidup (kg/m)			
1. Beban Hidup pada Bordes	400	400	400
Total Beban Hidup (ql)	400	400	400
Beban Ultimate (kg/m)			
$qu = 1.2 qd + 1.6 ql$	1237,6	1237,6	1237,6

4.2.2.3. Perhitungan Gaya pada Tangga

Pada proses analisa struktur tangga, perhitungan dengan menggunakan mekanika teknik statis dengan permasalahan sendi-rol.

Untuk perencanaan tangga lantai 4-31

a. Perhitungan Reaksi pada Tangga

$$Qu1 = 1237,6 \text{ kg/m}$$

$$Qu2 = 1595,2 \text{ kg/m}$$

- $\sum Ma = 0$
 $Rd \cdot 8 - qu1 \cdot 2 \cdot (2 \cdot 0,5 + 3 + 2) - qu2 \cdot 3 \cdot 3,5 - qu1 \cdot 2 \cdot 1 = 0$
 $Rd = \frac{1237,6 \times 3 \left(\frac{3}{2} + 3 + 2\right) + 1595,2 \times 3 \times 3,5 + 1237,6 \times 2 \times 1}{8}$
 $= 5419,75 \text{ kg}$
- $\sum V = 0$
 $Ra - q1 (2) - q1 (3) - q2 (3) + Rd = 0$
 $Ra = 1237,6 \times 2 + 1237,6 \times 3 + 1595,2 \times 3 - 5419,75$
 $Ra = 5553,85 \text{ kg}$

b. Perhitungan Gaya dalam pada Tangga

- Gaya Normal

- Segmen A-B; Segmen C-D
 $N = 0 \text{ kg}$
- Segmen B-C
 $X = 0 \text{ m}$
 $N_B = -Ra \cdot \sin \alpha$
 $N_B = -1448,78 \text{ kg}$
 $X = 3 \text{ m}$
 $N_C = N_B + q \cdot X \cdot \sin \alpha$
 $N_C = 1448,78 \text{ kg}$
- **Gaya Lintang**
 - Segmen A-B
 $D_A = Ra$
 $D_A = 5553,85 \text{ kg}$
 $D_B = Ra - q_1 \cdot 2$
 $D_B = 3078,65 \text{ kg}$
 - Segmen B-C
 $D_B = (Ra - q_1 (2)) \times \cos \alpha$
 $D_B = 2716,45 \text{ kg}$
 $D_C = (-Rd + q_2 (2)) \times \cos \alpha$
 $D_C = -1506,13 \text{ kg}$
 - Segmen C-D
 $D_D = -Rd$
 $D_D = -5419,75 \text{ kg}$
 $D_C = -Rd + q_1 \cdot 2$
 $D_C = -1706,95 \text{ kg}$
- **Gaya Momen**
 - Segmen A-B
 $M_A = 0 \text{ kgm}$
 $M_B = Ra \cdot 2 - 1/2 \cdot q_1 \cdot 2^2$
 $M_B = 8632,5 \text{ kgm}$

- Segmen B-C

$$M_B = R_a \cdot 2 - 1/2 \cdot q_1 \cdot 2^2$$

$$M_B = 8632,5 \text{ kgm}$$

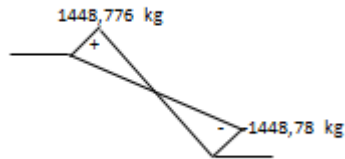
$$M_C = R_d \cdot 2 - 1/2 \cdot q_1 \cdot 2^2$$

$$M_C = 10690,06 \text{ kgm}$$

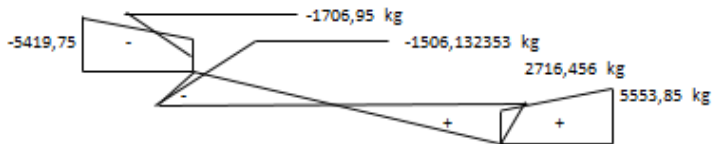
$$M_{\max} = R_a \cdot 3,5 - q_1 \times 2 \times 3,5 - 1/2 \cdot q_2 \cdot 1,5^2$$

$$M_{\max} = 11455,88 \text{ kgm}$$

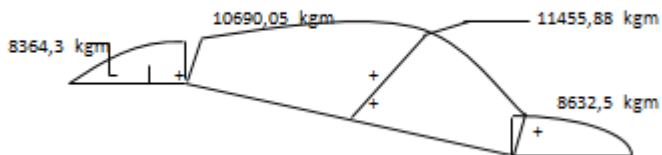
Bidang N



Bidang D



Bidang M



Gambar 4. 6 Bidang N,D,M pada Tangga Tipe 1

Tabel 4. 13 Gaya dalam tangga kobinasi 1.2D + 1.6L

Perhitungan Gaya Dalam	Tipe Tangga		
	Tipe 1	Tipe 2	Tipe 3
Reaksi Perletakkan			
Reaksi Perletakkan A (kg)	5553,85	5752,933	7040,988
Reaksi Perletakkan D (kg)	5419,75	5676,501	7040,988
Gaya Normal			
NA (kg)	0	0	0
NB kiri (kg)	0	0	0
NB kanan (kg)	-1448,78	-1737,2	-2556,29
NC kiri (kg)	1448,78	1737,2	2556,29
NC kanan (kg)	0	0	0
ND (kg)	0	0	0
Gaya Geser			
DA (kg)	5553,85	5752,93	7040,998
DB kiri (kg)	3078,65	3277,73	4053,798
DB kanan (kg)	2716,46	2779,51	3146,209
DC kiri (kg)	-1506,13	-2294,9	-3146,21
DC kanan (kg)	-1706,95	-2706,26	-4053,8
DD (kg)	-5419,75	-5676,5	-7040,98
Gaya Momen			
MA (kgm)	0	0	0
MB (kgm)	8632,5	9030,666	11094,8
MC (kgm)	10690,05	10059,32	11094,8
MD (kgm)	0	0	0
Mmax (kgm)	11455,88	12237,79	15148,59

4.2.2.4. Perhitungan Tulangan Tangga

Untuk perencanaan jenis tangga lantai 31-32

a. Anak Tangga :

- **Data Perencanaan Penulangan Tangga**

- f_c' : 40 Mpa
- f_y : 420 Mpa
- Tulangan (D) : D 16
- d_x : $t_{\text{tangga}} - \text{cover} - (D/2)$
: $200 - 20 - (16/2)$
: 172 mm
- ρ_{min} : 0,002 (SNI 2847:2013 pasal. 7.12.2.1)
- β_1 : $0,85 - 0,05 \frac{(f_c' - 28)}{7}$
: $0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7}$
: 0,764
- ρ_b : $\frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$
: $\frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$
: 0,0364
- ρ_{max} : $0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0364$
: 0,0273
- m : $\frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,353$

- **Penulangan Lentur terhadap momen positif**

$$M_u = 15148,6 \text{ kgm} = 151485925,9 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{b d^2} = \frac{151485925,9}{0,75 \times 1500 \times 172^2} = 4,55$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 4,55}{420}} \right)$$

$$= 0,0117$$

$$\text{As Perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0117 \times 1500 \times 172$$

$$= 3013,35 \text{ mm}^2$$

$$\text{As (D13)} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2$$

$$\begin{aligned}
 &= 201,14 \text{ mm}^2 \\
 n \text{ Tulangan} &= \frac{\text{As Perlu}}{\text{As (D16)}} \\
 &= \frac{3013,35 \text{ mm}^2}{201,14 \text{ mm}^2} \\
 &\approx 15 \text{ buah} \\
 S &= \frac{1500}{15} = 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan Tulangan Lentur D16-100 mm

- **Penulangan Geser**

$$V_u \leq 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f'c'} \times b_w \times d$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \times \sqrt{40} \times 1500 \times 153,5 \\
 &= 231159,73 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 0,5 \phi \cdot V_c &= 0,5 \times 0,6 \times 231159,7 \text{ N} \\
 &= 69347,92 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_u = 52426,93 \text{ N}$$

$$59426,93 \text{ N} < 69347,92 \text{ N}$$

Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser

- **Penulangan Susut**

$$\rho_{\text{min}} = 0,0018$$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b_w \times d \\
 &= 0,0018 \times 1500 \times 180 \\
 &= 486 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As (D 10)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\
 &= 78,57 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n \text{ Tulangan} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As (D 10)}} \\
 &= \frac{486 \text{ mm}^2}{78,57 \text{ mm}^2} \\
 &= 7
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{1500}{7} \\
 &= 214,3 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan susut D10-200 mm

b. Bordes

• Data Perencanaan Penulangan Tangga

- f_c' : 40 Mpa
- f_y : 420 Mpa
- Tulangan (D) : D 13
- dx : $t_{\text{tangga}} - \text{cover} - (D/2)$
: $180 - 20 - (13/2)$
: 153,5 mm
- ρ_{min} : 0,0018 (SNI 2847:2013 pasal. 7.12.2.1)
- β_1 : $0,85 - 0,05 \frac{(F_c' - 28)}{7}$
: $0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7}$
: 0,764
- ρ_b : $\frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$
: $\frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$
: 0,0364
- ρ_{max} : $0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0364$
: 0,0273
- m : $\frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,353$

• Penulangan Lentur

$$M_u = 6374,802 \text{ kgm} = 63748020 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{b d^2} = \frac{63748020}{0,75 \times 1500 \times 153,5^2} = 1,88$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 1,88}{420}} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,0046 \\
 \text{As Perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0046 \times 1500 \times 153,5 \\
 &= 1200,64 \text{ mm}^2 \\
 \text{As (D13)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\
 &= 132,79 \text{ mm}^2 \\
 \text{n Tulangan} &= \frac{\text{As Perlu}}{\text{As (D13)}} \\
 &= \frac{1200,64 \text{ mm}^2}{132,79 \text{ mm}^2} \\
 &\approx 10 \text{ buah} \\
 S &= \frac{1500}{10} = 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan Tulangan Lentur D13-100 mm

- **Penulangan Geser**

$$V_u \leq 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \times \sqrt{40} \times 1400 \times 153,5 \\
 &= 453058,98 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 0,5 \phi \cdot V_c &= 0,5 \times 0,6 \times 453058,98 \text{ N} \\
 &= 135914,69 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_u = 59417,2 \text{ N}$$

$$59417,2 \text{ N} < 135914,69 \text{ N}$$

Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser

- **Penulangan Susut**

$$\rho_{\text{min}} = 0,0018$$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b_w \times d \\
 &= 0,0018 \times 2000 \times 180 \\
 &= 648 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As (D 10)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 78,57 \text{ mm}^2 \\
 n \text{ Tulangan} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As (D 10)}} \\
 &= \frac{648 \text{ mm}^2}{78,57 \text{ mm}^2} \\
 &= 6 \\
 S &= \frac{1000}{n} \\
 &= 222,2 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan susut D10-200 mm

c. Perhitungan Balok Bordes

- **Perencanaan dimensi Balok Bordes**

$$h = \frac{1}{16} \times L = \frac{1}{16} \times 300 = 18,75 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 18,75 = 12,5 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Dipakai dimensi balok bordes 20/30 cm

- **Pembebanan Balok Bordes**

- Beban Mati (DL)

$$\text{Pelat Bordes} = 2400 \times 1,4 \times 0,18 = 604,8 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat Balok} = 0,2 \times 0,3 \times 2400 = 144 \text{ kg/m}$$

$$q_{DT} = 748,8 \text{ kg/m}$$

- Beban Hidup(LL)

$$q_{LT} = 400 \times 1,4 = 560 \text{ kg/m}$$

- Kombinasi

$$q_u = 1,2(DL) + 1,6(LL)$$

$$q_u = 1,2(748,8) + 1,6(560)$$

$$= 1794,56 \text{ kg/m}$$

- **Data Perencanaan Penulangan Balok Bordes**

- f_c' : 40 Mpa

- f_y : 420 Mpa

- Tulangan (D) : D 10

- dx : $t_{\text{tangga}} - \text{cover} - (D/2)$

$$\begin{aligned}
 & : 300 - 20 - (10/2) \\
 & : 275 \text{ mm} \\
 - \rho_{\min} & : 0,0018 \text{ (SNI 2847:2013 psl.} \\
 & \text{7.12.2.1)} \\
 - \beta_1 & : 0,85 - 0,05 \frac{(F_c' - 28)}{7} \\
 & : 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} \\
 & : 0,764 \\
 - \rho_b & : \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 & : \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\
 & : 0,0364 \\
 - \rho_{\max} & : 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0364 \\
 & : 0,0273 \\
 - m & : \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,353
 \end{aligned}$$

- Penulangan Lentur Balok Bordes

- Tulangan Negetif Tumpuan

$$\begin{aligned}
 Mu & = \frac{1}{16} \times q \times L^2 = \frac{1}{16} \times 1794,56 \times 3^2 \\
 & = 1009,44 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1009,44 \times 10000}{0,75 \times 200 \times 275^2} = 0,88$$

$$\begin{aligned}
 \rho & = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\
 & = \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 0,88}{420}} \right) \\
 & = 0,0021 \text{ (dipakai)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As Perlu} & = \rho \times b \times d \\
 & = 0,0021 \times 200 \times 275 \\
 & = 116,77 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As (D10)} & = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 & = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\
 & = 78,57 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n \text{ Tulangan} &= \frac{\text{As Perlu}}{\text{As (D10)}} \\
 &= \frac{116,77 \text{ mm}^2}{78,57 \text{ mm}^2} \\
 &\approx 2 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan lentur di tumpuan 2D10

- Tulangan Positif Lapangan

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &= \frac{1}{11} x q x L^2 = \frac{1}{11} x 1794,56 x 3^2 \\
 &= 1468,28 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1468,28 x 10000}{0,75 x 200 x 275^2} = 1,29$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x Rn}{fy}} \right) \\
 &= \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 12,353 x 1,29}{420}} \right) \\
 &= 0,0031 \text{ (dipakai)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As Perlu} &= \rho x b x d \\
 &= 0,0031 x 200 x 275 \\
 &= 170,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As (D10)} &= \frac{1}{4} x \pi x D^2 \\
 &= \frac{1}{4} x \pi x 10^2 \\
 &= 78,57 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n \text{ Tulangan} &= \frac{\text{As Perlu}}{\text{As (D10)}} \\
 &= \frac{170,5 \text{ mm}^2}{78,57 \text{ mm}^2} \\
 &\approx 3 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan lentur di lapangan 3D10

• Penulangan Geser

$$V_c = 0,17 x \sqrt{f'c'} x b_w x d$$

$$V_c = 0,17 x \sqrt{40} x 200 x 275 = 59134,6 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 0,5 \phi \cdot V_c &= 0,5 x 0,6 x 59134,6 \text{ N} \\
 &= 17740,4 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_u = 2691.84 \text{ N } (1/2 * q * L)$$

$$2691,84 \text{ N} < 17740,4 \text{ N}$$

Maka digunakan tulangan geser praktis :

Lapangan : D10 – 150

Tumpuan : D10 - 200

Tabel 4. 14 Rekapitulasi Penulangan Pelat Tangga

Nama Struktur	Tulangan	
	Lentur	Susut
Pelat tangga 4-31	D16 - 150	D10 - 200
Pelat tangga 1-3	D16 - 100	D10 - 200
Pelat tangga 31-atap	D16 - 100	D10 - 200
Pelat Bordes 1	D13 - 150	D10 - 200
Pelat Bordes 2	D13 - 100	D10 - 200

Tabel 4. 15 Rekapitulasi Penulangan Balok Bordes

Nama Struktur	Tulangan Lentur		Tulangan Geser	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Balok Bordes	2D10	3D10	D10 -200	D10 - 150

4.2.3. Perencanaan Pelat

4.2.3.1. Data Perencanaan

Data perencanaan pelat meliputi mutu bahan dan tulangan yang akan direncanakan, dimensi dan pembebanan yang terjadi di area pelat baik untuk pelat atap ataupun pelat lantai. Mutu bahan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan preliminary desain sebagai berikut:

- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu baja : 420 Mpa
- Tebal pelat atap : 12 cm
- Tebal pelat lantai : 12 cm
- Diameter tulangan rencana : 10 mm

4.2.3.2. Pembebanan Pelat

Pembebanan pada pelat dibagi menjadi dua yaitu pembebanan pada pelat atap dan pembebanan pada pelat lantai. Hal ini dikarenakan beban yang bekerja pada pelat atap berbeda dari pelat lantai. Oleh karena itu perhitungan pembebanan dan penulangan dibedakan.

1. Pelat atap

Beban yang bekerja pada pelat atap terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (q_D) dan beban hidup (q_L).

- Beban Mati:
 - Pelat atap $= 0.12 \times 2400$
 $= 288 \text{ kg/m}^2$
 - Penggantung $= 7 \text{ kg/m}^2$
 - Plafond $= 11 \text{ kg/m}^2$
 - Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) $= 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
 - Aspal ($t = 1 \text{ cm}$) $= 14 \text{ kg/m}^2$
 - Plumbing & Ducting $= \underline{15 \text{ kg/m}^2} +$
 $q_{DT} = 377 \text{ kg/m}^2$
- Beban Hidup
 $q_{LT} = 58 \text{ kg/m}^2$
- Kombinasi $= 1,2 q_{DT} + 1,6 q_{LT}$
 $= (1,2 \times 377 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 58 \text{ kg/m}^2)$
 $= 545.2 \text{ kg/m}^2$

2. Pelat Lantai

Beban yang bekerja pada pelat lantai juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (q_D) dan beban hidup (q_L). Pelat lantai menerima beban hidup berupa beban Hotel.

- Beban Mati
 - Pelat lantai $= 0.12 \times 2400$
 $= 288 \text{ kg/m}^2$
 - Penggantung $= 7 \text{ kg/m}^2$
 - Plafond $= 11 \text{ kg/m}^2$
 - Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) $= 21 \times 2 = 42 \text{ kg/m}^2$

- Tegel ($t = 1 \text{ cm}$) = 24 kg/m^2
 - Ducting & Plumbing = 30 kg/m^2
 - $q_{DT} = 402 \text{ kg/m}^2$
- Beban Hidup
 - $q_{LT} = 124.9 \text{ kg/m}^2$ (Lantai Hotel)
 - $q_{LT} = 311.6 \text{ kg/m}^2$ (Lantai Ballroom)
 - Kombinasi
 - Lantai hotel = $1,2 q_{DT} + 1,6 q_{LT}$
= 682.24 kg/m^2
 - Lantai ballroom = 980.96 kg/m^2

4.2.3.3. Penulangan Pelat

Tahapan yang digunakan dalam menentukan tulangan lentur pelat adalah sebagai berikut:

1. Menentukan data-data d , f_y , f'_c , dan μ
2. Menentukan harga β_1

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \text{ SNI 2847:2013 pasal (10.2.7.3)}$$

3. Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut:

Menurut SNI 2847:2013 lampiran B (8.4.2):

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal (21.5.2.1):

$$\rho_{\max} = 0.025$$

Menurut SNI 2847:2013 lampiran B (10.3.3):

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal (10.5.1):

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y}$$

Dan \geq dari

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

4. Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'}$$

5. Menentukan R_n

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

Diketahui harga $\phi = 0.75$

6. Menghitung rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right)$$

dimana: $\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$

7. Menentukan luas hitungan (A_s) dari ρ yang didapat

$$\rho = \frac{A_s}{b x d} \text{ dimana } A_s = \rho x b x d$$

8. Menentukan jumlah dan jarak tulangan

$$\text{Jumlah tulangan} = A_s \text{ perlu} / (1/4 x \pi x \phi^2)$$

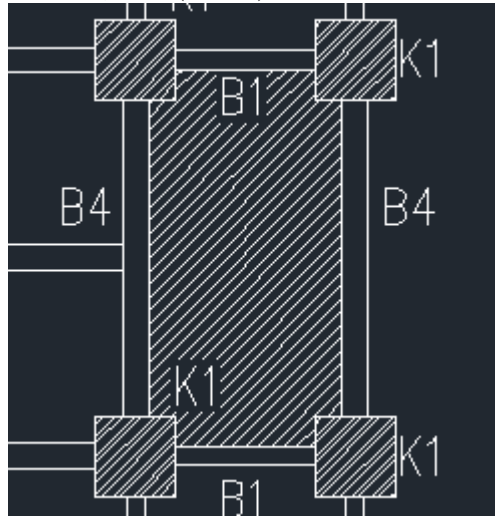
$$\text{Jarak tulangan} = \frac{1000}{n}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 7.6.5 spasi tulangan maksimum adalah sebagai berikut:

$$S < 450 \text{ mm}$$

$$S < 3 x h$$

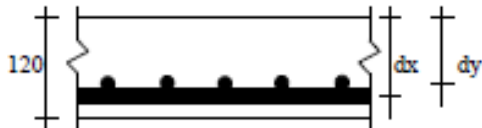
- a. Perhitungan penulangan pelat lantai apartment tipe 7;
300x542,5 cm (2 arah)



Gambar 4. 7 Tampak Atas Pelat yang Direncanakan

Data-data perancangan untuk penulangan pelat lantai:

- Dimensi pelat 300 x 542,5 cm²
- Tebal Pelat 120 mm
- Tebal selimut beton 30 mm
- Diameter tulangan rencana (D) 10 mm ($A_s = 78,57$ mm²)
- $\beta_1 = 0.764$



$dx = \text{tebal pelat (h)} - \text{selimut beton} - (1/2 \times \text{diameter tulangan rencana bawah})$

$$\begin{aligned}
 dx &= 120 - 30 - \frac{1}{2}(10) = 85 \text{ mm} \\
 dy &= \text{tebal pelat (h)} - \text{selimut beton} - (1/2 \times \text{diameter} \\
 &\quad \text{tulangan rencana atas}) \\
 dy &= 120 - 30 - 10 - \frac{1}{2}(10) = 75 \text{ mm} \\
 Lx &= 300 - \left(\frac{35+35}{2}\right) = 265 \text{ cm} \\
 Ly &= 542,5 - \left(\frac{25+25}{2}\right) = 517,5 \text{ cm} \\
 \beta &= Ly/Lx = 517,5 / 265 = 1.95 \text{ (2 arah)} \\
 Qu &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = 682,24 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut: ($Ly/Lx = 1.6$)

$$\begin{aligned}
 Mlx &= 0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X \\
 Mtx &= -0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X \\
 Mly &= 0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X \\
 Mty &= -0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X
 \end{aligned}$$

Dimana:

Mlx = Momen lapangan arah x
 Mly = Momen lapangan arah y
 Mtx = Momen tumpuan arah x
 Mty = Momen tumpuan arah y
 X = Nilai konstanta dari perbandingan Ly/Lx

b. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X

- $\beta = 1.6$ (terjepit penuh)
 $Mulx (+) = X1 = 40$
 $Mutx (-) = X2 = 83$ (PBI Tabel 13.3.1)
- $Mlx = (-) Mtx$
 $= 0.001 \times qu \times Lx^2 \times X$
 $= 0.001 \times 682,24 \times 265^2 \times 83$
 $= 397,655 \text{ kg.m}$
- $\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$

- $$= \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600+420} \right)$$
- $$= 0,0364$$
- $\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0364 = 0,0273$
 - $\rho_{\max} = 0,025$ (menentukan)
 - $\rho_{\min} = \frac{0,25x\sqrt{f'c}}{f_y}$
 - $\rho_{\min} = \frac{0,25x\sqrt{40}}{420} = 0,003765$ (menentukan)
 - $\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003333$
 - $M = \frac{fy}{0,85 f'c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,353$
 - $R_n = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{397655}{0,75 \times 1000 \times 85^2} = 0,762 \text{ N/mm}^2$
 - $\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmRn}{fy}} \right)$
 - $\rho = \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 0,762}{420}} \right)$
 - $\rho = 0,0018$
 - Maka dipakai $\rho_{\text{pakai}} = 0,0018$ ($\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$)
 - $A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d$
 - $A_s \text{ perlu} = 0,0038 \times 1000 \times 85 = 323 \text{ mm}^2$
 - $S_{\max} = 450 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)
 - Jumlah tulangan = $\frac{A_s \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset^2}$
 - $= \frac{323}{\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2}$
 - $= 4,11 \approx 5$ (per meter)
 - Jarak tulangan (s) = $1000/n = 1000/5 = 200 \text{ mm}$
 - As pasang = $n \times A_s = 5 \times 78,57$
 - $= 392,86 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu}$
- Jadi digunakan tulangan lentur **D10-200**

c. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y

- $\beta = 1.95$ (terjepit penuh)
Muly (+) = X1 = 12
Mutu (-) = X2 = 57 (PBI Tabel 13.3.1)
- $Mly = (-) Mtx$

$$= 0.001 \times qu \times Ly^2 \times X$$

$$= 0.001 \times 682,24 \times 265^2 \times 57$$

$$= 273,09 \text{ kg.m}$$
- $\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c \left(\frac{600}{600 + fy} \right)}{fy}$

$$= \frac{0,85 \times 0.764 \times 40 \left(\frac{600}{600 + 420} \right)}{420}$$

$$= 0.0364$$
- $\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0364 = 0.0273$
- $\rho_{max} = 0.025$ (menentukan)
- $\rho_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{fy}$

$$= \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.003765$$
 (menentukan)
- $\rho_{min} = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{420} = 0.003333$
- $M = \frac{fy}{0.85 f'c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12,353$
- $Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{2730887}{0.75 \times 1000 \times 75^2} = 0,64 \text{ N/mm}^2$
- $\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right)$

$$= \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 0,64}{420}} \right)$$

$$= 0,0016$$
- Maka dipakai $\rho_{pakai} = 0,0016$ ($\rho_{pakai} < \rho_{min}$)
- As perlu = $\rho \cdot b \cdot d$

$$= 0.0016 \times 1000 \times 75 = 132,77 \text{ mm}^2$$
- $S_{max} = 450 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)

- Jumlah tulangan = $\frac{As\ perlu}{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2}$
 $= \frac{132,77}{\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2}$
 $= 4,67 \approx 5$ (per meter)
- Jarak tulangan (s) = $1000/n = 1000/5 = 200$ mm
- As pasang = $n \times As = 5 \times 78.57 = 392,9 \text{ mm}^2 > As$ perlu
 Jadi digunakan tulangan lentur **D10-200**

Dengan cara yang sama untuk penulangan pelat tipe lainnya (kecuali 1 arah dan basement), maka didapatkan jumlah tulangan seperti pada Tabel 4. 16. Untuk perhitungan penulangan pelat satu arah seperti pelat bordes/tangga.

Tabel 4. 16 Rekapitulasi Penulangan Pelat Atap

Pelat Atap				
Tipe Pelat	Arah	Tebal pelat	Tulangan	
			X	Y/Susut
Tipe 1	2	12	D10 - 200	D10 - 200
Tipe 2	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 3	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 4	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 5	2	12	D10 - 200	D10 - 200
Tipe 6	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 7	2	12	D10 - 200	D10 - 200
Tipe 8	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 9	2	12	D10 - 200	D10 - 200
Tipe 10	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 11	2	12	D10 - 200	D10 - 200
Tipe 12	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 13	2	12	D10 - 200	D10 - 200

Pelat Atap				
Tipe Pelat	Arah	Tebal pelat	Tulangan	
			X	Y/Susut
Tipe 14	2	12	D10 - 200	D10 - 200
Tipe 15	2	12	D10 - 200	D10 - 200
Tipe 16	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 17	2	12	D10 - 200	D10 - 200
Tipe 18	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 19	2	12	D10 - 200	D10 - 200
Tipe 20	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 21	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 22	2	12	D10 - 200	D10 - 200
Tipe 23	1	12	D10 - 200	D10 - 450

Tabel 4. 17 Rekapitulasi Penulangan Pelat Ballroom

Pelat Ballroom				
Tipe Pelat	Arah	tebal pelat	Tulangan	
			X	Y/Susut
Tipe 3	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 4	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 5	2	12	D10 - 200	D10 - 200
Tipe 6	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 7	2	12	D10 - 200	D10 - 100
Tipe 8	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 9	2	12	D10 - 200	D10 - 200
Tipe 10	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 11	2	12	D10 - 200	D10 - 100
Tipe 12	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 13	2	12	D10 - 200	D10 - 200

Tabel 4. 18 Rekapitulasi Penulangan Pelat Apartemen

Pelat Apartment				
Tipe Pelat	Arah	tebal pelat	Tulangan	
			X	Y/Susut
Tipe 1	2	12	D10 - 200	D10 - 150
Tipe 2	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 3	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 4	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 5	2	12	D10 - 200	D10 - 200
Tipe 6	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 7	2	12	D10 - 200	D10 - 140
Tipe 8	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 9	2	12	D10 - 200	D10 - 200
Tipe 10	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 11	2	12	D10 - 200	D10 - 150
Tipe 12	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 13	2	12	D10 - 200	D10 - 200
Tipe 14	2	12	D10 - 200	D10 - 200
Tipe 15	2	12	D10 - 200	D10 - 100
Tipe 16	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 17	2	12	D10 - 200	D10 - 200
Tipe 18	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 19	2	12	D10 - 200	D10 - 200
Tipe 20	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 21	1	12	D10 - 200	D10 - 450
Tipe 22	2	12	D10 - 200	D10 - 200
Tipe 23	1	12	D10 - 200	D10 - 450

4.2.4. Perencanaan Balok Anak

Balok anak merupakan struktur sekunder yang berfungsi sebagai pembagi pendistribusi beban. Dalam perencanaan struktur Gedung Wisma Atlet Jakarta ini terdapat beberapa tipe balok anak dan dibagi sesuai dengan kebutuhan terhadap beban pelatnya.

4.2.4.1. Perhitungan Penulangan Balok Anak

Pada perencanaan penulangan balok anak ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok anak BA2.

a. Data perencanaan:

L	= 4000 mm
Mu tumpuan	= -97,77 KN.m
Mu lapangan	= 40,541 KN.m
Vu	= 128,314 KN
F'c	= 40 Mpa
Fy	= 420 Mpa
Tul. lentur (D)	= 22 mm
As tulangan	= 380,2857 mm ²
Tul. sengkang (D)	= 13 mm
As tulangan	= 132,786 mm ²
B	= 300 mm
H	= 400 mm
Decking	= 40 mm
d	= h - (decking + Øsengkang + ½ Ølentur)
	= 336 mm

b. Perhitungan tulangan negatif tumpuan

- $\phi = 0.9$ untuk asumsi kondisi *tension controlled section*; 0.75 untuk geser dan torsi (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)
- $\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(F'c-28)}{7}$
 $= 0.85 - 0.05 \frac{(40-28)}{7}$

- $$= 0.76429$$

$$\bullet \rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 0.764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$$

$$= 0.0364$$
- $$\bullet \rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0364 = 0.0273$$
- $$\bullet \rho_{\max} = 0.025 \text{ (menentukan)}$$
- $$\bullet \rho_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$= \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.003765 \text{ (menentukan)}$$
- $$\bullet \rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.003333$$
- $$\bullet m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12,353$$
- $$\bullet R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{108633555}{0.9 \times 300 \times 336^2} = 3,21 \text{ N/mm}^2$$
- $$\bullet \rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 321}{420}} \right)$$

$$= 0,00804$$
- $$\bullet \text{ Maka dipakai } \rho = 0,00804 \text{ } (\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max})$$
- $$\bullet \text{ As perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,00804 \times 300 \times 336$$

$$= 809,998 \text{ mm}^2$$
- $$\bullet n \text{ (jumlah)} = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}}$$

$$= \frac{809,998}{380,2857} = 2,13 \approx 3 \text{ buah}$$
- $$\bullet \text{ Jarak tulangan (s)} = \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n - 1}$$

$$= 83 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Dipakai 3D22

c. Perhitungan tulangan positif tumpuan

- $A_s.\min = \frac{1}{2} \times A_s = \frac{1}{2} \times 809,998$
 $= 404,99 \text{ mm}^2$
- n (jumlah) $= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}}$
 $= \frac{404,99}{380,2857} = 1,06 \approx 2 \text{ buah}$

Dipakai 2D22

d. Perhitungan tulangan positif lapangan

- $\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7}$
 $= 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7}$
 $= 0.76429$
- $\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$
 $= \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$
 $= 0.0364$
- $\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0364 = 0.0273$
- $\rho_{\max} = 0.025$ (menentukan)
- $\rho_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{f_y}$
 $= \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.003765$ (menentukan)
- $\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.003333$
- $m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12,353$
- $R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{45045777,78}{0.9 \times 300 \times 336^2} = 1,33 \text{ N/mm}^2$
- $\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$
 $= \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 1,33}{420}} \right)$
 $= 0,00323$

- Maka dipakai $\rho_{mn} = 0,0038$ ($\rho_{pakai} < \rho_{min}$)
- As perlu
$$= \rho \cdot b \cdot d$$
$$= 0,0038 \times 300 \times 336$$
$$= 379,473 \text{ mm}^2$$
- n (jumlah)
$$= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}}$$
$$= \frac{379,473}{380,2857} = 0,998 \approx 2 \text{ buah}$$
- Jarak tulangan (s)
$$= \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n - 1}$$
$$= 188 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Dipakai 2D22

e. Perhitungan tulangan negatif lapangan

- As.min
$$= \frac{1}{2} \times As = \frac{1}{2} \times 379,473$$
$$= 189,74 \text{ mm}^2$$
- n (jumlah)
$$= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}}$$
$$= \frac{403,567}{380,2857} = 0,49 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipakai 2D22

f. Perhitungan tulangan geser

- $V_u = 128,314 \text{ KN} = 128313,7 \text{ N}$
- $V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d$
$$= 106253 \text{ N}$$
- $V_{smin} = \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d$
$$= 212505 \text{ N}$$
- $V_u \leq 0.5 \cdot \emptyset \cdot V_c$ (Tidak perlu penguatan geser)
 $128313,7 \text{ N} \geq 39844,7 \text{ N}$ (**Tidak OK**)
- $0.5 \cdot \emptyset \cdot V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c$ (Perlu tulangan geser minimum)
 $39844,7 \text{ N} \leq 128313,7 \text{ N} \geq 796689,4 \text{ N}$ (**Tidak OK**)
- $\emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset (V_c + V_{smin})$ (Perlu tulangan geser; $S_{min} = d/2$)

$$796689.4 \text{ N} \leq 128313,7 \text{ N} \leq 239068,2 \text{ N} \text{ (OK)}$$

- Termasuk kategori membutuhkan tulangan geser dengan $S_{\min} = d/2 = 168 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$
 - $A_v = n \times A_s \text{ D13; Dipasang 2D13}$
 $= 2 \times 132,786 = 265,571 \text{ mm}^2$
 - $S = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{V_s \min}$
 $= \frac{265,571 \times 420 \times 386}{212505}$
 $= 168 \text{ mm} > S_{\min} = 150 \text{ mm}$
- $S_{\text{pakai}} = 150 \text{ mm}$
 Dipakai 2D13-150 mm

Perhitungan penulangan untuk balok anak pada lantai ballroom, lantai mall, dan basement didapat hasil pada Tabel 4. 19.

Tabel 4. 19 Rekapitulasi Penulangan Balok Anak

Tipe Balok	Tumpuan		Lapangan		Sengkang
	Negatif	Positif	Negatif	Positif	
BA1	3D22	2D22	2D22	3D22	2D13 - 100
BA2	3D22	2D22	2D22	2D22	2D13 - 150
BA3	2D22	2D22	2D22	2D22	2D13 - 150
BA4	3D22	2D22	2D22	2D22	2D13 - 130
BA5	3D22	2D22	2D22	3D22	2D13 - 130

4.2.5. Perencanaan Lift dan Balok Penumpu Lift

Pada bangunan ini menggunakan lift penumpang dengan data-data sebagai berikut (untuk lebih jelasnya lihat lampiran brosur lift):

- Tipe lift : Passenger Elevators
- Merek : HYUNDAI
- Kapasitas : 30 Orang / 2000 kg
- Lebar pintu (opening width) : 1200 mm
- Dimensi ruang luncur (hoistway inside) 1 Car

- Dimensi sangkar (Car size) : 3000 x 2550 mm²
 - Internal : 2100 x 1900 mm²
 - Eksternal : 2200 x 2107 mm²
- Dimensi ruang mesin (1 Car) : 4600 x 2100 mm²
- Beban reaksi pit
 - R1 = 9100 kg
 - R2 = 4700 kg

Dikarenakan balok penumpu lift terbaring diatas dinding geser, perhitungan penulangan lentur balok penumpu lift hanya menggunakan ρ_{\min} dan tulangan geser minimum.

a. Data perencanaan:

L	= 3000 mm
F'c	= 40 Mpa
Fy	= 420 Mpa
Tul. lentur (D)	= 22 mm
As tulangan	= 380,2857 mm ²
Tul. sengkang (D)	= 13 mm
As tulangan	= 132,786 mm ²
B	= 300 mm
H	= 450 mm
Decking	= 40 mm
d	= h - (decking + Øsengkang + ½ Ølentur)
	= 386 mm

b. Perhitungan tulangan negatif tumpuan

- $\phi = 0.9$ untuk asumsi kondisi *tension controlled section*; 0.75 untuk geser dan torsi (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)
- $\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(F'c - 28)}{7}$
 $= 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7}$
 $= 0.76429$
- $\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$

$$= \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600+420} \right)$$

$$= 0,0364$$

- $\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0364 = 0,0273$
- $\rho_{\max} = 0,025$ (menentukan)
- $\rho_{\min} = \frac{0,25x\sqrt{f'c}}{f_y}$
- $\rho_{\min} = \frac{0,25x\sqrt{40}}{420} = 0,003765$ (menentukan)
- $\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,003333$
- Maka dipakai $\rho_{\min} = 0,003765$
- As perlu $= \rho \cdot b \cdot d$
- $= 0,003765 \times 300 \times 386 = 435,943 \text{ mm}^2$
- n (jumlah) $= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}}$
- $= \frac{435,943}{380,2857} = 2$ buah
- Jarak tulangan (s) $= \frac{b-n\cdot\emptyset L-2d'-2\emptyset s}{n-1}$
- $= 150 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$ (OK)

Dipakai 2D22

c. Perhitungan tulangan positif tumpuan

- As.min $= \frac{1}{2} \times As = \frac{1}{2} \times 453,943 = 217,971 \text{ mm}^2$
- n (jumlah) $= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}}$
- $= \frac{217,971}{380,2857} = 2$ buah

Dipakai 2D22

d. Perhitungan tulangan positif lapangan

- $\emptyset = 0,9$ untuk asumsi kondisi *tension controlled section*; 0,75 untuk geser dan torsi (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)
- $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(F'c-28)}{7}$
- $= 0,85 - 0,05 \frac{(40-28)}{7}$

- $$= 0.76429$$

$$\bullet \rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,764 \times 40 \left(\frac{600}{600 + 420} \right)}{420}$$

$$= 0.0364$$
- $$\bullet \rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0364 = 0.0273$$
- $$\bullet \rho_{\max} = 0.025 \text{ (menentukan)}$$
- $$\bullet \rho_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$= \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.003765 \text{ (menentukan)}$$
- $$\bullet \rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.003333$$
- $$\bullet \text{ Maka dipakai } \rho_{\min} = 0,003765$$
- $$\bullet \text{ As perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,003765 \times 300 \times 386 = 435,943 \text{ mm}^2$$
- $$\bullet n \text{ (jumlah)} = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}}$$

$$= \frac{435,943}{380,2857} = 2 \text{ buah}$$
- $$\bullet \text{ Jarak tulangan (s)} = \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n - 1}$$

$$= 150 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Dipakai 2D22

e. Perhitungan tulangan negatif lapangan

- $$\bullet \text{ As.min} = \frac{1}{2} \times \text{As} = \frac{1}{2} \times 453,943 = 217,971 \text{ mm}^2$$
- $$\bullet n \text{ (jumlah)} = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}}$$

$$= \frac{217,971}{380,2857} = 2 \text{ buah}$$

Dipakai 2D22

f. Perhitungan tulangan geser

- $$\bullet V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b_w \cdot d$$

$$= 124505 \text{ N}$$
- $$\bullet V_{smin} = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c} \times b_w \cdot d$$

$$= 244128 \text{ N}$$

- Termasuk kategori membutuhkan tulangan geser dengan $S_{\min} = d/2 = 193 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$
- $A_v = n \times A_s \text{ D13; Dipasang 2D13}$
 $= 2 \times 132,786 = 265,571 \text{ mm}^2$
 Dipakai 2D13-150 mm

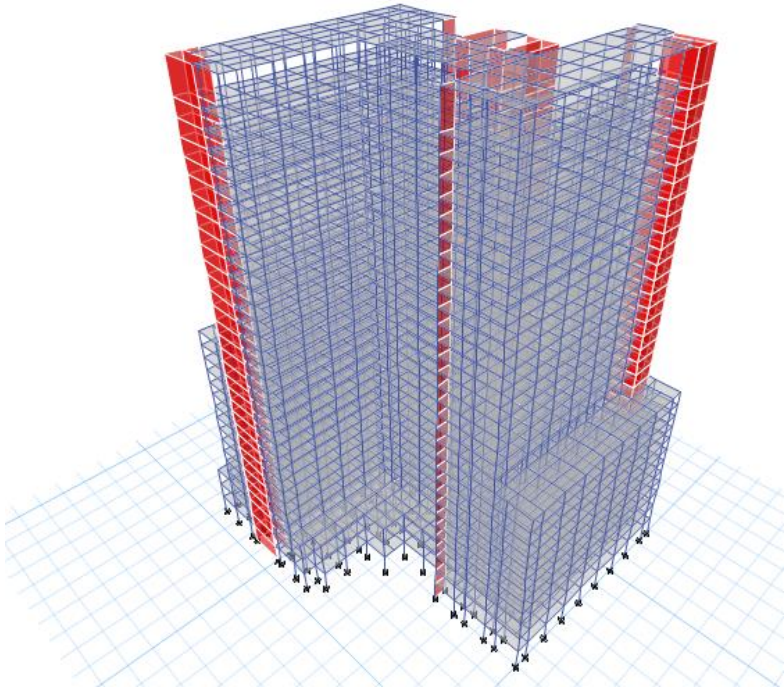
4.3. Pembebanan dan Analisa Struktur

4.3.1. Umum

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 2847:2013 dan pembebanan gempa mengacu pada SNI 1726:2012

4.3.2. Permodelan Struktur

Dalam perhitungan analisis beban gempa perlu suatu permodelan struktur, dimana struktur Gedung Wisma Atlet Jakarta memiliki bentuk yang tidak beraturan, sehingga harus dilakukan analisa dengan menggunakan analisa respon dinamik. Struktur Gedung Wisma Atlet Jakarta memiliki total 32 lantai, tinggi total gedung $\pm 109,6$ meter (Gambar 4. 8).



Gambar 4. 8 Permodelan pada Etabs

4.3.3. Pembebanan Gravitasi

Data-data perencanaan pembebanan Gedung Wisma Atlet Jakarta yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Input beban sendiri:
 - Mutu beton ($F'c$) : 40 Mpa
 - Mutu baja (Fy) : 420 Mpa
 - Ketinggian lantai :
 - Lt. 1-3 : 4,5 m (tiap lantai)
 - Lt. 4 - 31 : 3,2 m (tiap lantai)
 - Lt. 31 - atap : 6,5 m
 - Dimensi Balok : 25/35; 35/50; 40/60
 - Balok Pratekan : 60/80

Tebal Pelat : 12 cm
 Dimensi Kolom : 60/60; 65/65; 70/70; 80/80;
 85/85; 90/90; 100/100
 Faktor keutamaan: 1 (gedung apartment)

- Input beban hidup:
 Lantai Apartment : 124.9 kg/m²
 Lantai Ballroom : 311.6 kg/m²
 Lantai Atap : 58 kg/m²
- Input beban mati (superdead):
 Penggantung : 7 kg/m²
 Plafond : 11 kg/m²
 Spesi (t = 2 cm) : 21 x 2 = 42 kg/m²
 Tegel (t = 1 cm) : 24 kg/m²
 Ducting & Plumbing : 30 kg/m²

*berat sendiri elemen dikalkulasi oleh ETABS

Sehingga didapatkan rekap pembebanan gravitasi secara manual seperti pada Tabel 4. 20.

Tabel 4. 20 Pembebanan

Item	Dimensi				Jumlah	Berat (kg)
	b (m)	h (m)	l (m)	berat jenis (kg/m ³)		
Lantai 1-2						
Balok 20/30 (B1;BA1)	0,2	0,3	203,08	2400	2	58487,04
Balok 25/35 (B2)	0,25	0,35	185,45	2400	2	77889
Balok 35/50 (B3;B4;BA2;BA3;BA4;BA5)	0,4	0,6	1483,94	2400	2	1709498,9
Balok 35/50 (B5)	0,4	0,6	60,75	2400	2	69984
Pelat	0,12	3552,413	1	2400	2	2046189,6
Kolom	1,21	168	4,5	2400	2	4390848
Shear Wall 1	0,3	23,875	4,5	2400	2	154710

Item	Dimensi				Jumlah	Berat (kg)
	b (m)	h (m)	l (m)	berat jenis (kg/m ³)		
Shear Wall 2	0,3	49,4	4,5	2400	2	320112
Shear Wall 3	0,3	23,7	4,5	2400	2	153576
Beban Hidup	124,9	3552,413	1	1	2	887392,64
Lantai 3						
Balok 20/30 (B1;BA1)	0,2	0,3	203,08	2400	1	29243,52
Balok 25/35 (B2)	0,25	0,35	185,45	2400	1	38944,5
Balok 30/45 (B3;B4;BA2;BA3;BA4;BA5)	0,4	0,6	1535,64	2400	1	884528,64
Balok 35/50 (B5)	0,4	0,6	60,75	2400	1	34992
Pelat	0,12	3715,163	1	2400	1	1069966,8
Kolom	1,21	168	3,85	2400	1	1878307,2
Shear Wall 1	0,3	23,875	4,5	2400	1	77355
Shear Wall 2	0,3	49,4	4,5	2400	1	160056
Shear Wall 3	0,3	23,7	4,5	2400	1	76788
Beban Hidup	124,9	3715,163	1	1	1	464023,8
Lantai 4-8						
Balok 20/30 (B1;BA1)	0,2	0,3	167,33	2400	5	120477,6
Balok 25/35 (B2)	0,25	0,35	117,8	2400	5	123690
Balok 30/45 (B3;B4;BA2;BA3;BA4;BA5)	0,4	0,6	914,33	2400	5	2633270,4
Balok 35/50 (B5)	0,4	0,6	0	2400	5	0
Pelat	0,12	2136,728	1	2400	5	3076887,6
Kolom	1	134	3,2	2400	5	5145600
Shear Wall 1	0,3	23,875	3,2	2400	5	275040
Shear Wall 2	0,3	49,4	3,2	2400	5	569088
Shear Wall 3	0,3	23,7	3,2	2400	5	273024
Beban Hidup	124,9	2136,728	1	1	5	1334386,3

Item	Dimensi				Jumlah	Berat (kg)
	b (m)	h (m)	l (m)	berat jenis (kg/m ³)		
Lantai 9-12						
Balok 20/30 (B1;BA1)	0,2	0,3	167,33	2400	4	96382,08
Balok 25/35 (B2)	0,25	0,35	117,8	2400	4	98952
Balok 30/45 (B3;B4;BA2;BA3;BA4;BA5)	0,4	0,6	914,33	2400	4	2106616,3
Balok 35/50 (B5)	0,4	0,6	0	2400	4	0
Pelat	0,12	2136,728	1	2400	4	2461510,1
Kolom	0,81	134	3,2	2400	4	3334348,8
Shear Wall 1	0,3	23,875	3,2	2400	4	220032
Shear Wall 2	0,3	49,4	3,2	2400	4	455270,4
Shear Wall 3	0,3	23,7	3,2	2400	4	218419,2
Beban Hidup	124,9	2136,728	1	1	4	1067509,1
Lantai 13-16						
Balok 20/30 (B1;BA1)	0,2	0,3	129,73	2400	4	74724,48
Balok 25/35 (B2)	0,25	0,35	117,8	2400	4	98952
Balok 30/45 (B3;B4;BA2;BA3;BA4;BA5)	0,4	0,6	793,955	2400	4	1829272,3
Balok 35/50 (B5)	0,4	0,6	0	2400	4	0
Pelat	0,12	1924,028	1	2400	4	2216479,7
Kolom	0,7225	114	3,2	2400	4	2530252,8
Shear Wall 1	0,3	23,875	3,2	2400	4	220032
Shear Wall 2	0,3	49,4	3,2	2400	4	455270,4
Shear Wall 3	0,3	23,7	3,2	2400	4	218419,2
Beban Hidup	124,9	1924,028	1	1	4	961244,14
Lantai 17-21						
Balok 20/30 (B1;BA1)	0,2	0,3	92,13	2400	5	66333,6
Balok 25/35 (B2)	0,25	0,35	117,8	2400	5	123690

Item	Dimensi				Jumlah	Berat (kg)
	b (m)	h (m)	l (m)	berat jenis (kg/m ³)		
Balok 30/45 (B3;B4;BA2;BA3;BA4;BA5)	0,4	0,6	673,58	2400	5	1939910,4
Balok 35/50 (B5)	0,4	0,6	0	2400	5	0
Pelat	0,12	1711,328	1	2400	5	2464311,6
Kolom	0,5625	94	3,2	2400	5	2030400
Shear Wall 1	0,3	23,875	3,2	2400	5	275040
Shear Wall 2	0,3	49,4	3,2	2400	5	569088
Shear Wall 3	0,3	23,7	3,2	2400	5	273024
Beban Hidup	124,9	1711,328	1	1	5	1068724
Lantai 22-26						
Balok 20/30 (B1;BA1)	0,2	0,3	92,13	2400	5	66333,6
Balok 25/35 (B2)	0,25	0,35	117,8	2400	5	123690
Balok 30/45 (B3;B4;BA2;BA3;BA4;BA5)	0,4	0,6	673,58	2400	5	1939910,4
Balok 35/50 (B5)	0,4	0,6	0	2400	5	0
Pelat	0,12	1711,328	1	2400	5	2464311,6
Kolom	0,4225	94	3,2	2400	5	1525056
Shear Wall 1	0,3	23,875	3,2	2400	5	275040
Shear Wall 2	0,3	49,4	3,2	2400	5	569088
Shear Wall 3	0,3	23,7	3,2	2400	5	273024
Beban Hidup	124,9	1711,328	1	1	5	1068724
Lantai 27-30						
Balok 20/30 (B1;BA1)	0,2	0,3	92,13	2400	4	53066,88
Balok 25/35 (B2)	0,25	0,35	117,8	2400	4	98952
Balok 30/45 (B3;B4;BA2;BA3;BA4;BA5)	0,4	0,6	673,58	2400	4	1551928,3
Balok 35/50 (B5)	0,4	0,6	0	2400	4	0
Pelat	0,12	1711,328	1	2400	4	1971449,3

Item	Dimensi				Jumlah	Berat (kg)
	b (m)	h (m)	l (m)	berat jenis (kg/m ³)		
Kolom	0,25	94	3,2	2400	4	721920
Shear Wall 1	0,3	23,875	3,2	2400	4	220032
Shear Wall 2	0,3	49,4	3,2	2400	4	455270,4
Shear Wall 3	0,3	23,7	3,2	2400	4	218419,2
Beban Hidup	124,9	1711,328	1	1	4	854979,22
Lantai 31						
Balok 20/30 (B1;BA1)	0,2	0,3	92,13	2400	1	13266,72
Balok 25/35 (B2)	0,25	0,35	117,8	2400	1	24738
Balok 30/45 (B3;B4;BA2;BA3;BA4;BA5)	0,4	0,6	673,58	2400	1	387982,08
Balok 35/50 (B5)	0,4	0,6	0	2400	1	0
Pelat	0,12	1711,328	1	2400	1	492862,32
Kolom 1	0,25	81	4,85	2400	1	235710
Kolom 2	0,25	13	1,6	2400	1	12480
Shear Wall 1	0,3	23,875	3,2	2400	1	55008
Shear Wall 2	0,3	49,4	3,2	2400	1	113817,6
Shear Wall 3	0,3	23,7	3,2	2400	1	54604,8
Beban Hidup	124,9	1711,328	1	1	1	213744,8
Lantai 32 (Atap)						
Balok 20/30 (B1;BA1)	0,2	0,3	158,13	2400	1	22770,72
Balok 25/35 (B2)	0,25	0,35	99,5	2400	1	20895
Balok 30/45 (B3;B4;BA2;BA3;BA4;BA5)	0,4	0,6	464,83	2400	1	267742,08
Balok 35/50 (B5)	0,4	0,6	0	2400	1	0
Balok Prategang	0,6	0,9	168	2400	1	217728
Pelat	0,12	1711,328	1	2400	1	492862,32
Kolom	0,25	81	3,25	2400	1	157950

Item	Dimensi				Jumlah	Berat (kg)
	b (m)	h (m)	l (m)	berat jenis (kg/m ³)		
Shear Wall 1	0,3	23,875	3,2	2400	1	55008
Shear Wall 2	0,3	49,4	3,2	2400	1	113817,6
Shear Wall 3	0,3	23,7	3,2	2400	1	54604,8
Beban Hidup	124,9	1711,328	1	1	1	213744,8
Lantai Dasar						
Kolom	1,21	168	2,25	2400	1	1097712
Shear Wall 1	0,3	23,875	2,25	2400	1	38677,5
Shear Wall 2	0,3	49,4	2,25	2400	1	80028
Shear Wall 3	0,3	23,7	2,25	2400	1	38394
Beban Hidup	124,9	3552,413	1	1	1	443696,32

Pembebanan yang diinput pada ETABS haruslah mendekati perhitungan manual ($\pm 5\%$) sehingga pembebanan pada ETABS dapat dinyatakan benar. Berikut merupakan rasio selisih pembebanan gravitasi yang didapat dari ETABS dan Manual (Tabel 4. 21).

Tabel 4. 21 Selisih ETABS/Manual

ETABS		
Self Weight	58372676	kg
Live	7837693	kg
Superdead	25307719	kg
Total	91518088	kg
Manual		
Superdead	26138627	kg
Dead+Live	68590734	kg
Total	94729360	kg
Rasio	3,51%	

Didapatkan dari tabel *base reaction* hasil analisa program bantu ETABS berat sebesar 91518088 kg. Dan perhitungan secara manual sebesar 94729360 kg.

Sehingga didapatkan rasio selisih sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Rasio} &= (W_{\text{manual}}/W_{\text{total}}) - 1 \\ &= (94729360/91518088) - 1 \\ &= 0.0351 = 3,51 \% \end{aligned}$$

Jadi dapat dikatakan bahwa pembebanan gravitasi pada ETABS sudah benar.

4.3.4. Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

4.3.4.1. Faktor Keutamaan Gempa

Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung Apartment yaitu II dengan faktor keutamaan gempa (I_e) 1.

4.3.4.2. Kelas Situs

Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapat dari proses pengumpulan data. Pada proyek pembangunan gedung Hotel Swiss Belinn Darmo didapatkan berdasarkan nilai N_{ch} (tes NSPT) = 2.48 ($N_{ch} < 5$), termasuk dalam kelas situs SE (Tanah Lunak).

4.3.4.3. Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral Desain

Sebagai input data pada ETABS, diperlukan data Percepatan Respon Spektrum (MCE). Data percepatan respon spektrum diambil dari web puskim.pu.go.id.

Dari web tersebut didapatkan data pada lokasi Jakarta dengan kelas situs SE (Tanah Lunak) seperti pada tabel berikut.

Tabel 4. 22 Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral Desain

Tanah Lunak	
Variabel	Nilai
SS	0,7
S1	0,3
Fa	1,3
Fv	2,8
SMS	0,91
SDS	0,606667
SM1	0,84
SD1	0,56

4.3.4.4. Kategori Desain Seismik

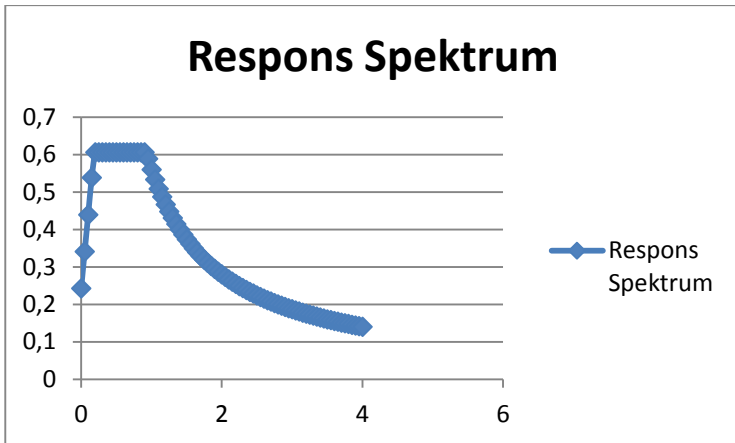
Kategori desain seismic dibagi berdasarkan tabel pada SNI 1726:2012 Tabel 6. Untuk S_{DS} sebesar 0,606 dan S_{D1} sebesar 0,56 dan kategori resiko II kategori desain seismic tergolong kategori E. Untuk kategori E tipe struktur menggunakan Sistem Ganda yaitu Dinding Geser Beton Bertulang Khusus dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SPRMK).

4.3.4.5. Periode Fundamental dan Respon Spektrum Desain

Untuk periode fundamental dan Respon Spektrum Desain didapat data dari web puskim.pu.go.id seperti pada Tabel 4. 23 berikut.

Tabel 4. 23 Nilai Periode Fundamental (T) dan Percepatan Respon Spektra

T (detik)	SA (g)	T (detik)	SA (g)	T (detik)	SA (g)	T (detik)	SA (g)
0	0,242667	1,05	0,533333	2,05	0,273171	3,05	0,183607
0,05	0,34125	1,1	0,509091	2,1	0,266667	3,1	0,180645
0,1	0,439833	1,15	0,486957	2,15	0,260465	3,15	0,177778
0,15	0,538417	1,2	0,466667	2,2	0,254545	3,2	0,175
0,2	0,606667	1,25	0,448	2,25	0,248889	3,25	0,172308
0,25	0,606667	1,3	0,430769	2,3	0,243478	3,3	0,169697
0,3	0,606667	1,35	0,414815	2,35	0,238298	3,35	0,167164
0,35	0,606667	1,4	0,4	2,4	0,233333	3,4	0,164706
0,4	0,606667	1,45	0,386207	2,45	0,228571	3,45	0,162319
0,45	0,606667	1,5	0,373333	2,5	0,224	3,5	0,16
0,5	0,606667	1,55	0,36129	2,55	0,219608	3,55	0,157746
0,55	0,606667	1,6	0,35	2,6	0,215385	3,6	0,155556
0,6	0,606667	1,65	0,339394	2,65	0,211321	3,65	0,153425
0,65	0,606667	1,7	0,329412	2,7	0,207407	3,7	0,151351
0,7	0,606667	1,75	0,32	2,75	0,203636	3,75	0,149333
0,75	0,606667	1,8	0,311111	2,8	0,2	3,8	0,147368
0,8	0,606667	1,85	0,302703	2,85	0,196491	3,85	0,145455
0,85	0,606667	1,9	0,294737	2,9	0,193103	3,9	0,14359
0,9	0,606667	1,95	0,287179	2,95	0,189831	3,95	0,141772
0,95	0,589474	2	0,28	3	0,186667	4	0,14



Gambar 4. 9 Grafik Respon Spektrum Desain

4.3.4.6. Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

$$T = T_a \times C_u$$

T_a = periode fundamental pendekatan

Berdasarkan SNI 1726:2012 kontrol waktu getar alami fundamental adalah:

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

Nilai C_t dan x didapatkan dari tabel 15 SNI 1726:2012.

Pada arah X dan Y:

$$\begin{aligned} T_a &= C_t \times h_n^x = 0,0466 \times 109,6^{0,9} \\ &= 3,193 \text{ s} \end{aligned}$$

Perioda fundamental struktur, T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u) dari tabel 4.2 SNI 1726:2012. ($T_a < T < C_u.T_a$)

Dari nilai $S_{D1} = 0,56$, didapatkan koefisien $C_u = 1,4$.

Maka nilai $C_u.T_a$ dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} C_u.T_a &= 1,4 \times 3,193 \\ &= 4,470 \text{ s} \end{aligned}$$

Nilai T yang didapat dari program bantu ETABS seperti pada

Tabel 4. 24.

Tabel 4. 24 Modal Periode dan Frekuensi

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	3,377	0,296	1,8606	3,4617
Modal	2	3,2	0,312	1,9634	3,8548
Modal	3	2,622	0,381	2,396	5,7409
Modal	4	1,019	0,981	6,1659	38,0186
Modal	5	0,903	1,107	6,958	48,4134
Modal	6	0,757	1,321	8,298	68,8573
Modal	7	0,469	2,133	13,3994	179,5435
Modal	8	0,4	2,499	15,7032	246,5913
Modal	9	0,334	2,993	18,8058	353,6564
Modal	10	0,278	3,591	22,5653	509,1923
Modal	11	0,239	4,191	26,3317	693,3568
Modal	12	0,196	5,097	32,0269	1025,7204
Modal	13	0,189	5,294	33,266	1106,6234
Modal	14	0,162	6,175	38,7969	1505,2006
Modal	15	0,14	7,157	44,9704	2022,3338
Modal	16	0,135	7,421	46,6247	2173,8671

T terbesar yang didapat dari analisa ETABS = 3.377 s, maka:

$$T_a < T < C_u.T_a$$

$$3,193 < 3,337 < 4,470 \text{ (OK!)}$$

Dapat disimpulkan bahwa perioda fundamental struktur dapat dipakai.

4.3.4.7. Kontrol Gaya Geser Dasar

Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1.1. Nilai R yang dipakai yaitu R untuk sistem ganda dengan Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus dan Dinding Geser Beton Bertulang Khusus = 7.

(SNI 1726:2012 Tabel 9)

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

Dimana:

$$S_{DS} = 0.608$$

$$I_e = 1$$

$$R = 7$$

$$C_s = \frac{0.6067}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0.0868$$

Dan nilai C_s tidak lebih dari:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Dimana:

$$S_{D1} = 0,64$$

$$I_e = 1$$

$$R = 7$$

$$T = 3,337$$

$$C_s = \frac{0,64}{3,337 \left(\frac{7}{1}\right)} = 0.029976$$

Dan nilai C_s tidak kurang dari:

$$C_s = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e \geq 0.01$$

$$C_s = 0,044 \cdot 0.608 \cdot 1 = 0.02675 \geq 0.01$$

Maka nilai C_s diambil **0.029976**

Untuk perhitungan gempa faktor reduksi beban hidup untuk gedung Wisma Atlet Jakarta sebesar 0,25 (SNI 1726:2012), sehingga didapatkan berat seismic efektif bangunan (W) sebagai berikut (Tabel 4. 25):

Tabel 4. 25 Berat Seismik Bangunan dari Hasil Etabs

Load Combo	Fz (kg)
D + 0.25L	85923772,64

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 1726:2012.

$$V = C_s \cdot W$$

Dimana:

$$C_s = 0,029976$$

$$W = 85923772,64 \text{ kg}$$

$$V = C_s \times W$$

$$= 0,029976 \times 85923772,64 = 2575701 \text{ kg}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85 \cdot v/v_t$ (SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS didapatkan gaya geser dasar ragam (V_t) sebagai berikut (Tabel 4. 26):

Tabel 4. 26 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS

Beban	Global Fx (kg)	Global Fy (kg)
Gempa Arah X	1637350	677934,2
Gempa Arah Y	684721,2	1611735,35

$$V = 2575701 \text{ kg}$$

$$V_{xt} = 1637350 \text{ kg}$$

$$V_{yt} = 1611735,35 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85 \cdot V$$

$$1637350 \text{ kg} > 0,85 \times 2575701 \text{ kg}$$

$$1637350 \text{ kg} > 2189346 \text{ kg (not OK!)}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85.V$$

$$1611735,35 \text{ kg} > 0,85 \times 2575701 \text{ kg}$$

$$1611735,35 \text{ kg} > 2189346 \text{ kg (not OK!)}$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala $0,85V/V_t$.

Arah x:

$$\frac{0,85 V}{V_{xt}} = \frac{2189346}{1637350} = 1,34$$

Arah y:

$$\frac{0,85 V}{V_{yt}} = \frac{2189346}{1611735,35} = 1,36$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh di atas pada *scale factor* untuk *Define Respons Spectra*. Kemudian dilakukan running ulang pada program analisis. Hasil dari running ulang tersebut adalah sesuai Tabel 4.27.

Table 4.27 Gaya Geser Dasar Hasil Etabs Setelah Scale Factor

Beban	Global Fx (kg)	Global Fy (kg)
Gempa Arah X	2194049,55	908451,72
Gempa Arah Y	931209,77	2191959,77

$$V = 2575701 \text{ kg}$$

$$V_{xt} = 2194049,55 \text{ kg}$$

$$V_{yt} = 2191959,77 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85.V$$

2194049,55 kg > 0,85 x 2575701 kg

2194049,55 kg > 2189346 kg (OK!)

Maka untuk arah y,

$V_{yt} > 0,85 \cdot V$

2191959,77 kg > 0,85 x 2575701 kg

2191959,77 kg > 2189346 kg (OK!)

Ternyata hasil dari running ulang tersebut sudah memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1. Selanjutnya geser dasar ragam hasil running ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

4.3.4.8. Kontrol Dual System

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 *shearwall* (Tabel 4. 27).

Tabel 4. 27 Kontrol Sistem Ganda

Pemikul Gaya Geser	Gempa X		Gempa Y	
	KN	%	KN	%
SW	56844,99	72,2%	71879,95	74,6%
SRPM	21937,11	27,8%	24412,59	25,4%
Total	78782,1	100,0%	96292,53	100,0%

Dari hasil perhitungan diatas, dapat dilihat bahwa persentase total dari SRPM memiliki nilai lebih besar dari 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur dual system.

4.3.4.9. Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 1726:2012, Perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang kurangnya adalah 90% (Tabel 4. 28).

Tabel 4. 28 Jumlah Partisipasi Massa dalam Menghasilkan Respon

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	99.96	90.3
Modal	Acceleration	UY	99.98	91.58
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Dari tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y. maka ketentuan menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 terpenuhi.

4.3.4.10. Kontrol Drift

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan.

Tabel 4. 29 Batas Simpangan Gedung

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

^a h_{sx} adalah tinggi tingkat di bawah tingkat x .

Berikut merupakan drift ijin yang didapat dari perhitungan di atas.

$$\delta_{ijin} = 0.020 \times h_{sx}$$

$$= 0.020 \times 4500 = 90 \text{ mm (Lantai 1 - 3)}$$

$$\delta_{ijin} = 0.020 \times h_{sx}$$

$$= 0.020 \times 3200 = 64 \text{ mm (Lantai 4 - 31)}$$

$$\delta_{ijin} = 0.020 \times h_{sx}$$

$$= 0.020 \times 6500 = 130 \text{ mm (Lantai 31 - 32)}$$

Lalu dilanjutkan mencari δ_i dengan cara perhitungan sebagai berikut:

$$\delta_i = \text{Drift} \times C_d / I_e$$

dengan $C_d = 5.5$ (SNI 1726:2012, tabel 9)

Simpangan yang terjadi didapat dari hasil program bantu SAP2000. Berdasarkan persyaratan besarnya kinerja layan yang terjadi pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.3, yaitu:

$$\Delta n = \frac{(\delta_2 - \delta_1) C_d}{I} < \Delta a$$

Berikut adalah hasil perhitungan simpangan tiap lantai pada gedung:

Tabel 4. 30 Kontrol Simpangan arah X

Lantai	Load/Case Combo	Tinggi Lantai	Δ Etabs	Δ Lantai	Pembesaran Δ	Δ Ijin	Ket
		(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
32	Gempa X	6,5	188,217	11,299	62,1445	130	OK
31	Gempa X	3,2	176,918	5,583	30,7065	64	OK
30	Gempa X	3,2	171,335	5,631	30,9705	64	OK
29	Gempa X	3,2	165,704	5,702	31,361	64	OK
28	Gempa X	3,2	160,002	5,79	31,845	64	OK
27	Gempa X	3,2	154,212	5,888	32,384	64	OK
26	Gempa X	3,2	148,324	6,001	33,0055	64	OK
25	Gempa X	3,2	142,323	6,11	33,605	64	OK
24	Gempa X	3,2	136,213	5,613	30,8715	64	OK
23	Gempa X	3,2	130,6	6,94	38,17	64	OK
22	Gempa X	3,2	123,66	6,428	35,354	64	OK
21	Gempa X	3,2	117,232	5,927	32,5985	64	OK

Lantai	Load/Case Combo	Tinggi Lantai	Δ Etabs	Δ Lantai	Pembesaran Δ	Δ Ijin	Ket
		(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
20	Gempa X	3,2	111,305	7,172	39,446	64	OK
19	Gempa X	3,2	104,133	6,624	36,432	64	OK
18	Gempa X	3,2	97,509	6,638	36,509	64	OK
17	Gempa X	3,2	90,871	6,672	36,696	64	OK
16	Gempa X	3,2	84,199	6,258	34,419	64	OK
15	Gempa X	3,2	77,941	6,55	36,025	64	OK
14	Gempa X	3,2	71,391	6,432	35,376	64	OK
13	Gempa X	3,2	64,959	6,353	34,9415	64	OK
12	Gempa X	3,2	58,606	6,241	34,3255	64	OK
11	Gempa X	3,2	52,365	6,15	33,825	64	OK
10	Gempa X	3,2	46,215	6,01	33,055	64	OK
9	Gempa X	3,2	40,205	5,849	32,1695	64	OK
8	Gempa X	3,2	34,356	5,589	30,7395	64	OK
7	Gempa X	3,2	28,767	5,342	29,381	64	OK
6	Gempa X	3,2	23,425	5,018	27,599	64	OK
5	Gempa X	3,2	18,407	4,655	25,6025	64	OK
4	Gempa X	3,2	13,752	4,317	23,7435	64	OK
3	Gempa X	4,5	9,435	4,434	24,387	90	OK
2	Gempa X	4,5	5,001	3,015	16,5825	90	OK
1	Gempa X	4,5	1,986	1,986	10,923	90	OK

Tabel 4. 31 Kontrol Simpangan Arah Y

Lantai	Load/Case Combo	Tinggi Lantai	Δ Etabs	Δ Lantai	Pembesaran Δ	Δ Ijin	Ket
		(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
32	Gempa Y	6,5	152,804	8,372	46,046	64	OK
31	Gempa Y	3,2	144,432	4,1	22,55	64	OK

Lantai	Load/Case Combo	Tinggi Lantai	Δ Etabs	Δ Lantai	Pembesaran Δ	Δ Ijin	Ket
		(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
30	Gempa Y	3,2	140,332	4,189	23,0395	64	OK
29	Gempa Y	3,2	136,143	4,31	23,705	64	OK
28	Gempa Y	3,2	131,833	4,45	24,475	64	OK
27	Gempa Y	3,2	127,383	4,609	25,3495	64	OK
26	Gempa Y	3,2	122,774	4,658	25,619	64	OK
25	Gempa Y	3,2	118,116	4,814	26,477	64	OK
24	Gempa Y	3,2	113,302	6,482	35,651	64	OK
23	Gempa Y	3,2	106,82	3,599	19,7945	64	OK
22	Gempa Y	3,2	103,221	4,985	27,4175	64	OK
21	Gempa Y	3,2	98,236	3,394	18,667	64	OK
20	Gempa Y	3,2	94,842	7,603	41,8165	64	OK
19	Gempa Y	3,2	87,239	5,474	30,107	64	OK
18	Gempa Y	3,2	81,765	5,476	30,118	64	OK
17	Gempa Y	3,2	76,289	3,687	20,2785	64	OK
16	Gempa Y	3,2	72,602	4,543	24,9865	64	OK
15	Gempa Y	3,2	68,059	4,823	26,5265	64	OK
14	Gempa Y	3,2	63,236	5,01	27,555	64	OK
13	Gempa Y	3,2	58,226	5,113	28,1215	64	OK
12	Gempa Y	3,2	53,113	5,123	28,1765	64	OK
11	Gempa Y	3,2	47,99	5,144	28,292	64	OK
10	Gempa Y	3,2	42,846	5,158	28,369	64	OK
9	Gempa Y	3,2	37,688	5,135	28,2425	64	OK
8	Gempa Y	3,2	32,553	5,032	27,676	64	OK
7	Gempa Y	3,2	27,521	4,948	27,214	64	OK
6	Gempa Y	3,2	22,573	4,792	26,356	64	OK
5	Gempa Y	3,2	17,781	4,49	24,695	64	OK

Lantai	Load/Case Combo	Tinggi Lantai	Δ Etabs	Δ Lantai	Pembesaran Δ	Δ Ijin	Ket
		(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
4	Gempa Y	3,2	13,291	3,956	21,758	64	OK
3	Gempa Y	4,5	9,335	4,609	25,3495	90	OK
2	Gempa Y	4,5	4,726	3,141	17,2755	90	OK
1	Gempa Y	4,5	1,585	1,585	8,7175	90	OK

Maka dapat disimpulkan bahwa berdasarkan simpangan yang terjadi searah sumbu X maupun Y memenuhi persyaratan berdasarkan SNI 1726:2012.

4.3.4.11. Analisa Eksentrisitas

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana *ed* sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2012 pasal 7.8.4.2 dengan jarak sama dengan 5% dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang diterapkan.

- $e_x = e_{0x} + (0.05 B_x)$
- $e_y = e_{0y} + (0.05 B_y)$

dimana:

- e_{0x} dan e_{0y} adalah eksentrisitas bawaan gedung
- $0.05 B_x$ dan $0.05 B_y$ adalah eksentrisitas tak terduga
- B_x adalah panjang gedung arah x
- B_y adalah panjang gedung arah y

Berdasarkan hasil dari ETABS maka didapatkan eksentrisitas pada Tabel 4. 32.

Tabel 4. 32 Perhitungan Eksentrisitas Aktual terhadap Pusat Massa dan Pusat Rotasi

Lantai	Xcm (m)	Ycm (m)	Xcr (m)	Ycr (m)	ex (m)	ey (m)	0.05 Bx	0.05 By	Kontrol	
									x	y
Story1	41,2619	44,8898	37,7694	36,482	3,4925	8,4078	3,4925	3,77875	OK	OK
Story2	41,2619	44,8898	37,5868	35,8178	3,6751	9,072	3,4925	3,77875	OK	OK

Lantai	Xcm (m)	Ycm (m)	Xcr (m)	Ycr (m)	ex (m)	ey (m)	0.05 Bx	0.05 By	Kontrol	
									x	y
Story3	41,813	43,9772	37,435	35,5603	4,378	8,4169	3,4925	3,77875	OK	OK
Story4	42,5994	41,0158	37,3019	35,4974	5,2975	5,5184	3,4925	3,77875	OK	OK
Story5	42,5994	41,0158	37,2119	35,4314	5,3875	5,5844	3,4925	3,77875	OK	OK
Story6	42,5994	41,0158	37,1445	35,3876	5,4549	5,6282	3,4925	3,77875	OK	OK
Story7	42,5994	41,0158	37,089	35,3647	5,5104	5,6511	3,4925	3,77875	OK	OK
Story8	42,6283	41,003	37,0456	35,3572	5,5827	5,6458	3,4925	3,77875	OK	OK
Story9	42,6568	40,9908	37,0061	35,3653	5,6507	5,6255	3,4925	3,77875	OK	OK
Story10	42,6568	40,9908	36,9604	35,3902	5,6964	5,6006	3,4925	3,77875	OK	OK
Story11	42,6568	40,9908	36,9118	35,4299	5,745	5,5609	3,4925	3,77875	OK	OK
Story12	42,3585	42,1002	36,8574	35,4846	5,5011	6,6156	3,4925	3,77875	OK	OK
Story13	41,4506	44,7378	36,7899	35,6028	4,6607	9,135	3,4925	3,77875	OK	OK
Story14	41,4506	44,7378	36,7101	35,7443	4,7405	8,9935	3,4925	3,77875	OK	OK
Story15	41,4506	44,7378	36,6278	35,8842	4,8228	8,8536	3,4925	3,77875	OK	OK
Story16	41,8077	43,7229	36,5506	36,0139	5,2571	7,709	3,4925	3,77875	OK	OK
Story17	42,9216	39,6468	36,5024	36,0776	6,4192	3,5692	3,4925	3,77875	OK	OK
Story18	42,9216	39,6468	36,4635	36,1122	6,4581	3,5346	3,4925	3,77875	OK	OK
Story19	42,9216	39,6468	36,4329	36,1321	6,4887	3,5147	3,4925	3,77875	OK	OK
Story20	42,9216	39,6468	36,409	36,1409	6,5126	3,5059	3,4925	3,77875	OK	OK
Story21	42,9642	39,6354	36,3904	36,1414	6,5738	3,494	3,4925	3,77875	OK	OK
Story22	43,0039	39,6255	36,3794	36,1352	6,6245	3,4903	3,4925	3,77875	OK	OK
Story23	43,0039	39,6255	36,3708	36,1246	6,6331	3,5009	3,4925	3,77875	OK	OK
Story24	43,0039	39,6255	36,3657	36,1109	6,6382	3,5146	3,4925	3,77875	OK	OK
Story25	43,0039	39,6255	36,3634	36,0948	6,6405	3,5307	3,4925	3,77875	OK	OK
Story26	43,067	39,6086	36,3626	36,0769	6,7044	3,5317	3,4925	3,77875	OK	OK
Story27	43,1253	39,5943	36,3696	36,0561	6,7557	3,5382	3,4925	3,77875	OK	OK
Story28	43,1253	39,5943	36,3773	36,0343	6,748	3,56	3,4925	3,77875	OK	OK
Story29	43,1253	39,5943	36,3864	36,0118	6,7389	3,5825	3,4925	3,77875	OK	OK

Lantai	Xcm (m)	Ycm (m)	Xcr (m)	Ycr (m)	ex (m)	ey (m)	0.05 Bx	0.05 By	Kontrol	
									x	y
Story30	43,1253	39,5943	36,3967	35,9889	6,7286	3,6054	3,4925	3,77875	OK	OK
Story31	43,3788	39,938	36,4075	35,9642	6,9713	3,9738	3,4925	3,77875	OK	OK
Story32	43,4322	38,0049	36,4457	35,9154	6,9865	2,0895	3,4925	3,77875	OK	OK

Keterangan :

Xcm : Koordinat Pusat Massa arah X

Ycm : Koordinat Pusat Massa arah Y

Xcr : Koordinat Pusat Kekakuan arah X

Ycr : Koordinat Pusat Kekakuan arah Y

ex : Eksentrisitas aktual arah X

ey : Eksentrisitas aktual arah Y

Dari hasil perhitungan dan kontrol eksentrisitas aktual akibat eksentrisitas tak terduga berdasarkan SNI 1726:2012 diatas, didapatkan bahwa seluruh eksentrisitas telah memenuhi syarat $e_{xy} > 0.05 B_{xy}$. Maka tidak perlu ada pergeseran pusat massa baru.

4.4. Perencanaan Struktur Utama Non Prategang

4.4.1. Umum

Perencanaan struktur utama non pratekan ini meliputi perencanaan balok induk, kolom, serta hubungan balok kolom. Perhitungan berdasarkan ketentuan SNI 2847:2013, dan pembebanan gempa berdasarkan SNI 1726:2012 terkait ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa. Perencanaan Gedung Wisma Atlet Jakarta sebagian besar konstruksinya menggunakan beton bertulang biasa, sehingga diperlukan ketelitian antara aplikasi software bantu sipil dan perhitungan penulangan secara manual.

4.4.2. Perencanaan Balok Induk

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Di dalam preliminary desain gedung Wisma Atlet Jakarta direncanakan beberapa balok induk seperti (Tabel 4.33):

Tabel 4.33 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Tipe Balok	Bentang (m)	Dimensi Balok (cm)	
		b	h
B1	3	25	35
B2	4	25	35
B3	5	35	50
B4	6	35	50
B5	7	40	60

4.4.2.1. Perhitungan Lentur Balok Induk

Pada perencanaan penulangan lentur balok induk ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk B5.

a. Data perencanaan:

L	= 7000 mm
Mu tumpuan (-)	= -262,4522 KN.m
Mu tumpuan (+)	= 119,991 KN.m
Mu lapangan	= 124,113 KN.m
Tu	= 10,5085 KN.m
Vu (envelope)	= 134,9 KN
Vu (1.2D+L)	= 134,9 KN
Vu _{2h}	= 127,62 KN
F'c	= 40 Mpa
Fy	= 420 Mpa
Tul. lentur (D)	= 22 mm
As tulangan	= 380,13271 mm ²
Tul. sengkang (D)	= 13 mm
As tulangan	= 132,786 mm ²
B	= 400 mm

$$\begin{aligned}
 H &= 600 \text{ mm} \\
 \text{Decking} &= 40 \text{ mm} \\
 d' &= \text{decking} + \text{Øsenggang} + \frac{1}{2} \text{Ølentur} \\
 &= 64 \text{ mm} \\
 d &= h - (\text{decking} + \text{Øsenggang} + \frac{1}{2} \text{Ølentur}) \\
 &= 536 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

b. Penulangan tumpuan negatif

Asumsi awal berada pada kondisi *tension controlled section* (penampang terkontrol tarik), dimana $\phi = 0.9$

- $M_u = -591,5772 \text{ KN.m}$
- $M_n = \frac{M_u}{\phi} = 657308000 \text{ N.mm}$
- $\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7}$
 $= 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7}$
 $= 0.76429$
- $\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$
 $= \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right)$
 $= 0.0364$
- $\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0364 = 0.0273$
- $\rho_{\max} = 0.025$ (menentukan)
- $\rho_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{f_y}$
 $= \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.003765$ (menentukan)
- $\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.003333$
- $m = \frac{f_y}{0.85 f'c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12,353$
- Ambil harga $X \leq 0,75 X_b$
 $X_b = \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \times d = 315,29412 \text{ mm}$

$$X \leq 0,75 \cdot 315,29412 = 236,47059 \text{ mm};$$

Direncanakan $X = 236,471 \text{ mm}$

- $$\begin{aligned} A_{sc} &= \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c \cdot b \cdot X}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,764 \cdot 40 \cdot 400 \cdot 235}{420} \\ &= 5852,245 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned} M_{nc} &= A_{sc} \times f_y \times \left(d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2}\right) \\ &= 5852,245 \times 420 \times \left(536 - \frac{0,764 \cdot 236}{2}\right) \\ &= 1095344023 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$
- $M_n - M_{nc} < 0$ (tulangan tunggal)
- $$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{291613555}{0,9 \times 400 \times 536^2} = 2,53 \text{ N/mm}^2$$
- $$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}}\right) \\ &= \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 2,53}{420}}\right) \\ &= 0,0063 \end{aligned}$$
- Maka dipakai $\rho = 0,0063$ ($\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$)
- Tulangan tumpuan atas

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0063 \times 400 \times 536 = 1347,166 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \text{ (jumlah)} &= \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s \text{ tulangan}}} \\ &= \frac{1347,166}{380,132} = 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Dipakai 4D22 (As. pasang = 1520,531 mm²)
- Tulangan tumpuan bawah

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \frac{1}{2} \times A_s \\ &= \frac{1}{2} \times 1347,166 = 673,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \text{ (jumlah)} &= \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s \text{ tulangan}}} \\ &= \frac{673,08}{380,132} = 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Dipakai 2D22 (As. pasang = 760,664 mm²)
- Kontrol jarak tulangan

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{b-n.\phi L-2d'-2\phi s}{n-1} \\ &= 68 \text{ mm} < 25\text{mm (OK)} \end{aligned}$$

Maka tulangan dipasang 1 lapis

- Menghitung d_{aktual}

Tabel Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik

Konfigurasi Barisan Tulangan Tarik						
Baris	Jumlah	ϕ	Luas	Spasi Baris	Jarak (y)	Luas x Jarak
		mm	mm ²	mm	mm	mm ³
1	4	22	1520,531	-	64	97313,974
2	0	22	0	22	108	0
Jumlah	4		1520,531			97313,974

Letak titik berat tulangan (dari bawah):

$$Y = \frac{97313,9}{1520,53} = 64 \text{ mm}$$

Tinggi efektif aktual:

$$d_{\text{aktual}} = h - y = 536 \text{ mm}$$

- Kontrol kekuatan

$$f_s' = \left(1 - \frac{d'}{x}\right) \times 600 = 437,612 \text{ Mpa}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_s'}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = 46,95 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{n\text{act}} &= (A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_s') \cdot (d - a/2) + A_s' \cdot f_s' \cdot (d - d') \\ &= 327307813 \text{ N.mm} > M_n \\ &= 291613556 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

c. Penulangan tumpuan positif

- $M_u = 119,991 \text{ KN.m}$

- $M_n = \frac{M_u}{\phi} = 133323333,3 \text{ N.mm}$

- $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(F'c-28)}{7}$
 $= 0,85 - 0,05 \frac{(40-28)}{7}$
 $= 0,76429$

- $\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600+f_y} \right)$
 $= \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600+420} \right)$

- $= 0.0364$
- $\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0364 = 0.0273$
- $\rho_{\max} = 0.025$ (menentukan)
- $\rho_{\min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{f_y}$
 $= \frac{0.25x\sqrt{40}}{420} = 0.003765$ (menentukan)
- $\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.003333$
- $m = \frac{f_y}{0.85 f'c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12,353$
- Ambil harga $X \leq 0,75 X_b$
 $X_b = \left(\frac{600}{600+f_y} \right) \times d = 315,294 \text{ mm}$
 $X \leq 0,75 \cdot 315,294 = 236,471 \text{ mm}$; Direncanakan $X = 236,471 \text{ mm}$
- $Asc = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'c \cdot b \cdot X}{f_y}$
 $= \frac{0.85 \cdot 0,764 \cdot 40 \cdot 400 \cdot 236}{420}$
 $= 5852,245 \text{ mm}^2$
- $Mnc = Asc \times f_y \times \left(d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2} \right)$
 $= 5835,867 \times 420 \times \left(536 - \frac{0,764 \cdot 235,8}{2} \right)$
 $= 1095344023 \text{ mm}^2$
- $Mn - Mnc < 0$ (tulangan tunggal)
- $Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{133323333,3}{0.9 \times 400 \times 534,5^2} = 1,16 \text{ N/mm}^2$
- $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$
 $= \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 1,16}{420}} \right)$
 $= 0,0028$
- Maka dipakai $\rho_{\min} = 0,0038$ ($\rho_{\text{pakai}} < \rho_{\min}$)
- Tulangan tumpuan bawah
 $As \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d$
 $= 0,0038 \times 400 \times 536 = 807,64 \text{ mm}^2$

$$n \text{ (jumlah)} = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{807,34}{380,133} = 3 \text{ buah}$$

Dipakai 3D22 (As. pasang = 1140,4 mm²)

- Tulangan tumpuan atas

$$As \text{ min} = \frac{1}{2} \times As = \frac{1}{2} \times 807,64 = 403,32 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ (jumlah)} = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{403,32}{380,133} = 2 \text{ buah}$$

Dipakai 2D22 (As. pasang = 760,531 mm²)

- Kontrol jarak tulangan

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n - 1} = 114 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Maka tulangan dipasang 1 lapis

- Menghitung d_{aktual}

Tabel 4. 34 Konfigurasi Barisan Tulangan Tekan

Konfigurasi Barisan Tulangan Tekan						
Baris	Jumlah	\emptyset	Luas	Spasi Baris	Jarak (y)	Luas x Jarak
		mm	mm ²	mm	mm	mm ³
1	3	22	1140,398133	-	64	72985,48053
2	0	22	0	22	108	0
Jumlah	3		1140,398133			72985,48053

Letak titik berat tulangan (dari atas):

$$Y = \frac{72985,5}{1140,4} = 64 \text{ mm}$$

Tinggi efektif aktual:

$$d_{\text{aktual}} = h - y = 536 \text{ mm}$$

- Kontrol kekuatan

$$f_s' = \left(1 - \frac{d'}{x}\right) \times 600 = 437,612 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{As \cdot fy - As' \cdot fs'}{0,85 \cdot fc \cdot b} = 45,481 \text{ mm} \\
 Mn_{act} &= (As \cdot fy - As' \cdot fs') \cdot (d - a/2) + As' \cdot fs' \cdot (d - d') \\
 &= 248292252 \text{ N.mm} > Mn \\
 &= 133323333,3 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi tulangan lentur tumpuan B5

- Akibat momen negatif
 - Tulangan atas : 4D22
(As pasang = 1520,194 mm²)
 - Tulangan bawah : 3D22
(As pasang = 760,664 mm²)
- Akibat momen positif
 - Tulangan atas : 2D22
(As pasang = 760,531 mm²)
 - Tulangan bawah : 3D22
(As pasang = 1140,929 mm²)

Jadi tulangan yang digunakan yaitu yang memiliki nilai terbesar dari dua arah pembebanan gempa, yaitu:

Tulangan atas : 4D22 (As pasang = 3421,194 mm²)
 Tulangan bawah : 3D22 (As pasang = 2660,929 mm²)

d. Kontrol kekuatan dalam menahan momen negatif

- $M_u = 591577200 \text{ N.mm}$
- $M_n = \frac{M_u}{\phi} = 657308000 \text{ N.mm}$
- Decking, $t_s = 40 \text{ mm}$
- Jarak ke as tulangan, tarik (d_1) = 83,556 mm
- Jarak ke as tulangan, tekan (d_2) = 82,857 mm
- Tinggi efektif, d aktual = 516,444 mm
- Tul. Tarik 9D22, $As_1 = 3421,194 \text{ mm}^2$
- Tul. Tekan 7D22, $As_2 = 2660,929 \text{ mm}^2$

- $(0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1)X^2 + (A_{s2} \cdot 600 - A_{s1} \cdot f_y)X - A_{s2} \cdot d \cdot 600 = 0$
 $10394 \cdot X^2 + 159655 \cdot X - 132286183 = 0$
 $X = 105,3943 \text{ mm}$ (Menggunakan kalkulator)
- Mencari nilai f_c' tulangan terpasang
 $f_s' = (1 - \frac{d_2}{x}) \times 600$
 $= 128,302 \text{ Mpa} < 420 \text{ Mpa}$ (tulangan tidak leleh)
- $M_{n_{act}} = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot X \cdot (d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2}) + A_{s2} \cdot f_s' \cdot (d - d_2)$
 $= 669670222,2 \text{ N.mm} > M_n$
 $= 657308000 \text{ N.mm}$ (**OK**)
- Cek kondisi penampang
 $C = 105,394 \text{ mm}$
 $0,375 \times d_{aktual} = 0,375 \times 516,444$
 $= 193,667 \text{ mm} > C$
 Penampang tension controlled, **asumsi benar!**

e. Kontrol kekuatan dalam menahan momen positif

- $M_u = 444356900 \text{ N.mm}$
- $M_n = \frac{M_u}{\phi} = 493729888 \text{ N.mm}$
- Decking, $t_s = 40 \text{ mm}$
- Jarak ke as tulangan, tekan (d_1) = 82,857 mm
- Jarak ke as tulangan, tarik (d_2) = 83,556 mm
- Tinggi efektif, d aktual = 517,1428 mm
- Tul. Tekan 7D22, $A_{s1} = 2660,928 \text{ mm}^2$
- Tul. Tarik 9D22, $A_{s2} = 3421,194 \text{ mm}^2$
- $(0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1)X^2 + (A_{s2} \cdot 600 - A_{s1} \cdot f_y)X - A_{s2} \cdot d \cdot 600 = 0$
 $10394 \cdot X^2 + 935126 \cdot X - 171515879 = 0$
 $X = 91,122 \text{ mm}$ (Menggunakan kalkulator)
- Mencari nilai f_c' tulangan terpasang
 $f_s' = (1 - \frac{d_2}{x}) \times 600$

$$= 49,82 \text{ Mpa} < 420 \text{ Mpa} \text{ (tulangan tidak leleh)}$$

- $Mn_{act} = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot X \cdot (d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2}) + A_{s2} \cdot f_s \cdot (d - d_2)$
 $= 530731108,7 \text{ N.mm} > Mn$
 $= 403729889 \text{ N.mm (OK)}$

- Cek kondisi penampang

$$C = 91,122 \text{ mm}$$

$$0,375 \times d_{aktual} = 0,375 \times 517,143$$

$$= 193,928 \text{ mm} > C$$

Penampang tension controlled, **asumsi benar!**

- f. Kontrol batas penulangan tumpuan

Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1:

- $\frac{1,4 \cdot bw \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \cdot 400 \cdot 536}{420} = 714,67 \text{ mm}^2$

$$714,67 \text{ mm}^2 < A_s \text{ tul. atas} = 3421,194 \text{ mm}^2$$

(OK)

$$714,67 \text{ mm}^2 < A_s \text{ tul. bawah} = 2660,928 \text{ mm}^2$$

(OK)

- $\frac{0,25 \cdot \sqrt{F_c}}{f_y} \cdot bw \cdot d = \frac{0,25 \cdot \sqrt{40}}{420} \cdot 400 \cdot 536$

$$= 807,1337 \text{ mm}^2$$

$$807,13 \text{ mm}^2 < A_s \text{ tul. atas} = 3421,194 \text{ mm}^2$$

(OK)

$$807,13 \text{ mm}^2 < A_s \text{ tul. bawah} = 2660,928 \text{ mm}^2$$

(OK)

- g. Kontrol jarak tulangan tumpuan

Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.6.4:

$$C_c = \text{tebal selimut} + \text{Ø sengkang} = 40 + 13 = 53 \text{ mm}$$

$$f_s = 2/3 \cdot f_y = 2/3 \cdot 420 = 280 \text{ Mpa}$$

$$S_1 = 380 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2,5 C_c$$

$$= 247,5 \text{ mm} > 83,5556 \text{ mm (OK)}$$

$$S_2 = 300 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) = 300 \text{ mm} > 82,857 \text{ mm (OK)}$$

h. Penulangan lapangan

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2 menyatakan bahwa baik nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari seperempat nilai momen maksimum pada tumpuan.

- $Mu_{\text{lapangan}} = 124,113 \text{ KN.m} > \frac{1}{4} \cdot Mu_{\text{tumpuan\#}}$
 $= 81,82 \text{ KN.m (OK)}$
- $M_n = \frac{Mu}{\phi} = 137903222,2 \text{ N.mm}$
- $\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(F'c-28)}{7}$
 $= 0.85 - 0.05 \frac{(40-28)}{7}$
 $= 0.76429$
- $\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600+f_y}\right)$
 $= \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600+420}\right)$
 $= 0.0364$
- $\rho_{\text{max}} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0364 = 0.0273$
- $\rho_{\text{max}} = 0.025$ (menentukan)
- $\rho_{\text{min}} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{f_y}$
 $= \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.003765$ (menentukan)
- $\rho_{\text{min}} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.003333$
- $m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12,353$
- Ambil harga $X \leq 0,75 X_b$
 $X_b = \left(\frac{600}{600+f_y}\right) \times d = 315,294 \text{ mm}$
 $X \leq 0,75 \cdot 315,294 = 236,471 \text{ mm}$; Direncanakan $X = 236,471 \text{ mm}$
- $A_{sc} = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c \cdot b \cdot X}{f_y}$
 $= \frac{0,85 \cdot 0,764 \cdot 40 \cdot 400 \cdot 236,471}{420}$

- $$= 5852,245 \text{ mm}^2$$
- $$\bullet \text{ Mnc} = A_{sc} \times f_y \times \left(d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2}\right)$$

$$= 5852,245 \times 420 \times \left(536 - \frac{0,764 \cdot 235}{2}\right)$$

$$= 1095344023 \text{ mm}^2$$
- $$\bullet \text{ Mn} - \text{Mnc} < 0 \text{ (tulangan tunggal)}$$
- $$\bullet \text{ Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{137903222}{0,9 \times 400 \times 536^2} = 1,2 \text{ N/mm}^2$$
- $$\bullet \rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}}\right)$$

$$= \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 1,2}{420}}\right)$$

$$= 0,0029$$
- $$\bullet \text{ Maka dipakai } \rho = 0,0038 \text{ } (\rho_{\text{pakai}} < \rho_{\text{min}})$$
- $$\bullet \text{ Tulangan lapangan bawah}$$

$$\text{As perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0038 \times 400 \times 536 = 807,8 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ (jumlah)} = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}}$$

$$= \frac{807,8}{380,132} = 3 \text{ buah}$$

$$\text{Dipakai 3D22 (As. pasang} = 1140,664 \text{ mm}^2)$$
- $$\bullet \text{ Tulangan lapangan atas}$$

$$\text{As min} = \frac{1}{2} \times \text{As}$$

$$= \frac{1}{2} \times 1140,8 = 403,4 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ (jumlah)} = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}}$$

$$= \frac{403,4}{380,17} = 2 \text{ buah}$$

$$\text{Dipakai 2D22 (As. pasang} = 760,398 \text{ mm}^2)$$
- $$\bullet \text{ Kontrol jarak tulangan}$$

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n - 1}$$

$$= 114 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

$$\text{Maka tulangan dipasang susun 1 lapis}$$

i. Kontrol balok T

Berdasarkan SNI 2847:2013 untuk konstruksi balok T (Gambar 4.29), sesuai dengan persyaratan sebagai berikut:

- $be = \frac{1}{4} \times Lb = 1750 \text{ mm}$
 $be = bw + (8.t) = 1360 \text{ mm}$ (menentukan)
 $be = \frac{1}{2} \times (Lb - bw) = 3300 \text{ mm}$
- $As = 1900,664 \text{ mm}^2$
 $a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc \cdot be} = 17,263 \text{ mm}$
- $x = \frac{a}{\beta_1} = 22,588 \text{ mm} \leq 120 \text{ mm}$
 $x \leq t$, termasuk balok T palsu sehingga perhitungan dilakukan dengan balok persegi.
- Kontrol kekuatan
 $fs' = (1 - \frac{d'}{x}) \times 600 = 437,612 \text{ Mpa}$
 $a = \frac{As \cdot fy - As' \cdot fs'}{0,85 \cdot fc \cdot b} = 58,697 \text{ mm}$
 $Mn_{act} = (As \cdot fy - As' \cdot fs') \cdot (d - a/2) + As' \cdot fs' \cdot (d - d')$
 $= 404449112 \text{ N.mm} > Mn = 354769778 \text{ N.mm}$
- Cek kondisi penampang
 $C = \frac{a}{\beta_1} = 76,799 \text{ mm}$
 $0,375 \times d \text{ aktual} = 201 \text{ mm} > C = 76,799 \text{ mm}$
 (penampang tension controlled, asumsi benar)

j. Kontrol batas penulangan lapangan

Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.1:

- $\frac{1,4 \cdot bw \cdot d}{fy} = \frac{1,4 \cdot 400 \cdot 536}{420} = 714,67 \text{ mm}^2$
 $714,67 \text{ mm}^2 < As \text{ tul. atas} = 827,4 \text{ mm}^2$
(OK)
 $714,67 \text{ mm}^2 < As \text{ tul. bawah} = 1654,801 \text{ mm}^2$
(OK)
- $\frac{0,25 \cdot \sqrt{Fc}}{fy} \cdot bw \cdot d = \frac{0,25 \cdot \sqrt{40}}{420} \cdot 400 \cdot 536$
 $= 807,133 \text{ mm}^2$

$$807,133 \text{ mm}^2 < A_s \text{ tul. atas} = 827,4 \text{ mm}^2$$

(OK)

$$807,133 \text{ mm}^2 < A_s \text{ tul. bawah} = 1654,801 \text{ mm}^2$$

(OK)

Kontrol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.2

- $M_n^+ \geq \frac{1}{2} \times M_n^-$
 $404449112 \text{ N.mm} \geq 334835111 \text{ N.mm}$

Dengan cara yang sama seperti perhitungan di atas, didapatkan rekapitulasi penulangan lentur balok induk pada Gedung Wisma Atlet Jakarta sebagai berikut (Tabel 4. 35):

Tabel 4. 35 Rekapitulasi Penulangan Lentur Balok Induk

Tipe Balok	Tumpuan		Lapangan	
	Negatif	Positif	Negatif	Positif
B1	3D19	3D19	2D19	2D19
B2	3D19	2D19	2D19	2D19
B3	3D22	3D22	2D22	2D22
B4	4D22	2D22	2D22	2D22
B5	4D22	3D22	2D22	3D22

4.4.2.2. Perencanaan Tulangan Torsi Balok Induk

Pada perencanaan penulangan balok anak ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk B5.

- $T_u = 10,51 \text{ KN.m}$
 - $V_u = 134,913 \text{ KN}$
- a. Perhitungan Luas dan Keliling Penampang
- $A_{cp} = \text{Luas bruto penampang beton}$
 $= b \times h$
 $= 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$
 - $P_{cp} = \text{keliling luar penampang beton}$

- $$= 2 \times (b + h)$$

$$= 2 \times (400 + 600) = 2000 \text{ mm}$$
- bh = (b - 2.cover - Øgeser) = 307 mm
- hh = (h - 2.cover - Øgeser) = 507 mm
- Aoh = Luasan penampang yang dibatasi tulangan sengkang = bh x hh = 155649 mm²
- Poh = Keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang = 2 x (bh + hh) = 1628 mm

b. Kontrol kebutuhan tulangan torsi

Perencanaan tulangan torsi berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.1, yaitu pengaruh torsi dapat diabaikan jika momen torsi terfaktor T_u kurang dari perumusan berikut:

$$T_u < \emptyset. 0,083\lambda\sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana:

A_{cp} = Luas penampang total

P_{cp} = Keliling penampang total

λ = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1

\emptyset = 0,75 (faktor reduksi beban torsi) (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)

Sehingga dapat dihitung:

$$T_u < \emptyset. 0,083\lambda\sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$T_u < \emptyset. 0,083.1.\sqrt{40} \left(\frac{240000^2}{2000} \right)$$

10508500 N.mm < 11338663 N.mm (**Tidak butuh tulangan torsi**)

Berikut merupakan hasil rekapitulasi penulangan longitudinal penahan torsi (Tabel 4. 36):

Tabel 4. 36 Rekapitulasi Penulangan Longitudinal Penahan Torsi

Tipe Balok	Atas	Bawah	Kiri	Kanan	Total
B1	-	-	1D19	-	1D19
B2	-	-	1D19	-	1D19
B3	-	-	1D22	1D22	2D22
B4	-	-	1D22	1D22	2D22
B5	-	-	-	-	-

4.4.2.3. Penulangan Geser

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2:

- $S < \frac{1}{4}.d = 132 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$ (menentukan)
- $S < 6.\phi = 134 \text{ mm}$
- $S < 150 \text{ mm}$
- Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan syarat maksimum tulangan geser balok menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.4:

- $S < \frac{1}{2}.d = 268 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$

a. Penulangan geser tumpuan

Perhitungan tulangan geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul momen probable. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.4 bahwa gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan.

Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum M_{pr} , dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor.

- Momen ujung M_{pr}

M_{pr} merupakan kuat momen lentur mungkin dari suatu komponen struktur yang ditentukan menggunakan sifat-sifat komponen struktur pada muka join dengan mengganggap kuat tarik pada tulangan longitudinal sebesar minimum $1,25 f_y$.

- Akibat gempa ke kiri

- M_{pr} Negatif

$$A_s = 3421,194 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 2660,928 \text{ mm}^2$$

$$d = 516,444 \text{ mm}$$

$$a = 56,728 \text{ mm}$$

$$f'_s = 437,612 \text{ Mpa}$$

$$d' = 83,556 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr1} &= (A_s \times 1,25f_y - A'_s \times 1,25f'_s) \\ &\quad (d - a/2) + A'_s \times 1,25 f'_s \\ &\quad \times (d - d') \\ &= 796319459 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

- M_{pr} Positif

$$A_s = 2660,928 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 3421,194 \text{ mm}^2$$

$$d = 517,143 \text{ mm}$$

$$a = 45,481 \text{ mm}$$

$$f'_s = 437,612 \text{ Mpa}$$

$$d' = 82,857 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr2} &= (A_s \times 1,25f_y - A'_s \times 1,25f'_s) \\ &\quad (d - a/2) + A'_s \times 1,25 f'_s \\ &\quad \times (d - d') \end{aligned}$$

$$= 578169006,7 \text{ N.mm}$$

- Akibat gempa ke kanan

- Mpr Negatif

$$A_s = 2660,928 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 3421,194 \text{ mm}^2$$

$$d = 516,444 \text{ mm}$$

$$a = 45,481 \text{ mm}$$

$$f'_s = 437,612 \text{ Mpa}$$

$$d' = 82,857 \text{ mm}$$

$$M_{pr1} = (A_s \times 1,25f_y - A'_s \times 1,25f'_s) \\ (d - a/2) + A'_s \times 1,25 f'_s \times (d - d')$$

$$= 578169006,7 \text{ N.mm}$$

- Mpr Positif

$$A_s = 3421,194 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 2660,928 \text{ mm}^2$$

$$d = 515,75 \text{ mm}$$

$$a = 56,728 \text{ mm}$$

$$f'_s = 437,612 \text{ Mpa}$$

$$d' = 83,556 \text{ mm}$$

$$M_{pr2} = (A_s \times 1,25f_y - A'_s \times 1,25f'_s) \\ (d - a/2) + A'_s \times 1,25 f'_s \times (d - d')$$

$$= 796319459 \text{ N.mm}$$

- Gaya geser total pada muka tumpuan ($>2h$)

- Gaya geser akibat beban gravitasi

$$V_G = 98,214 \text{ KN} = 134900,1 \text{ N}$$

- Akibat gempa ke kiri

- $$V_{ekn} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} - V_G$$

$$= \frac{796319459 + 578169006}{7000} - 134900,1$$

$$= 61455,3951 \text{ N}$$
- $$V_{ekn} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} + V_G$$

$$= \frac{796319459 + 578169006}{7000} + 134900,1$$

$$= 331255,5951 \text{ N}$$

- Akibat gempa ke kanan

- $V_{\text{ekn}} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - V_G$

$$= \frac{578169006 + 796319459}{7000} - 134900,1$$

$$= 61455,3951 \text{ N}$$

- $V_{\text{ekn}} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} + V_G$

$$= \frac{578169006 + 796319459}{7000} + 134900,1$$

$$= 331255,5951 \text{ N}$$

Gaya geser total yang menentukan, $V_e = 331255,5951 \text{ N}$

- Perhitungan penulangan geser

Kuat geser beton ($V_c=0$) seperti yang dijelaskan pada SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 apabila:

- Gaya geser akibat gempa $> 0,5 \times$ gaya geser total

$$\text{Gaya geser total} - V_G > 165627,7976 \text{ N}$$

$$196355,4951 \text{ N} > 165627,7976 \text{ N (OK)}$$

- Gaya geser aksial tekan $< A_g \times \frac{f_c}{20}$

Karena gaya aksial kecil sekali, maka persyaratan ini dianggap memenuhi.

Semua syarat memenuhi, maka V_c dianggap 0.

- $V_c = 0$
 - $\emptyset = 0,75$ (faktor reduksi beban torsi)
 - (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)
 - $V_s = \frac{V_e}{\emptyset} - V_c$
- $$= \frac{331255,5951}{0,75} - 0$$
- $$= 441674,1268 \text{ N}$$
- $\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d \text{ aktual}}$
- $$= \frac{441674,1268}{420 \times 516,444}$$

$$= 2,036 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:

$$\frac{A_v}{s} + \frac{A_t}{s} = 2,036 + 0,518 = 2,554 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Dipakai sengkang 2D13,
 $A_v = 2 \times 132,786 = 265,46458 \text{ mm}^2$
 $S = \frac{265,46458}{2,554} = 103,94 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$
- Dipakai 2D13 – 100 mm

b. Penulangan geser di luar daerah sendi plastis

- Tulangan geser di luar sendi plastis ($>2h = 1200$)
- $V_{u_{2h}} = 120,402 \text{ KN} = 120401,9 \text{ N}$
- $V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d$
 $= 230517,3923 \text{ N}$
- $V_u \leq 0.5 \cdot \emptyset \cdot V_c$ (Tidak perlu penguatan geser)
 $362483,8 \text{ N} \geq 86444,022 \text{ N}$ (**Tidak OK**)
- $0.5 \cdot \emptyset \cdot V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c$ (Perlu tulangan geser minimum)
 $86444,022 \text{ N} \leq 120401,9 \text{ N} \geq 172888,0442 \text{ N}$ (**OK**)
- $\emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset \left(\frac{2}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d\right)$ (Perlu tulangan geser)
 $172888,0442 \text{ N} \geq 120401,9 \text{ N} \leq 1067837,92 \text{ N}$
(Tidak OK)
- Maka dibutuhkan tulangan geser minimum, sehingga:
 $A_{v_{\min}} = 0,062 \times \sqrt{f_c} \times b/f_y = 0,373 \text{ mm}^2$ tidak boleh lebih dari $(0,35 \times b) / f_y = 0,333$ (menentukan)
- Dipasang sengkang 2D13
 $A_v = 2 \times 132,786 = 265,46458 \text{ mm}^2$
 $S = \frac{265,4645}{0,333} = 796,394 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$

- Dipakai sengkang 2D13-250 mm pada daerah luar sendi plastis ($>2h = 1200$ mm)

Berikut merupakan rekapitulasi kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi (Tabel 4. 37):

Tabel 4. 37 Rekapitulasi Tulangan Transversal Penahan Geser dan Torsi

Tipe Balok	Daerah Sendi Plastis ($<2h$)	Di Luar Sendi Plastis ($>2h$)	2h (mm)
B1	2D13 - 100	2D13 - 250	700
B2	2D13 - 100	2D13 - 250	700
B3	2D13 - 100	3D13 - 200	1000
B4	2D13 - 100	3D13 - 250	1000
B5	2D13 - 100	2D13 - 250	1200

4.4.2.4. Panjang Penyaluran Tulangan

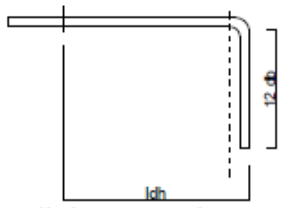
Menurut SNI 2847:2013 pasal 12.5.1, panjang penyaluran l_{dh} untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal adalah sebagai berikut:

$$L_{dh} > 8 \cdot db = 176 \text{ mm}$$

$$L_{dh} > 150 \text{ mm}$$

$$L_{dh} > \frac{0,24 \cdot f_y \cdot db}{\sqrt{f_c}} = 350,633 \text{ mm}$$

Maka digunakan $L_{dh} = 400$ mm masuk ke dalam kolom, dengan panjang kait $12 \cdot db = 264 = 300$ mm



Gambar 4. 10 Detail Ikatan Untuk Penyaluran Kait Standart

4.4.3. 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. Perencanaan kolom dibedakan menjadi 3 tipe kolom dengan data sebagai berikut:

Data umum perencanaan kolom	:	
-Dimensi kolom	Lt 1 – 3	: 100/100 cm
	Lt 4 – 8	: 90/90 cm
	Lt 9 – 12	: 85/85 cm
	Lt 13 – 16	: 80/80 cm
	Lt 17 – 21	: 70/70 cm
	Lt 22 – 26	: 65/65 cm
	Lt 27 – 32	: 60/60 cm
-Tebal decking (d')	:	40 mm
-Mutu tulangan (fy)	:	420 Mpa
-Mutu beton (f'c)	:	40 Mpa

4.4.3.1. Kontrol Dimensi Kolom

Contoh perhitungan perencanaan kolom adalah kolom 65/65 cm. Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diexport beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom 65/65 cm, yaitu :

$P_{u_{max}}$:	3565,48 KN
$V_{u_{max}}$:	237,86 KN
$T_{u_{max}}$:	2,76 KN.m
M_x	:	327,614 KN.m
M_y	:	367,158 KN.m

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.
650 mm > 300 mm
- Rasio dimensi besar dari 0.4
Rasio $b/h = 650/650 = 1 > 0.4$

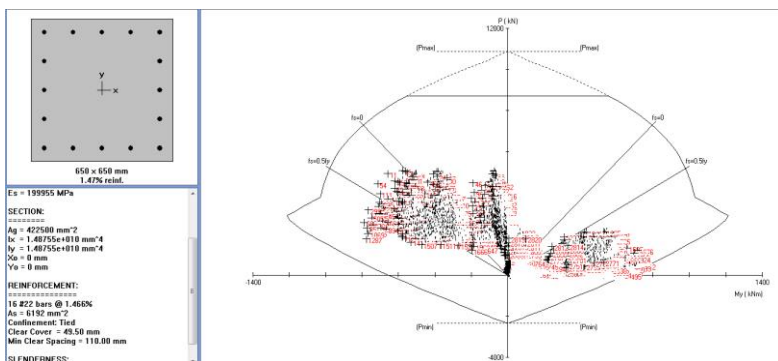
Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 5085,22 KN

$$5085,22 \text{ KN} \geq 650 \times 650 \times \frac{40}{10} \times \frac{1}{1000}$$

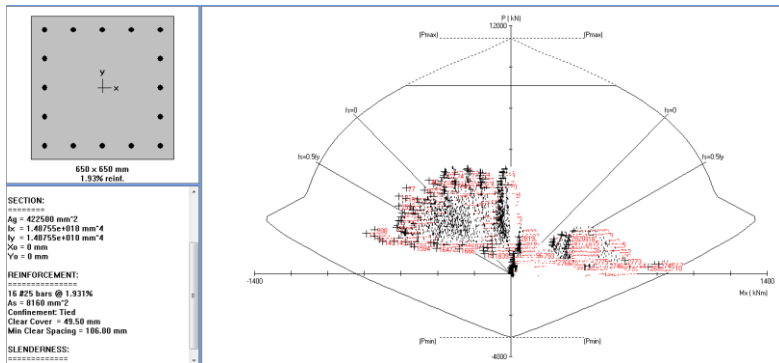
$$5085,22 \text{ KN} \geq 1690 \text{ KN (OK)}$$

4.4.3.2. Penulangan Longitudinal Kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu SP COLUMN, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut:



Gambar 4. 11 Output Spcolumn K6 arah X



Gambar 4. 12 Output Spcolumn K6 arah Y

Dari hasil spColumn Design diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah **16D25**.
 Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom
 $\phi M_n = 1012,99 \text{ KN.m} > M_u = 367,158 \text{ KN.m}$ (OK)

4.4.3.3. 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 .

$$\begin{aligned} A_{st} &= 4561,592 \text{ mm}^2 \\ A_g &= 422500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCA COL diperoleh Tulangan longitudinal: 12D22, dengan rasio tulangan = 1,099 %.

$$\begin{aligned} 0.01A_g &< A_s < 0.06 A_g \\ 4225 \text{ mm}^2 &< 4561,592 < 25350 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

4.4.3.4. 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:

$$P_u = 3565,48 \text{ KN}$$

$$\phi = 0.65$$

$$A_g = 659 \times 650 = 422500 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 16 \frac{1}{4} \pi 25 = 4561,592 \text{ mm}^2$$

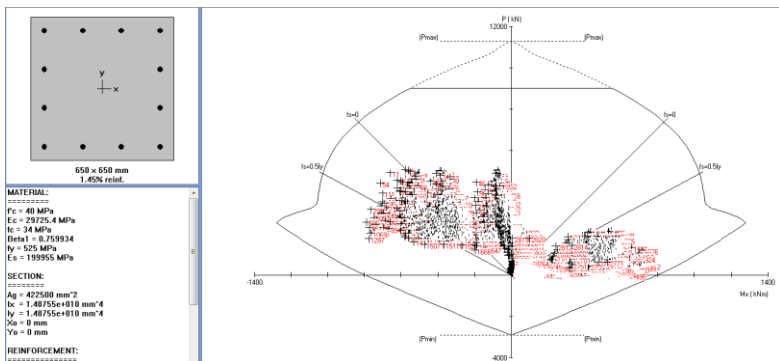
Sehingga:

$$\phi P_n = 8385402,853 \text{ KN} > P_u = 3565,48 \text{ KN (OK)}$$

4.4.3.5. 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.

$$F_s = 1,25 \times F_y = 1,25 \times 420 = 525 \text{ Mpa}$$



Gambar 4. 13 Output Spcolumn Setelah Mpr K6

$$L_n = 3200 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 1054,44 \text{ KN.m}$$

$$V_{ex} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_n}$$

$$= \frac{2 \times 1019.61}{3.2}$$

$$= 659 \text{ KN} > V_u = 237,86 \text{ KN (OK)}$$

4.4.3.6. Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3, ujung-ujung kolom sepanjang L_o harus dikekang oleh tulangan trasversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3.

⇒ Pemasangan Tulangan di Daerah Sendi Plastis

Jarak Tulangan Maksimum :

- $\frac{1}{4} b_{kolom} = \frac{1}{4} \times 650 = 162,5 \text{ mm}$
 - $6 d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
 - $100 \text{ mm} \leq S \leq 150 \text{ mm}$
 - $S_o = 100 + \left(\frac{350 - (0.5x(650 - 2x(40 + 16/2)))}{3} \right) = 124,33 \text{ mm}$
- Digunakan jarak tulangan di daerah sendi plastis **120 mm**.

$A_{sh_{min}}$ sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$b_{cx} = 650 - 2 \times 40 - 2 \times 16 = 538 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (650 - 2 \times 40 - 2 \times 16)^2 = 289444 \text{ mm}^2$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{s b_c f'c}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{120 \times 538 \times 40}{420} \left[\frac{422500}{289444} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 847,94 \text{ mm}^2 (\text{menentukan})$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{s b_c f'c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{100 \times 538 \times 40}{420} = 553,37 \text{ mm}^2$$

Sehingga digunakan **5D16-120**

$$A_{sh} = 1005,31 \text{ mm}^2 > 847,94 \text{ mm}^2$$

⇒ Pemasangan Tulangan di Luar Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

- $6 \times db = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- 150 mm

Maka dipakai $s = 150 \text{ mm}$; **5D16-150**

4.4.3.7. Kontrol Kebutuhan Torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari:

$$\begin{aligned} P_u &= 5085,22 \text{ KN} \\ T_u &= 6,0996 \text{ KN.m} \\ A_g &= 422500 \text{ mm}^2 \\ A_{cp} &= 289444 \text{ mm}^2 \\ P_{cp} &= 2600 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_n &= \phi 0.33 \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{P_u}{0.33 \sqrt{f'c}}} \\ T_n &= 0.65 \cdot 0.33 \sqrt{40} \left(\frac{289444^2}{2600} \right) \sqrt{1 + \frac{5085,22}{0.33 \sqrt{40}}} \\ T_n &= 113,71 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_n &> T_u \\ 113,71 \text{ KNm} &> 6,0996 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Maka tulangan torsi **diabaikan**

4.4.3.8. Kontrol Persyaratan *Strong Column Weak Beam*

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa.

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \times \sum M_{nb}$$

Di mana ΣM_{nc} adalah momen kapasitas kolom dan ΣM_{nb} merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa M_{nc} harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan *strong column weak beam*. Dari *SpColumn* didapatkan nilai $\phi M_{nc} = 1012,99 \text{ KN.m}$

$$\begin{aligned} M_{nb} (+) &= 736,005 \text{ KN.m} \\ M_{nb} (-) &= 627,3957 \text{ KN.m} \\ \Sigma M_{nc} &\geq 1,2 \times \Sigma M_{nb} \\ 2 \times M_{nc} &\geq 1,2 \times (M_{nb} (+) + M_{nb} (-)) \\ 2 \times 1012,99 &\geq 1,2 \times (736,005 + 627,40) \\ 2025,98 \text{ KN.m} &\geq 1636,08 \text{ KN.m (OK)} \end{aligned}$$

4.4.3.9. Sambungan Lewatan

Karena seluruh tulangan pada sambungan lewatan disalurkan pada lokasi yang sama, maka sambungan lewatan yang digunakan tergolong kelas B. Untuk sambungan kelas B panjang minimum sambungan lewatannya adalah $1,3l_d$ (SNI 2847:2013 pasal 12.15.1). Besarnya l_d ditetapkan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.2.3 dengan menggunakan nilai $K_r = 0$ untuk penyederhanaan desain.

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \times \lambda \times \sqrt{f_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{(C_b + K_{tr})/d_b} \right) \cdot d_b$$

(SNI 2847:2013 pasal 12.2.4)

Dimana:

$\Psi_t = 1$ (situasi lainnya)

$\Psi_e = 1$ (tulangan tanpa pelapis)

$\Psi_s = 1$ (tulangan $\geq D22$)

$\lambda = 1$ (beton biasa)

$d = 22 \text{ mm}$

nilai c_b merupakan nilai terkecil dari parameter dibawah ini:

$$c_1 = 40 + 16 + 22/2 = 67 \text{ mm}$$

$$c_2 = 180,75 \text{ mm}$$

$$c \text{ pakai} = 67 \text{ mm}$$

$$l_d = 436,111 \text{ mm}; 1.3 l_d = 566,076 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$$

Digunakan sambungan lewatan sepanjang 600 mm.

4.4.3.10. Rekapitulasi Perencanaan Kolom

Dengan cara perhitungan yang sama dengan perencanaan kolom diatas, didapatkan hasil perencanaan kolom seperti pada Tabel 4. 38.

Tabel 4. 38 Rekapitulasi Perencanaan Kolom

Tipe	Tulangan Longitudinal	Tulangan Transversal		Tulangan Torsi	Panjang Sambungan Lewatan (mm)
		Sendi Plastis	Non Sendi Plastis		
Kolom 60/60	20D22	5D16 - 130	5D16 - 150	-	600
Kolom 65/65	12D22	5D16 - 120	5D16 - 150	-	600
Kolom 70/70	12D25	4D16 - 110	4D16 - 150	-	720
Kolom 80/80	16D25	4D16 - 100	4D16 - 150	-	720
Kolom 85/85	16D25	4D16 - 100	4D16 - 150	-	720
Kolom 90/90	16D25	4D16 - 100	4D16 - 150	-	720
Kolom 100/100	16D29	4D16 - 100	4D16 - 150	-	1000

4.4.4. Hubungan Balok Kolom

- a. Mengecek syarat panjang joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3, dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar.

$$B = 900 \text{ mm}$$

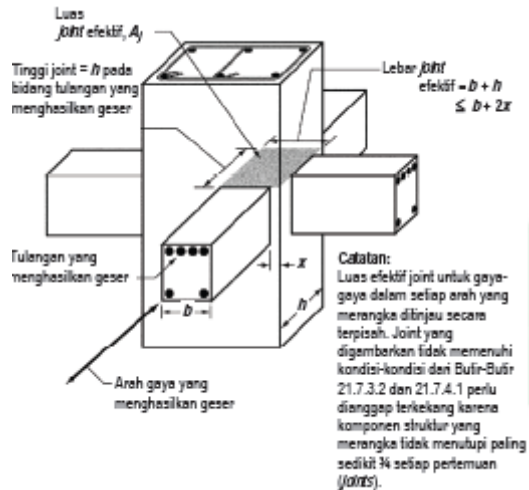
$$H = 900 \text{ mm}$$

$$d_b \text{ balok} = 22 \text{ mm}$$

$$20 \times d_b = 20 \times 22 = 440 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \text{ (OK!)}$$

- b. Menentukan luas efektif joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, A_j merupakan perkalian tinggi efektif dengan lebar joint efektif.



Gambar 4. 14 Luas Joint Efektif

$$\begin{aligned}
 b &= 400 \text{ mm} \\
 h &= 1000 \text{ mm} \\
 x &= \frac{(1000-400)}{2} = 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Tinggi joint} = 600 \text{ mm}$$

Lebar joint efektif merupakan nilai terkecil dari: (Gambar 4.xx)

$$b + h = 400 + 1000 = 1400 \text{ mm}$$

$$b + 2x = 400 + 2 \cdot (300) = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 A_j &= \text{tinggi joint} \times \text{lebar efektif joint} \\
 &= 600 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} \\
 &= 600000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

c. Menentukan luas efektif joint

Untuk joint interior, jumlah tulangan confinement setidaknya setengah dari tulangan confinement yang

dibutuhkan pada ujung-ujung kolom. Spasi vertical tulangan confinement ini diizinkan diperbesar hingga 150 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.7.3.2)

$$\frac{Ash}{S} = 0,5 \frac{Ash}{S} = 0,5 \frac{847,94}{120} = 3,533 \text{ mm}$$

Digunakan 4D16

$$Ash = 804,248$$

$$S = \frac{804,248}{3,533} = 227,63 \text{ mm}$$

Jadi digunakan **4D16–150 mm**

d. Menghitung gaya geser pada joint

- Menghitung M_g

Balok yang memasuki joint memiliki:

$$M_{prb1} = 796,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{prb2} = 578,17 \text{ KN.m}$$

Pada joint, kekakuan kolom atas dan kolom bawah sama.

$$\begin{aligned} M_e &= 0,5 (M_{prb1} + M_{prb2}) \\ &= 687,2442 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- Menghitung geser pada kolom atas

$$\begin{aligned} V_{\text{sway}} &= \frac{M_e + M_e}{\frac{l}{3,2}} \\ &= \frac{2 \times 687,2442}{3,2} \\ &= 429,5276 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.1, hitung gaya-gaya pada tulangan balok longitudinal. Dalam perhitungan diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah 1,25 f_y .

1. Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kiri

$$A_s \text{ balok kiri } 9D22 = 3421,194 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T_1 &= A_s \times 1,25 \cdot f_y \\ &= 1796127 \text{ N} = 1796,13 \text{ KN} \end{aligned}$$

2. Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kiri

$$A_s \text{ balok kanan } 9D22 = 3421,194 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T_1 &= A_s \times 1,25 \cdot f_y \\ &= 1796127 \text{ N} = 1796,13 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Menghitung gaya geser

$$\begin{aligned} V_j &= (T_1 + T_2) - V_{\text{sway}} \\ &= (1796,13 + 1796,13) - 429,5276 \\ &= 3162,727 \text{ KN} \end{aligned}$$

- e. Cek kuat geser joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, untuk menghitung kuat geser joint yang dikekang di keempat sisinya sebagai berikut

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \times \sqrt{f_c} \times A_j \\ &= 1,7 \times \sqrt{40} \times 600000 \\ &= 6451,046 \text{ KN} \\ fV_n &= 0,75 \times 6451,046 \\ &= 4838,2845 \text{ KN} > V_j \\ &= 3162,727 \text{ KN (OK)} \end{aligned}$$

4.4.5. Perencanaan Dinding Geser

Seluruh dinding geser menahan 75% gaya gempa yang disalurkan ke struktur bangunan. Perencanaan dinding geser dibedakan menjadi Dinding Geser (SW1; SW2; SW3; SW4; SW5; SW6; SW7). Pada perencanaan dinding geser, akan dicontohkan perhitungan dinding geser SW1.

4.4.5.1. Data Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut:

Tebal dinding	: 40 cm
Tebal decking	: 40 mm
Tulangan	: 22 mm
d'	: 252 mm
Mutu tulangan (f _y)	: 420 MPa
Mutu beton (f'c)	: 40 Mpa
Tinggi lantai	: 650 cm (maximum)
Lebar dinding	: 597,5 cm (x) dan 1847,5 cm (y)

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada kolom, yaitu :

Gaya aksial	: 75333,5385 KN
Momen	: 5754888,851 KN.m (x)
Gaya geser	: 22713,64 KN (x)

4.4.5.2. Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 14.5.3, ketebalan dinding tidak boleh kurang dari:

1. $40 \text{ cm} \geq H / 25 = 650 / 25 = 26 \text{ cm (OK)}$
2. $40 \text{ cm} \geq L / 25 = 800 / 25 = 32 \text{ cm (OK)}$

Jadi, ketebalan *shear wall* 400 mm sudah memenuhi persyaratan.

4.4.5.3. Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, tidak boleh diambil melebihi $0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$22713,64 \text{ KN} < 0.83 (400 \times 24450) \frac{\sqrt{40}}{10}$$

$$22713,64 \text{ KN} < 38504,21 \text{ KN (OK)}$$

4.4.5.4. Penulangan Geser Shear Wall

Terdapat dua kondisi berdasarkan SNI 2847:2013 untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding, yaitu:

- a. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi $0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'c}$

$$Vu < 0.17 \times 400 \times 24450 \times \frac{\sqrt{40}}{10}$$

$$22713,64 \text{ KN} > 10515,206 \text{ KN} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$$

- b. 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.

4.4.5.5. Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.1, kuat geser dinding struktural dikatakan mencukupi apabila dipenuhi kondisi berikut:

$$Vu < \phi Vn$$

$$Vn = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{109,6}{24,45} = 4,48 > 2 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0.17$$

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2 D22 ($A_s = 760,2654 \text{ mm}^2$) dengan $s = 230 \text{ mm}$ pada arah vertikal dan horizontal

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2}{349 \times 230} = 0,00947$$

$$Vn = 400 \times 24450 [0.17\sqrt{40} + 0.00947 \times 420]$$

$$Vn = 37064,8 \text{ KN} > Vu = 22713,64 \text{ KN (OK)}$$

4.4.5.6. Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.4 : Rasio tulangan Vertikal (ρ_l) tidak boleh kurang dari 0.0025

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.2 : Rasio tulangan horizontal (ρ_t) tidak boleh kurang dari 0.0025

Dipakai tulangan vertikal dan horizontal 2Ø22 ($A_s = 760,2654 \text{ mm}^2$) dengan rasio tulangan :

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' x s} = \frac{2 x \frac{1}{4} x \pi x 22^2}{349 x 230} = 0,00947 > 0,0025$$

4.4.5.7. Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.3: Spasi tulangan Horizontal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{Lw}{5} = 1860 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 3h = 1200 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

$$S \text{ pakai} = 230 \text{ mm (OK)}$$

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.5 Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{Lw}{3} = 2166,67 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 3h = 900 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

$$S \text{ pakai} = 230 \text{ mm (OK)}$$

4.4.5.8. Kontrol Komponen Batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada *shearwall* lebih dari $0.2f'c$. SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.3

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'c$$

$$\frac{575488,9 x 10^6}{\frac{1}{6} x 400 x 24450^2} + \frac{75333,54 x 10^3}{400 x 24450} > 0.2 x 40$$

$$22,15 \text{ MPa} > 8 \text{ MPa (Butuh Komponen Batas)}$$

Nilai δ_u adalah nilai displacement pada lantai tertinggi pada masing-masing arah.

$$c > \frac{lw}{600 \left(\frac{\delta u}{hw} \right)} ; \frac{\delta u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{188,217}{109600} = 0.001717 < 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} \text{ pakai} = 0.007$$

$$C > \frac{lw}{600 \left(\frac{\delta u}{hw} \right)} = \frac{24450}{600 (0.007)} = 5821,43 \text{ mm}$$

Dari output SpColumn didapatkan nilai C sebesar 2395 mm
 $2395 \text{ mm} < 5821,43 \text{ mm}$ (**Tidak Butuh Komponen Batas**)

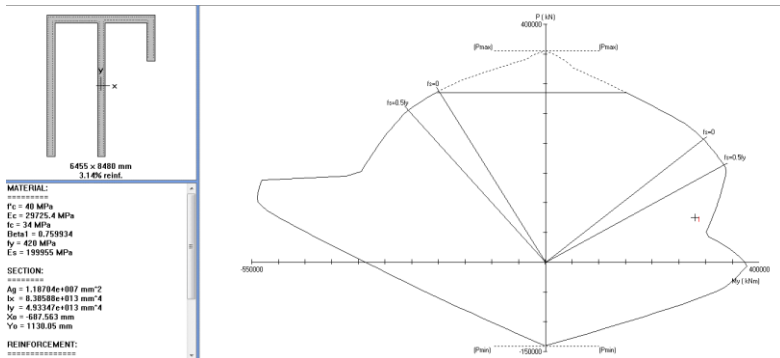
Berdasarkan 2 syarat diatas salah satu syarat mengharuskan penggunaan komponen batas, maka berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.4, komponen batas harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari pada $(c - 0.1lw)$ dan $c/2$

- $C - 0.1 Lw = 2395 - 0.1(24450) = 1980 \text{ mm}$
- $C/2 = 2395/2 = 1197,5 \text{ mm}$ (menentukan)

Digunakan jarak komponen pembatas $> 1197,5 \text{ mm} = \mathbf{1200 \text{ mm}}$

4.4.5.9. Pengecekan Tulangan Dengan SpColumn

Dinding struktur berfungsi sama seperti kolom yaitu untuk menahan gaya-gaya yang bekerja secara lateral khususnya, maka dari itu dalam perhitungan dinding geser ini menggunakan program bantu spColumn. Permodelan yang dihitung dari analisa program bantu ETABS diexport ke notepad dan diimport section cut kombinasi beban dari dinding geser dengan notepad. Hasil dari analisa spColumn adalah sebagai berikut:



Gambar 4. 15 Output Investigasi Spcolumn

Didapatkan bahwa $\mu_u < \phi M_n$.

4.4.5.10. Rekapitulasi Perencanaan Dinding Geser

Dengan menggunakan perhitungan yang sama seperti perhitungan diatas, daidapatkan hasil perencanaan dinding geser sebagai berikut:

Tabel 4. 39 Hasil Perencanaan Dinding Geser

Tipe	Tulangan Geser Vertikal dan Horizontal	Panjang Boundry Element (mm)
SW1	2D19 - 100	1200
SW2	2D16 - 200	1500
SW3	2D19 - 100	1200
SW4	2D16 - 100	1700
SW5	2D16 - 300	500
SW6	2D16 - 300	500
SW7	2D16 - 300	500

4.5. Perencanaan Struktur Utama Prategang

4.5.1. Umum

Beton prategang merupakan komponen struktur yang menggabungkan kekuatan baja mutu tinggi dan beton mutu tinggi. Penggunaan pratekan ini juga didasari oleh efisiensi yang mampu diberikan balok pratekan dibandingkan beton bertulang biasa. Pratekan yang menggantikan balok beton bertulang biasa mampu menghemat berat tiap lantai sehingga dapat mengurangi beban gempa yang terjadi. Pada akhirnya juga dapat memperkecil struktur rangkanya.

Menurut SNI 2847:2013 pasal. 21.5.2.5, tendon pratekan diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif. Perencanaan beton pratekan pada Gedung Wisma Atlet Jakarta ini direncanakan dengan metode pasca tarik (*post tension*) dan penulangan sendi pada kepala kolom. Metode pasca tarik adalah metode prategang dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Jadi tendon prategang diangkurkan pada beton tersebut segera setelah gaya prategang diberikan.

Perencanaan beton pratekan pada atap, karena pada lantai 32 akan dijadikan *ballroom*, sehingga dibutuhkan ruang yang bebas hambatan kolom di tengahnya. Jumlah balok prategang yang didesain adalah 5 buah, dengan bentang bersihnya 14 meter. Sebelum dilakukan perhitungan perencanaan balok pratekan, maka akan ditentukan terlebih dahulu spesifikasi mutu bahan, tahap pembebanan, jenis tendon yang digunakan, tegangan ijin komponen struktur, kehilangan prategang, serta kontrol struktur yang meliputi kontrol batas layan (*sevisibility*), dan penggambaran output.

4.5.2. Data Perencanaan

Berikut ini adalah data data perencanaan beton pratekan pada *convention hall*:

Panjang bentang total	: 14 m
Dimensi balok pratekan	: 60/80 cm
f'c (balok pratekan)	: 40 MPa

$f'c$ (pelat) : 40 MPa

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu curing 14 hari, sehingga nilai f_{ci} dihitung dengan cara sebagai berikut (acuan koefisien berdasarkan PBI) dan dikonversi dengan suhu ruangan:

f_{ci} : 35,2467 MPa

Tebal pelat : 12 cm

d' : 10 cm

Jarak antar balok pratekan : 6 m

4.5.3. Mencari Lebar Efektif

Dalam mencari lebar efektif (b_w), maka didasarkan pada perumusan yang terdapat pada SNI 2847:2013 pasal 8.12.2, dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, dan lebar efektif sayap dari masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi:

- Delapan kali tebal pelat
- Setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan

Perhitungan lebar efektif ialah sebagai:

$$b_{\text{eff}} = L/4 = 14/4 = 3.5 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = b + (8 \times t_f) = 0.6 + (8 \times 0.12) = 1.56 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = 0.5 \times (L - b) = 0.5 \times (6 - 0.6) = 2.7 \text{ m}$$

Sehingga nilai b_{eff} yang terkecil adalah 1.56 m. Sesuai dengan persyaratan pertama dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok atau 3,5 m. Penggunaan lebar efektif di dalam perhitungan beton pratekan hanya digunakan pada saat analisa tegangan yang terjadi pada beton pratekan sendiri, sementara untuk perhitungan beban yang ada lebar yang digunakan ialah sebesar 6 m, sesuai dengan jarak antar balok pratekan yang sesungguhnya.

4.5.4. Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut:

- a. Tegangan ijin akibat gaya pengangkuran tendon $0,94 f_{py}$, tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari $0,8 f_{pu}$ dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon pratekan atau perangkat angkur. (SNI 2847:2013 pasal 18.5.1)
- b. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya pratekan $0,70 f_{pu}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.5.1)

Namun berdasarkan T.Y Lin dan Burns perumusan diatas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya pratekan.

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut:

- a. Segera setelah peralihan gaya pratekan (sebelum kehilangan), tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut:
 - Tegangan tekan : $0,60 \times f_{ci}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)
 $\sigma_{tk} = 0,6 \times f_{ci} = 0,6 \times 35,2 = 21,12 \text{ Mpa}$
 - Tegangan tarik terluar direncanakan untuk dapat terjadi retak, sehingga diklasifikasikan sebagai kelas T:
 $\sigma_{tr} = f_t > 0,5\sqrt{f_{ci}}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)
 $\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{35,2} = 2,97 \text{ Mpa}$
 - Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana: $0,70 \times f_{ci}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 b)
 $\sigma_{tk} = 0,7 \times f_{ci} = 0,7 \times 35,2 = 24,64 \text{ Mpa}$
 - Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana: $(0,5) \times \sqrt{f_{ci}}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 c)
 $\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{35,2} = 2,97 \text{ Mpa}$

- b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya pratekan.
- Tegangan tekan (beban tetap): $0,45 \times f_c$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.2)
 $\sigma_{tk} = 0,45 \times f_c = 0,45 \times 40 = 18 \text{ Mpa}$
 - Tegangan tekan (beban tetap + beban hidup): $0,6 \times f_c$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.2)
 $\sigma_{tk} = 0,6 \times f_c = 0,6 \times 40 = 24 \text{ Mpa}$
 - Tegangan tarik (SNI 2847:2013 pasal 18.3.3)
 Kelas U = $f_t \leq 0,62\sqrt{f_c}$
 $= f_t \leq 0,62\sqrt{40}$
 $= f_t \leq 3,92 \text{ MPa}$
 Kelas T = $0,62\sqrt{f_c} < f_t \leq \sqrt{f_c}$
 $= 0,62\sqrt{40} < f_t \leq \sqrt{40}$
 $= 3,92 < f_t \leq 6,32 \text{ MPa}$
 Kelas C = $f_t > \sqrt{f_c}$
 $= f_t > \sqrt{40}$
 $= f_t > 6,32 \text{ MPa}$

Pada perencanaan ini beton pratekan diijinkan tarik berdasarkan kelas T dengan tegangan ijin tarik sebesar

$$0,8\sqrt{f_c} = 5,059 \text{ MPa.}$$

Dimana:

f_{pu} = kuat tarik tendon pratekan yang diisyaratkan,
MPa

f_{py} = kuat leleh tendon pratekan yang diisyaratkan,
MPa

f_c = kuat tekan beton saat pemberian pratekan awal,
MPa

f_{ci} = kuat tekan beton yang diisyaratkan, Mpa.

4.5.5. Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan dilakukan dalam 2 tahapan, yaitu:

Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya pratekan saat struktur kantilever terdiri dari balok pratekan dan balok melintang. Tahap ini terdiri dari:

- Sebelum diberi gaya pratekan
- Pada saat diberi gaya pratekan
- Pada saat peralihan gaya pratekan

Tahap Akhir

Merupakan tahap dimana beban mati tambahan dan beban hidup telah bekerja pada struktur (Lin & Burns, 1996).

4.5.6. Penentuan Gaya Prategang

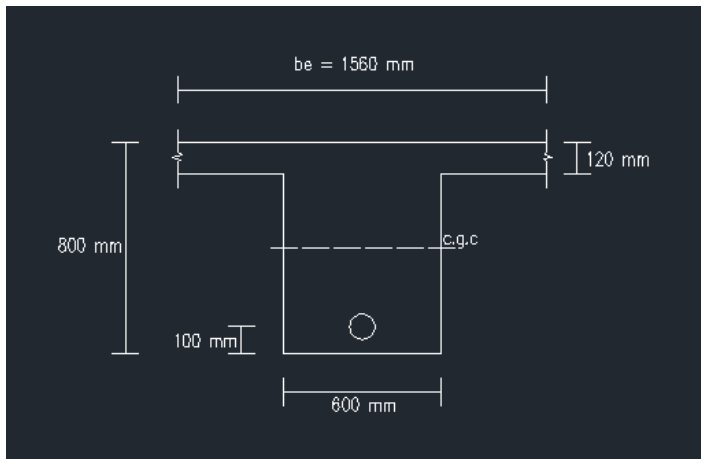
4.5.6.1. Analisa Penampang Global

Penampang balok pratekan menjadi penampang balok T, karena ada pelat lantai. Perhitungan dapat menggunakan perumusan dibawah (SNI 2847:2013 pasal 8.5.1)

$$E_{\text{pelat}} = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{40} = 29725,41 \text{ Mpa}$$

$$E_{\text{balok}} = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{40} = 29725,41 \text{ Mpa}$$

$$n = E_{\text{balok}}/E_{\text{pelat}} = 29725,41/29725,41 = 1$$



Gambar 4. 16 Potongan Penampang Tengah Bentang Balok Pratekan

Dari Gambar 4. 16 dapat dilihat tebal pelat (tf) adalah 12 cm dengan jarak garis berat terhadap cgc adalah dt dan jarak garis netral balok terhadap yp sebesar dp sedangkan yt adalah garis netral penampang balok pratekan secara keseluruhan dari serat atas pelat. Untuk mendapatkan besarnya yt perlu diketahui luas penampang balok dan pelat secara total.

Luas penampang balok pratekan didapat sebagai berikut:

$$A_{\text{pelat}} = \frac{b_e \times t_f}{n} = \frac{1.56 \times 0.12}{1} = 0.1872 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{balok}} = b \times (h - t_f) = 0.6 \times (0.8 - 0.12) = 0.408 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 0.5952 \text{ m}^2$$

$$Y_b \text{ komposit} = \frac{A_{\text{pelat}} \times Y_b \text{ pelat} + A_{\text{balok}} \times Y_b \text{ balok}}{A_{\text{pelat}} + A_{\text{balok}}} = 0.46580 \text{ m}$$

$$Y_t \text{ komposit} = (h_{\text{tot}} - y_b \text{ komposit}) = 0.33419 \text{ m}$$

$$I_1 = 1/12 \times b \text{ balok} \times (h \text{ balok})^3 + A_{\text{balok}} \times d^2$$

$$= 1/12 \times 0.6 \times 0.68^3 + 0.408 \times (0.4658 - 0.34)^2$$

$$= 0.02218 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 1/12 \times b \text{ pelat} \times (h \text{ pelat})^3 + A_{\text{pelat}} \times d^2$$

$$= 1/12 \times 1.56 \times 0.12^3 + 0.1872 \times \left(\frac{0.12}{2} + 0.68 - 0.4658\right)^2$$

$$= 0.0143 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{komp}} = I_1 + I_2 = 0.03648 \text{ m}^4$$

$$W_{t \text{ komp}} = \frac{I_{\text{komp}}}{Y_t \text{ komposit}} = 0.10915 \text{ m}^3$$

$$W_{b \text{ komp}} = \frac{I_{\text{komp}}}{Y_b \text{ komposit}} = 0.07831 \text{ m}^3$$

Tabel 4. 40 Hasil Perhitungan Analisa Penampang Global Balok Pratekan

beff	1,56	m	wt komp	0,109152	m3
h pelat	0,12	m	wb komp	0,078311	m3
A pelat	0,1872	m2	Kt komp	0,131571	m
n	1		Kb komp	0,183387	m
Yb komp	0,465806	m	wt b. komp	0,170303	m3

I1	0,022179	m4	e	0,365806	m
I2	0,014299	m4	A tot	0,5952	m2
I komp	0,036478	m4	Keliling	4,72	m
Yt komp	0,334194	m			
ytot	0,8	m			

4.5.6.2. Mencari Gaya Prategang Awal (Fo)

Tegangan pada beton yang diijinkan

- Pada saat transfer

Tengah bentang:

Tarik ijin= 2,97 Mpa = 2966.5 kN/m²

Tekan ijin= -21,12 Mpa = -21120 kN/m²

Tumpuan:

Tarik ijin= 2,97 Mpa = 2966.5 kN/m²

Tekan ijin= -24,64 Mpa = -24640 kN/m²

- Pada saat beban layan

Tengah bentang:

Tarik ijin= 5,059 Mpa = 5059.6 kN/m²

Tekan ijin= -18 Mpa = -18000 kN/m²

Tumpuan:

Tarik ijin= 5,059 Mpa = 5059.6 kN/m²

Tekan ijin= -18 Mpa = -18000 kN/m²

Eksentrisitas rencana:

- Eksentrisitas pada tengah bentang
(e) = $y_b - d'$ = 0.3658 m
- Eksentrisitas pada tumpuan
(e) = -0.2 m

Besar gaya prategang yang dibutuhkan diambil berdasarkan beberapa persamaan, yaitu persamaan pada serat atas dan bawah tengah bentang saat transfer dan saat beban layan.

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tengah Bentang)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D

Momen tumpuan kiri = -300.913 kNm

Momen lapangan = 844.0968 kNm

Momen tumpuan kanan = -419.318 kNm

- Serat atas:

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o x e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$2966.5 \geq -\frac{F_o}{0.595} + \frac{F_o x 0.3658}{0.1091} - \frac{844.0968}{0.1091}$$

$$F_o = 4448,73 \text{ kN}$$

- Serat bawah:

$$\sigma_b \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o x e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb}$$

$$-21120 \leq -\frac{F_o}{0.595} - \frac{F_o x 0.3658}{0.0783} + \frac{844.0968}{0.0783}$$

$$F_o = 4305,92 \text{ kN}$$

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

- Serat atas:

$$\sigma_t \leq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o x e}{Wt} - \frac{M_{tumpuan}}{Wt}$$

$$-24640 \leq -\frac{F_o}{0.595} + \frac{F_o x (-0.2)}{0.1091} - \frac{(-419.32)}{0.1091}$$

$$F_o = 7837,55 \text{ kN}$$

- Serat bawah:

$$\sigma_b \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o x e}{Wb} + \frac{M_{tumpuan}}{Wb}$$

$$2966.479 \geq -\frac{F_o}{0.595} - \frac{F_o x (-0.2)}{0.0783} + \frac{(-419.32)}{0.0783}$$

$$F_o = 8002,78 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -320.047 kNm

Momen lapangan = 898.212 kNm

Momen tumpuan kanan = -446.9475 kNm

- Serat atas:

$$\sigma_t \leq -\frac{F_e}{A} + \frac{F_e x e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$-18000 \leq -\frac{F_e}{0.595} + \frac{F_e x 0.3658}{0.1091} - \frac{898.21}{0.1091}$$

$$F_e = -5846,5 \text{ kN (asumsi kehilangan prategang 20%)}$$

$$F_o = -7308,2 \text{ kN}$$

- Serat bawah: (asumsi kelas T)

$$\sigma_b \geq -\frac{F_e}{A} - \frac{F_e x e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$5059.644 \geq -\frac{F_e}{0.595} - \frac{F_e \times 0.3658}{0.0783} + \frac{898.21}{0.0783}$$

$$F_e = 1009.26 \text{ kN (asumsi kehilangan prategang 20%)}$$

$$F_o = 1261.58 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

- Serat atas:

$$\sigma_t \geq -\frac{F_e}{A} + \frac{F_e x e}{W_t} - \frac{M_{tumpuan}}{W_t}$$

$$5059.644 \geq -\frac{F_e}{0.595} + \frac{F_e \times (-0.2)}{0.1091} - \frac{(-446.948)}{0.1091}$$

$$F_e = -274,72 \text{ kN (asumsi kehilangan prategang 20%)}$$

$$F_o = -343,39 \text{ kN}$$

- Serat bawah: (asumsi kelas T)

$$\sigma_b \leq -\frac{F_e}{A} - \frac{F_e x e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$-18000 \leq -\frac{F_e}{0.595} - \frac{F_e \times (-0.2)}{0.0783} + \frac{(-446.948)}{0.0783}$$

$$F_e = -14068 \text{ kN (asumsi kehilangan prategang 20%)}$$

$$F_o = -17585 \text{ kN}$$

4.5.6.3. Kontrol Gaya Prategang

Kontrol dilakukan dengan memasukkan satu persatu F_o dan F pada semua kondisi, maka F_o yang membuat tegangan yang terjadi tidak melebihi tegangan ijinnya baik tarik maupun tekan adalah $F_o = 4000 \text{ kN}$. $F_e = 3200 \text{ kN}$ (asumsi kehilangan prategang 20%)

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tengah Bentang)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D

- Serat atas:

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o x e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$2966.5 \geq -\frac{F_o}{0.595} + \frac{F_o \times 0.3658}{0.1091} - \frac{844.097}{0.1091}$$

$$2966.5 \geq -1048,25 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

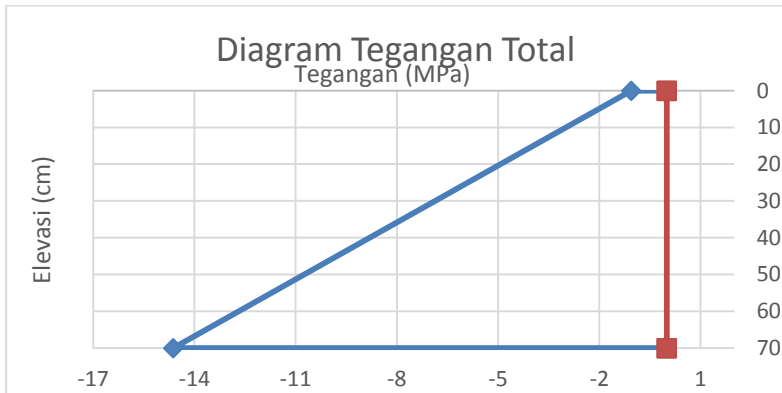
- Serat bawah:

$$\sigma_b \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o x e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb}$$

$$-21120 \leq -\frac{F_o}{0.595} - \frac{F_o x 0.3658}{0.0783} + \frac{844.097}{0.0783}$$

$$-21120 \leq -14626,44 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (Gambar 4. 17)



Gambar 4. 17 Diagram Tegangan Total Tengah Bentang Saat Transfer

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D

- Serat atas:

$$\sigma_t \leq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o x e}{Wt} - \frac{M_{tumpuan}}{Wt}$$

$$-24640 \leq -\frac{F_o}{0.595} + \frac{F_o x (-0.2)}{0.1091} - \frac{(-419.32)}{0.1091}$$

$$-24640 \leq -10208,07 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

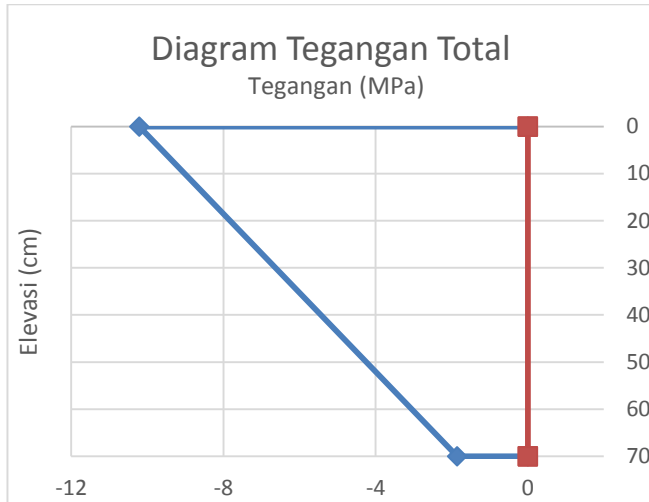
- Serat bawah:

$$\sigma_b \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o x e}{Wb} + \frac{M_{tumpuan}}{Wb}$$

$$2966.479 \geq -\frac{F_o}{0.595} - \frac{F_o x (-0.2)}{0.0783} + \frac{(-419.32)}{0.0783}$$

$$2966.479 \geq -1859,28 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (Gambar 4. 18)



Gambar 4. 18 Diagram Tegangan Total Tumpuan Saat Transfer

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

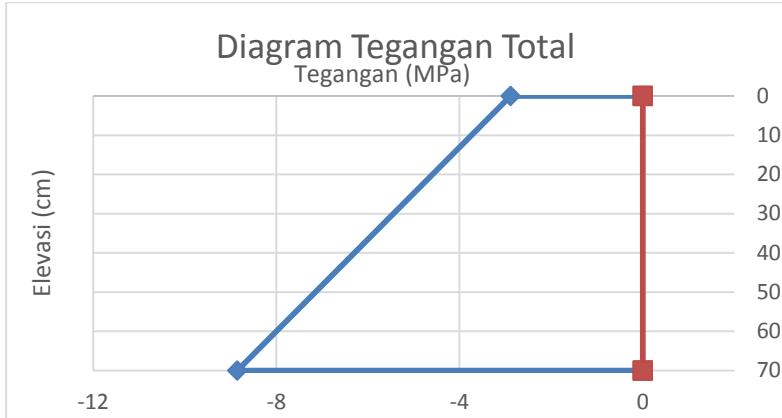
- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &\leq -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ -18000 &\leq -\frac{Fe}{0.595} + \frac{Fe \times 0.3658}{0.1091} - \frac{898.212}{0.1091} \\ -18000 &\leq -2881,03 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

- Serat bawah: (asumsi kelas T)

$$\begin{aligned}\sigma_b &\geq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb} \\ 5059.644 &\geq -\frac{Fe}{0.595} - \frac{Fe \times 0.3658}{0.0783} + \frac{898.212}{0.0783} \\ 5059.644 &\geq -8854,38 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (Gambar 4. 19):



Gambar 4. 19 Diagram Tegangan Total Tengah Bentang Saat Layan

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

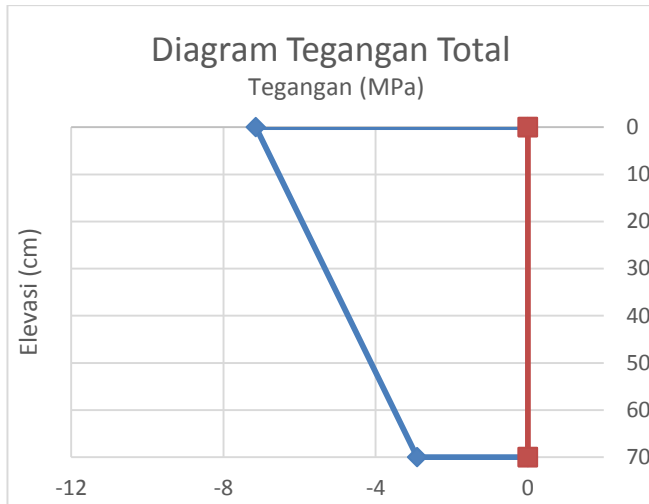
- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &\geq -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wt} - \frac{Mtumpuan}{Wt} \\ 5059.644 &\geq -\frac{Fe}{0.595} + \frac{Fe \times (-0.2)}{0.1091} - \frac{(-446.95)}{0.1091} \\ 5059.644 &\geq -7145 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

- Serat bawah: (asumsi kelas T)

$$\begin{aligned}\sigma_b &\leq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wb} + \frac{Mtumpuan}{Wb} \\ -18000 &\leq -\frac{Fe}{0.595} - \frac{Fe \times (-0.2)}{0.0783} + \frac{(-446.95)}{0.0783} \\ -18000 &\leq -2911,15 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (Gambar 4. 20).



Gambar 4. 20 Diagram Tegangan Total Tumpuan Saat Layan

4.5.6.4. Penentuan Tendon yang Digunakan

Dipakai tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu} = 1860$ (strand stress-relieved).

$$F_{pmax} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ Mpa}$$

Luas tendon yang diperlukan adalah:

$$A_{perlu} = \frac{F_o}{F_{pmax}} = \frac{4000000}{1395} = 2867,383 \text{ mm}^2$$

Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari *multistrand post-tensioning*, dengan spesifikasi sebagai berikut:

Tendon unit	: 6-19
Jumlah strand	: 19
Minimum breaking load	: 4750 kN
Diameter strand	: 15,2 mm
Jumlah tendon	: 1

Luas tendon yang digunakan

$$A_{pakai} = \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 15,2^2 \cdot 19 = 3447,709 \text{ mm}^2$$

Maka spesifikasi tendon yang digunakan terpenuhi, karena

$$A_{pakai} > A_{perlu}$$

$$3447,709 \text{ mm}^2 > 2867,383 \text{ mm}^2$$

Nilai tegangan pakai:

$$f_{\text{pakai}} = \frac{F_o}{A_{\text{pakai}}} = \frac{4000000}{3447.709} = 1160.1906 \text{ Mpa}$$

4.5.6.5. Perhitungan Kehilangan Gaya Pratekan

Kehilangan pratekan adalah berkurangnya gaya pratekan dalam tendon saat tertentu disbanding pada saat stressing. Kehilangan pratekan dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

1. Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal pratekan sesaat setelah pemberian gaya pratekan pada pada komponen balok pratekan. Kehilangan secara langsung terdiri dari:

a. Kehilangan akibat slip anker (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.a)

Kehilangan akibat pengankuran/slip ankur terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya pratekan dialihkan ke ankur.

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat pengankuran adalah sebagai berikut:

$$x = \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{\text{pakai}} \times (\mu \frac{\alpha}{L} + K)}}$$

Cek apakah kehilangan pratekan akibat pengankuran berpengaruh sampai ke tengah bentang:

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$g = 2,5 \text{ mm}$$

$$f_{\text{pakai}} = 1160.19 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 0,15 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,016 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$f \text{ (focus)} = 565,81 \text{ mm}$$

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon } \left(\frac{8f}{L}\right) = 0,3233$$

$$L = 14 \text{ m}$$

Maka x:

$$x = \sqrt{\frac{200000 \times 2,5}{1160,19 \times (0,15 \frac{0,3233}{14000} + 0,016)}} = 518,43 \text{ mm}$$

Sehingga diperoleh nilai dari $x = 518,43 \text{ mm} = 0,518 \text{ m}$. Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan kantilever $x < 15 \text{ m}$, maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi.

- b. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.b)

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya pratekan akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

- c. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2)

Perhitungan kehilangan pratekan diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja pratekan saat proses pemberian gaya pratekan. Kehilangan pratekan akibat gesekan (wobble effect) dihitung dengan perumusan sebagai berikut:

$$F_{pf} = F \times (e^{-\mu\alpha KL})$$

Dengan ketentuan sebagai berikut:

$$\mu = 0,15 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,016 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon } \left(\frac{8f}{L}\right) = 0,3233$$

$$L = 14 \text{ m}$$

$$e = 2,7183 \text{ (bilangan natural)}$$

Maka F_{pf} :

$$\begin{aligned} F_{pf} &= 4000 \times (2,7183^{-0,15 \times 0,3233 \times 0,016 \times 14}) \\ &= 3726,227 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta F_{pf} &= 4000 - F_{pf} \\ &= 4000 - 3726,227 = 273.773 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Delta f_{pf} = \frac{273773.01}{3447.709} = 79,41 \text{ Mpa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat gesekan ialah:

$$\Delta f_{pf} = \frac{79,41}{1160,191} = 6,844\%$$

d. Kehilangan akibat kekangan kolom

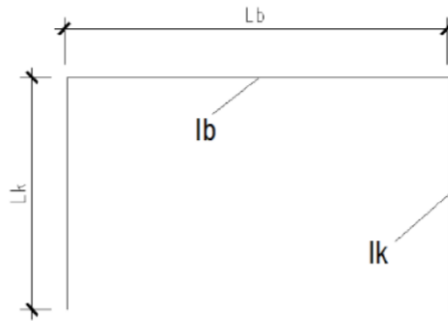
Konstruksi beton pratekan dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan pratekan akibat kekangan kolom. Hal ini terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekakuan kolom. Gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya jacking yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya pratekan karena sebagian gaya pratekan yang diberikan digunakan mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok pratekan maka semakin besar gaya pratekan yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking. Hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi. Sebaliknya jika kolom didesain tidak kaku maka gaya pratekan yang hilang semakin kecil serta momen yang diterima kolom juga berkurang.

Perhitungan kehilangan prategang akibat kekangan kolom mengacu pada buku “prestressed Concrete Designer’s Handbook oleh P.W Abeles, B.K. Bardhan Roy dan F.H Turner pada tahun 1976.

Perhitungan manual kehilangan prategang akibat kekangan kolom di pengaruhi beberapa beban yang terjadi pada balok prategang sebagai berikut:

- Perhitungan Distribusi Momen Akibat Perpendekan Elastis 1 cm



Gambar 4. 21 Portal dengan Balok Prategang

$$k = \frac{K_b}{K_k} = \frac{l_k \times I_b}{l_b \times I_k}$$

Dimana:

L_k = tinggi kolom (6.5 m)

L_b = bentang balok prategang (14 m)

I_b = momen inersia dari balok (0,0364 m⁴)

I_k = momen inersia dari kolom (0,0108 m⁴)

$$k = \frac{K_b}{K_k} = \frac{6.5 \times 0,0364}{14 \times 0,0108} = 1,57$$

- Perhitungan Momen Akibat yang Diakibatkan Perpendekan Kolom, Susut, dan Rangkak



Gambar 4. 22 Perpendekan Kolom

$$\varepsilon_{BB} = \frac{\Delta L}{L} = \frac{10}{14000} = 0,000714$$

$$M_A = \frac{3}{(k+2)} \times \frac{Ec \times I_b}{L_k} \times \varepsilon_{BB}$$

$$M_A = \frac{3}{(1,57+2)} \times \frac{29725,4 \times 0,0364}{6500} \times 0,000714$$

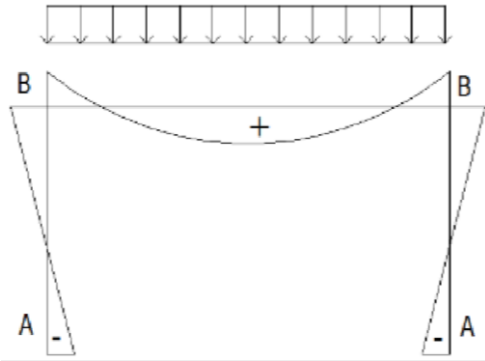
$$M_A = 6806654 \text{ Nmm} = 68,06 \text{ kNm}$$

$$M_B = \frac{3 \times (k+1)}{k \times (k+2)} \times \frac{Ec \times I_b}{L_k} \times \varepsilon_{BB}$$

$$M_B = \frac{3 \times (3,25+1)}{3,25 \times (3,25+2)} \times \frac{29725,4 \times 0,0364}{6500} \times 0,000714$$

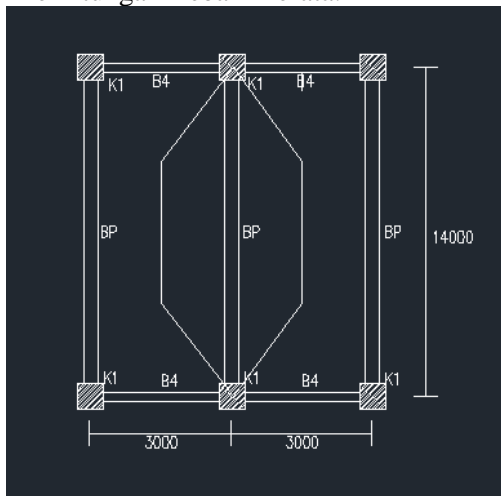
$$M_B = 88998902 \text{ Nmm} = 88,998 \text{ kNm}$$

- Perhitungan Distribusi Momen Akibat Beban Merata



Gambar 4. 23 Momen yang Bekerja Akibat Beban Merata

Perhitungan Beban Merata:



Gambar 4. 24 Sketsa Perhitungan Luas Daerah Pembebanan

Didapatkan luas trapesium $A = 5,63 \text{ m}^2$

Beban Atap : $100 \text{ kg/m}^2 \times 5,63 = 563,265 \text{ kg/m}$

Beban SD+: $60 \text{ kg/m}^2 \times 5,63 = 337,96 \text{ kg/m}$

Beban Hujan : $20 \text{ kg/m}^2 \times 5,63 = 112,65 \text{ kg/m}$
 Beban Sendiri : $2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,8 \times 0,6 = 1152 \text{ kg/m}$
 Total (qu) : $2165,87 \text{ kg/m} = 21,658 \text{ kN/m}$

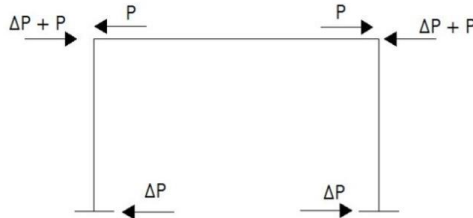
$$M_A = \frac{-1}{(k+2)} \times \frac{qu \times L_b}{12}$$

$$M_A = \frac{1}{(3,25+2)} \times \frac{21,658 \times 14}{12} = -4,811 \text{ kNm}$$

$$M_B = \frac{2}{(k+2)} \times \frac{qu \times L_b}{12}$$

$$M_B = \frac{2}{(3,25+2)} \times \frac{21,658 \times 14}{12} = 9,623 \text{ kNm}$$

- Perhitungan Distribusi Momen Akibat Eksentrisitas



Gambar 4. 25 Keseimbangan Gaya Prategang dengan Reaksi Perletakan

$$M_p = F_0 \times e_{tumpuan} = 4000 \times -0,2 = -800 \text{ kNm}$$

$$M_A = \frac{1}{(k+2)} \times M_p = \frac{1}{(3,25+2)} \times (-800)$$

$$M_A = -152,3305 \text{ kNm}$$

$$M_B = -2 \times M_A = -2 \times (-152,3305) = 304,66 \text{ kNm}$$

Sehingga didapat kehilangan gaya pratekan total akibat kekangan kolom sebagai berikut:

- Akibat Perpendekan Kolom

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{L_B} = \frac{88,99 - 68,06}{14} = 1,49 \text{ kN}$$

- Akibat Beban Merata

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{L_B} = \frac{9,62 - (-4,81)}{14} = 1,031 \text{ kN}$$

- Akibat Eksentrisitas

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{L_B} = \frac{190,41 - (-95,21)}{14} = 32,64 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{total} = 1,49 + 1,031 + 32,64 = 35,168 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{total} = 35168,44 \text{ N}$$

$$\Delta f_{pR} = \frac{\Delta P_{total}}{A_s} = \frac{35168,44}{3447,709} = 10,2 \text{ MPa}$$

$$\% \Delta f_{pR} = \frac{10,2}{1160,19} \times 100\% = 0,879\%$$

2. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya pratekan), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut:

- a. Kehilangan akibat rangkai (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.c)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat rangkai:

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}]$$

Dimana:

K_{cr} = 2 untuk metode pra-tarik

= 1,6 untuk metode pasca-tarik

$f_{c_{ids}}$ = tegangan beton didaerah c.g.s akibat seluruh beban mati pada struktur setelah diberi gaya prategang

$$\begin{aligned}
 f_{c\text{ir}} &= \text{tegangan beton didaerah c.g.s. akibat gaya awal prategang} \\
 f_{c\text{ir}} &= \frac{F_o}{A} + \frac{F_o x e x e}{I} - \frac{M x e}{I} = 15,31 \text{ Mpa} \\
 f_{c\text{ds}} &= \frac{M x e}{I} = 8,464 \text{ Mpa} \\
 E_s/E_c &= \frac{200000}{29725,41} = 6,7283 \text{ Mpa} \\
 CR &= K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c\text{ir}} - f_{c\text{ds}}] \\
 &= 1,6 \times (6,7283) \times (15,31 - 8,464) \\
 &= 73,715 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Persentase kehilangan prategang akibat rangkai:

$$\Delta f_{c\text{r}} = \frac{73,715}{1160,19} = 6,353\%$$

- b. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.d)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat susut:

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \cdot K_{sh} \cdot E_s \cdot (1 - 0,0236V/S) \times (100 - RH)$$

Koef 0.0236, karena perbandingan v/s dalam cm

RH = 75% (untuk kota Jakarta)

Ksh = 0,77 (7 hari)

$$\begin{aligned}
 \frac{V}{S} &= \frac{\text{luas penampang beton}}{\text{keliling penampang beton}} \\
 &= \frac{0,595 \times 10000}{4 \times 100} \\
 &= 12,61 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SH &= 8,2 \times 10^{-6} \cdot 0,77 \cdot 200000 \cdot (1 - 0,0236 \cdot 12,61) \times (100 - 75) \\
 &= 0,2217 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\Delta f_{sh} = \frac{0,2217}{1160,19} = 0,019\%$$

- c. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.e)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat relaksasi baja.

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)]C$$

Perumusan yang digunakan ini ialah perumusan yang digunakan oleh komisi PCI untuk menyelesaikan serangkaian permasalahan akibat relaksasi baja

$$K_{re} = 20000 \text{ psi} = 138 \text{ Mpa}$$

$$J = 0,15$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1160,19}{1860} = 0,62$$

$$C = 0,58$$

$$RE = (138 - 0,15 \times (0,2217 + 73,715)) \times 0,58 \\ = 73,607 \text{ Mpa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat relaksasi baja ialah:

$$\Delta f_{re} = \frac{73,607}{1160,19} = 6,344\%$$

Total kehilangan prategang:

$$6,844 + 0,879 + 6,353 + 0,019 + 6,344 = \mathbf{20,441\%}$$

4.5.6.6. Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan

Besar gaya prategang setelah terjadi kehilangan prategang ialah sebagai berikut:

$$F_e = \frac{100 - 20,441}{100} \times 4000 = 3182,37 \text{ kN}$$

a. Kontrol akibat beban layan

Kontrol saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D + 1L

Momen tumpuan kiri = -320.0467 kNm

Momen lapangan = 898.2119 kNm

Momen tumpuan kanan = -446.9475 kNm

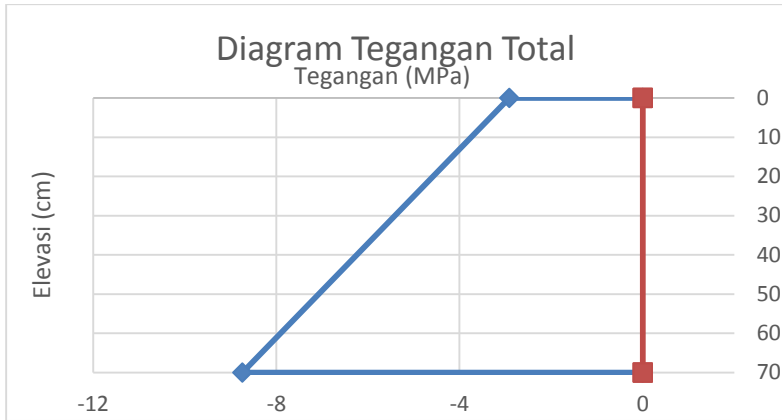
- Serat atas:

$$\sigma_t \leq -\frac{F_e}{A} + \frac{F_e \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t} \\ -18000 \leq -\frac{F_e}{0.5952} + \frac{F_e \times 0.36581}{0.10915} - \frac{898.21}{0.10915} \\ -18000 \leq -2910,49 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

- Serat bawah: (asumsi kelas T)

$$\sigma_b \geq -\frac{F_e}{A} - \frac{F_e \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b} \\ 5059.644 \geq -\frac{F_e}{0.5952} - \frac{F_e \times 0.36581}{0.07831} + \frac{898.21}{0.07831} \\ 5059.644 \geq -8742,39 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (Gambar 4. 26):



Gambar 4. 26 Diagram Tegangan Total Tengah Bentang Saat Layan Setelah Kehilangan Prategang

Kontrol saat beban layan (Tumpuan)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D + 1L

- Serat atas:

$$\sigma_t \geq -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe x e}{Wt} - \frac{Mtumpuan}{Wt}$$

$$5059.644 \geq -\frac{Fe}{0.5952} + \frac{Fe x (-0.2)}{0.10915} - \frac{(-446.95)}{0.10915}$$

$$5059.644 \geq -7083,07 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

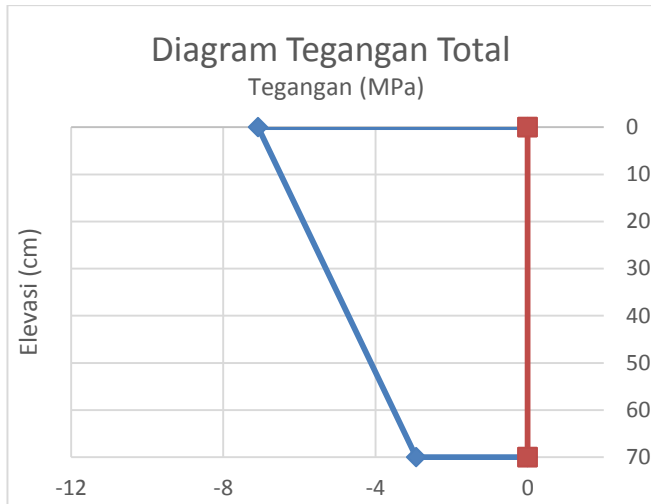
- Serat bawah: (asumsi kelas T)

$$\sigma_b \leq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe x e}{Wb} + \frac{Mtumpuan}{Wb}$$

$$-18000 \leq -\frac{Fe}{0.5952} - \frac{Fe x (-0.2)}{0.07831} + \frac{(-446.95)}{0.07831}$$

$$-18000 \leq -2926,55 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (Gambar 4. 27).



Gambar 4. 27 Diagram Tegangan Total Tumpuan Saat Layan Setelah Kehilangan Prategang

- b. Kontrol Terhadap SNI 2847:2013 Pasal 21.5.2.5 Prategang rata-rata, f_{pc} , yang dihitung untuk luas yang sama dengan dimensi penampang komponen struktur terkecil yang dikalikan dengan dimensi penampang tegak lurus tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari **3,5 MPa dan $f'c/10$** .

Dimana:

$$\frac{F_c}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ Mpa dan } 3,5 \text{ Mpa, maka diambil nilai } 3,5 \text{ Mpa}$$

$$F_{pc} = \frac{F_e}{A} = -\frac{1949,662}{0,5952} = -3,49 \text{ Mpa} < -3,5 \text{ Mpa (OK)}$$

- c. Kontrol gaya prategang akibat gempa
Ketika terjadi gempa dan beban hidup maksimum output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L+ Ex
- | | |
|----------------|-----------------|
| Momen tumpuan | = -1002,036 kNm |
| Momen lapangan | = 976,6687 kNm |
| Momen tumpuan | |

- Serat atas:

$$\sigma_t \geq -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe x e}{Wt} - \frac{Mtumpuan}{Wt}$$

$$5059.644 \geq -\frac{Fe}{0.5952} + \frac{Fe x (-0.2)}{0.10915} - \frac{(-1002,036)}{0.10915}$$

$$5059.644 \geq -1997,59 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

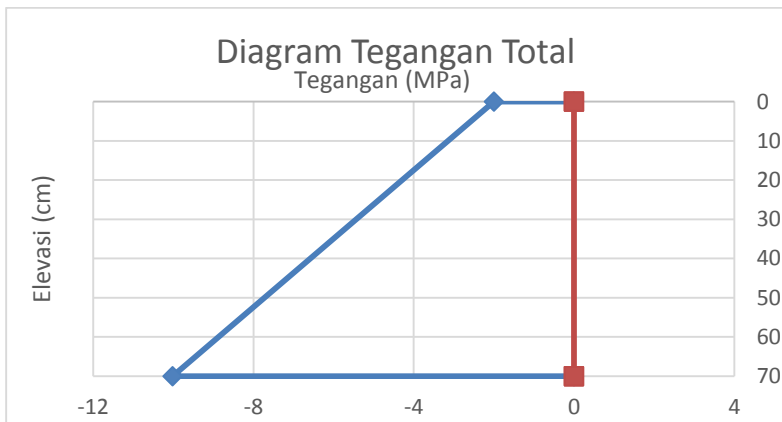
- Serat bawah: (asumsi kelas T)

$$\sigma_b \leq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe x e}{Wb} + \frac{Mtumpuan}{Wb}$$

$$-18000 \leq -\frac{Fe}{0.5952} - \frac{Fe x (-0.2)}{0.07831} + \frac{(-1002,036)}{0.07831}$$

$$-18000 \leq -10014,80 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (Gambar 4. 28).



Gambar 4. 28 Diagram Tegangan Total Tumpuan Akibat Gempa dengan Beban Hidup Maksimum

Momen Lapangan

- Serat atas:

$$\sigma_t \leq -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe x e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$$

$$-18000 \leq -\frac{Fe}{0.5952} + \frac{Fe x 0.36581}{0.10915} - \frac{(976,668)}{0.10915}$$

$$-18000 \leq -3629,278 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

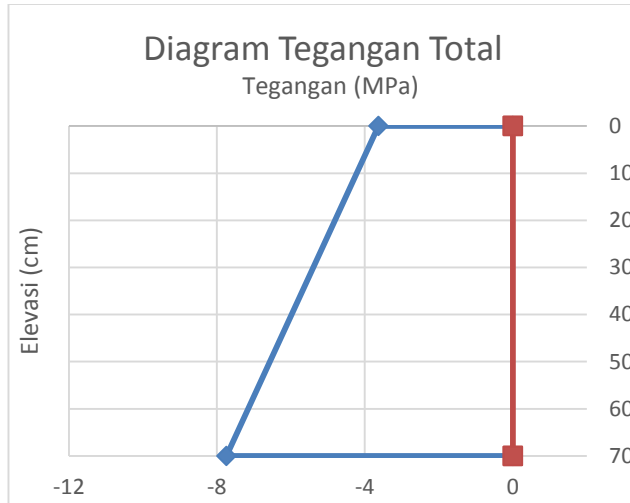
- Serat bawah: (asumsi kelas T)

$$\sigma_b \geq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb}$$

$$5059.644 \geq -\frac{Fe}{0.5952} - \frac{Fe \times 0.36581}{0.07831} + \frac{(976,668)}{0.07831}$$

$$5059.644 \geq -7740,527 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK)}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan (Gambar 4. 29).



Gambar 4. 29 Diagram Tegangan Total Lapangan Akibat Gempa dengan Beban Hidup Maksimum

4.5.6.7. Kontrol Lentutan

Kemampuan layan struktur beton pratekan ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton pratekan memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lentutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 tabel 9.5.b.

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{14000}{480} = 29,167 \text{ mm}$$

a. Lendutan saat jacking

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre).

$$\begin{aligned} p' &= 8 \times F_o \times f / L^2 \\ &= 8 \times 4000000 \times 544,34 / (14000)^2 \\ &= 92,376 \text{ N/mm} \\ \Delta p' &= 5/384 \times (p' \times l^4 / (E_c \times I)) \\ &= 5/384 \times (93,376 \times (14000)^4 / (29725,41 \\ &\quad \times 0,036 \times 10^{12})) \\ &= 42,614 \text{ mm (keatas)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M (-) &= F_o \times e_o \\ &= 4000000 \times (-200) \\ &= -8 \times 10^8 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta M (-) &= M \times L^2 / (8 \times E_c \times I) \\ &= -8 \times 10^8 \times 14000^2 / (8 \times 29725,41 \times \\ &\quad 0,036 \times 10^{12}) \\ &= -18,076 \text{ mm (kebawah)} \end{aligned}$$

Total lendutan akibat tendon sebesar:

$$42,614 \text{ mm} + (-18,076) \text{ mm} = 24,538 \text{ mm (keatas)}$$

2. Lendutan akibat beban sendiri

$$\begin{aligned} \Delta g &= 5/384 \times (g \times L^4 / (E_c \times I)) \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{(2400 \times 0,6 \times 0,8 \times 0,01) \times 14000^4}{29725,41 \times 0,036 \times 10^{12}} \\ &= -4,65 \text{ mm (kebawah)} \end{aligned}$$

$$\Delta \text{ total} = 24,538 - 4,65 = 19,888 \text{ mm} < 29,16 \text{ mm (OK)}$$

b. Lendutan setelah F_o menjadi F_e

1. Lendutan akibat tekanan tendon

$$\begin{aligned} \Delta &= \frac{F_e}{F_o} \times \Delta p' + \frac{F_e}{F_o} \times \Delta g \\ &= \frac{3182,37}{4000} \times 42,614 + \frac{3182,37}{4000} \times (-4,65) \\ &= 19,522 \text{ mm (keatas)} \end{aligned}$$

2. Lendutan akibat beban sendiri
- $$\begin{aligned}\Delta &= -17,024 - 4,65 \\ &= -21,674 \text{ mm (kebawah)} \\ \Delta \text{ total} &= 19,522 + (-21,674) \\ &= -2,151 \text{ mm (kebawah)} \\ \Delta \text{ total (pengaruh rangkai)} &= -2,151 \text{ mm} \times 1,8 \\ &= -3,87 \text{ mm} < 29,5 \text{ mm} \\ &\text{(OK)}\end{aligned}$$

4.5.6.8. Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

Menurut SNI 2847:2013, pasal. 21.5.2.5, baja prategang tidak boleh menyumbang lebih dari seperempat kekuatan lentur positif atau negatif di penampang kritis pada daerah sendi plastis dan harus diangkur pada atau melewati muka eksterior joint.

- a. Momen Nominal Tendon Prategang pada Tumpuan

$$\begin{aligned}A_{ps} &= 3447,709 \text{ mm}^2 \\ d &= 700 \text{ mm} \\ \beta_1 &= 0,85 - \left(\frac{f_c - 28}{7} \times 0,05 \right) \\ &= 0,764 \\ \gamma_p &= 0,55 \\ f_{pu} &= 1860 \text{ Mpa} \\ f_{ps} &= f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right) \right)\end{aligned}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka:

$\left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right)$ dapat diambil tidak kurang dari 0,17.

$$\text{Diambil } \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right) = 0,17$$

$$f_{ps} = 1860 \left(1 - \frac{0,55}{0,764} \times 0,17 \right)$$

$$= 1632,454206 \text{ Mpa}$$

$$F_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$= 3447,709 \times 1632,454206$$

$$\begin{aligned}
 &= 5628227,78 \text{ N} \\
 a &= \frac{Aps.fps}{0,85.fc.b} = \frac{3447,709 \cdot 1632,454}{0,85 \cdot 40 \cdot 600} \\
 &= 275,893 \text{ mm} \\
 Mn &= T \cdot (d - a/2) \\
 &= 5628227,78 \cdot (700 - 275,893/2) \\
 &= 3163,363 \text{ kN.m} \\
 \emptyset Mn &= 0,9 \times 3163,363 \\
 &= 2847,028 \text{ kN.m} \\
 25\% \cdot \emptyset Mn &= 0,25 \times 2847,028 \\
 &= 711,756 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Mu akibat gempa maks = 1002,036 kN.m

Sehingga momen yang harus ditanggung tulangan lunak $Mu - 25\% \cdot \emptyset Mn = 1002,036 - 711,756 = 290,279$ kN.m. Jadi momen yang digunakan untuk perhitungan tulangan lunak adalah 290,279 kN.m

b. Data-data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

- Mu : 290,279 kN.m
- Mutu beton : 40 Mpa
- Mutu baja : 420 Mpa
- Dimensi balok : 60/80 cm
- Panjang balok : 14 m
- Diameter tulangan longitudinal (D): 22 mm
- Diameter tulangan sengkang (D) : 13 mm
- Selimut beton : 40 mm
- $d = 800 - 40 - 13 - 22/2 = 736$ mm

c. Penulangan Lentur

Rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan sebagai berikut:

$$\rho_{\min} = 1,4 / f_y = 1,4 / 420 = 0,00333$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{F_c}}{4 \times f_y} = \frac{\sqrt{40}}{4 \times 420} = 0,0038 \text{ (menentukan)}$$

Karena mutu beton berada di atas 28 MPa, maka nilai β_1 , kita gunakan perumusan sesuai dengan (SNI 2847:2013 pasal 12.2.7.3)

$$\beta_1 = 0,85 - \left(\frac{f_c - 28}{7} \times 0,05 \right)$$

$$\beta_1 = 0,7643$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,0364 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0364 = 0,0273$$

$$\rho_{\max} = 0,025 \text{ (menentukan)}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,353$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{290279776}{0,9 \times 600 \times 736^2} = 0,992 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 0,992}{420}} \right) \\ &= 0,00239 \end{aligned}$$

Maka dipakai $\rho_{\min} = 0,003765$ ($\rho_{\min} > \rho_{\text{pakai}}$)

- Menentukan jumlah tulangan tumpuan atas:

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,003765 \times 600 \times 736 = 1662,454 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{As D22} = 380,1327 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{\text{As perlu}}{\text{As D22}} = 4,6979 \approx \mathbf{5 \text{ buah}}$$

- Menentukan jumlah tulangan tumpuan bawah:

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{2} \times 0,003765 \times 600 \times 736 \\ &= 831,227 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{As D25} = 2,85 \approx \mathbf{3 \text{ buah}}$$

4.5.6.9. Penulangan Geser

Perhitungan penulangan geser berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.3.2. Gaya geser rencana didapat dengan menggunakan program bantu ETABS, yaitu sebagai berikut:

$$V_u = 31103,79 \text{ kg}$$

$$M_u = 70124,92 \text{ kg.m}$$

$$V_c = (0,05\lambda\sqrt{F_c} + 4,8 \frac{V_u \cdot d_p}{M_u}) \text{ bw} \cdot d$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$h = 800 \text{ mm}$$

$$d_p = h/2 + e = 800/2 + 200 = 600 \text{ mm}$$

$$\square \square = 1$$

$$d = 736 \text{ mm}$$

$$V_c = (0,05 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} + 4,8 \frac{31103,9 \times 0,6}{701249,2}) 600 \times 736$$

$$= 564108,29 \text{ N}$$

$$V_c \text{ min} = 0,17 \cdot \lambda\sqrt{F_c} \cdot \text{bw} \cdot d$$

$$= 0,17 \times 1 \times \sqrt{40} \times 600 \times 736$$

$$= 474797,017 \text{ N}$$

$$V_c \text{ max} = 0,42 \cdot \lambda\sqrt{F_c} \cdot \text{bw} \cdot d$$

$$= 0,42 \times 1 \times \sqrt{40} \times 600 \times 736$$

$$= 1173027,92 \text{ N}$$

$$V_c \text{ pakai} = V_c \text{ max} (V_c \text{ min} < V_c < V_c \text{ max})$$

$$= 1173027,92 \text{ N}$$

Karena:

$$0,5\emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c$$

$$0,5 \cdot 0,75 \cdot 372367,68 \leq 311037 \leq 0,75 \cdot 372367,68$$

$$167565,46 \text{ N} \leq 311037 \text{ N} \leq 335130,91 \text{ N}$$

(Butuh tulangan geser minimum)

$$A_{v_{\text{min}}} = 0,062 \sqrt{f_c} \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}} \text{ (SNI 2847:2013 pasal 11.4.6.3)}$$

$$S \text{ rencana} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{v_{\text{min}}} = 0,062 \sqrt{f_c} \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$$= 112,034 \text{ mm}^2$$

Dipakai 2D13 ($A_v = 132,786 \text{ mm}^2$)

Jadi tulangan geser pakai = 2D13-200

4.5.6.10. Penulangan Torsi

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1. yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor T_u memenuhi syarat sebagai berikut:

$$T_u < \phi \cdot 0,083\lambda\sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

A_{cp} = Luas penampang keseluruhan

P_{cp} = Keliling penampang keseluruhan

λ = 1 (beton) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1

ϕ = 0,75 (faktor reduksi beban torsi)

Kontrol kebutuhan torsi:

$$A_{cp} = b \times h = 600 \times 800 = 480000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(b+h) = 2 \times (600 + 800) = 2800 \text{ mm}$$

$$T_u = 4476.660 \text{ kg.m} = 44766000 \text{ N.mm}$$

$$T_u < 0,75 \times 0,083 \times 1 \times \sqrt{40} \left(\frac{480000^2}{2800} \right)$$

$$44766000 < 128804087 \text{ N.mm (OK)}$$

Persyaratan diatas terpenuhi, maka balok prategang **tidak memerlukan** tulangan torsi.

4.5.6.11. Kontrol Momen Nominal Setelah Adanya Tulangan

Kontrol momen nominal dilakukan untuk mengecek secara keseluruhan apakah tendon baja pratekan yang telah dipasang dengan tulangan lunak baja telah memenuhi kontrol momen. Kontrol penampang dilakukan agar mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah telah mampu menahan momen ultimate yang terjadi, baik dari beban hidup dan mati maupun setelah menerima gempa. Dalam perhitungan ini, konsep keseimbangan gaya tekan dan tarik

pada beton menjadi dasar perhitungan kontrol momen nominal:

$$C = T$$

1. Momen Nominal Oleh Tendon Pratekan

- Tumpuan

$$A_{ps} = 3447,709 \text{ mm}^2$$

$$d = 700 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \left(\frac{f_c - 28}{7} \times 0,05 \right)$$

$$= 0,764$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{a_p} (\omega - \omega') \right) \right)$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka:

$\left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{a_p} (\omega - \omega') \right)$ dapat diambil tidak kurang dari 0,17.

$$\text{Diambil } \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{a_p} (\omega - \omega') \right) = 0,17$$

$$F_{ps} = 1860 \left(1 - \frac{0,55}{0,764} \times 0,17 \right) = 1632,454206 \text{ Mpa}$$

$$F_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$= 3447,709 \times 1632,454206$$

$$= 5628227,78 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{3447,708 \cdot 1632,454}{0,85 \cdot 40 \cdot 600} = 275,893$$

mm

$$M_n = T \cdot (d - a/2)$$

$$= 56228,227 \cdot (700 - 275,893/2)$$

$$= 3163,363 \text{ kN.m}$$

$$\emptyset M_n = 0,9 \times 3163,363$$

$$= 2847,027 \text{ kN.m}$$

$$25\% \cdot \emptyset M_n = 0,25 \times 2847,027$$

$$= 711,756 \text{ kN.m}$$

- Lapangan

$$A_{ps} = 3447,709 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 d &= 700 \text{ mm} \\
 \beta_1 &= 0,85 - \left(\frac{f_c - 28}{7} \times 0,05 \right) \\
 &= 0,764 \\
 \gamma_p &= 0,55 \\
 f_{pu} &= 1860 \text{ Mpa} \\
 f_{ps} &= f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right) \right)
 \end{aligned}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka:

$\left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right)$ dapat diambil tidak kurang dari 0,17.

$$\text{Diambil } \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right) = 0,17$$

$$f_{ps} = 1860 \left(1 - \frac{0,55}{0,764} \times 0,17 \right) = 1632,454206 \text{ Mpa}$$

$$F_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$= 3447,709 \times 1632,454206$$

$$= 5628227,78 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{3447,709 \cdot 1632,454}{0,85 \cdot 40 \cdot 1560} = 106,113$$

mm

$$M_n = T \cdot (d - a/2)$$

$$= 5628227,78 \cdot (700 - 106,113/2)$$

$$= 3641,146 \text{ kN.m}$$

2. Momen Nominal Oleh Tulangan Lunak Pada Tumpuan

$$A_s = 1900,6636 \text{ mm}^2$$

$$F_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$F_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$d = 736 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{1900,66 \cdot 420}{0,85 \cdot 40 \cdot 600} = 39,131 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \times F_y \times (d - a/2)$$

$$= 1900,666 \times 420 \times (736 - 39,131/2)$$

$$= 37352779366 \text{ N.mm}$$

$$\phi M_n = 0,8 \times 37352779366$$

$$= 2988222348 \text{ N.mm} = 2988,22 \text{ kN.m}$$

3. Momen Nominal Total

- Tumpuan

$$\begin{aligned} M_n \text{ total} &= 25\% \cdot \emptyset M_{n\text{tendon}} + \emptyset M_{n\text{lunak}} \\ &= 369997,917 \text{ kg.m} > M_u = 100203,66 \\ &\text{kg.m (OK)} \end{aligned}$$

- Lapangan

$$\begin{aligned} M_n \text{ total} &= \emptyset M_{n\text{tendon}} \\ &= 327703,11 \text{ kg.m} > M_u = 100203,66 \\ &\text{kg.m (OK)} \end{aligned}$$

4.5.6.12. Kontrol Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari beton pratekan harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non pratekan dan pratekan harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar $0,62 \sqrt{f_c}$ sehingga didapatkan $\phi M_n > 1.2 M_{cr}$, dengan nilai $\phi = 0.8$.

a. Tumpuan

$$\begin{aligned} F &= 3182,37 \text{ KN} \\ W_t &= 109151876,4 \text{ mm}^3 \\ f_r &= 0,62 \times \sqrt{f_c} = 0,62 \sqrt{40} = 3,92 \text{ Mpa} \\ M_1 &= F(e + K_b) \\ &= 1573420 (200 + 183,387) \\ &= 1220078045 \text{ Nmm} \\ M_2 &= f_r \times W_t \\ &= 3,92 \times 109151876,4 \\ &= 428008990,2 \text{ N.mm} \\ M_{cr} &= M_1 + M_2 = 1648087036 \text{ Nmm} \\ \text{Syarat:} \\ \phi M_n &> 1.2 M_{cr} \\ 2988222348 \text{ N.mm} &> 1.2 \times 1648087036 \end{aligned}$$

$$2988222348 \text{ N.mm} > 1977704443 \text{ N.mm (OK)}$$

b. Lapangan

$$F = 3182,37 \text{ KN}$$

$$W_b = 78311180,1 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0,62 \times \sqrt{f_c} = 0,62 \sqrt{40} = 3,92 \text{ Mpa}$$

$$M_1 = F(e + Kt)$$

$$= 1573420 (365,81 + 131,571)$$

$$= 1582838573 \text{ N.mm}$$

$$M_2 = f_r \times W_b$$

$$= 3,92 \times 74095029,4$$

$$= 307075702 \text{ N.mm}$$

$$M_{cr} = M_1 + M_2 = 1889914275 \text{ N.mm}$$

Syarat:

$$\phi M_n > 1.2 M_{cr}$$

$$3641145682 \text{ N.mm} > 1.2 \times 1889914275 \text{ N.mm}$$

$$3641145682 \text{ N.mm} > 2267897131 \text{ N.mm (OK)}$$

4.5.6.13. Pengangkuran Ujung

Balok pratekan pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang ankur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya pratekan maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengangkuran global di isyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.4.2. Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencair, pengelupasan dan gaya tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai pasal 18.13.3.2

Dalam studi ini digunakan ankur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya pratekan dengan sistem pasca tarik. Penulangan pengekanan di seluruh pengangkuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat ankur.

Metode perhitungan perencanaan daerah pengankuran global sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 18.13.3.2.

$$P_u = 1,2 \times P$$

$$P = 4000 \text{ KN} = 4000000 \text{ N}$$

$$P_u = 1,2 \times 4000000 = 4800000 \text{ N}$$

$$T_{\text{pencar}} = 0,25 \times P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right)$$

$$d_{\text{pencar}} = 0,5 (h - 2e)$$

Dimana:

P_u = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau

a = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau

e = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang

h = Tinggi Penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh:

$$a = 315 \text{ mm (angkur strand 6-19, VSL tabel)}$$

$$e = 200 \text{ mm}$$

$$h = 800 \text{ mm}$$

Maka:

$$T_{\text{pencar}} = 0,25 \times 4800000 \left(1 - \frac{315}{800}\right) = 727500 \text{ N}$$

$$d_{\text{pencar}} = 0,5 (800 - 2 \times 200) = 200 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{\text{pencar}}}{f_y} = \frac{727500}{420} = 1732,142857 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2D16 ($A_v = 402,124 \text{ mm}^2$), maka kebutuhan tulangan ialah sebanyak

$$n = \frac{1732,143}{402,124} = 5 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara sebagai berikut

$$S = \frac{d_{\text{pencar}}}{n} = \frac{200}{5} = 40 \text{ mm}$$

4.5.6.14. Rekapitulasi Perhitungan Balok Prategang

Dalam menghitung balok prategang lantai atap didapatkan rekapitulasi data balok prategang yang dibutuhkan seperti pada Tabel 4. 41.

Tabel 4. 41 Rekapitulasi Perhitungan Balok Prategang

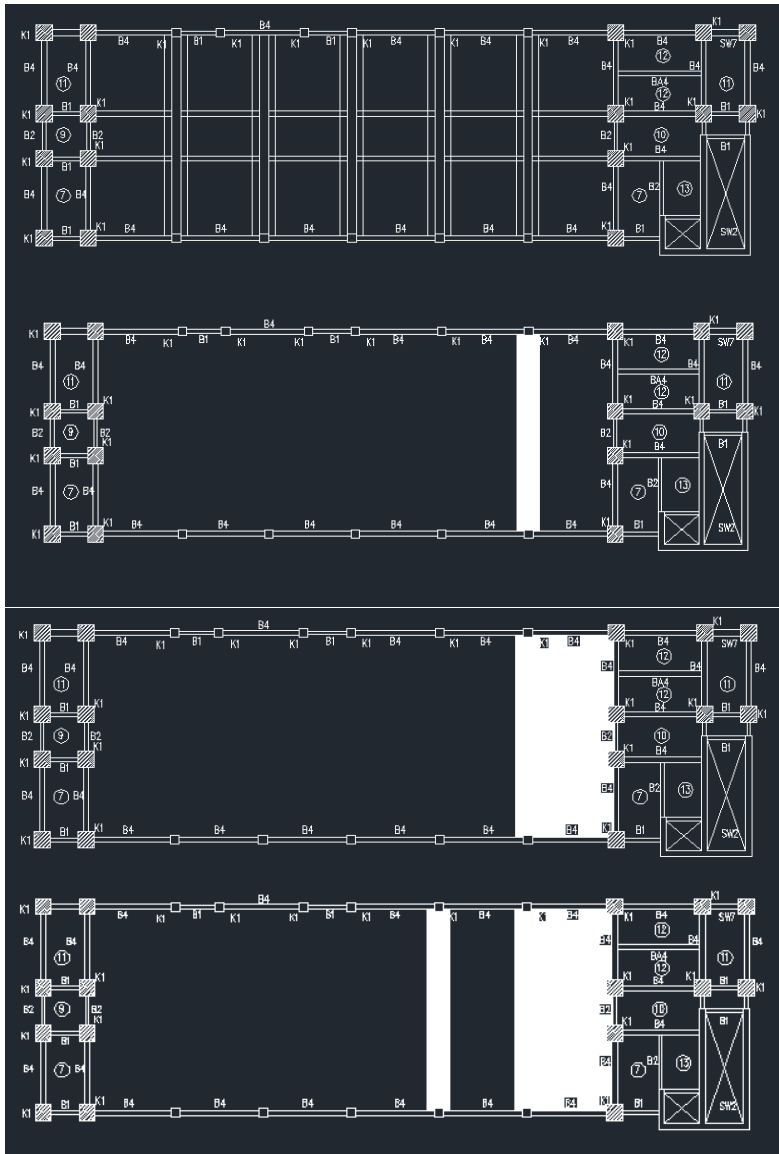
Panjang (m)	Dimensi (cm)	Tebal Pelat (cm)	Fo (KN)	Kehilangan Prategang (%)	Fe (KN)
14	60/80	12	4000	20,91471433	3163,41
Lendutan (mm)		Tulangan Lunak Tumpuan		Tulangan Geser	Tulangan Torsi
Saat Jacking	Saat Servis	Lentur	Susut		
19,88845001	- 2,2676998	5D22	3D22	2D13 - 200	-

4.5.7. Metode Pelaksanaan Pekerjaan Balok Prategang

Balok pratekan dengan sistem hubungan balok-kolom monolit dan menggunakan metode post-tension. Urutan pelaksanaannya adalah sebagai berikut:

- Beton prategang dikerjakan setelah struktur utama non prategang dibawahnya selesai. Karena kolom merupakan struktur vertikal yang merupakan struktur utama dari sebuah gedung, maka pekerjaan balok prategang dikerjakan setelah kolom berdiri.
- Bekisting beton pratekan dipasang, lalu dipasang pipa selongsong lentur yang dibuat dari plastic atau metal, yang akan menyelubungi tendon. Pipa tersebut diletakan di dalam bekisting dengan posisi diatur dan ditahan untuk membentuk pola sesuai bidang momennya.
- Kemudian karena pekerjaannya dilakukan dengan metode cor ditempat, maka beton langsung di cor, pengecoran ini dapat dilakukan sekaligus dengan pengecoran pelat lantai selebar b efektif. Pengecoran harus tetap menjaga pipa selongsong tendon tetap kokoh pada posisinya dan tidak kemasukan adukan, kemudian dilakukan perawatan pengerasan beton secukupnya sampai mencapai kekuatan tertentu.

- Setelah itu, tendon dimasukkan ke dalam pipa selongsong yang sudah disiapkan.
- Tendon tersebut kemudian ditarik (jacking) di satu ujung dan ujung satunya. Pada saat penarikan tendon ini, sudah terjadi kehilangan gaya-gaya prategangnya. Dengan demikian jacking harus sudah mempertimbangkan hal-hal yang menyangkut kehilangan tersebut.
- Kemudian diangkurkan, fungsi angkur untuk menahan tendon agar tidak terjadi slip (penggelinciran) dalam rangka upaya agar beban atau tegangan tarikan tetap bertahan pada tendon.
- Kemudian proses grouting, proses ini dilakukan dengan menyuntikkan pasta semen setelah tendon ditarik atau sebelum beban hidup bekerja.
- Setelah dilakukan proses pengecoran dan jacking pada suatu balok, ditunggu \pm 24 jam baru dilanjutkan pengecoran balok pratekan selanjutnya sekaligus dengan pelat lantai sebesar b efektif. Antara pelat yang sudah dicor dan plat yg baru akan dicor perlu diberikan *bonding agent* agar pelat tetap monolit setelah tercor sempurna.



Gambar 4. 30 Step by Step Pengecoran Balok Prategang

4.6. Perencanaan Pondasi

4.6.1. Umum

Perencanaan pondasi merupakan perencanaan struktur bawah bangunan. Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Pondasi pada gedung ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang jenis *prestressed concrete spun pile* produk dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dan perencanaan poer (pile cap).

4.6.2. Beban Struktur

Beban struktur menentukan bagaimana perencanaan pondasi yang akan dilakukan. Beban struktur disalurkan melalui kolom kemudian ke tiang pancang. Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin. Kombinasi beban-beban dibawah ini adalah kombinasi beban untuk menghitung tiang pancang dengan desain tegangan ijin.

- 1D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75L + 0,75 (0,7E)
- 0,6D + 0,7E

Dari kombinasi beban di atas dilakukan control dari masing-masing kombinasi untuk menentukan perhitungan jumlah tiang pancang, defleksi dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan.

Output dari joint reaction ini kemudian dipilih sesuai kombinasi maksimum yang paling menentukan dalam perhitungan P_{ijin} 1 tiang. Berikut ini adalah output dari joint reaction pada pondasi.

Tabel 4. 42 Kolom

Kombinasi	Hx	Hy	P	Mx	My
	ton	ton	ton	ton.m	ton.m
D+L	0,4816	-0,98803	437,2338	1,77386	-0,46325
D+0,7Ey	3,47021	9,85445	596,7022	50,85927	26,2853
D+0,7Ex	10,20506	3,18897	473,6183	31,47037	72,22931
D+0,75L+0,525 Ey	2,46967	7,09766	576,6343	61,16079	19,61856
D+0,75L+0,525 Ex	7,52081	2,09856	484,3213	24,11911	54,07656
D+0,75L	0,4753	0,96495	427,3342	1,73743	-0,47345
D	0,45641	0,8957	397,6354	1,62812	-0,50404
0,6D+0,7Ey	3,65278	10,21273	437,648	80,20802	26,48692
0,6D+0,7Ex	10,38763	3,54725	314,5641	30,81912	72,43092

Tabel 4. 43 Shearwall 5;6;7

Kombinasi	Hx	Hy	P	Mx	My
	ton	ton	ton	ton.m	ton.m
D+L	0,52696	1,39254	1327,504	-2,47324	1,56965
D+0,7Ey	147,6753	23,39655	2599,212	154,4662	92,66241
D+0,7Ex	193,1673	9,62546	3233,545	56,75795	231,4132
D+0,75L+0,525 Ey	110,4504	17,95611	2322,85	115,1363	69,92447
D+0,75L+0,525 Ex	144,5694	7,62779	2798,6	41,85514	173,9876
D+0,75L	0,43981	1,36226	1306,722	-2,42573	1,55203
D	0,17834	1,27141	1244,375	-2,28322	1,49914
0,6D+0,7Ey	147,7466	22,88798	2101,462	155,3794	92,06274
0,6D+0,7Ex	193,2386	9,1169	2735,795	57,67124	230,8136

Tabel 4. 44 *Shearwall 1;3*

Kombinasi	Hx	Hy	P	Mx	My
	ton	ton	ton	ton.m	ton.m
D+L	65,03144	78,58359	7942,425	21,08645	1,73219
D+0,7Ey	716,8038	1938,369	23303,34	221,1738	78,49392
D+0,7Ex	297,1752	444,1576	18524,95	99,22705	180,0852
D+0,75L+0,525 Ey	295,0101	383,3393	19731,77	171,7821	58,69777
D+0,75L+0,525 Ex	240,9294	355,0976	16147,98	80,322	134,8912
D+0,75L	64,13638	77,41682	7808,094	20,7714	1,66237
D	61,4512	73,9165	7405,101	19,82625	1,4529
0,6D+0,7Ey	344,7023	452,2466	20341,3	213,2433	78,95267
0,6D+0,7Ex	304,001	414,591	15562,91	91,29655	180,5439

Tabel 4. 45 Kelompok Kolom

Kombinasi	Hx	Hy	P	Mx	My
	ton	ton	ton	ton.m	ton.m
D+L	-0,32651	1,68355	5664,736	3,05415	-0,15028
D+0,7Ey	3,49987	10,8123	5814,285	80,04027	26,13828
D+0,7Ex	10,04302	4,89263	5437,048	31,64817	71,27653
D+0,75L+0,525 Ey	2,53369	8,54879	6038,1	59,99307	19,57803
D+0,75L+0,525 Ex	7,44106	4,19258	5755,172	24,65295	53,43171
D+0,75L	-0,32301	1,63244	5534,135	2,9775	-0,16538
D	-0,31252	1,47911	5142,331	2,74757	-0,21068
0,6D+0,7Ey	3,62772	10,36493	3757,353	78,94124	26,24953
0,6D+0,7Ex	10,17087	4,32566	3380,115	30,54914	71,38778

Tabel 4. 46 *Shearwall 2;4*

Kombinasi	Hx	Hy	P	Mx	My
	ton	ton	ton	ton.m	ton.m
D+L	82,18154	89,25224	17828,93	2,85397	6,39596
D+0,7Ey	314,1381	318,2986	33567,29	100,3074	116,906
D+0,7Ex	10,79726	3,67337	41514,17	28,57296	68,8521
D+0,75L+0,525 Ey	256,798	259,4652	30298,51	75,20467	89,35497
D+0,75L+0,525 Ex	395,9336	399,39	36258,67	30,04512	223,8748
D+0,75L	80,99962	87,83806	17496,03	2,76051	6,22449
D	77,45385	83,59554	16497,32	2,48013	5,71009
0,6D+0,7Ey	284,9173	302,1892	26968,37	100,2642	115,0397
0,6D+0,7Ex	470,4314	476,0036	34915,24	40,05145	294,6716

Tabel 4. 47 *Kelompok Kolom 2*

Kombinasi	Hx	Hy	P	Mx	My
	ton	ton	ton	ton.m	ton.m
D+L	0,9632	-1,97606	874,4675	3,54772	-0,9265
D+0,7Ey	6,94042	19,7089	895,0533	101,7185	52,5706
D+0,7Ex	20,41012	6,37794	947,2365	62,94074	144,4586
D+0,75L+0,525 Ey	4,93934	14,19532	864,9514	122,3216	39,23712
D+0,75L+0,525 Ex	15,04162	4,19712	968,6426	48,23822	108,1531
D+0,75L	0,9506	1,9299	854,6684	3,47486	-0,9469
D	0,91282	1,7914	795,2708	3,25624	-1,00808
0,6D+0,7Ey	7,30556	20,42546	875,296	160,416	52,97384
0,6D+0,7Ex	20,77526	7,0945	629,1282	61,63824	144,8618

Tabel 4. 48 Kelompok Kolom 3

Kombinasi	Hx	Hy	P	Mx	My
	ton	ton	ton	ton.m	ton.m
D+L	1,9264	-3,95212	1748,935	7,09544	-1,853
D+0,7Ey	13,88084	39,4178	2088,458	203,4371	105,1412
D+0,7Ex	40,82024	12,75588	1894,473	125,8815	288,9172
D+0,75L+0,525 Ey	9,87868	28,39064	2018,22	244,6432	78,47424
D+0,75L+0,525 Ex	30,08324	8,39424	1937,285	96,47644	216,3062
D+0,75L	1,9012	3,8598	1709,337	6,94972	-1,8938
D	1,82564	3,5828	1590,542	6,51248	-2,01616
0,6D+0,7Ey	14,61112	40,85092	1750,592	320,8321	105,9477
0,6D+0,7Ex	41,55052	14,189	1258,256	123,2765	289,7237

4.6.3. Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *Prestressed Concrete Spun Piles* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

1. Tiang pancang beton pracetak (*precast concrete pile*) dengan bentuk penampang bulat.
2. Mutu beton tiang pancang $F_c' = 52$ Mpa (*concrete cube compressive strength is 600 kg/cm² at 28 days*).

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan,

- Diameter tiang : 800 mm
- Tebal tiang : 120 mm
- Klasifikasi : C
- *Concrete cross section* : 2563 cm²
- Berat : 641 kg/m
- Panjang : 6 – 24 m
- *Bending moment crack* : 65 t.m

- *Bending momen ultimate* : 130 t.m
- *Allowable axial load* : 368,17 ton

4.6.4. Data Tanah

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Data tanah didapatkan melalui penyelidikan tanah pada lokasi dimana struktur tersebut akan dibangun. Dalam hal ini data tanah yang digunakan untuk perencanaan pondasi gedung Wisma Atlet Jakarta adalah data tanah Proyek Rusun Penjaringan Sari hasil Uji Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya.

4.6.5. Daya Dukung

4.6.5.1. Daya Dukung 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
Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal
 $N_2 = 4N_1 / (1 + 0.4 P_o)$ untuk $P_o < 7.5$ ton
 $N_2 = 4N_1 / (3.25 + 0.1 P_o)$ untuk $P_o > 7.5$ ton

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dengan kedalaman 40 m.

- $Q_u = Q_p + \sum R_{si}$
- $Q_p = 40N_p \cdot A_p$

Dimana :

N_p = Harga rata-rata SPT di sekitar 8D di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi (terlampir)

A_p = Luas penampang dasar tiang
 $= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 0,8^2 = 0,5027 \text{ m}^2$

q_p = tegangan di ujung tiang

Mencari $\sum R_{si}$

$$\sum R_{si} = \sum f_{si} \times A_s$$

Dimana:

f_{si} = tekanan tanah berdasarkan nilai NSPT (N_2)

$$(N/5 \text{ untuk pasir, } N/2 \text{ untuk lempung atau lanau})$$

$$A_p = \text{Luas selimut tiang per segmen}$$

$$= 3,14,0,8,0,5 = 1,256 \text{ m}^2$$

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{\text{ijin 1 tiang}} = \frac{Q_u}{SF}$$

Dimana : SF = safety factor = 3

Tabel 4. 49 Daya Dukung Tanah

Kedalaman (m)	N lap	N1	N2	2N1	N	Npakai	Cn ujung	Qujung	Cli	As (Luas Selimut)	Cli * Asi	Qu (ton)	Qijin
0	0	0	0	0	0	0.5	20	10.0531	0	1.256637	0	10.0531	3.351032
0.5	0	0	0	0	0	0.666667	26.66667	13.40413	0	1.256637	0	13.40413	4.468043
1	0	0	0	0	0	0.8	32	16.08495	0	1.256637	0	16.08495	5.361651
1.5	0	0	0	0	0	0.909091	36.36364	18.27836	0	1.256637	0	18.27836	6.092786
2	0	0	0	0	0	1	40	20.10619	0	1.256637	0	20.10619	6.702064
2.5	0	0	0	0	0	1.076923	43.07692	21.65282	0	1.256637	0	21.65282	7.217608
3	1	1	2.31	2	2	1.142857	45.71429	22.97851	1	1.256637	1.256637	24.23514	8.078381
3.5	1	1	2.16	2	2	1.173333	46.93333	23.59127	1	1.256637	1.256637	26.10454	8.701514
4	1	1	2.03	2	2	1.175	47	23.62478	1	1.256637	1.256637	27.39469	9.131563
4.5	1	1	1.91	2	2	1.152941	46.11765	23.18126	1	1.256637	1.256637	28.20781	9.402602
5	1	1	1.81	2	2	1.111111	44.44444	22.34021	1	1.256637	1.256637	28.6234	9.541133
5.5	1	1	1.7	2	2	1.052632	42.10526	21.16441	1	1.256637	1.256637	28.70424	9.568079
6	1	1	1.61	2	2	1	40	20.10619	1	1.256637	1.256637	28.90265	9.634217
6.5	1	1	1.53	2	2	0.971429	38.85714	19.53173	1	1.256637	1.256637	29.58483	9.861609
7	0.8	0.8	1.17	1.6	1.6	1.009524	40.38095	20.29768	0.8	1.256637	1.00531	31.35609	10.45203
7.5	0.6	0.6	0.83	1.2	1.2	1.066667	42.66667	21.44661	0.6	1.256637	0.753982	33.25899	11.08633
8	0.4	0.4	0.53	0.8	0.8	1.142857	45.71429	22.97851	0.4	1.256637	0.502655	35.29355	11.76452
8.5	0.2	0.2	0.25	0.4	0.4	1.190189	47.60755	23.93016	0.2	1.256637	0.251327	36.49653	12.16551
9	0	0	0	0	0	1.23711	49.48439	24.87357	0	1.256637	0	37.43994	12.47998
9.5	0	0	0	0	0	1.283627	51.3451	25.80886	0	1.256637	0	38.37523	12.79174
10	0.2	0.2	0.23	0.4	0.4	1.234511	49.38043	24.82131	0.2	1.256637	0.251327	37.63901	12.54634
10.5	0.4	0.4	0.44	0.8	0.8	1.185004	47.40016	23.82592	0.4	1.256637	0.502655	37.14627	12.38209
11	0.6	0.6	0.63	1.2	1.2	1.135114	45.40457	22.82282	0.6	1.256637	0.753982	36.89716	12.29905
11.5	0.8	0.8	0.81	1.6	1.6	1.084847	43.3939	21.81215	0.8	1.256637	1.00531	36.8918	12.29727
12	1	1	0.99	2	1	1.034198	41.36792	20.79379	0.5	1.256637	0.624525	36.49795	12.16598
12.5	1	1	0.99	2	1	1.000857	40.0343	20.12343	0.5	1.256637	0.619109	36.44671	12.1489
13	1	1	0.98	2	1	0.984536	39.38144	19.79527	0.5	1.256637	0.613787	36.73233	12.24411
13.5	1	1	0.97	2	1	0.984951	39.39805	19.80362	0.5	1.256637	0.608556	37.34924	12.44975
14	1	1	0.96	2	1	1.020875	40.83501	20.52591	0.5	1.256637	0.603413	38.67495	12.89165
14.5	1	1	0.95	2	1	1.092039	43.68158	21.95676	0.5	1.256637	0.598356	40.70415	13.56805
15	1	1	0.94	2	0.9	1.181213	47.2485	23.74969	0.5	1.256637	0.593383	43.09046	14.36349

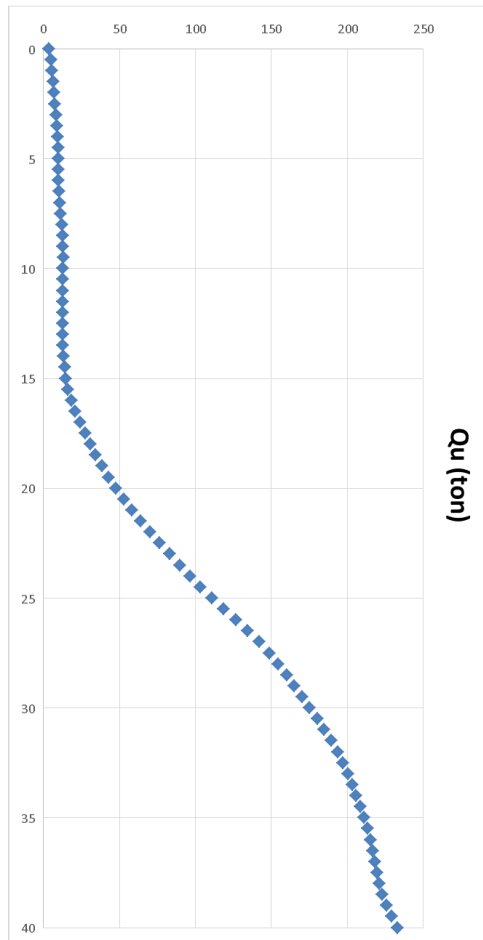
15.5	1	1	0.94	2	0.9	1.364159	54.56636	27.42805	0.5	1.256637	0.588334	47.35715	15.78572
16	1.4	1.4	1.3	2.8	1.3	1.639688	65.58753	32.96789	0.6	1.256637	0.816718	53.71371	17.90457
16.5	1.8	1.8	1.66	3.6	1.7	1.98759	79.5036	39.96287	0.8	1.256637	1.04128	61.74997	20.58332
17	2.2	2.2	2.01	4.4	2	2.387559	95.50238	48.00473	1	1.256637	1.262116	71.05395	23.68465
17.5	2.6	2.6	2.35	5.2	2.4	2.83845	113.538	57.07042	1.2	1.256637	1.479317	81.59896	27.19965
18	3	3	2.69	6	2.7	3.26638	130.6552	65.67447	1.3	1.256637	1.692973	91.89598	30.63199
18.5	3	3	2.67	6	2.7	3.687454	147.4982	74.14066	1.3	1.256637	1.679266	102.0414	34.01381
19	4.8	4.8	4.24	9.6	4.2	4.149385	165.9754	83.42834	2.1	1.256637	2.665249	113.9944	37.99812
19.5	6.6	6.6	5.79	13.2	5.8	4.623538	184.9415	92.96175	2.9	1.256637	3.635521	127.1633	42.38776
20	8.4	8.4	7.31	16.8	7.3	5.109722	204.3889	102.7371	3.7	1.256637	4.590455	141.5291	47.17635
20.5	10.2	10.2	8.8	20.4	8.8	5.607752	224.3101	112.7505	4.4	1.256637	5.528802	157.0713	52.35712
21	12	12	10.3	24	10	6.102017	244.0807	122.6883	5.1	1.256637	6.452013	173.4612	57.82038
21.5	12	12	10.2	24	10	6.63851	265.5404	133.4752	5.1	1.256637	6.400392	190.6484	63.54945
22	12.4	12.4	10.4	24.8	10	7.216661	288.6665	145.0996	5.2	1.256637	6.561244	208.834	69.61135
22.5	12.8	12.8	10.7	25.6	11	7.835871	313.4348	157.5495	5.3	1.256637	6.719563	228.0036	76.00118
23	13.2	13.2	10.9	26.4	11	8.477853	339.1141	170.4574	5.5	1.256637	6.875408	247.7868	82.59559
23.5	13.6	13.6	11.2	27.2	11	9.142316	365.6927	183.8172	5.6	1.256637	7.028836	268.1754	89.39181
24	14	14	11.4	28	11	9.784692	391.3877	196.7329	5.7	1.256637	7.179904	288.2711	96.09036
24.5	14	14	11.3	28	11	10.46395	418.5582	210.3903	5.7	1.256637	7.125091	309.0535	103.0178
25	15.2	15.2	12.2	30.4	12	11.17961	447.1845	224.7795	6.1	1.256637	7.677204	331.1199	110.3733
25.5	16.4	16.4	13.1	32.8	13	11.94816	477.9264	240.232	6.5	1.256637	8.221915	354.7944	118.2648
26	17.6	17.6	13.9	35.2	14	12.6931	507.7241	255.21	7	1.256637	8.758613	378.531	126.177
26.5	18.8	18.8	14.8	37.6	15	13.41492	536.597	269.7231	7.4	1.256637	9.287473	402.3315	134.1103
27	20	20	15.6	40	16	14.05715	562.2861	282.6358	7.8	1.256637	9.808665	425.0529	141.6845
27.5	20	20	15.5	40	15	14.55093	582.0373	292.5639	7.7	1.256637	9.73807	444.7191	148.2397
28	21.6	21.6	16.6	43.2	17	14.89852	595.9406	299.5524	8.3	1.256637	10.44196	462.1496	154.0499
28.5	23.2	23.2	17.7	46.4	18	15.17486	606.9945	305.1087	8.9	1.256637	11.13587	478.8417	159.6139
29	24.8	24.8	18.8	49.6	19	15.36493	614.5971	308.9302	9.4	1.256637	11.82	494.4832	164.8277
29.5	26.4	26.4	19.9	52.8	20	15.46994	618.7976	311.0416	9.9	1.256637	12.49455	509.0892	169.6964
30	28	28	20.9	56	21	15.55888	622.3551	312.8298	10	1.256637	13.15973	524.0371	174.679
30.5	28	28	20.8	56	21	15.65891	626.3563	314.841	10	1.256637	13.06445	539.1128	179.7043
31	26	26	19.2	52	19	15.7699	630.796	317.0727	9.6	1.256637	12.04407	553.3885	184.4628
31.5	24	24	17.6	48	18	15.90715	636.2861	319.8323	8.8	1.256637	11.03826	567.1864	189.0621
32	22	22	16	44	16	16.02451	640.9803	322.1918	8	1.256637	10.0467	579.5926	193.1975
32.5	20	20	14.4	40	14	16.12224	644.8895	324.1568	7.2	1.256637	9.069099	590.6267	196.8756
33	18	18	12.9	36	13	16.17463	646.9853	325.2103	6.4	1.256637	8.105157	599.7853	199.9284
33.5	18	18	12.8	36	13	16.18881	647.5524	325.4954	6.4	1.256637	8.048916	608.1193	202.7064
34	18.8	18.8	13.3	37.6	13	16.16533	646.6132	325.0233	6.6	1.256637	8.348715	615.9959	205.332
34.5	19.6	19.6	13.8	39.2	14	16.14902	645.9608	324.6953	6.9	1.256637	8.64441	624.3124	208.1041
35	20.4	20.4	14.2	40.8	14	16.08116	643.2463	323.3309	7.1	1.256637	8.936086	631.884	210.628
35.5	21.2	21.2	14.7	42.4	15	15.96248	638.4992	320.9447	7.3	1.256637	9.225659	638.7235	212.9078
36	22	22	15.1	44	15	15.78744	631.4974	317.4252	7.6	1.256637	9.511462	644.7155	214.9052
36.5	22	22	15	44	15	15.55681	622.2723	312.7882	7.5	1.256637	9.449933	649.5284	216.5095
37	22.2	22.2	15.1	44.4	15	15.28743	611.4972	307.372	7.5	1.256637	9.474551	653.5868	217.8623
37.5	22.4	22.4	15.1	44.8	15	14.99768	599.9071	301.5462	7.6	1.256637	9.498855	657.2598	219.0866
38	22.6	22.6	15.2	45.2	15	14.76595	590.6381	296.8871	7.6	1.256637	9.522851	662.1236	220.7079
38.5	22.8	22.8	15.2	45.6	15	14.60113	584.0451	293.5731	7.6	1.256637	9.546543	668.3561	222.7854
39	23	23	15.2	46	15	14.51434	580.5734	291.828	7.6	1.256637	9.569939	676.181	225.3937
39.5	23	23	15.1	46	15	14.5197	580.7878	291.9358	7.6	1.256637	9.510345	685.7991	228.5997
40	23	23	15	46	15	14.63541	585.4162	294.2623	7.5	1.256637	9.451489	697.5771	232.5257

Sehingga diambil kedalaman tiang pancang sebagai berikut :

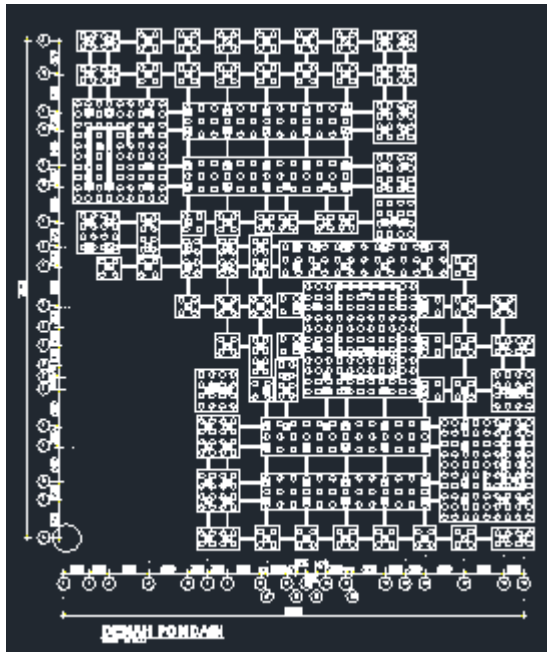
Beban ijin aksial 1 tiang = 368,17 ton

Pada kedalaman 30m daya dukung tanah = 174,68 ton

Maka panjang tiang yang digunakan = 30 m



Gambar 4. 31 Grafik Daya Dukung Ijin Pancang Terhadap Kedalaman



Gambar 4. 32 Denah Pondasi

4.6.5.2. Pengaturan Jarak Antar Tiang Pancang

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 meter.

- Jarak antar tiang :
 - $2 D \leq S \leq 2,5 D$
 - $2 \times 80 \leq S \leq 2,5 \times 80$
 - $160 \text{ cm} \leq S \leq 200 \text{ cm}$
 Digunakan jarak antar tiang = 160 dan 200 cm

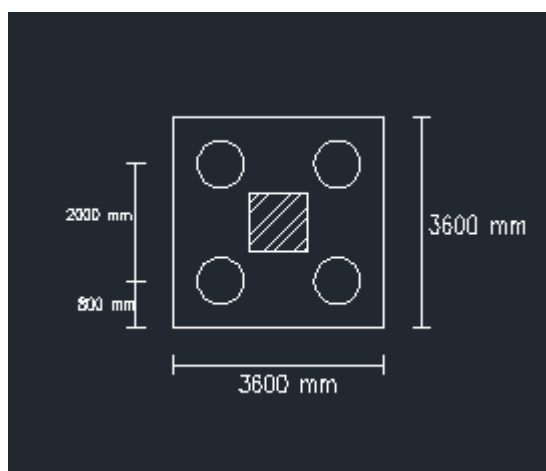
- Jarak tepi tiang pancang :
 $1 D \leq S1 \leq 1,5 D$
 $1 \times 80 \leq S1 \leq 1,5 \times 80$
 $80 \text{ cm} \leq S1 \leq 120 \text{ cm}$
 Digunakan jarak tiang ke tepi = 80 cm

4.6.5.3. Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang

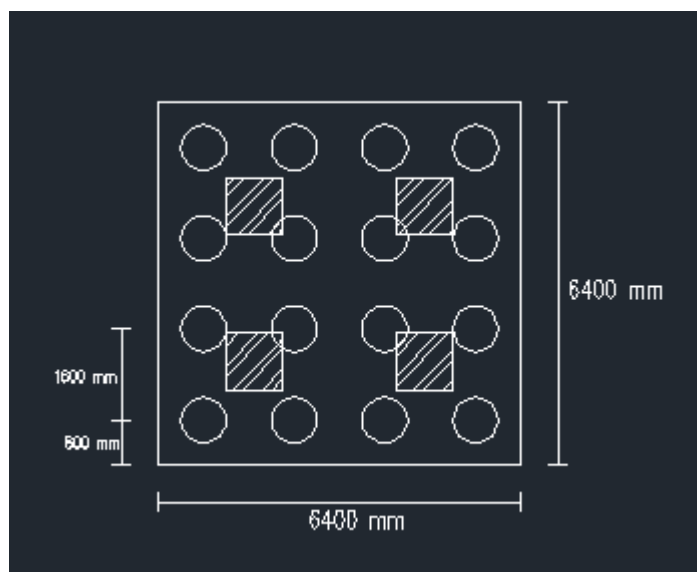
Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan:

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{ijin \ tanah} \text{ (1 tiang)}$$

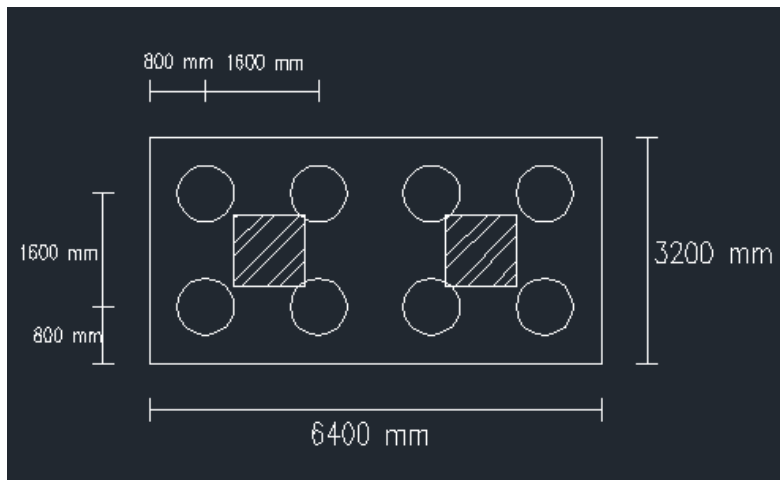
Kontrol ini dilakukan pada tiap jenis susunan tiang pancang. Sebelumnya terlebih dahulu ditentukan jumlah tiang pancang dalam group dengan cara coba-coba dan sesuai dengan besar pile cap. Untuk beberapa contoh perhitungan dilakukan perhitungan dengan menggunakan group tiang pancang Tipe 1 dengan kombinasi beban 1D + 1L.



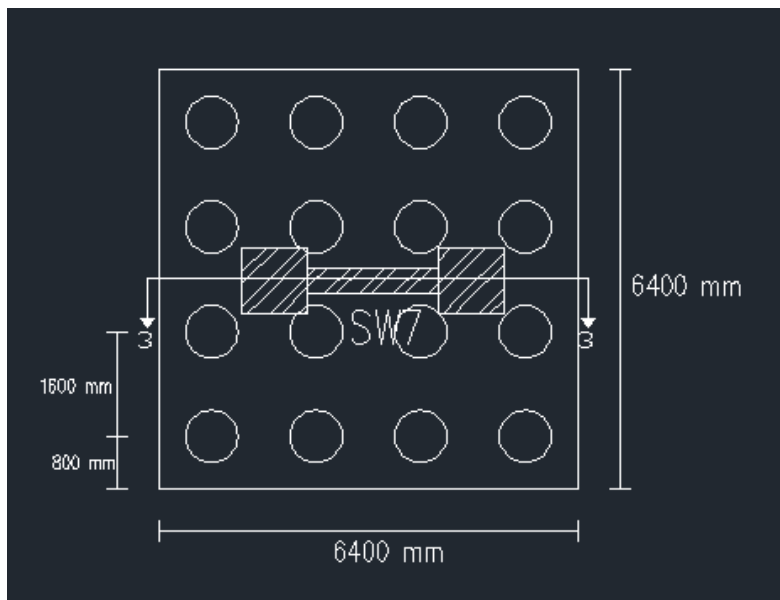
Gambar 4. 33 Grup Tiang Pancang 1



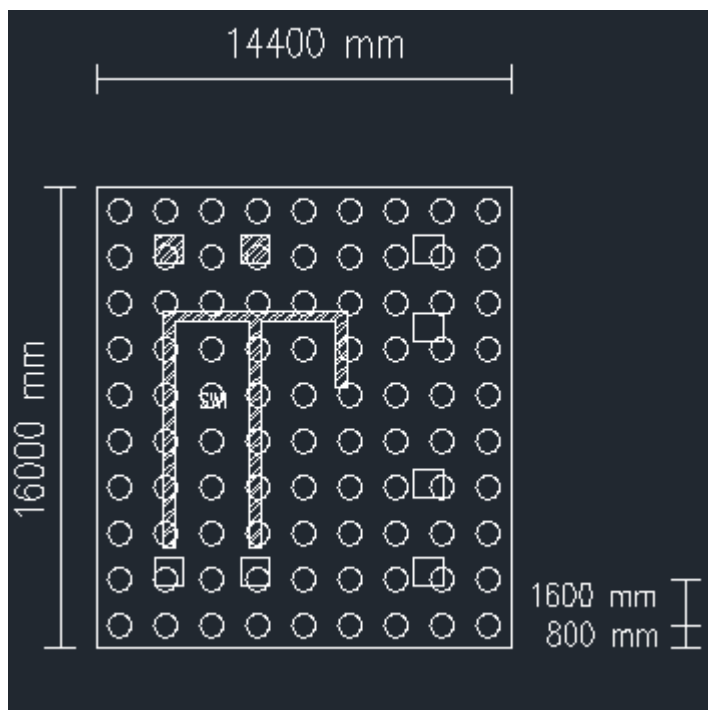
Gambar 4. 34 Grup Tiang Pancang 2



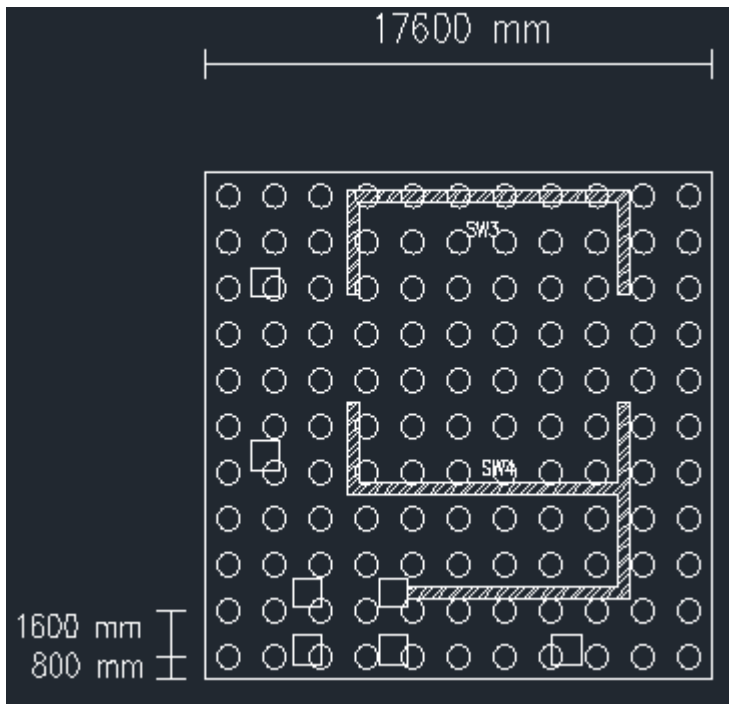
Gambar 4. 35 Grup Tiang Pancang 3



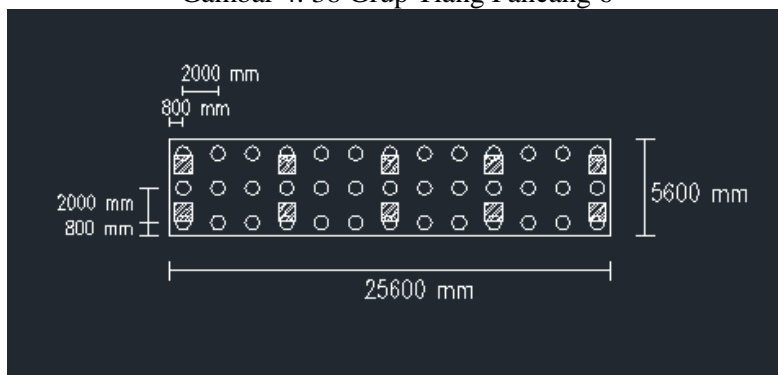
Gambar 4. 36 Grup Tiang Pancang 4



Gambar 4. 37 Grup Tiang Pancang 5



Gambar 4. 38 Grup Tiang Pancang 6



Gambar 4. 39 Grup Tiang Pancang 7

$$P = 437,2338 \text{ ton}$$

$$N = 4 \text{ tiang}$$

$$\begin{aligned} M_x &= M_x + (H_y \times t_{\text{poer}}) = 1,77 + (0,48 \times 1) \\ &= 2,2556 \text{ t.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= M_y + (H_x \times t_{\text{poer}}) = 0,462 + (0,98 \times 1) \\ &= 0,4577 \text{ t.m} \end{aligned}$$

$$X_{\text{max}} = 1 \text{ m}$$

$$Y_{\text{max}} = 1 \text{ m}$$

$$P_{\text{max}} = \frac{437,23}{4} + \frac{295,1677 \times 1,6}{4} + \frac{64,39 \times 2,4}{4} \leq 174,68 \text{ t}$$

$$109,5 \text{ t} \leq 175 \text{ t (1 tiang) (OK)}$$

Tabel 4. 50 Kolom

Tipe	Kombinasi	Kebutuhan tiang (buah)	P/n (ton)	Xmax	Ymax	My . Xmax	$\sum x^2$	Mx . Ymax	$\sum y^2$	P max (ton)	P ijin tanah (ton)	P max <Pijin
1	D+L	4	109,3084	1	1	0,018	4	0,7858	4	109,5	175	ok
1	D+0,7Ey	4	149,1755	1	1	29,76	4	60,714	4	171,8	175	ok
1	D+0,7Ex	4	118,4046	1	1	82,43	4	34,659	4	147,7	175	ok
1	D+0,75L+0,525 Ey	4	144,1586	1	1	22,09	4	68,258	4	166,7	175	ok
1	D+0,75L+0,525 Ex	4	121,0803	1	1	61,6	4	26,218	4	143	175	ok
1	D+0,75L	4	106,8335	1	1	0,002	4	2,7024	4	107,5	175	ok
1	D	4	99,40885	1	1	-0,05	4	2,5238	4	100	175	ok
1	0,6D+0,7Ey	4	109,412	1	1	30,14	4	90,421	4	139,6	175	ok
1	0,6D+0,7Ex	4	78,64102	1	1	82,82	4	34,366	4	107,9	175	ok

Tabel 4. 51 *Shearwall 5;6;7;*

Tipe	Kombinasi	Kebutuhan tiang (buah)	P/n (ton)	Xmax	Ymax	My . Xmax	$\sum x^2$	Mx . Ymax	$\sum y^2$	P max (ton)	P ijin tanah (ton)	P max <Pijin
2	D+L	16	83,8779	2,4	2,4	-20,7	23,04	-2,154	23,04	82,89	175	ok
2	D+0,7Ey	16	95,23909	2,4	2,4	119,9	23,04	106,83	23,04	105,1	175	ok
2	D+0,7Ex	16	111,31	2,4	2,4	277,8	23,04	41,594	23,04	125,2	175	ok
2	D+0,75L+0,525 Ey	16	95,16947	2,4	2,4	83,96	23,04	79,476	23,04	102,3	175	ok
2	D+0,75L+0,525 Ex	16	107,2226	2,4	2,4	202,4	23,04	30,546	23,04	117,3	175	ok
2	D+0,75L	16	82,49256	2,4	2,4	-20,3	23,04	-2,098	23,04	81,52	175	ok
2	D	16	78,33654	2,4	2,4	-19,1	23,04	-1,932	23,04	77,43	175	ok
2	0,6D+0,7Ey	16	63,90448	2,4	2,4	127,5	23,04	107,61	23,04	74,11	175	ok
2	0,6D+0,7Ex	16	79,97537	2,4	2,4	285,4	23,04	42,367	23,04	94,2	175	ok

Tabel 4. 52 Shearwall 1;3;

Tipe	Kombinasi	Kebutuhan tiang (buah)	P/n (ton)	Xmax	Ymax	My . Xmax	$\sum x^2$	Mx . Ymax	$\sum y^2$	P max (ton)	P ijin tanah (ton)	P max <Pijin
3	D+L	90	88,24916	6,4	7,2	-15,3	163,8	545,5	207,4	90,79	175	ok
3	D+0,7Ey	90	123,9953	6,4	7,2	1812	163,8	6059,2	207,4	164,3	175	ok
3	D+0,7Ex	90	112,9332	6,4	7,2	2778	163,8	4219,2	207,4	150,2	175	ok
3	D+0,75L+0,525 Ey	90	118,0439	6,4	7,2	1361	163,8	4695,6	207,4	149	175	ok
3	D+0,75L+0,525 Ex	90	109,7473	6,4	7,2	2085	163,8	3315,7	207,4	138,5	175	ok
3	D+0,75L	90	86,75659	6,4	7,2	-18,3	163,8	538,06	207,4	89,24	175	ok
3	D	90	82,27889	6,4	7,2	-27,2	163,8	515,76	207,4	84,6	175	ok
3	0,6D+0,7Ey	90	91,08377	6,4	7,2	1823	163,8	5852,9	207,4	130,4	175	ok
3	0,6D+0,7Ex	90	80,02165	6,4	7,2	2789	163,8	4012,9	207,4	116,4	175	ok

Tabel 4. 53 Kelompok Kolom 1

Tipe	Kombinasi	Kebutuhan tiang (buah)	P/n (ton)	Xmax	Ymax	My . Xmax	$\sum x^2$	Mx . Ymax	$\sum y^2$	P max (ton)	P ijin tanah (ton)	P max <Pijin
4	D+L	39	145,2496	12	2	-5,72	576	9,4754	16	145,8	175	ok
4	D+0,7Ey	39	149,0842	12	2	355,7	576	181,71	16	161,1	175	ok
4	D+0,7Ex	39	139,4115	12	2	975,8	576	73,082	16	145,7	175	ok
4	D+0,75L+0,525 Ey	39	154,8231	12	2	265,3	576	137,08	16	163,9	175	ok
4	D+0,75L+0,525 Ex	39	147,5685	12	2	730,5	576	57,691	16	152,4	175	ok
4	D+0,75L	39	141,9009	12	2	-5,86	576	9,2199	16	142,5	175	ok
4	D	39	131,8547	12	2	-6,28	576	8,4534	16	132,4	175	ok
4	0,6D+0,7Ey	39	96,34238	12	2	358,5	576	178,61	16	108,1	175	ok
4	0,6D+0,7Ex	39	86,66963	12	2	978,7	576	69,75	16	92,73	175	ok

Tabel 4. 54 Kelompok *Shearwall* 2 dan 4

Tipe	Kombinasi	Kebutuhan tiang (buah)	P/n (ton)	Xmax	Ymax	My . Xmax	$\sum x^2$	Mx . Ymax	$\sum y^2$	P max (ton)	P ijin tanah (ton)	P max <Pijin
5	D+L	121	94,49222	8	8	199,4	256	181,69	256	95,98	175	ok
5	D+0,7Ey	121	121,3552	8	8	4623	256	6412,1	256	164,5	175	ok
5	D+0,7Ex	121	118,9875	8	8	7177	256	6757,5	256	173,4	175	ok
5	D+0,75L+0,525 Ey	121	117,6654	8	8	3529	256	4058,8	256	147,3	175	ok
5	D+0,75L+0,525 Ex	121	128,2864	8	8	6150	256	5117,9	256	172,3	175	ok
5	D+0,75L	121	92,97922	8	8	193,7	256	179,53	256	94,44	175	ok
5	D	121	88,44023	8	8	176,5	256	173,05	256	89,81	175	ok
5	0,6D+0,7Ey	121	85,97908	8	8	4553	256	6342,8	256	128,5	175	ok
5	0,6D+0,7Ex	121	100,1403	8	8	9114	256	6688,3	256	161,9	175	ok

Tabel Kelompok Kolom 2

Tipe	Kombinasi	Kebutuhan tiang (buah)	P/n (ton)	Xmax	Ymax	My . Xmax	$\sum x^2$	Mx . Ymax	$\sum y^2$	P max (ton)	P ijin tanah (ton)	P max <Pijin
6	D+L	8	109,3084	2,4	0,8	0,088	23,04	1,2573	2,56	109,8	175	ok
6	D+0,7Ey	8	111,8817	2,4	0,8	142,8	23,04	97,142	2,56	156	175	ok
6	D+0,7Ex	8	118,4046	2,4	0,8	395,7	23,04	55,455	2,56	157,2	175	ok
6	D+0,75L+0,525 Ey	8	108,1189	2,4	0,8	106	23,04	109,21	2,56	155,4	175	ok
6	D+0,75L+0,525 Ex	8	121,0803	2,4	0,8	295,7	23,04	41,948	2,56	150,3	175	ok
6	D+0,75L	8	106,8335	2,4	0,8	0,009	23,04	4,3238	2,56	108,5	175	ok
6	D	8	99,40885	2,4	0,8	-0,23	23,04	4,0381	2,56	101	175	ok
6	0,6D+0,7Ey	8	109,412	2,4	0,8	144,7	23,04	144,67	2,56	172,2	175	ok
6	0,6D+0,7Ex	8	78,64102	2,4	0,8	397,5	23,04	54,986	2,56	117,4	175	ok

Tabel Kelompok Kolom 3

Tipe	Kombinasi	Kebutuhan tiang (buah)	P/n (ton)	Xmax	Ymax	My . Xmax	$\sum x^2$	Mx . Ymax	$\sum y^2$	P max (ton)	P ijin tanah (ton)	P max < Pijin
7	D+L	16	109,3084	2,4	2,4	0,176	23,04	7,544	23,04	109,6	175	ok
7	D+0,7Ey	16	130,5286	2,4	2,4	285,7	23,04	582,85	23,04	168,2	175	ok
7	D+0,7Ex	16	118,4046	2,4	2,4	791,4	23,04	332,73	23,04	167,2	175	ok
7	D+0,75L+0,525 Ey	16	126,1387	2,4	2,4	212	23,04	655,28	23,04	163,8	175	ok
7	D+0,75L+0,525 Ex	16	121,0803	2,4	2,4	591,3	23,04	251,69	23,04	157,7	175	ok
7	D+0,75L	16	106,8335	2,4	2,4	0,018	23,04	25,943	23,04	108	175	ok
7	D	16	99,40885	2,4	2,4	-0,46	23,04	24,229	23,04	100,4	175	ok
7	0,6D+0,7Ey	16	109,412	2,4	2,4	289,3	23,04	868,04	23,04	159,6	175	ok
7	0,6D+0,7Ex	16	78,64102	2,4	2,4	795,1	23,04	329,92	23,04	127,5	175	ok

4.6.5.4. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times S}{(75 \times S^2 - 7)} \times \left(\frac{m+n-2}{m+n-1} \right) \right) + \frac{0,3}{m+n}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group

n = jumlah kolom tiang pancang dalam group

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

Dimana Q_L (group) harus lebih besar dari P yang terjadi

Tabel 4. 55 Kolom

Tipe	Kombinasi	P ijin tanah (ton)	Jumlah tiang	m (kolom)	n (baris)	S (mm)	η	Ql (ton)	P ijin tiang (ton)	P	Ql (group) > P ijin
1	D+L	174,679	4	2	2	2000	1,074	750,45	438,04	437,23377	ok
1	D+0,7Ey	174,679	4	2	2	2000	1,074	750,45	687,17	596,70218	ok
1	D+0,7Ex	174,679	4	2	2	2000	1,074	750,45	590,71	473,61825	ok
1	D+0,75L+0,525 Ey	174,679	4	2	2	2000	1,074	750,45	666,98	576,63426	ok
1	D+0,75L+0,525 Ex	174,679	4	2	2	2000	1,074	750,45	572,14	484,32131	ok
1	D+0,75L	174,679	4	2	2	2000	1,074	750,45	430,04	427,33418	ok
1	D	174,679	4	2	2	2000	1,074	750,45	400,11	397,63541	ok
1	0,6D+0,7Ey	174,679	4	2	2	2000	1,074	750,45	558,21	437,64802	ok
1	0,6D+0,7Ex	174,679	4	2	2	2000	1,074	750,45	431,75	314,56409	ok

Tabel 4. 56 *Shearwall 5;6;7;*

Tipe	Kombinasi	P ijin tanah (ton)	Jumlah tiang	m (kolom)	n (baris)	S (mm)	η	Ql (ton)	P ijin tiang (ton)	P	Ql (group) > P ijin
2	D+L	174,679	16	4	4	1600	1,034	2890,9	1326,2	1342,04643	ok
2	D+0,7Ey	174,679	16	4	4	1600	1,034	2890,9	1681,3	1523,82548	ok
2	D+0,7Ex	174,679	16	4	4	1600	1,034	2890,9	2002,8	1780,95982	ok
2	D+0,75L+0,525 Ey	174,679	16	4	4	1600	1,034	2890,9	1636,2	1522,71158	ok
2	D+0,75L+0,525 Ex	174,679	16	4	4	1600	1,034	2890,9	1877,3	1715,56233	ok
2	D+0,75L	174,679	16	4	4	1600	1,034	2890,9	1304,4	1319,88101	ok
2	D	174,679	16	4	4	1600	1,034	2890,9	1238,8	1253,38471	ok
2	0,6D+0,7Ey	174,679	16	4	4	1600	1,034	2890,9	1185,8	1022,4716	ok
2	0,6D+0,7Ex	174,679	16	4	4	1600	1,034	2890,9	1507,2	1279,60592	ok

Tabel 4. 57 Shearwall 1;3;

Tipe	Kombinasi	P ijin tanah (ton)	Jumlah tiang	m (kolom)	n (baris)	S (mm)	η	Ql (ton)	P ijin tiang (ton)	P	Ql (group) > P ijin
3	D+L	174,679	90	9	10	1600	1,007	15838	8170,8	7942,42447	ok
3	D+0,7Ey	174,679	90	9	10	1600	1,007	15838	14785	11159,579	ok
3	D+0,7Ex	174,679	90	9	10	1600	1,007	15838	13521	10163,9889	ok
3	D+0,75L+0,525 Ey	174,679	90	9	10	1600	1,007	15838	13410	10623,9525	ok
3	D+0,75L+0,525 Ex	174,679	90	9	10	1600	1,007	15838	12462	9877,25999	ok
3	D+0,75L	174,679	90	9	10	1600	1,007	15838	8031,6	7808,09338	ok
3	D	174,679	90	9	10	1600	1,007	15838	7614	7405,1001	ok
3	0,6D+0,7Ey	174,679	90	9	10	1600	1,007	15838	11739	8197,53894	ok
3	0,6D+0,7Ex	174,679	90	9	10	1600	1,007	15838	10475	7201,94888	ok

Tabel 4. 58 Kelompok Kolom 1

Tipe	Kombinasi	P ijin tanah (ton)	Jumlah tiang	m (kolom)	n (baris)	S (mm)	η	Ql (ton)	P ijin tiang (ton)	P	Ql (group) > P ijin
4	D+L	174,679	39	13	3	2000	1,014	6911	5687,4	5664,73607	ok
4	D+0,7Ey	174,679	39	13	3	2000	1,014	6911	6281,3	5814,28529	ok
4	D+0,7Ex	174,679	39	13	3	2000	1,014	6911	5681,3	5437,04808	ok
4	D+0,75L+0,525 Ey	174,679	39	13	3	2000	1,014	6911	6390,2	6038,10028	ok
4	D+0,75L+0,525 Ex	174,679	39	13	3	2000	1,014	6911	5945,3	5755,17237	ok
4	D+0,75L	174,679	39	13	3	2000	1,014	6911	5556,2	5534,13495	ok
4	D	174,679	39	13	3	2000	1,014	6911	5162,5	5142,33149	ok
4	0,6D+0,7Ey	174,679	39	13	3	2000	1,014	6911	4217	3757,3527	ok
4	0,6D+0,7Ex	174,679	39	13	3	2000	1,014	6911	3616,4	3380,11548	ok

Tabel 4. 59 Kelompok *Shearwall* 2 dan 4

Tipe	Kombinasi	P ijin tanah (ton)	Jumlah tiang	m (kolom)	n (baris)	S (mm)	η	Ql (ton)	P ijin tiang (ton)	P	Ql (group) > P ijin
5	D+L	174,679	121	11	11	1600	1,004	21223	11614	11433,5589	ok
5	D+0,7Ey	174,679	121	11	11	1600	1,004	21223	19900	14683,9753	ok
5	D+0,7Ex	174,679	121	11	11	1600	1,004	21223	20983	14397,4846	ok
5	D+0,75L+0,525 Ey	174,679	121	11	11	1600	1,004	21223	17824	14237,5167	ok
5	D+0,75L+0,525 Ex	174,679	121	11	11	1600	1,004	21223	20848	15522,6486	ok
5	D+0,75L	174,679	121	11	11	1600	1,004	21223	11427	11250,4861	ok
5	D	174,679	121	11	11	1600	1,004	21223	10866	10701,2679	ok
5	0,6D+0,7Ey	174,679	121	11	11	1600	1,004	21223	15553	10403,4682	ok
5	0,6D+0,7Ex	174,679	121	11	11	1600	1,004	21223	19586	12116,9774	ok

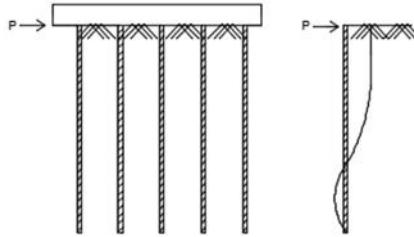
Tabel 4. 60 Kelompok Kolom 2

Tipe	Kombinasi	P ijin tanah (ton)	Jumlah tiang	m (kolom)	n (baris)	S (mm)	η	Ql (ton)	P ijin tiang (ton)	P	Ql (group) > P ijin
6	D+L	174,679	8	16	16	1600	0,995	1390,9	878,43	874,46754	ok
6	D+0,7Ey	174,679	8	16	16	1600	0,995	1390,9	1248,2	895,05327	ok
6	D+0,7Ex	174,679	8	16	16	1600	0,995	1390,9	1257,9	947,2365	ok
6	D+0,75L+0,525 Ey	174,679	8	16	16	1600	0,995	1390,9	1243,1	864,95139	ok
6	D+0,75L+0,525 Ex	174,679	8	16	16	1600	0,995	1390,9	1202,4	968,64262	ok
6	D+0,75L	174,679	8	16	16	1600	0,995	1390,9	868,18	854,66836	ok
6	D	174,679	8	16	16	1600	0,995	1390,9	807,81	795,27082	ok
6	0,6D+0,7Ey	174,679	8	16	16	1600	0,995	1390,9	1377,6	875,29604	ok
6	0,6D+0,7Ex	174,679	8	16	16	1600	0,995	1390,9	938,99	629,12818	ok

Tabel 4. 61 Kelompok Kolom 3

Tipe	Kombinasi	P ijin tanah (ton)	Jumlah tiang	m (kolom)	n (baris)	S (mm)	η	Ql (ton)	P ijin tiang (ton)	P	Ql (group) > P ijin
7	D+L	174,679	16	16	16	1600	0,995	2781,8	1754,3	1748,93508	ok
7	D+0,7Ey	174,679	16	16	16	1600	0,995	2781,8	2691,6	2088,45763	ok
7	D+0,7Ex	174,679	16	16	16	1600	0,995	2781,8	2675,1	1894,473	ok
7	D+0,75L+0,525 Ey	174,679	16	16	16	1600	0,995	2781,8	2620,5	2018,21991	ok
7	D+0,75L+0,525 Ex	174,679	16	16	16	1600	0,995	2781,8	2522,7	1937,28524	ok
7	D+0,75L	174,679	16	16	16	1600	0,995	2781,8	1727,4	1709,33672	ok
7	D	174,679	16	16	16	1600	0,995	2781,8	1607	1590,54164	ok
7	0,6D+0,7Ey	174,679	16	16	16	1600	0,995	2781,8	2554,3	1750,59208	ok
7	0,6D+0,7Ex	174,679	16	16	16	1600	0,995	2781,8	2039,5	1258,25636	ok

4.6.5.5. Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 4. 40 Gaya Lateral pada Tiang Pancang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

δ = defleksi yang terjadi

Fd = koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = *Relative stiffnes Factor*

Tipe 1

Jumlah tiang = 4

Hmax = 10,2051 t

Hmax 1 tiang = 1,50788 t

Cu = 0.15 kg/cm²

$$Qu = 2 \times Cu = 2 \times \frac{0,15}{0,977} = 0,307 \frac{t}{ft^3}$$

Dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing* maka didapatkan $f = 4 \text{ t/ft}^3 = 0,128 \text{ kg/cm}^3$

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$E = 4700 \sqrt{fc} = 338921,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (800 - 560)^4 = 16286,016 \text{ cm}^4$$

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{338921,82 \times 16286,016}{0.128}\right)^{\frac{1}{5}} = 133,9494 \text{ cm}$$

Fd (*deflection coefficient*)

L = 30 m = 3000 cm (kedalaman tiang pancang)

T = 116,61 cm

L/T = 22,3965

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan Fd = 0.993

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.93 \left(\frac{18,0946 \times 133,9^3}{338921,82 \times 16286,016}\right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,0073 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm (OK)}$$

Kontrol Momen :

M_{crack} = 32,5 tm (tabel spesifikasi tiang pancang / (SF=2))

L/T = 223,9

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan Fm = 0.25

$$M = Fm(PT) \leq M_{banding \text{ crack}}$$

$$M = 0,25 \times (18,0946/12 \times 116,6) \leq 14,5 \text{ tm}$$

$$M = 0,504 \text{ tm} \leq 14,5 \text{ tm (OK)}$$

Tabel 4. 62 Kolom

Tipe	Jumlah tiang	Kombinasi	H max (ton)	δ (cm)	$\delta < 2.5$ cm	Mmax (t.m)	Mcrack (t.m) / (SF=2)	Mmax < Mcrack
1	4	D+L	0,4816	0,000195	ok	0,040319	32,5	ok
1	4	D+0,7Ey	9,85445	0,00399	ok	0,824999	32,5	ok
1	4	D+0,7Ex	10,20506	0,004132	ok	0,854351	32,5	ok
1	4	D+0,75L+0,525 Ey	7,09766	0,002874	ok	0,594205	32,5	ok
1	4	D+0,75L+0,525 Ex	7,52081	0,003045	ok	0,62963	32,5	ok
1	4	D+0,75L	0,96495	0,000391	ok	0,080784	32,5	ok
1	4	D	0,8957	0,000363	ok	0,074987	32,5	ok
1	4	0,6D+0,7Ey	10,21273	0,004136	ok	0,854993	32,5	ok
1	4	0,6D+0,7Ex	10,38763	0,004206	ok	0,869636	32,5	ok

Tabel 4. 63 *Shearwall 5;6;7;*

Tipe	Jumlah tiang	Kombinasi	H max (ton)	δ (cm)	$\delta < 2.5$ cm	Mmax (t.m)	Mcrack (t.m) / (SF=2)	Mmax < Mcrack
2	16	D+L	2,05546	0,000832	ok	0,04302	32,5	ok
2	16	D+0,7Ey	24,54709	0,00994	ok	0,513761	32,5	ok
2	16	D+0,7Ex	52,37317	0,021208	ok	1,096149	32,5	ok
2	16	D+0,75L+0,525 Ey	16,47761	0,006672	ok	0,34487	32,5	ok
2	16	D+0,75L+0,525 Ex	37,34715	0,015123	ok	0,781661	32,5	ok
2	16	D+0,75L	1,99901	0,000809	ok	0,041838	32,5	ok
2	16	D	1,82968	0,000741	ok	0,038294	32,5	ok
2	16	0,6D+0,7Ey	26,92782	0,010904	ok	0,563588	32,5	ok
2	16	0,6D+0,7Ex	54,75389	0,022172	ok	1,145977	32,5	ok

Tabel 4. 64 Shearwall 1;3;

Tipe	Jumlah tiang	Kombinasi	H max (ton)	δ (cm)	$\delta < 2.5$ cm	Mmax (t.m)	Mcrack (t.m) / (SF=2)	Mmax < Mcrack
3	90	D+L	37,74408	0,015284	ok	0,140439	32,5	ok
3	90	D+0,7Ey	558,6854	0,226234	ok	2,078767	32,5	ok
3	90	D+0,7Ex	443,7631	0,179698	ok	1,651162	32,5	ok
3	90	D+0,75L+0,525 Ey	429,4035	0,173883	ok	1,597732	32,5	ok
3	90	D+0,75L+0,525 Ex	343,2118	0,13898	ok	1,277028	32,5	ok
3	90	D+0,75L	37,26739	0,015091	ok	0,138665	32,5	ok
3	90	D	35,83731	0,014512	ok	0,133344	32,5	ok
3	90	0,6D+0,7Ey	544,3505	0,22043	ok	2,025429	32,5	ok
3	90	0,6D+0,7Ex	429,4282	0,173893	ok	1,597824	32,5	ok

Tabel 4. 65 Kelompok Kolom

Tipe	Jumlah tiang	Kombinasi	H max (ton)	δ (cm)	$\delta < 2.5$ cm	Mmax (t.m)	Mcrack (t.m) / (SF=2)	Mmax < Mcrack
4	39	D+L	1,68355	0,000682	ok	0,014456	32,5	ok
4	39	D+0,7Ey	10,8123	0,004378	ok	0,09284	32,5	ok
4	39	D+0,7Ex	10,04302	0,004067	ok	0,086234	32,5	ok
4	39	D+0,75L+0,525 Ey	8,54879	0,003462	ok	0,073404	32,5	ok
4	39	D+0,75L+0,525 Ex	7,44106	0,003013	ok	0,063893	32,5	ok
4	39	D+0,75L	1,63244	0,000661	ok	0,014017	32,5	ok
4	39	D	1,47911	0,000599	ok	0,0127	32,5	ok
4	39	0,6D+0,7Ey	10,36493	0,004197	ok	0,088998	32,5	ok
4	39	0,6D+0,7Ex	10,17087	0,004119	ok	0,087332	32,5	ok

Tabel 4. 66 Kelompok *Shearwall* 4 dan 5

Tipe	Jumlah tiang	Kombinasi	H max (ton)	δ (cm)	$\delta < 2.5$ cm	Mmax (t.m)	Mcrack (t.m) / (SF=2)	Mmax < Mcrack
5	121	D+L	18,38861	0,007446	ok	0,050891	32,5	ok
5	121	D+0,7Ey	522,621	0,21163	ok	1,44638	32,5	ok
5	121	D+0,7Ex	726,5311	0,294202	ok	2,010711	32,5	ok
5	121	D+0,75L+0,525 Ey	396,8304	0,160693	ok	1,098248	32,5	ok
5	121	D+0,75L+0,525 Ex	549,763	0,222621	ok	1,521497	32,5	ok
5	121	D+0,75L	18,25484	0,007392	ok	0,050521	32,5	ok
5	121	D	17,85351	0,00723	ok	0,04941	32,5	ok
5	121	0,6D+0,7Ey	515,4795	0,208739	ok	1,426616	32,5	ok
5	121	0,6D+0,7Ex	719,3897	0,29131	ok	1,990947	32,5	ok

Tabel 4. 67 Kelompok Kolom 2

Tipe	Jumlah tiang	Kombinasi	H max (ton)	δ (cm)	$\delta < 2.5$ cm	Mmax (t.m)	Mcrack (t.m) / (SF=2)	Mmax < Mcrack
6	8	D+L	0,9632	0,00039	ok	0,040319	32,5	ok
6	8	D+0,7Ey	19,7089	0,007981	ok	0,824999	32,5	ok
6	8	D+0,7Ex	20,41012	0,008265	ok	0,854351	32,5	ok
6	8	D+0,75L+0,525 Ey	14,19532	0,005748	ok	0,594205	32,5	ok
6	8	D+0,75L+0,525 Ex	15,04162	0,006091	ok	0,62963	32,5	ok
6	8	D+0,75L	1,9299	0,000781	ok	0,080784	32,5	ok
6	8	D	1,7914	0,000725	ok	0,074987	32,5	ok
6	8	0,6D+0,7Ey	20,42546	0,008271	ok	0,854993	32,5	ok
6	8	0,6D+0,7Ex	20,77526	0,008413	ok	0,869636	32,5	ok

Tabel 4. 68 Kelompok Kolom 3

Tipe	Jumlah tiang	Kombinasi	H max (ton)	δ (cm)	$\delta < 2.5$ cm	Mmax (t.m)	Mcrack (t.m) / (SF=2)	Mmax < Mcrack
7	16	D+L	1,9264	0,00078	ok	0,040319	32,5	ok
7	16	D+0,7Ey	39,4178	0,015962	ok	0,824999	32,5	ok
7	16	D+0,7Ex	40,82024	0,01653	ok	0,854351	32,5	ok
7	16	D+0,75L+0,525 Ey	28,39064	0,011497	ok	0,594205	32,5	ok
7	16	D+0,75L+0,525 Ex	30,08324	0,012182	ok	0,62963	32,5	ok
7	16	D+0,75L	3,8598	0,001563	ok	0,080784	32,5	ok
7	16	D	3,5828	0,001451	ok	0,074987	32,5	ok
7	16	0,6D+0,7Ey	40,85092	0,016542	ok	0,854993	32,5	ok
7	16	0,6D+0,7Ex	41,55052	0,016825	ok	0,869636	32,5	ok

4.6.6. Perencanaan Poer Pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data-data perancangan poer

- Pu = 596,702 ton
 - P_{max} (1 tiang) = 171,7929 ton
 - Jumlah tiang pancang = 4 buah
 - Dimensi poer = 3,6 x 3,6 x 1 m
 - Mutu beton (f_c') = 40 MPa
 - Mutu baja (f_y) = 420 MPa
 - Diameter tulangan = 29 mm
 - Selimut beton = 60 mm
 - λ = 1 (beton normal)
 - α_s = 20 (kolom sudut)
 - Tinggi efektif (d)
- $$d_x = 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 = 925,5 \text{ mm}$$
- $$d_y = 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 - 29 = 896,5 \text{ mm}$$

4.6.6.1. Kontrol Geser Pons

1. Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non- prategang (V_c) ditentukan berdasarkan SNI 2847:2012 pasal 11.11.2.1 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 :

$$\begin{aligned}\alpha &= 20 \text{ untuk kolom sudut, } 30 \text{ untuk kolom tepi, } 40 \\ &\quad \text{untuk kolom interior} \\ \beta &= \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\ &= 3600/3600 = 1 \\ b_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\ &= 2 (b_{\text{kolom}} + d) + 2(h_{\text{kolom}} + d) \\ &= 2 (1000 + 925,5) + 2 (1000 + 925,5) \\ &= 7702 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1. \sqrt{40} \times 7702 \times 925,5 \\ &= 22992178 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,083 \times \left(\frac{20 \cdot 925,5}{7702} + 2\right) 1. \sqrt{40} \times 7702 \times 925,5 \\ &= 16476446 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,333 \cdot 1. \sqrt{40} \times 7702 \times 925,5 \\ &= 15012540 \text{ N}\end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah $15012540 \text{ N} = 1501253,96 \text{ Kg}$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \times 1501253,96 \\ &= 1125940 \text{ kg} = 1125,94 \text{ ton} \\ \phi V_c &= 1125,94 \text{ ton} > P_u - P_{\text{pile}} \\ \phi V_c &= 1125,94 \text{ ton} > 596,7 - (171,79 \times 1) \\ &= 1125,94 \text{ ton} > 424,91 \text{ ton (OK)}\end{aligned}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

2. Akibat Pancang

$$\begin{aligned}
 B &= \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\
 &= 3600/3600 = 1 \\
 b_o &= (0,25 \times \pi \times (800 + 925,5)) \\
 &= 1355,2205 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1 \cdot \sqrt{40} \times 1355,2205 \times 925,5 \\
 &= 4045586 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,083 \times \left(\frac{20 \cdot 925,5}{1355,22} + 2\right) 1 \cdot \sqrt{40} \times 1355,2205 \times 925,5 \\
 &= 10309516 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,333 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \times 1355,2205 \times 925,5 \\
 &= 2641530 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 2641530 N = 264152,9695 kg

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 \times 264152,969 \\
 &= 198114,7 \text{ Kg} = 198,1147 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 198,1147 \text{ ton} > P_{\max} \\
 &= 198,1147 \text{ ton} > 171,79 \text{ ton (OK)}
 \end{aligned}$$

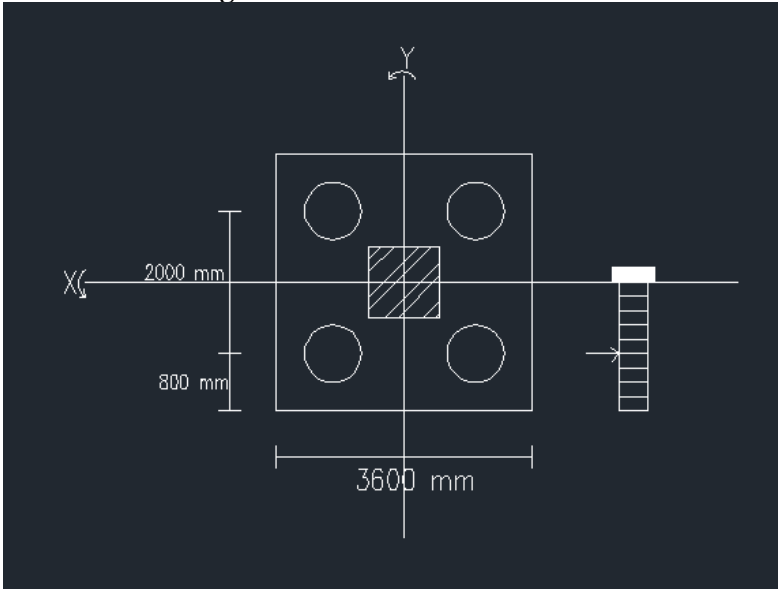
Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

4.6.6.2. 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.

1. Penulangan Arah X



Gambar 4. 41 Pembebanan Poer Tipe 1 Kolom (Arah X)

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= 171,7929 \text{ ton} \\
 P &= 2 \times 171,79 = 343,59 \text{ ton} \\
 q &= 3,6 \times 2,4 \times 1 = 8,64 \text{ ton/m} \\
 q_u &= 8,64 \text{ ton/m} \times 1,2 = 10,34 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 M_u &= P_{\max} (a_1 + a_2) - \frac{1}{2} q_u x \cdot L^2 \\
 &= (171,79 \times (1)) - (\frac{1}{2} \times 10,34 \times (1,8)^2) \\
 &= 326,79 \text{ t.m} \\
 &= 3267895450 \text{ N.mm} \\
 d_x &= 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 \\
 &= 925,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$d_y = 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 - 29$$

$$= 896,5 \text{ mm}$$

- Mencari ρ_{\min}

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,003765$$

tidak lebih kecil dari

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033333$$

digunakan $\rho_{\min} = 0,003765$

- Menentukan Harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} = \frac{420}{0,85 \cdot 40} = 12,353$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{3267895450}{3600 \times 925,5^2} = 1,059$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 1,059}{420}} \right) = 0,002564$$

$$\rho < \rho_{\min} \rightarrow \rho = 0,0038$$

- Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_s = \rho \times b \times d_x$$

$$= 0,0038 \times 1000 \times 925,5 = 3484,152 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D29 ($A_s = 660,7857 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{3484,152}{660,7857} = 6 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{6}$$

$$= 166,67 \text{ mm} \approx 160 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tarik D29–160 mm

$$A_s = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{160}$$

$$= 4129,91 \text{ mm}^2 > 3484,15 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

- Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s = \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_x$$

$$= \frac{1}{2} \times 0,0038 \times 1000 \times 925,5 = 1742,076 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D29 ($A_s = 660,7857 \text{ mm}^2$)

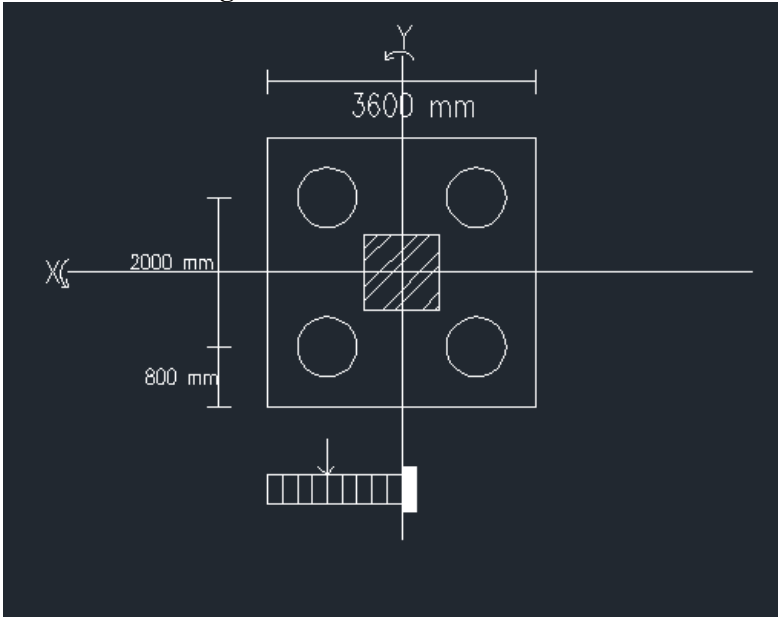
$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{1742,076}{660,7857} = 3 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{3} = 333,33 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan D29–300 mm

$$\begin{aligned} A_s &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{300} \\ &= 2202,62 \text{ mm}^2 > 1742,076 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

2. Penulangan Arah Y



Gambar 4. 42 Pembebanan Poer Tipe 1 Kolom (Arah Y)

$$P_{\max} = 171,79 \text{ ton}$$

$$P = 2 \times 171,29 = 343,59 \text{ ton}$$

$$q = 3,6 \times 2,4 \times 1 = 8,64 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 8,64 \text{ ton/m} \times 1,2 = 10,37 \text{ ton/m}$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} Mu &= P_{\max} \cdot a - \frac{1}{2} q_{ux} \cdot L^2 \\ &= (171,29 \times 1) - (\frac{1}{2} \times 10,37 \times (1,8)^2) \\ &= 326,79 \text{ t.m} \\ &= 32678954450 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_x &= 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 \\ &= 925,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_y &= 1000 - 60 - \frac{1}{2} 29 - 29 \\ &= 896,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Mencari ρ min

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,003765$$

tidak lebih kecil dari

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033333$$

digunakan $\rho_{\min} = 0,003765$

- Menentukan Harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} = \frac{420}{0,85 \cdot 40} = 12,353$$

$$R_n = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{32678954450}{1800 \times 896,5^2} = 1,13$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 1,13}{420}} \right) = 0,0027$$

$$\rho < \rho_{\min} \rightarrow \rho = 0,0038$$

- Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d_y \\ &= 0,0038 \times 1000 \times 896,5 = 3374,98 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D29 ($A_s = 660,7857 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{3384,98}{660,7857} = 6 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan terpasang} &= \frac{1000}{6} \\ &= 166,66 \text{ mm} \approx 160 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur atas D29–160 mm

$$\begin{aligned} A_s &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{160} \\ &= 4129,91 \text{ mm}^2 > 3374,98 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

- Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_y \\ &= \frac{1}{2} \times 0,0038 \times 1000 \times 896,5 = 1687,49 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D29 ($A_s = 660,7857 \text{ mm}^2$)

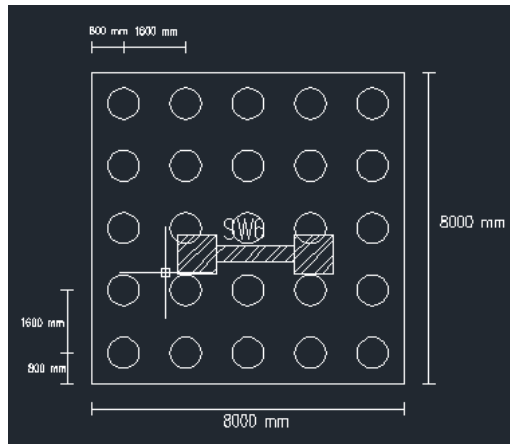
$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{1687,49}{660,7857} = 3 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{3} = 333,33 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur tekan D29–300 mm

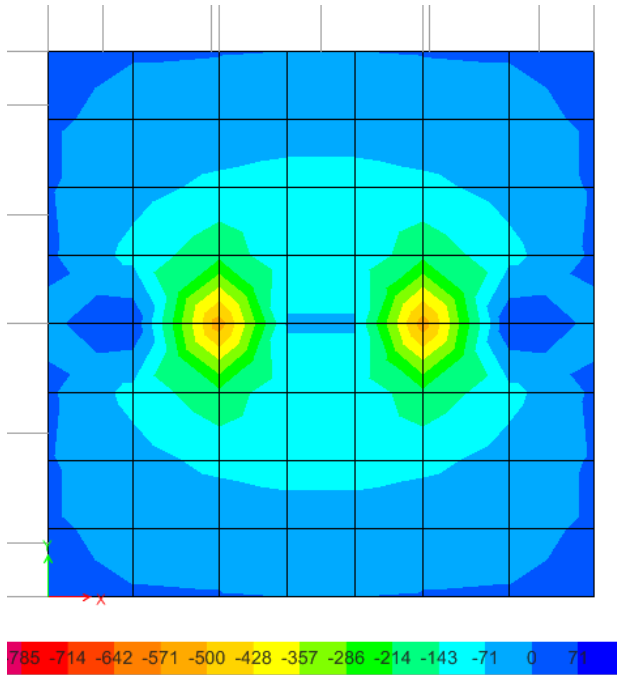
$$\begin{aligned} A_s &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{300} \\ &= 2202,619 \text{ mm}^2 > 1687,49 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

4.6.7. Penulangan Poer Tipe Gabungan Kolom dan Shearwall



Gambar 4. 43 Poer Tipe 4

Pada perhitungan momen pada *poer* tipe 4 digunakan program bantu ETABS dimana momen-momen yang dihasilkan sesuai dengan Gambar 4. 44.



Gambar 4. 44 Momen Penulangan Tipe 4

$$P_{\max} = 175 \text{ ton}$$

$$Mu = 854.87$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{8548780000}{0,9 \cdot 1000 \cdot 1925,5^2} = 2.3$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12.353 \cdot 2.3}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.00569$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.00569$$

$$AS_{\text{perlu}} = \rho b d = 0,00569 \times 1000 \times 1925,5 = 5266.008 \text{ mm}^2$$

$$N = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{5266.008}{0,25\pi x 29^2} = 8 \approx 8 \text{ buah}$$

$$S = \frac{1000}{8} = 125 \text{ mm} \approx 120 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai D29-120

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$As = \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_x$$

$$As = \frac{1}{2} \times 0,00569 \times 1000 \times 1925,5 = 2633.004 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D29 ($As = 660,78 \text{ mm}^2$)

$$N = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{2633}{0,25\pi x 29^2} = 4 \text{ Buah} \approx 4 \text{ buah}$$

$$S = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D29-250 mm.

Berikut adalah rekapitulasi penulangan *poer* keseluruhan

Tabel 4. 69 Rekapitulasi Penulangan Poer

Tipe Poer	Penulangan Poer			
	Arah X		Arah Y	
	Tarik	Tekan	Tarik	Tekan
1	D29 - 160	D29 - 300	D29 - 160	D29 - 300
2	D29 - 160	D29 - 300	D29 - 160	D29 - 300
3	D29 - 160	D29 - 300	D29 - 160	D29 - 300
4	D29 - 120	D29 - 250	D29 - 120	D29 - 250
5	D29 - 100	D29 - 120	D29 - 100	D29 - 120
6	D29 - 100	D29 - 120	D29 - 100	D29 - 120
7	D29 - 100	D29 - 120	D29 - 100	D29 - 120

4.6.8. Perencanaan Sloof

Struktur sloof digunakan untuk membuat penurunan secara bersamaan pada pondasi atau sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sloof sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Dimensi sloof:

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$A_g = 120000 \text{ mm}^2$$

Mutu bahan:

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan utama} = \text{D19}$$

$$\text{Tulangan Sengkang} = \text{D10}$$

$$d = 400 - (40 + 10 + \frac{1}{2} 19) = 340,5 \text{ mm}$$

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan diaman beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangan pada kolom. Adapun beban sloof adalah

Berat sendiri sloof

$$qu = 1,4 \times 0,3 \times 0,4 \times 2400 = 403,2 \text{ kg/m}$$

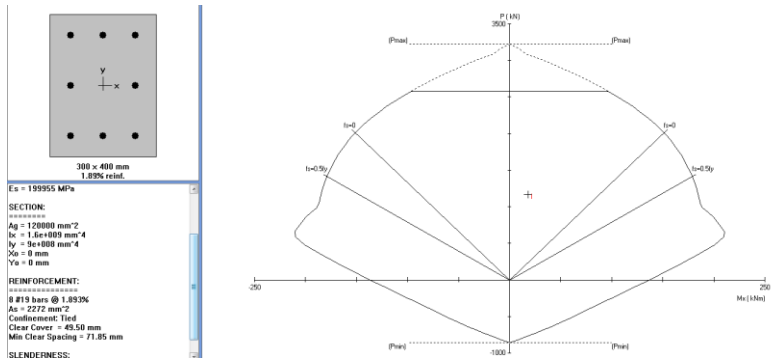
Panjang sloof = 6 m

$$Mu_{\text{tump}} = \frac{1}{8} qu \cdot L^2 = \frac{1}{8} \times 403,2 \times 6^2 \text{ kgm}$$

Lalu menggunakan program SPCol dengan memasukkan beban:

$$P = 10\% P_u = 10\% 11689,22 \text{ kN} = 1168,92 \text{ kN}$$

$$M = 18,144 \text{ kNm}$$



Gambar 4. 45 Diagram Interaksi P-M

Penulangan Geser Sloof

$$V_u = \frac{1}{2} q_u \times L = \frac{1}{2} \times 403,2 \times 6 = 1209,6 \text{ kg}$$

$$= 12096 \text{ N}$$

$$d' = 400 - 40 - 10 - 19/2 = 340,5$$

$$V_c = \frac{b_w \times d \times \sqrt{f_c'} }{6} = \frac{300 \times 340,5 \times \sqrt{40}}{60} = 186246,7 \text{ N}$$

$\phi V_c > V_u$ (tulangan geser tidak diperlukan)

Jadi dipasang tulangan geser min

$S_{maks} = d/2$ atau 300 mm

$$d/2 = 340,5/2 = 170,25 \text{ mm}$$

$$A_v \text{ min} = \frac{b_w \times s}{3f_y} = \frac{300 \times 170,25}{3 \times 420} = 40,53 \text{ mm}^2$$

Dipasang Senggang 2D10-150mm

BAB V

KESIMPULAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Perencanaan Gedung Wisma Atlet Jakarta menggunakan sistem balok prategang pada lantai atap yang berfungsi sebagai Ballroom ini dapat ditarik beberapa kesimpulan, diantaranya sebagai berikut:

1. Perencanaan gedung ini memiliki dimensi struktur baik struktur sekunder maupun struktur utama ialah sebagai berikut:

Struktur Sekunder:

- Balok anak:
 - BA1 : 20/30 cm
 - BA2 : 30/40 cm
 - BA3 : 35/50 cm
 - BA4 : 40/60 cm
 - BA5 : 40/60 cm
- Balok penumpu lift : 30/45 cm
- Tebal pelat:
 - Apartement, Ballrooom ,dan Atap : 12 cm
- Dinding geser:
 - Tipe 1 : 400 mm
 - Tipe 2 : 400 mm
 - Tipe 3 : 400 mm
 - Tipe 4 : 400 mm
 - Tipe 5 : 400 mm
 - Tipe 6 : 400 mm
 - Tipe 7 : 400 mm

Struktur Utama:

- Balok induk:
 - B1 : 25/35 cm
 - B2 : 25/35 cm

- B3 : 35/50 cm
 - B4 : 35/50 cm
 - B5 : 40/60 cm
 - Balok prategang:
 - Lantai Atap : 60/80 cm
 - Kolom:
 - Lantai 1-3 : 100/100 cm
 - Lantai 4 – 8 : 90/90 cm
 - Lantai 9 -12 : 85/85 cm
 - Lantai 13 – 16 : 80/80 cm
 - Lantai 17 – 21 : 70/70 cm
 - Lantai 22 – 26 : 65/65 cm
 - Lantai 27 – Atap : 60/60 cm
 - Pondasi:
 - Tipe 1 : 3,6 m x 3,6 m x 1 m
 - Tipe 2 : 6,4 m x 6,4 m x 1 m
 - Tipe 3 : 6,4 m x 3,2 m x 1 m
 - Tipe 4 : 6,4 m x 6,4 m x 2 m
 - Tipe 5 : 16 m x 14,4 m x 3 m
 - Tipe 6 : 17,6 m x 17,6 m x 3 m
 - Tipe 7 : 25,6 m x 5,6 m x 3 m
 - Tiang pancang: (Prestressed Concrete Spun Piles PT. Wijaya Karya Beton)
 - Tipe 1 : 4 buah
 - Tipe 2 : 16 buah
 - Tipe 3 : 8 buah
 - Tipe 4 : 16 buah
 - Tipe 5 : 90 buah
 - Tipe 6 : 81 buah
 - Tipe 7 : 39 buah
2. Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS.
 3. Untuk mengeliminasi kehilangan prategang akibat kekangan kolom dan menghindari momen kumulatif yang terjadi maka kolom dibuat pipih dan seefektif mungkin.

4. Perencanaan dengan menggunakan sistem balok prategang berdasar karena kebutuhan akan ruangan yang luas dan bebas kolom pada tengah bentangnya, sehingga penggunaan balok prategang sangat tepat untuk memenuhi kebutuhan tersebut.
5. Penggunaan prategang efisien karena penampang prategang dapat lebih ramping dari penampang beton bertulangan pada umumnya, dalam kasus modifikasi ini dapat menggantikan atap yang sebelumnya menggunakan konstruksi rangka batang.
6. Perhitungan gaya gempa pada perencanaan Gedung Wisma Atlet Jakarta menggunakan analisa respon spectrum di daerah Surabaya, sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012.
7. Perencanaan struktur beton bertulangan menggunakan peraturan SNI 2847:2013, dengan sistem gedung yang digunakan adalah Sistem Ganda.
8. Pondasi direncanakan dengan pondasi dalam sesuai dengan ketentuan yang berlaku dan menerima beban melalui poer.
9. Hasil analisa struktur telah dilakukan pada perencanaan Gedung Wisma Atlet Jakarta dituangkan pada gambar teknik pada lampiran.

5.2. Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisa dalam Tugas Akhir ini diantaranya:

1. Perencanaan menggunakan balok prategang sebaiknya memperhatikan dimensi balok dengan gaya prategang yang terjadi, disesuaikan dengan panjang dan dimensi angkur yang akan dipasang nantinya pada tumpuan.
2. Rasio dimensi kolom terhadap hubungan balok-kolom yang diijinkan sebaiknya lebih diperhatikan dari awal perencanaan.

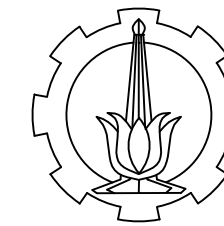
3. Perencanaan gedung yang dilakukan harus pada zona gempa yang sebenarnya agar ketepatan perhitungan dalam perencanaan lebih efisien dan efektif.
4. Data tanah yang dimiliki sebaiknya harus ada di setiap titik dari tiang pancang agar perencanaan bisa lebih efektif.
5. Pada perencanaan bangunan harus dipikirkan kemudahan dalam aplikasi di lapangan sehingga pelaksanaan dapat berjalan dengan baik, lancar, dan sesuai dengan perencanaan.
6. Pengembangan pada teknologi balok prategang perlu dilakukan peningkatan, agar lebih mudah dalam pengerjaannya, dikarenakan penggunaan prategang dapat membuat fungsi ruang pada gedung semakin efisien.

DAFTAR PUSTAKA

- Ables, P.W, Bardhah B.K, Turner F.H. 1976. Prestressed Concrete Designer's Handbook Second Edition. Inggris: Spon Press.
- American Society of Civil Engineering (ASCE 7-10, 2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structure. Reston : Virginia 20191.
- Badan Standardisasi Nasional. 2012. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung. SNI 1726 – 2012.
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. SNI 1727 – 2013.
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung. SNI 2847 – 2013.
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan 1983 Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG).
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan 1971 Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBI)
- F. Mark, dan Ghosh S.K. 1978. Case Study of Effects of Post-Tensioning The Beams in 45 Storey Building. Portland Cement Association, Skokie, Illinois.
- Hardi, Joni. 2009. Perencanaan Core pada Bangunan Simetris. Modul Ajar Bangunan Tinggi. Jakarta.
- Lin, T.Y., dan Burns. N.H. 1996. Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1. Jakarta : Penerbit Erlangga.
- Lin, T.Y., dan Burns. N.H. 2000. Desain Struktur Beton Prategang Jilid 2. Jakarta : Penerbit Erlangga.
- Murbaintoro, Tito Ma'arif, M. Syamsul, dan Sutjahjo, Surjono H. Saleh, Iskandar. 2009. Model Pengembangan Hunian Vertikal Menuju Pembangunan Berkelanjutan. Pusat Penelitian dan Pengembangan Pemukiman, Badan Litbang Departemen Pekerjaan Umum.
- Murty, C.V.R, et al. 2012. Earthquake Behaviour of Buildings. Gujarat State Disaster Management Authority. Gujarat

- Nawy, Edward G. 2001. *Beton Prategang : Suatu Pendekatan Mendasar*, Edisi Ketiga. Jakarta : Erlangga
- PCI. *PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete 5th Edition*. Chicago : PCI Industry Handbook Committee.
- Purwono, R., dkk., 2005. *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa*. ITS Press, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.
- Smith, Bryan Stafford dan Coull, Alex. 1991. *Tall Building Structure. Analysis and Design*. Montreal.

LAMPIRAN



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

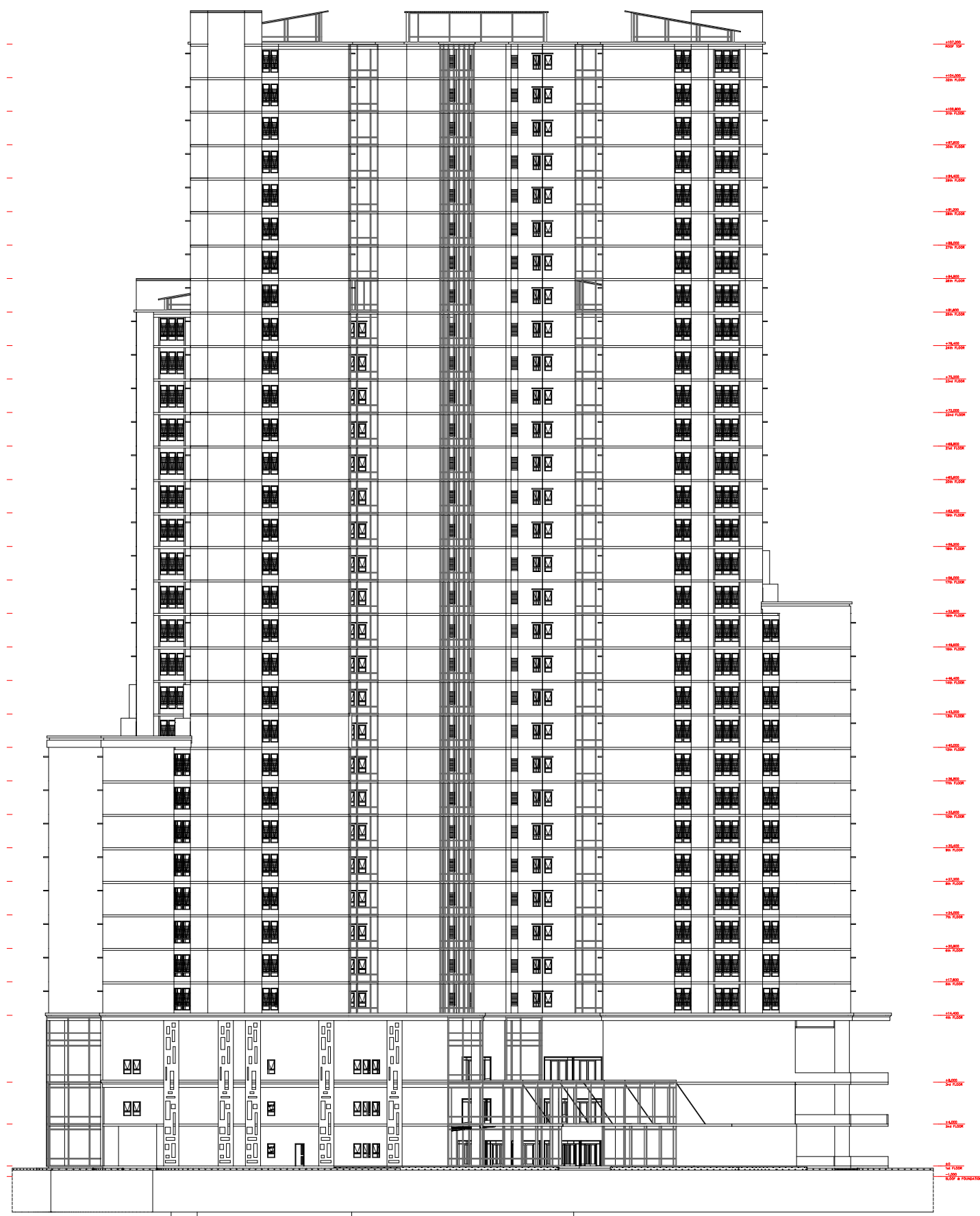
Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

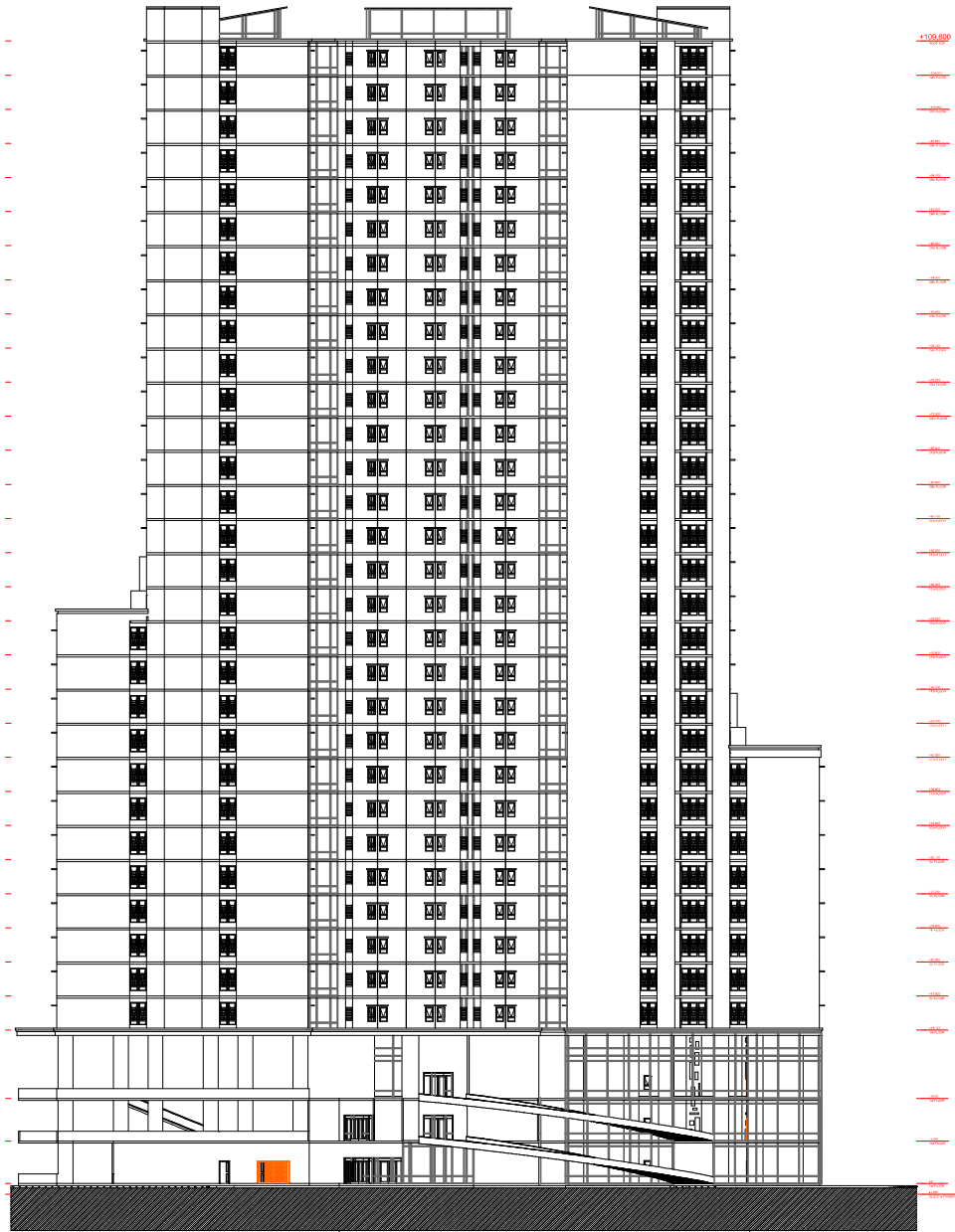
03111440000047

JUDUL GAMBAR

Tampak Depan



NO. GMB	SKALA	KODE GMB
1	1 : 100	



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

JUDUL GAMBAR

Tampak Belakang

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
2	1 : 700	



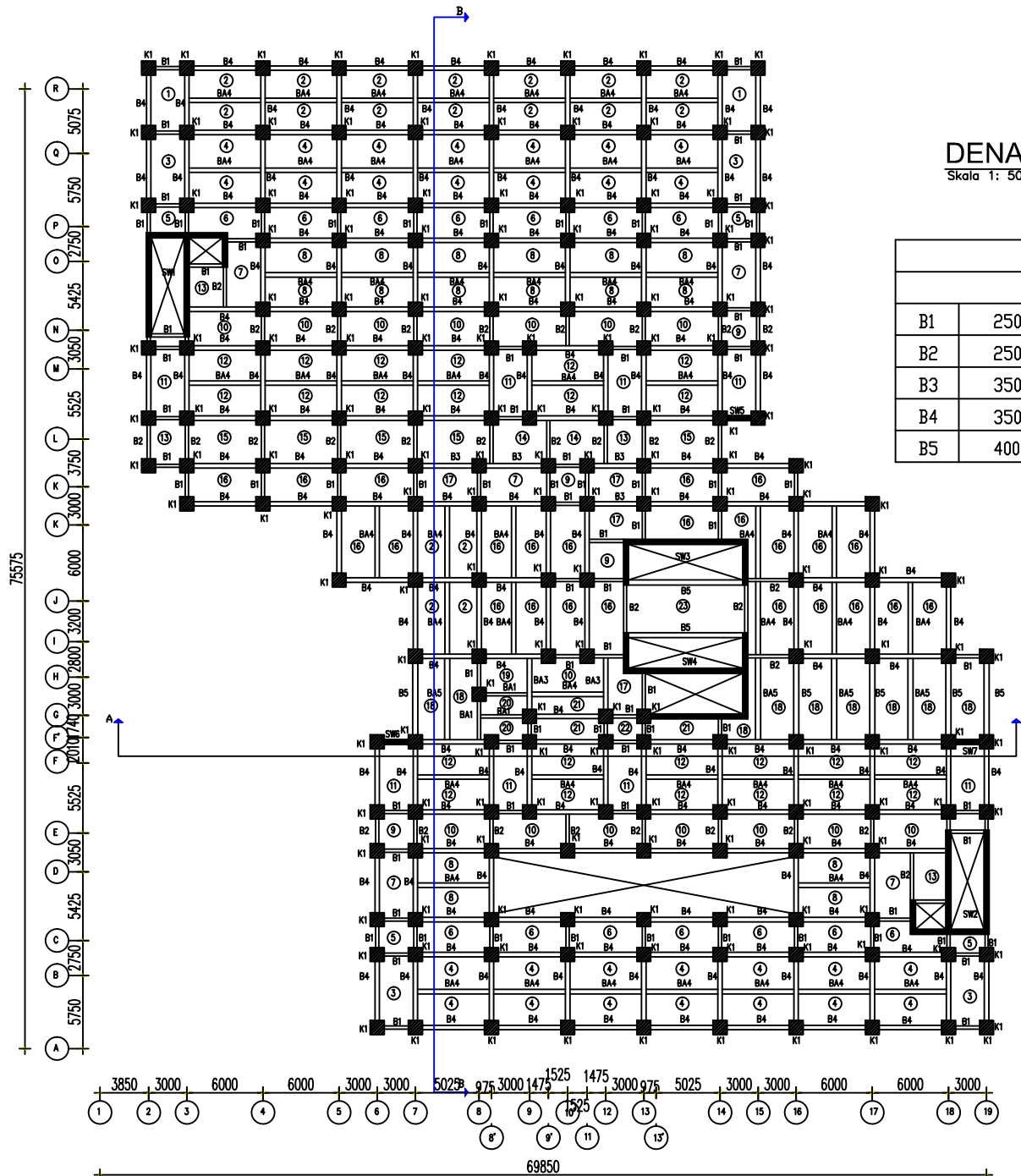
DENAH LANTAI 1 - 2

Skala 1: 500

DIMENSI BALOK

LANTAI 1-2

B1	250 X 350	BA1	200 X 300
B2	250 X 350	BA2	300 X 400
B3	350 X 500	BA3	350 X 500
B4	350 X 500	BA4	400 X 600
B5	400 X 600	BA5	400 X 600



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

JUDUL GAMBAR

Denah Pembalokan dan Kolom
Lantai 1 - 2

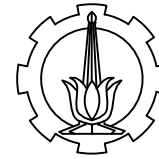
NO. GMB

SKALA

KODE GMB

3

1 : 500



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

JUDUL GAMBAR

Denah Pembalokan dan Kolom
Lantai 3

NO. GMB

SKALA

KODE GMB

4

1 : 500

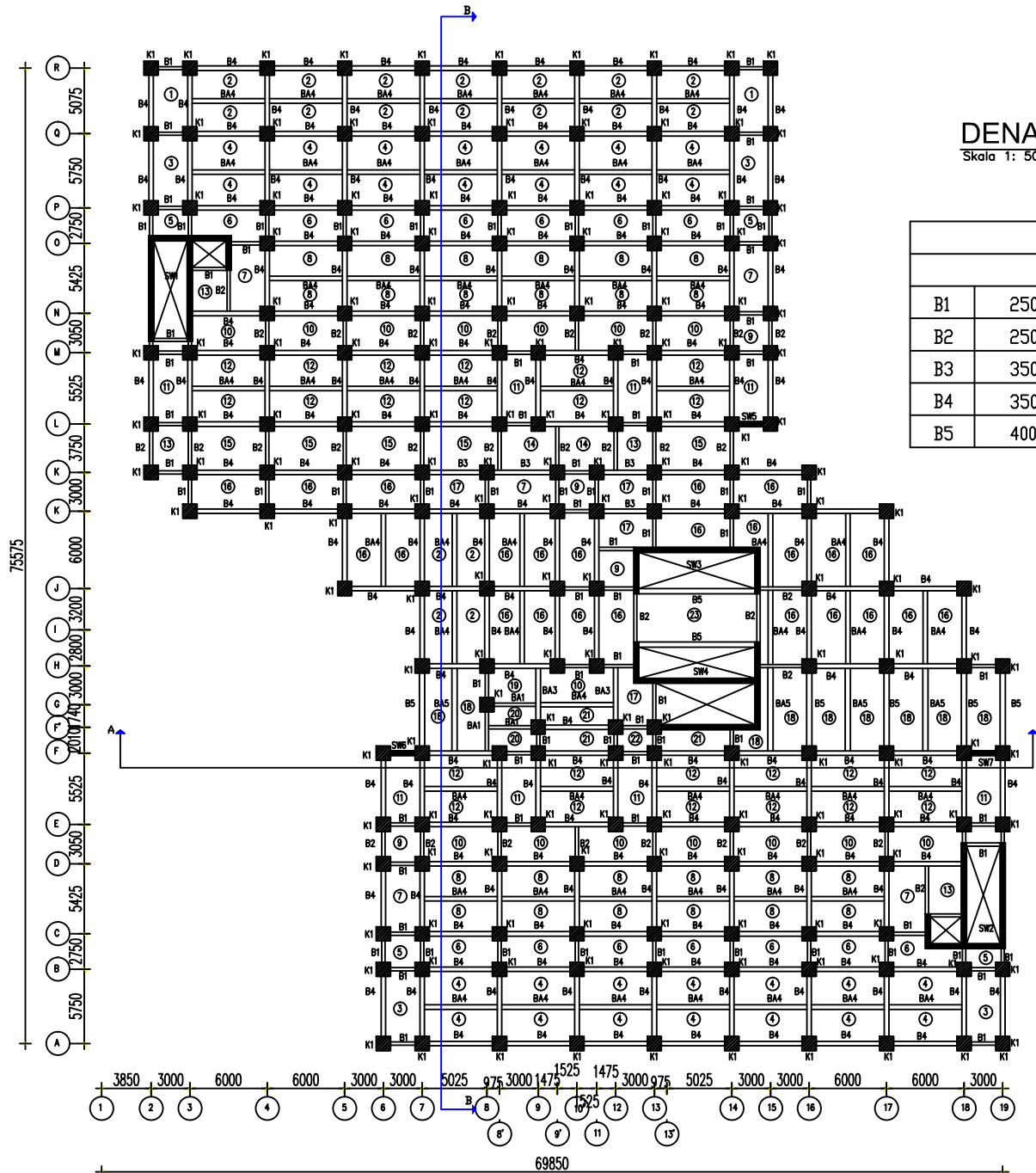
DENAH LANTAI 3

Skala 1: 500

DIMENSI BALOK

LANTAI 3

B1	250 X 350	BA1	200 X 300
B2	250 X 350	BA2	300 X 400
B3	350 X 500	BA3	350 X 500
B4	350 X 500	BA4	400 X 600
B5	400 X 600	BA5	400 X 600





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

JUDUL GAMBAR

Denah Pembalokan dan Kolom
Lantai 4-12

NO. GMB SKALA KODE GMB

5 1 : 500

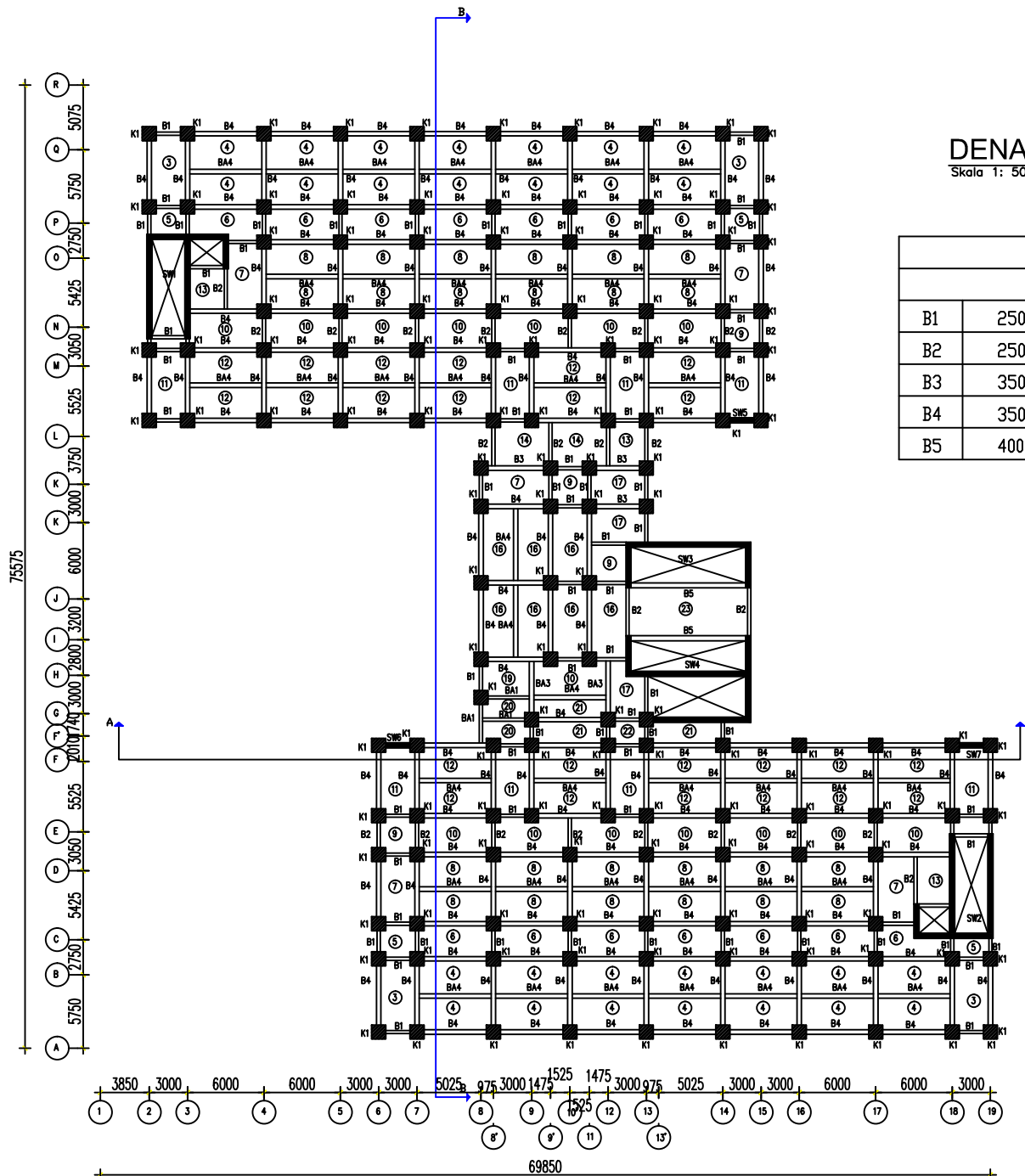
DENAH LANTAI 4-12

Skala 1: 500

DIMENSI BALOK

LANTAI 4-12

B1	250 X 350	BA1	200 X 300
B2	250 X 350	BA2	300 X 400
B3	350 X 500	BA3	350 X 500
B4	350 X 500	BA4	400 X 600
B5	400 X 600	BA5	400 X 600





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

JUDUL GAMBAR

Denah Pembalokan dan Kolom
Lantai 13-16

NO. GMB SKALA KODE GMB

6

1 : 500

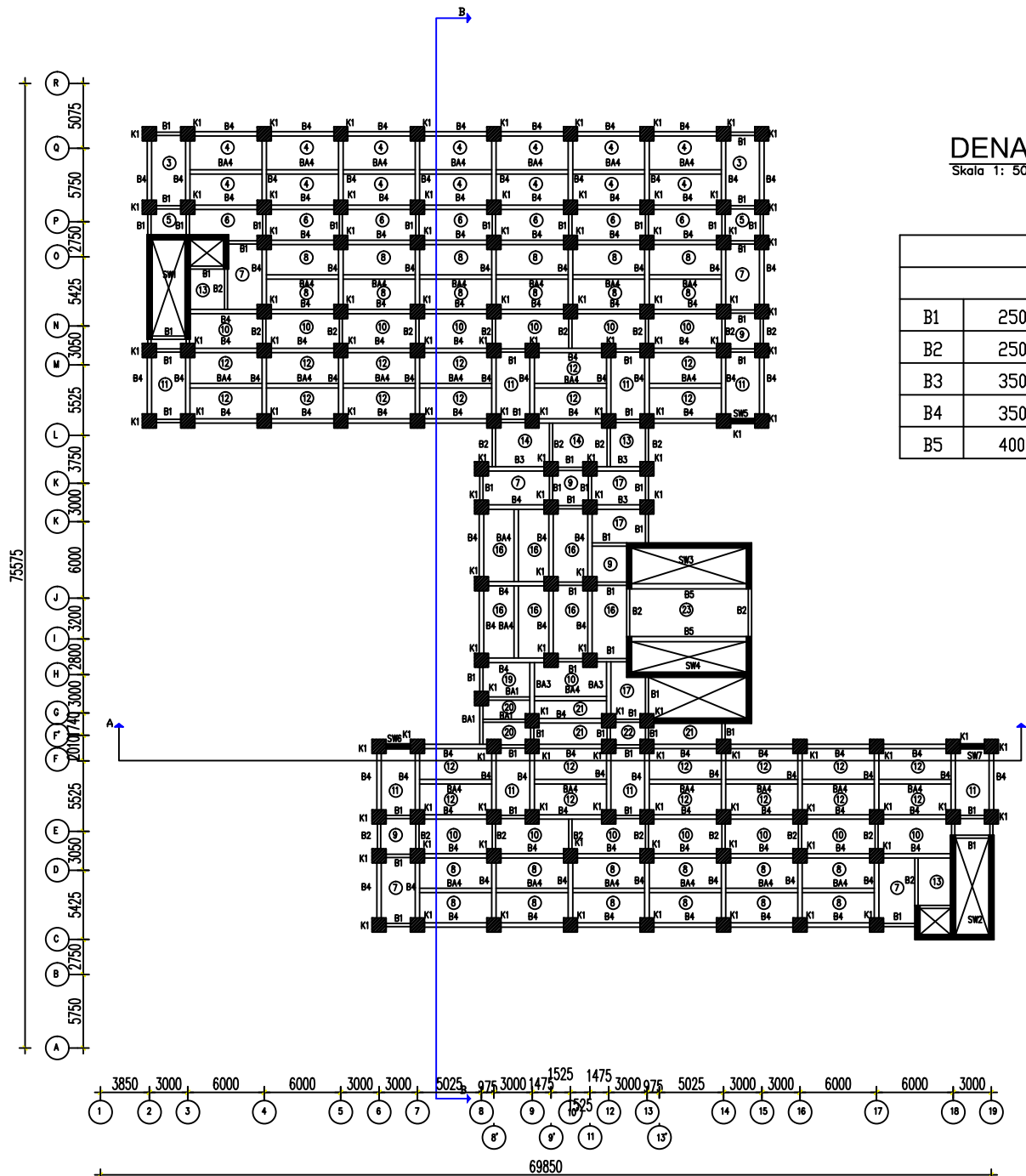
DENAH LANTAI 13-16

Skala 1: 500

DIMENSI BALOK

LANTAI 13-16

B1	250 X 350	BA1	200 X 300
B2	250 X 350	BA2	300 X 400
B3	350 X 500	BA3	350 X 500
B4	350 X 500	BA4	400 X 600
B5	400 X 600	BA5	400 X 600





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

JUDUL GAMBAR

Denah Pembalokan dan Kolom
Lantai 17-31

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
7	1 : 500	

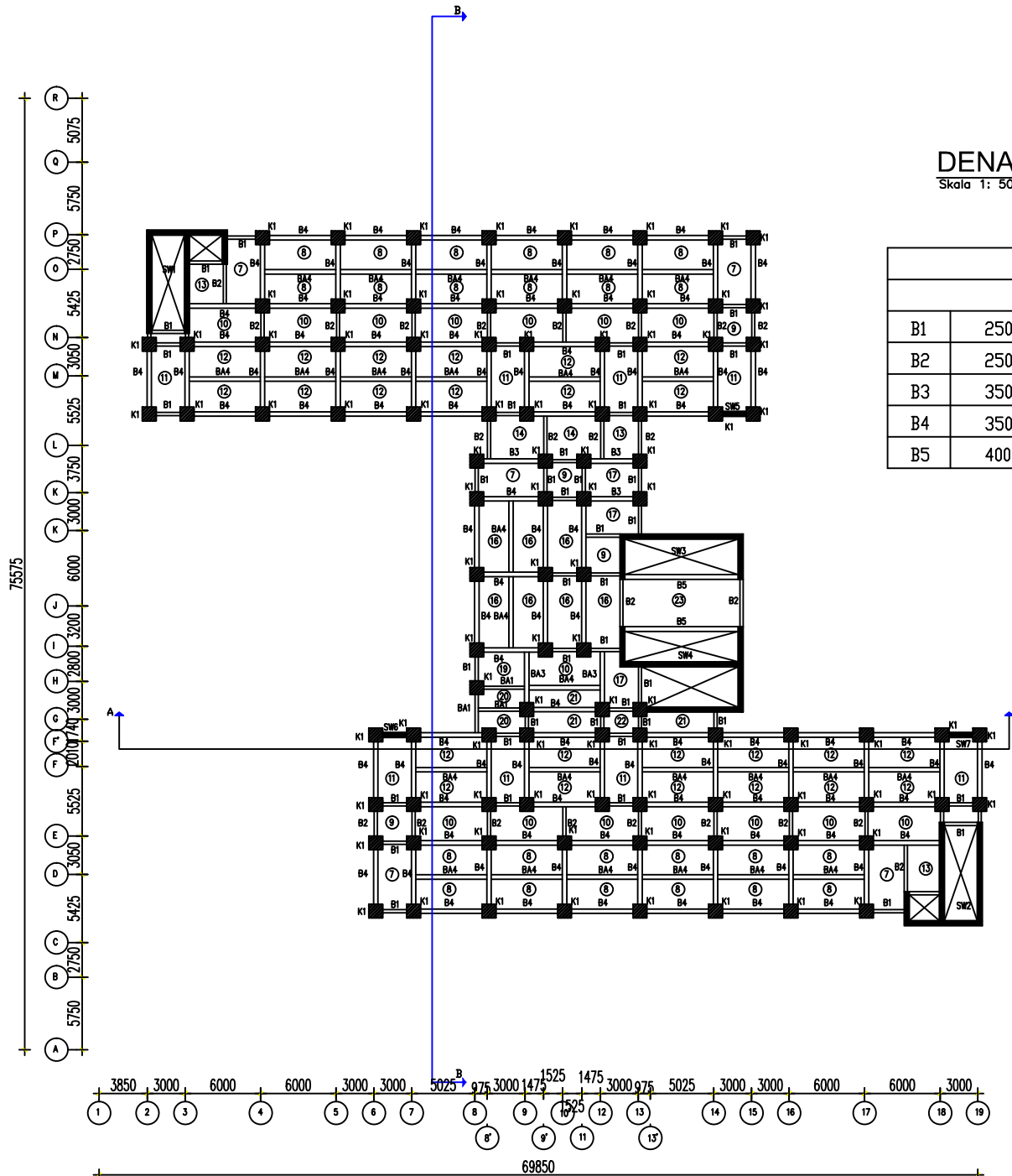
DENAH LANTAI 17-31

Skala 1: 500

DIMENSI BALOK

LANTAI 17-31

B1	250 X 350	BA1	200 X 300
B2	250 X 350	BA2	300 X 400
B3	350 X 500	BA3	350 X 500
B4	350 X 500	BA4	400 X 600
B5	400 X 600	BA5	400 X 600





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

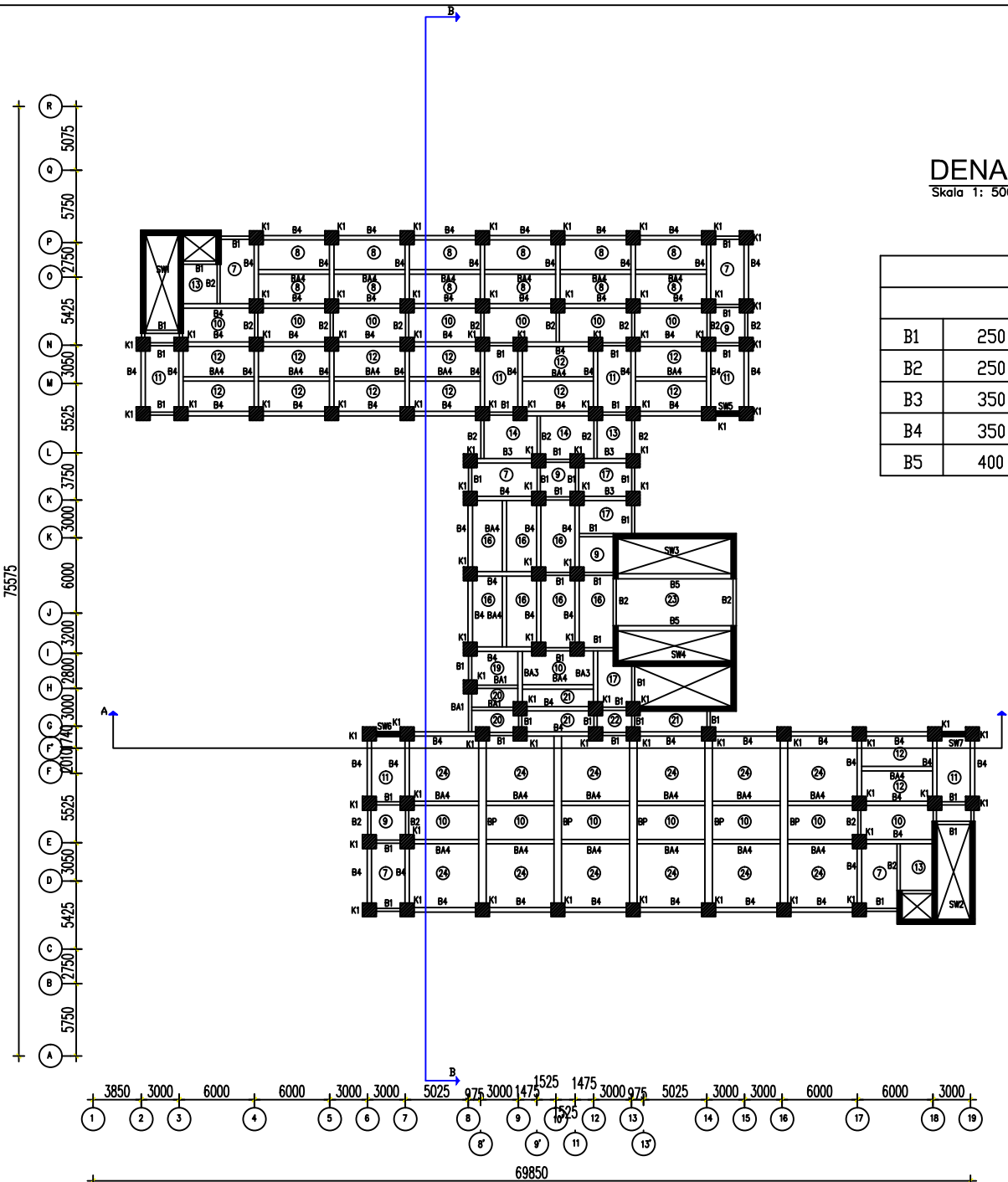
JUDUL GAMBAR

Denah Pembalokan dan Kolom
Lantai 32

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
8	1 : 500	

DENAH LANTAI 32

Skala 1: 500



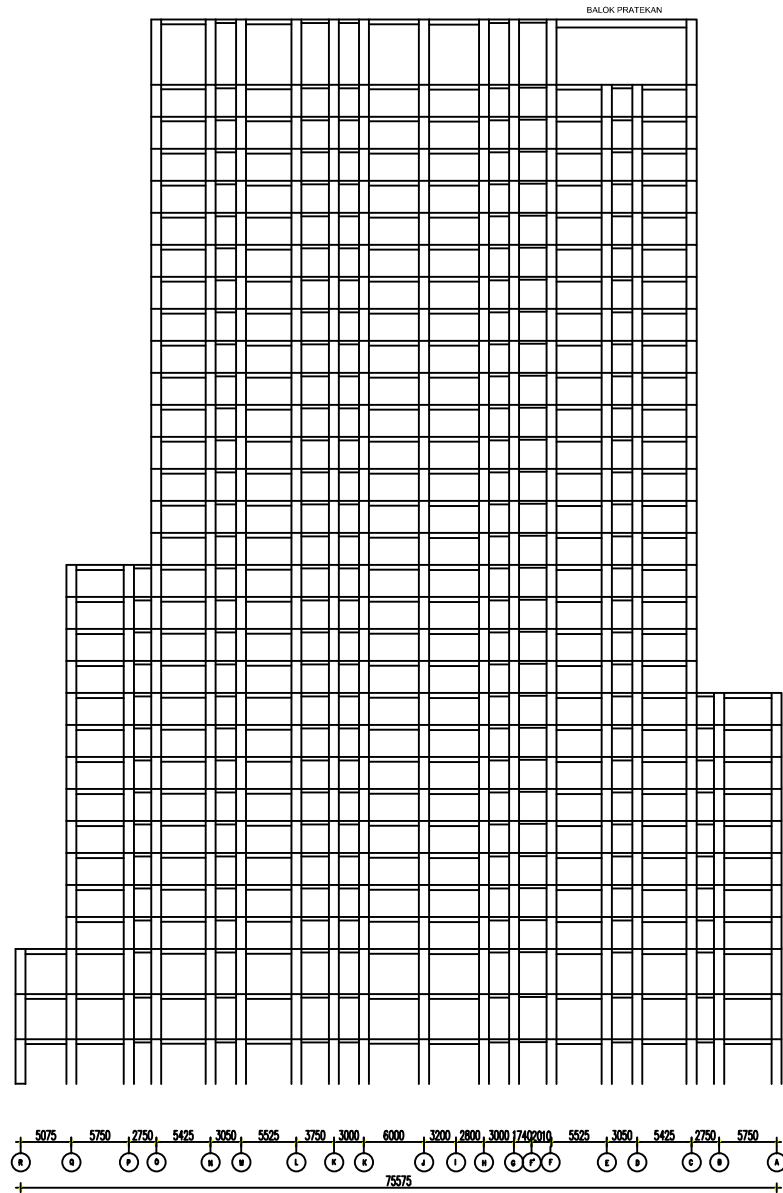
DIMENSI BALOK

LANTAI 32

B1	250 X 350	BA1	200 X 300
B2	250 X 350	BA2	300 X 400
B3	350 X 500	BA3	350 X 500
B4	350 X 500	BA4	400 X 600
B5	400 X 600	BA5	400 X 600

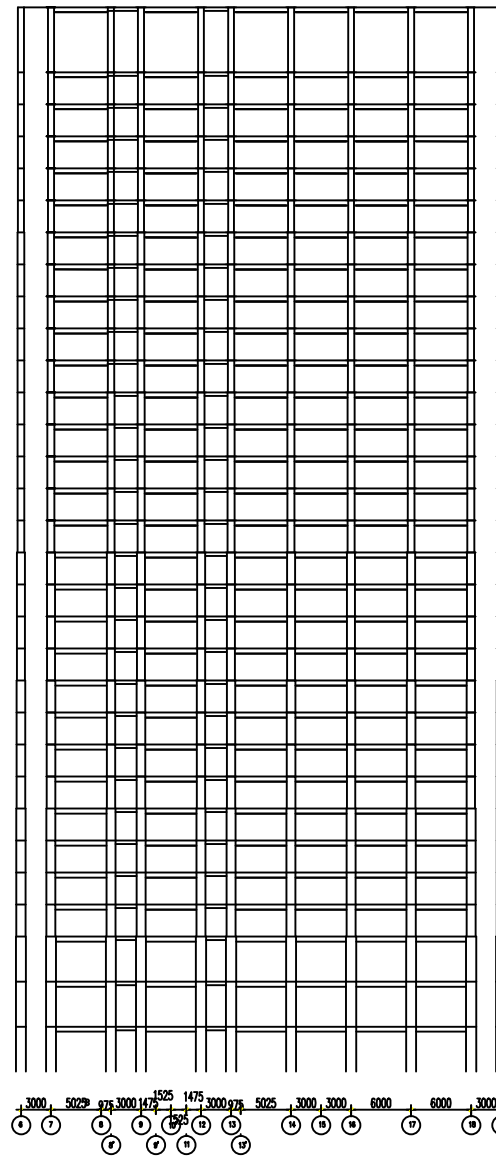
POTONGAN B - B

Skala 1: 750

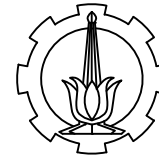


POTONGAN A - A

Skala 1: 750



- + 104,40 m
- + 97,90 m
- + 94,70 m
- + 91,50 m
- + 88,30 m
- + 85,10 m
- + 81,90 m
- + 78,70 m
- + 75,60 m
- + 72,30 m
- + 69,10 m
- + 65,90 m
- + 62,70 m
- + 59,50 m
- + 56,30 m
- + 53,10 m
- + 51,90 m
- + 48,70 m
- + 45,50 m
- + 42,30 m
- + 39,10 m
- + 35,90 m
- + 32,70 m
- + 29,50 m
- + 26,30 m
- + 23,10 m
- + 19,90 m
- + 16,70 m
- + 13,50 m
- + 9,00 m
- + 4,50 m
- + 0,00 m



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

JUDUL GAMBAR

POTONGAN GEDUNG

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
9	1 : 750	

TYPE	2; 3; 4; 6; 8; 10; 12; 16; 18; 20; 21; 23
1 ARAH $t = 12 \text{ cm}$	
TULANGAN ARAH X	D10-200
TULANGAN ARAH Y	D10-450



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

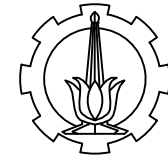
03111440000047

JUDUL GAMBAR

Penulangan Pelat 1

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
10	1 : 100	

TYPE	1A; 5; 7; 9; 11A; 11B 13; 14; 15A; 15Ap; 17; 19; 22; 24
<p>2 ARAH</p> <p>$t = 12 \text{ cm}$</p>	
TULANGAN ARAH X	D10-200
TULANGAN ARAH Y	D10-200



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

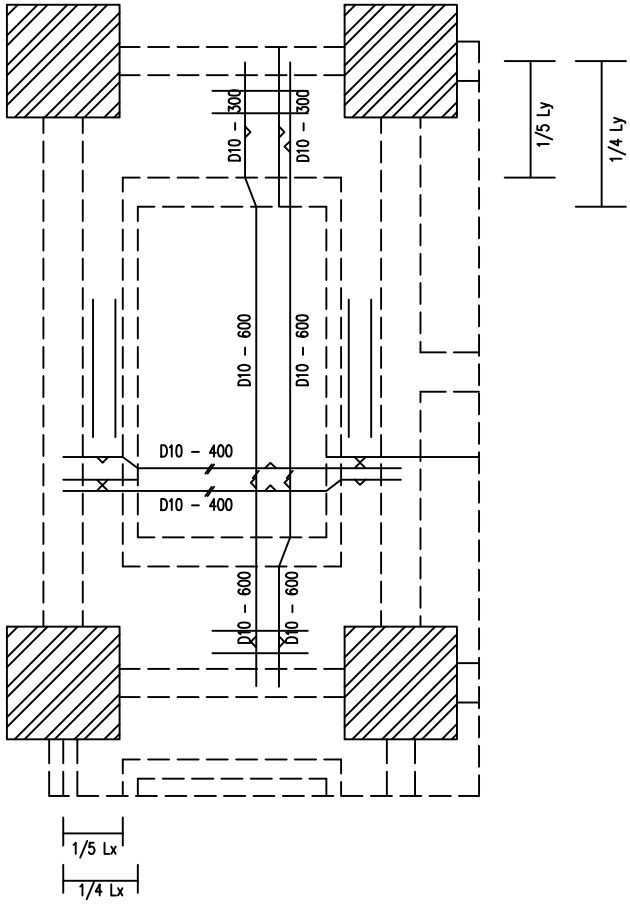
NRP

03111440000047

JUDUL GAMBAR

Penulangan Pelat 2

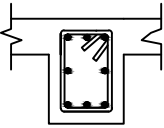
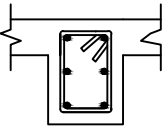
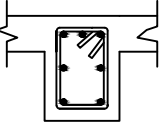
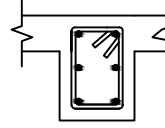
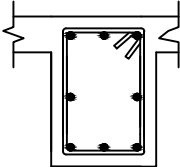
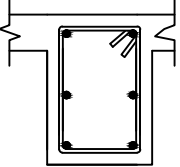
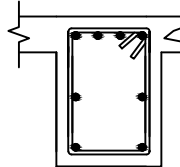
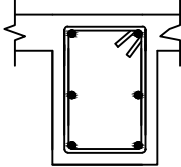
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
11	1 : 100	

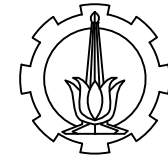
TYPE	1Ap; 11Ap
<p>2 ARAH</p> <p>$t = 12 \text{ cm}$</p>	
TULANGAN ARAH X	D10-200
TULANGAN ARAH Y	D10-300



DOSEN PEMBIMBING		
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka Dr. Ir. Djoko Irawan, MS		
JUDUL TUGAS AKHIR		
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA MENGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG		
NAMA MAHASISWA		
Raden Khafi Rahmandianto S.		
NRP		
03111440000047		
JUDUL GAMBAR		
Penulangan Pelat 3		
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
12	1 : 100	

PENULANGAN BALOK

TYPE	B1		B2	
DIMENSI BXH(mm)	250 x 350		250 x 350	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	3D19	2D19	3D19	2D19
TUL. BAWAH	3D19	3D19	2D19	2D19
TUL. PINGGANG	2D19	2D19	2D19	2D19
SENGKANG	2D13-100	2D13-250	2D13-100	2D13-250
TYPE	B3		B4	
DIMENSI BXH(mm)	350 x 500		350 x 500	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	3D22	2D22	4D22	2D22
TUL. BAWAH	3D22	2D22	2D22	2D22
TUL. PINGGANG	2D22	2D22	2D22	2D22
SENGKANG	2D13-100	2D13-200	2D13-100	2D13-250



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

JUDUL GAMBAR

Rekap Penulangan Balok
Induk

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
13	1 : 25	



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

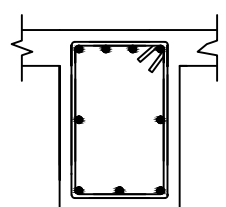
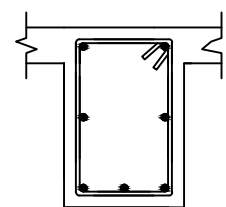
NRP

03111440000047

JUDUL GAMBAR

Rekap Penulangan Balok
Induk

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
14	1 : 25	

TYPE	B5	
DIMENSI BXH(mm)	400 x 600	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
TUL. ATAS	4D22	2D22
TUL. BAWAH	3D22	3D22
TUL. PINGGANG	2D22	2D22
SENGKANG	2D13-100	2D13-250



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

JUDUL GAMBAR

Rekap Penulangan Balok
Anak

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
15	1 : 25	

TYPE	BA1		BA2	
DIMENSI BXH(mm)	200 x 300		300 x 400	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	3D22	2D22	3D22	2D22
TUL. BAWAH	2D22	3D22	2D22	2D22
TUL. PINGGANG				
SENGKANG	2D13-100	2D13-100	2D13-150	2D13-150
TYPE	BA3		BA4	
DIMENSI BXH(mm)	350 x 500		400 x 600	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	2D22	2D22	3D22	2D22
TUL. BAWAH	2D22	2D22	2D22	2D22
TUL. PINGGANG				
SENGKANG	2D13-150	2D13-150	2D13-130	2D13-130



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

JUDUL GAMBAR

Rekap Penulangan Balok
Anak

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
16	1 : 25	

TYPE	BA5		BA1 ATAP	
DIMENSI BXH(mm)	400 x 600		200 x 300	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	3D22	2D22	3D22	2D22
TUL. BAWAH	2D22	3D22	2D22	3D22
TUL. PINGGANG				
SENGKANG	2D13-130	2D13-130	2D13-100	2D13-100



DETAIL PENULANGAN KOLOM

	K1(1000 x 1000)		K2(900 x 900)		K3(850 x 850)		K4(800 x 800)
K1		K2		K3		K4	
TULANGAN	16D29	TULANGAN	16D25	TULANGAN	16D25	TULANGAN	16D25
SENGKANG	4D16 - 100; 4D16 - 150	SENGKANG	4D16 - 100; 4D16 - 150	SENGKANG	4D16 - 100; 4D16 - 150	SENGKANG	4D16 - 100; 4D16 - 150

	K5(700 x 700)		K6(650 x 650)		K7(600 x 600)
K5		K6		K7	
TULANGAN	12D25	TULANGAN	12D22	TULANGAN	20D22
SENGKANG	4D16 - 110; 4D16 - 150	SENGKANG	5D16 - 120; 5D16 - 150	SENGKANG	5D16 - 130; 5D16 - 150

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000100

JUDUL GAMBAR

Rekap Penulangan
Kolom

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
17	1 : 40	



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

JUDUL GAMBAR

Portal Penulangan
Balok Kolom

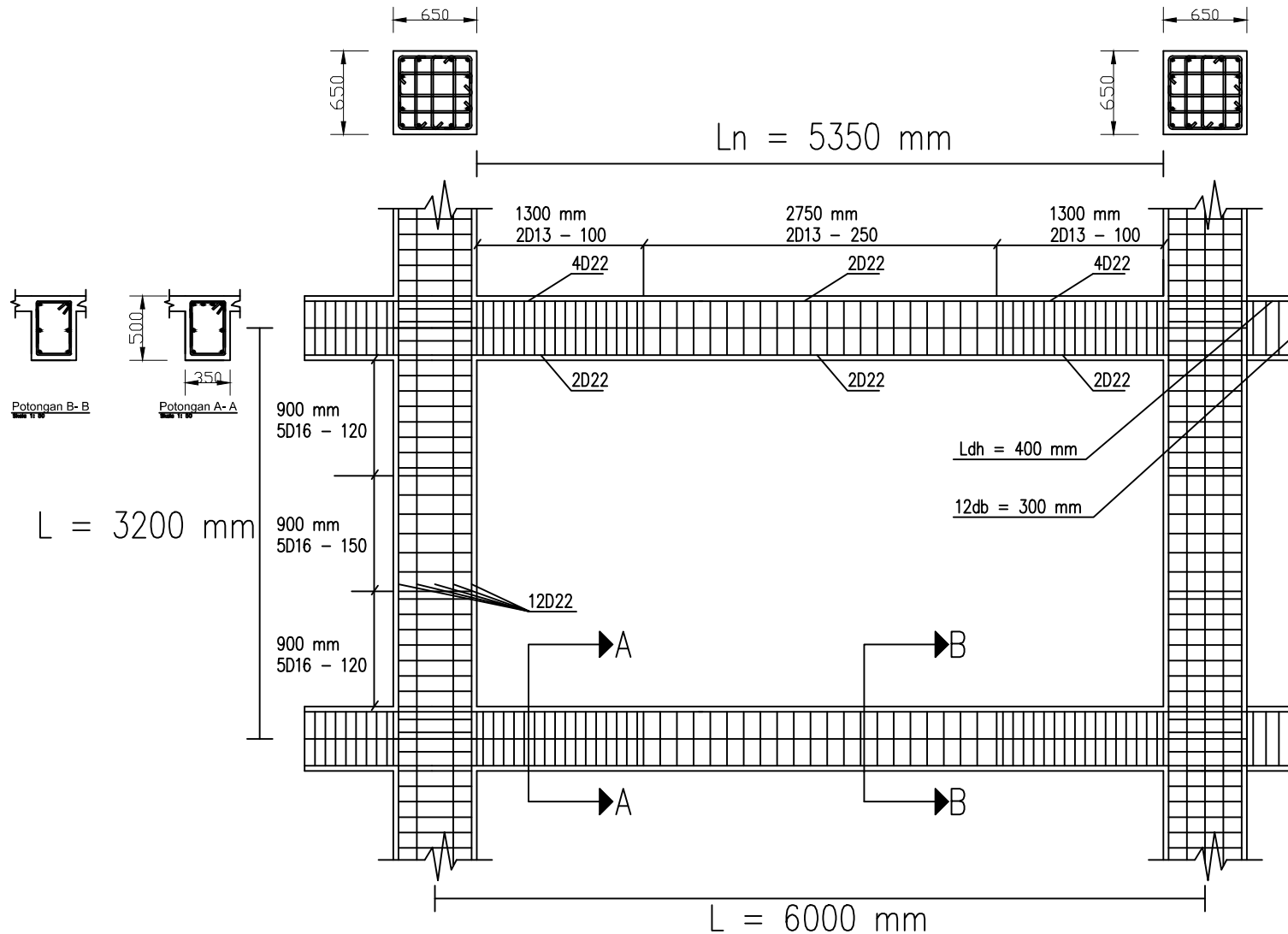
NO. GMB

SKALA

KODE GMB

18

1 : 50



PENULANGAN BALOK KOLOM

Skala 1: 50



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

JUDUL GAMBAR

Tampak Samping
Balok Prategang

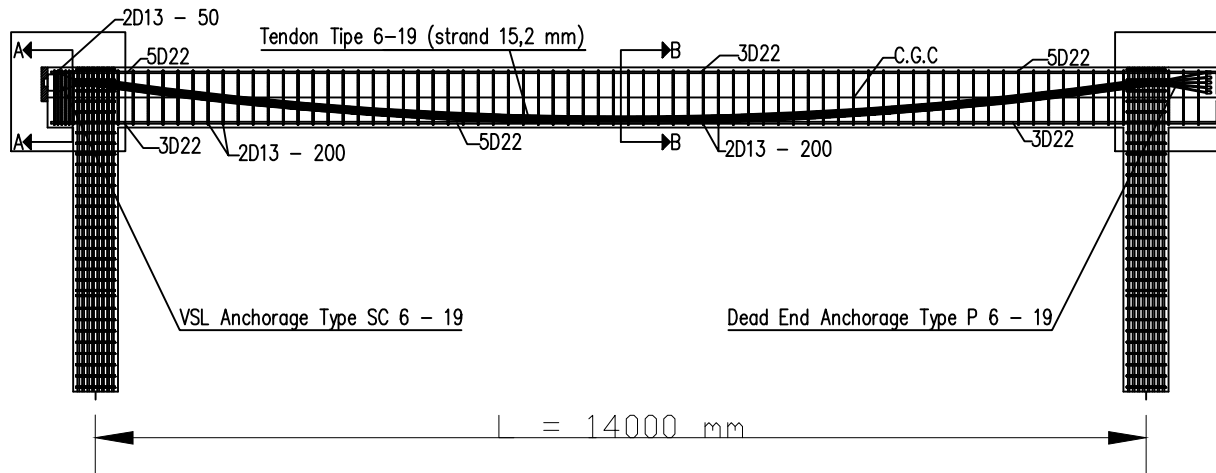
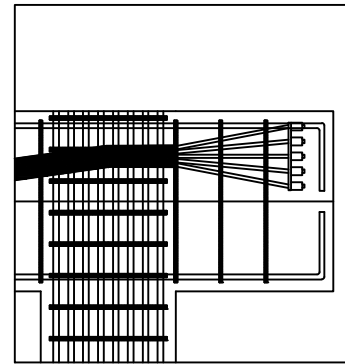
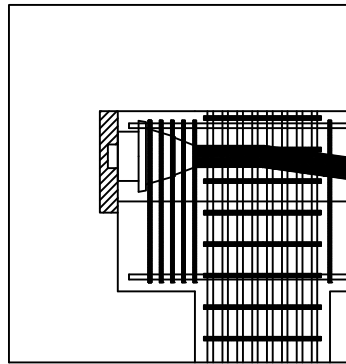
NO. GMB

SKALA

KODE GMB

19

1 : 100



Tampak Samping Balok Prategang

Skala 1: 100

Koordinat Tendon

X	0	2000	4000	6000	7000	8000	10000	12000	14000
Y	600	355	192	110	100	110	192	355	600



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

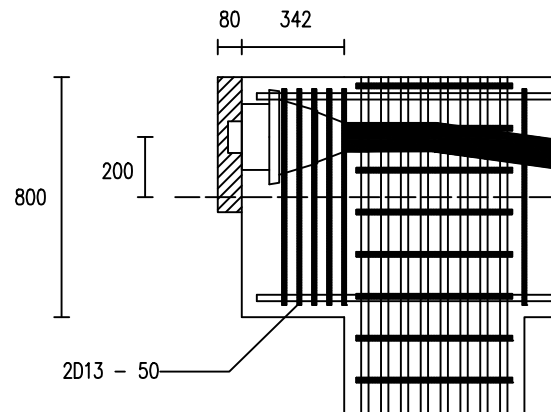
03111440000047

JUDUL GAMBAR

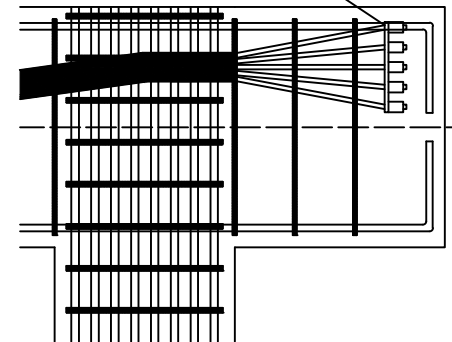
Potongan Balok
Prategang Lantai 32

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
20	1 : 25	

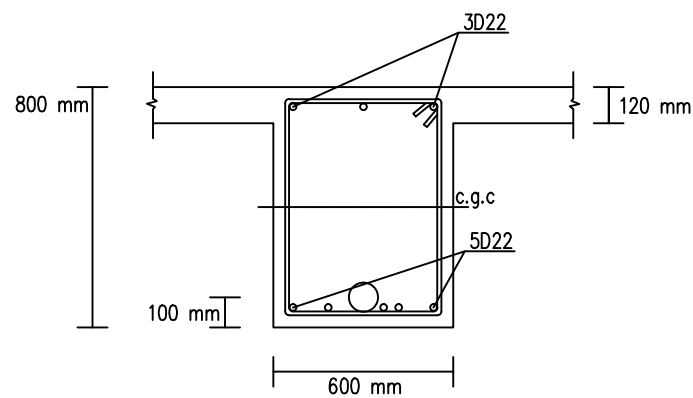
VSL Dead End Anchorage Type P-16



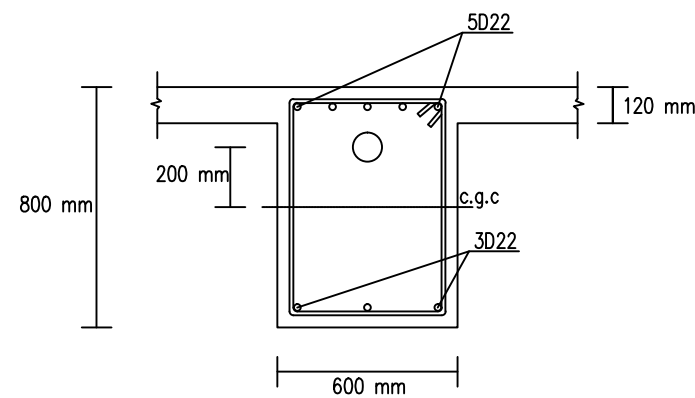
Detail A
Skala 1: 25



Detail B
Skala 1: 25



Potongan B - B
Skala 1: 25



Potongan A - A
Skala 1: 25



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

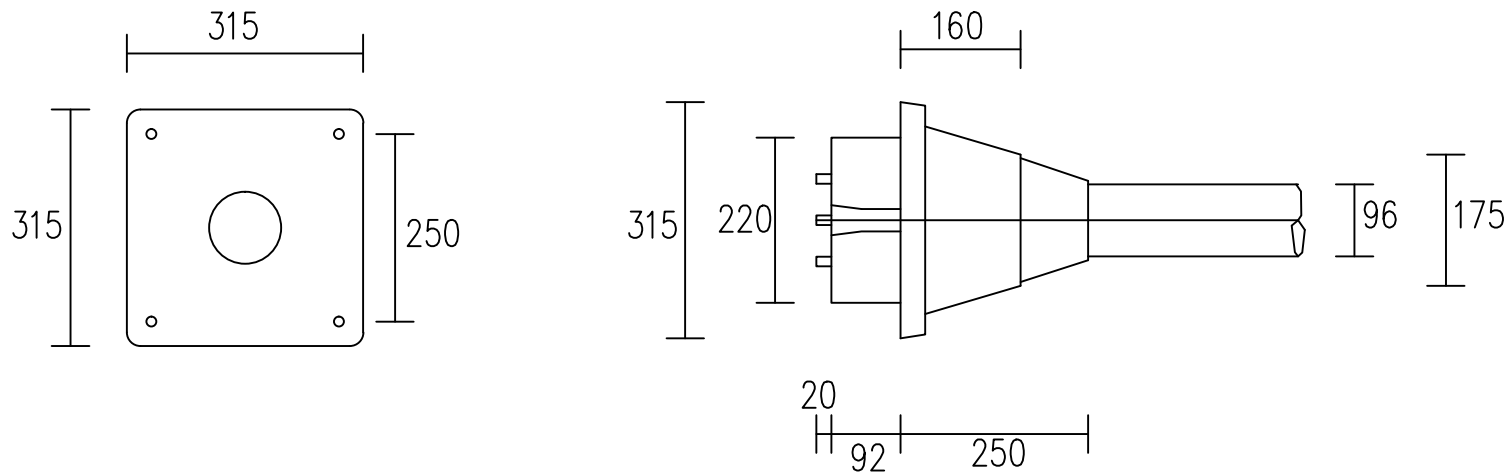
03111440000047

JUDUL GAMBAR

Detail Angkur
Balok Prategang

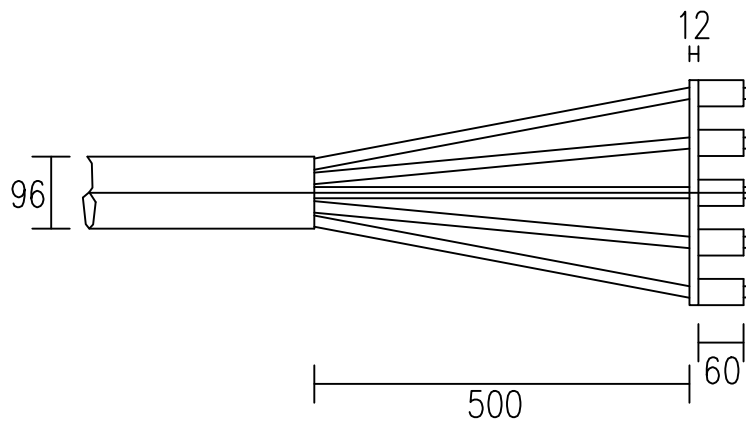
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

21	1 : 10	
----	--------	--



VSL Anchorage Type SC 6-19

Skala 1: 10



VSL Dead End Anchorage Type P 6-19

Skala 1: 10



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

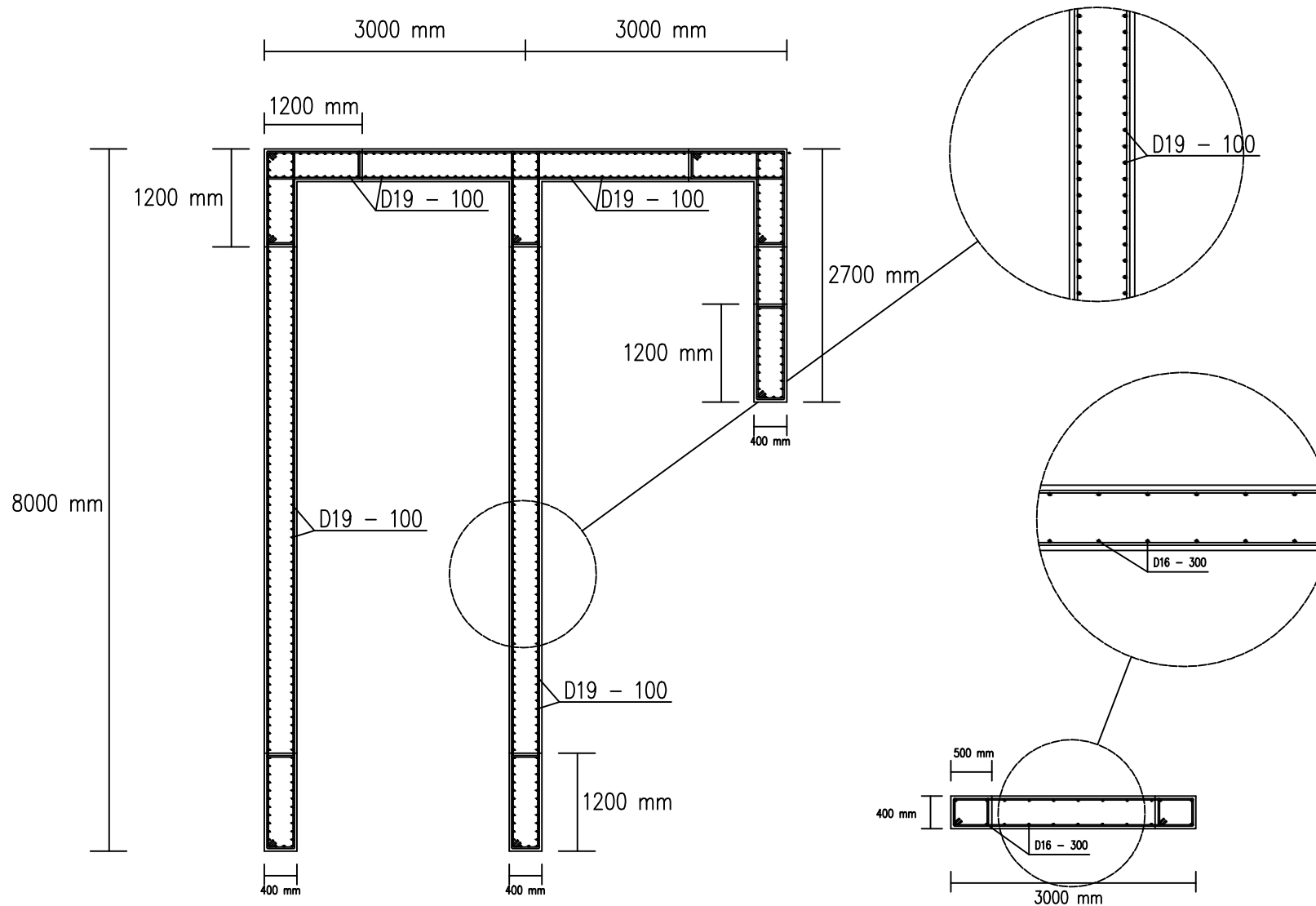
03111440000047

JUDUL GAMBAR

Penulangan Shearwall Tipe 1;3
dan 5;6;7

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

22	1 : 75	
----	--------	--

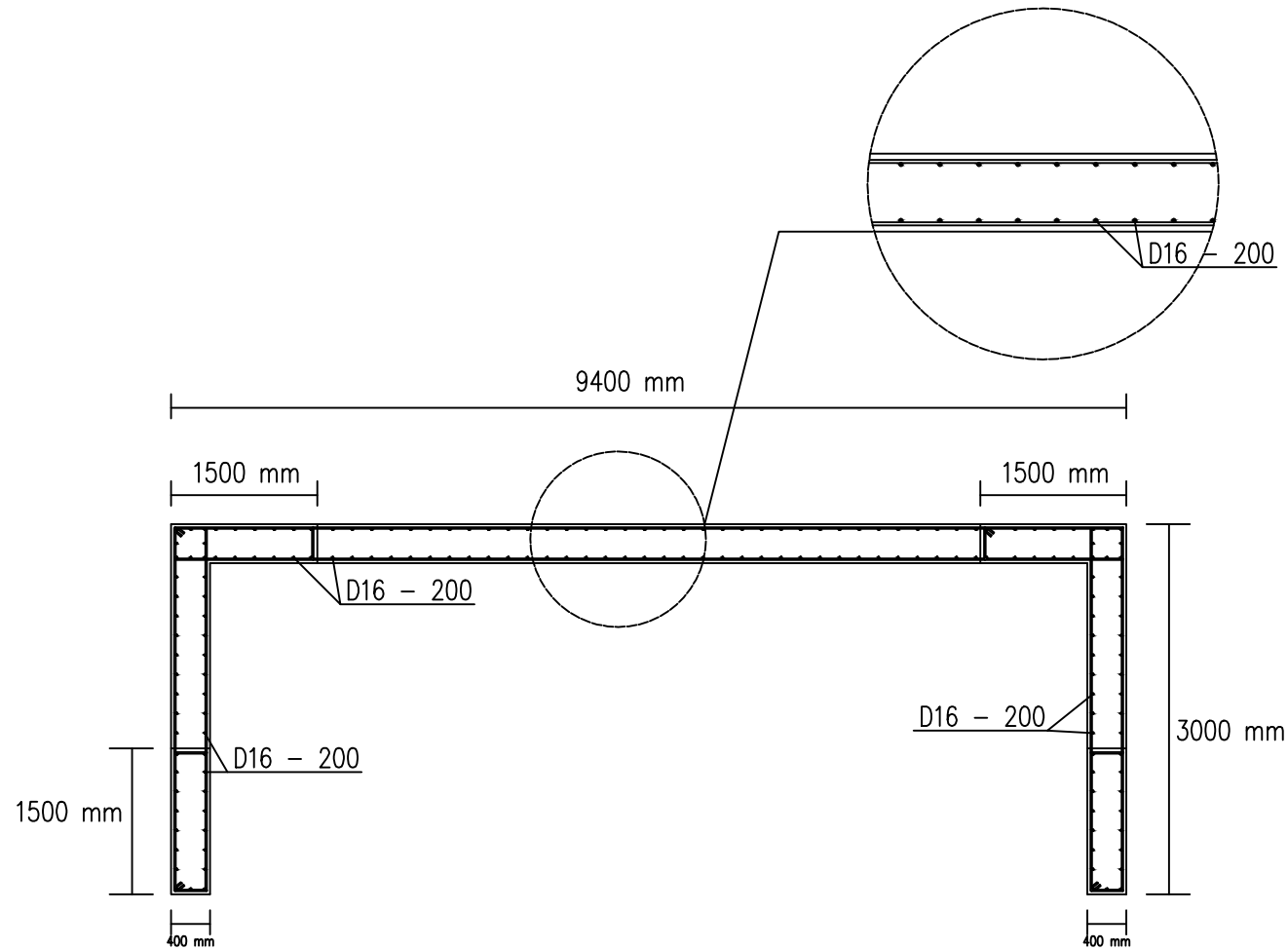


Penulangan Shearwall Tipe 1 & 3

Skala 1: 100

Penulangan Shearwall Tipe 5;6;7

Skala 1: 100



Penulangan Shearwall Tipe 2

Skala 1: 75



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

JUDUL GAMBAR

Penulangan Shearwall Tipe 2

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
23	1 : 75	



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

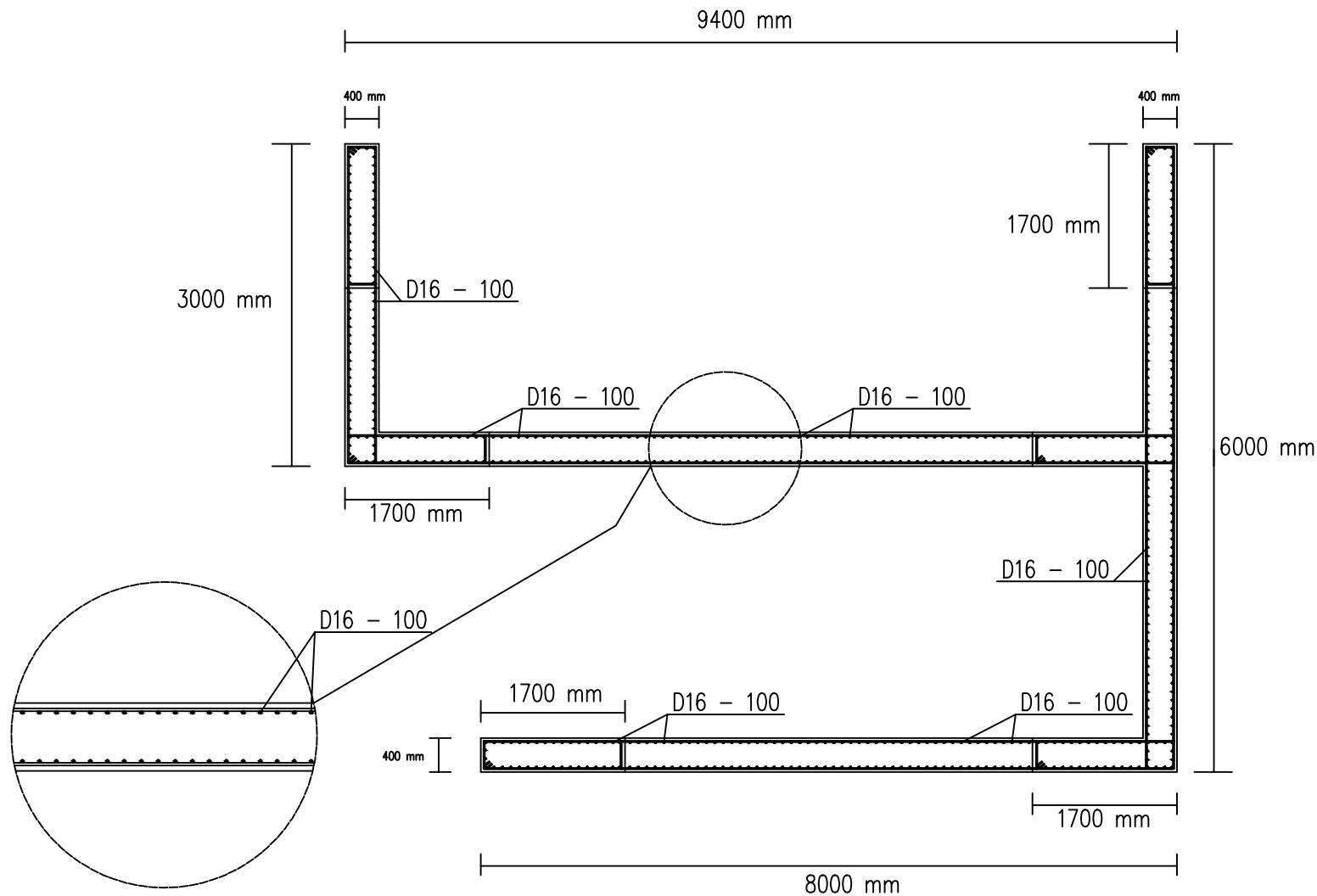
JUDUL GAMBAR

Penulangan Shearwall Tipe 4

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

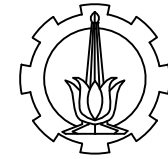
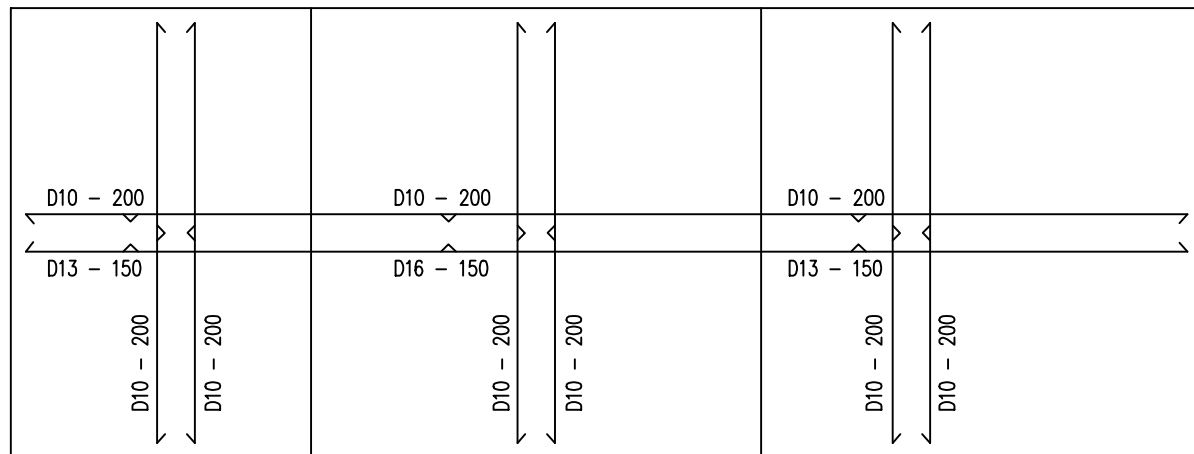
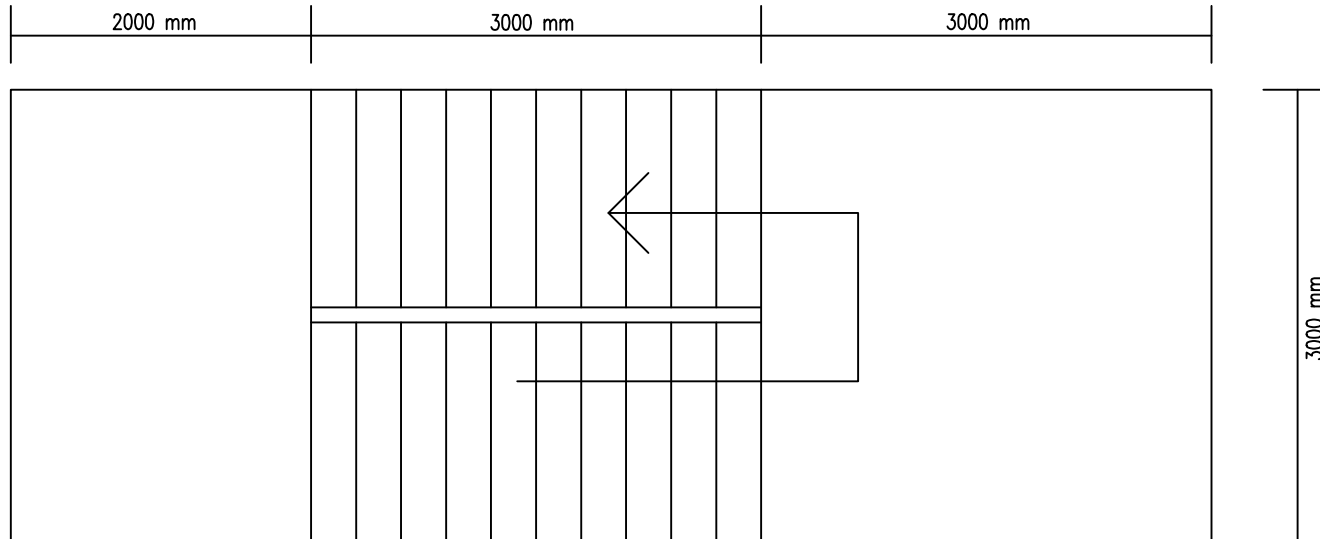
24

1 : 75



Penulangan Shearwall Tipe 4

Skala 1: 75



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

JUDUL GAMBAR

Denah Tangga Tipe 1

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
25	1 : 50	



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

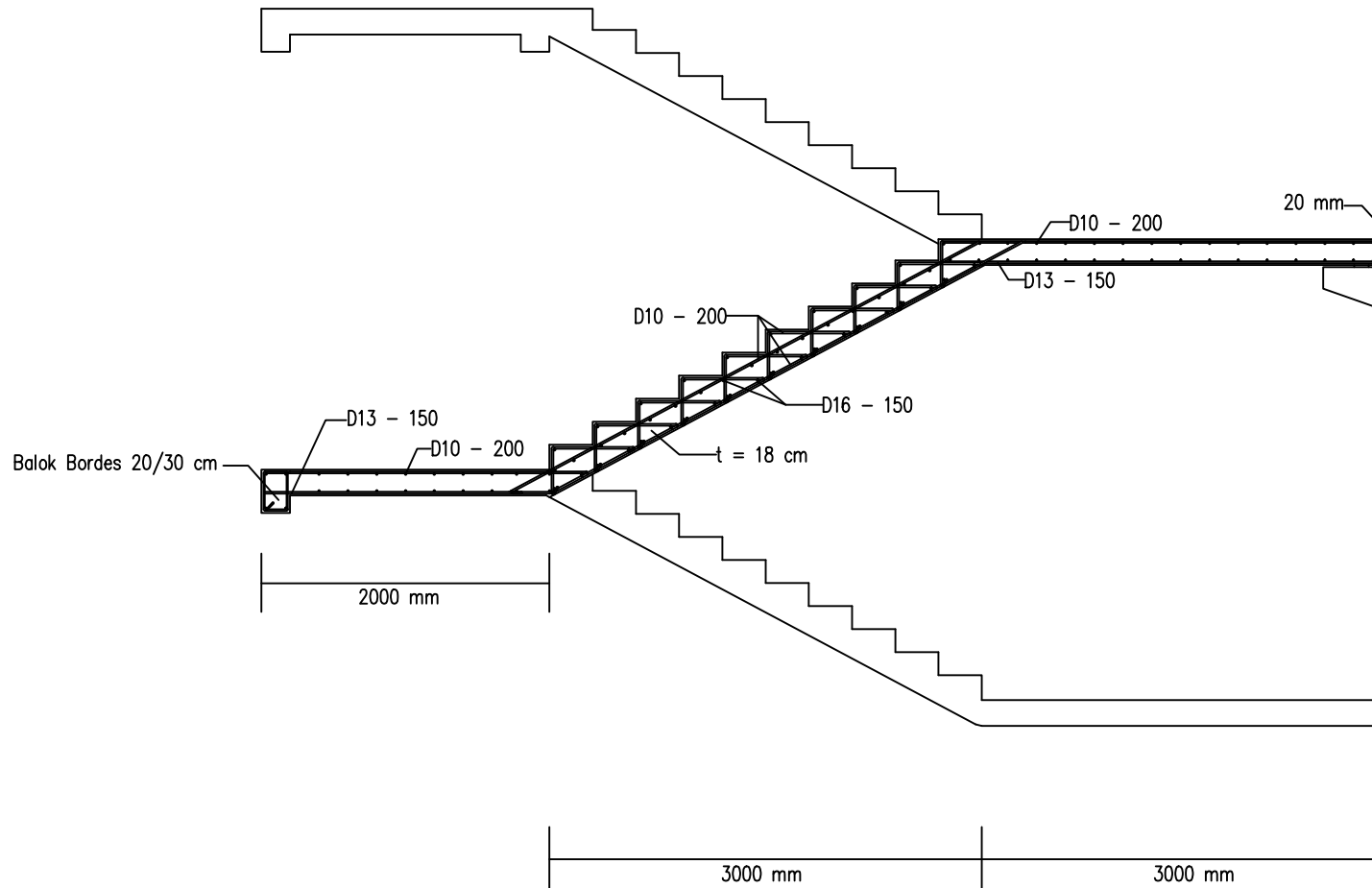
03111440000047

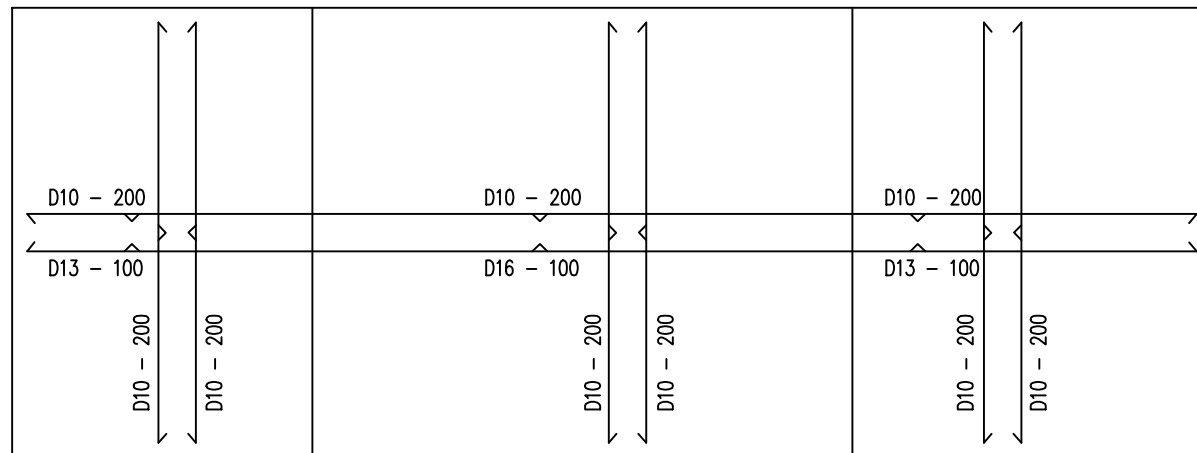
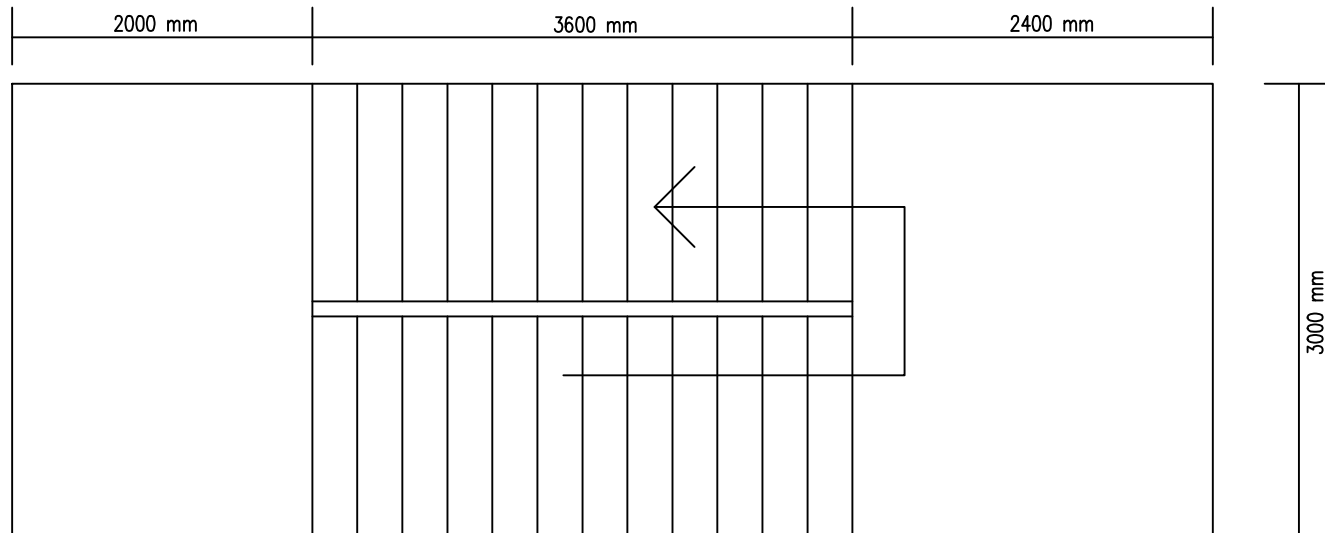
JUDUL GAMBAR

Potongan Tangga Tipe 1

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

26	1 : 50	
----	--------	--





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

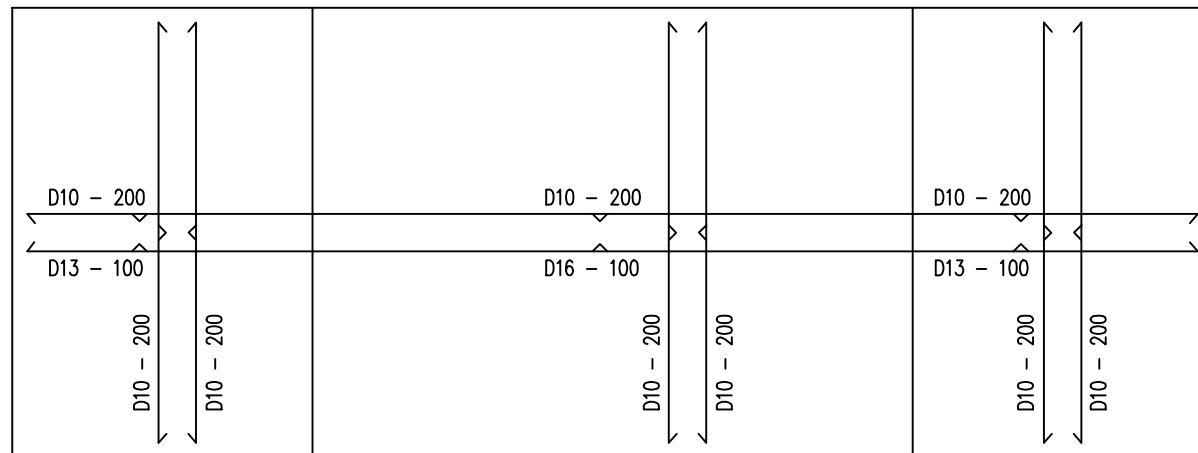
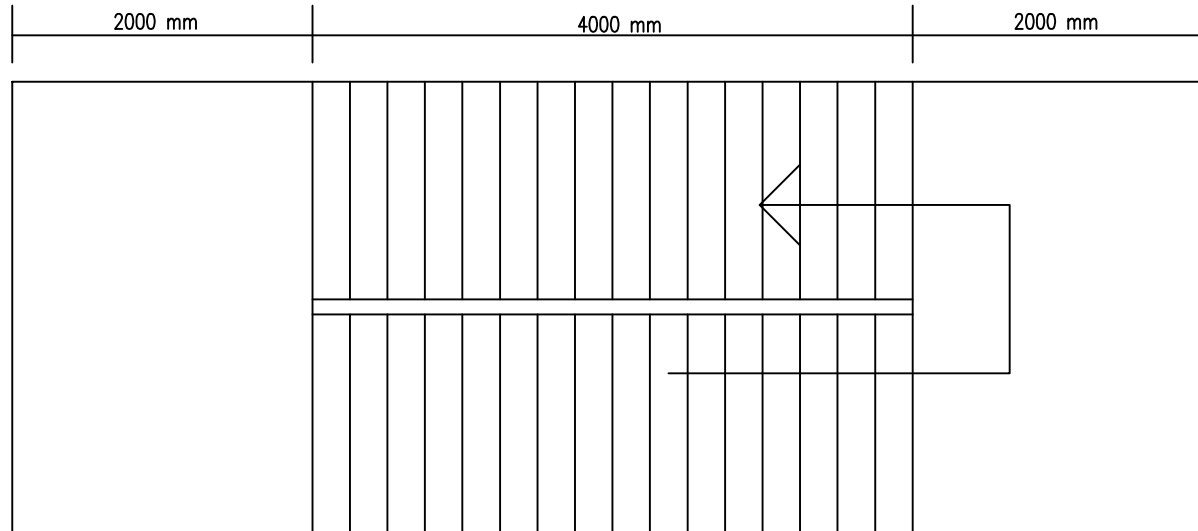
NRP

03111440000047

JUDUL GAMBAR

Denah Tangga Tipe 2

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
27	1 : 50	



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

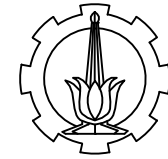
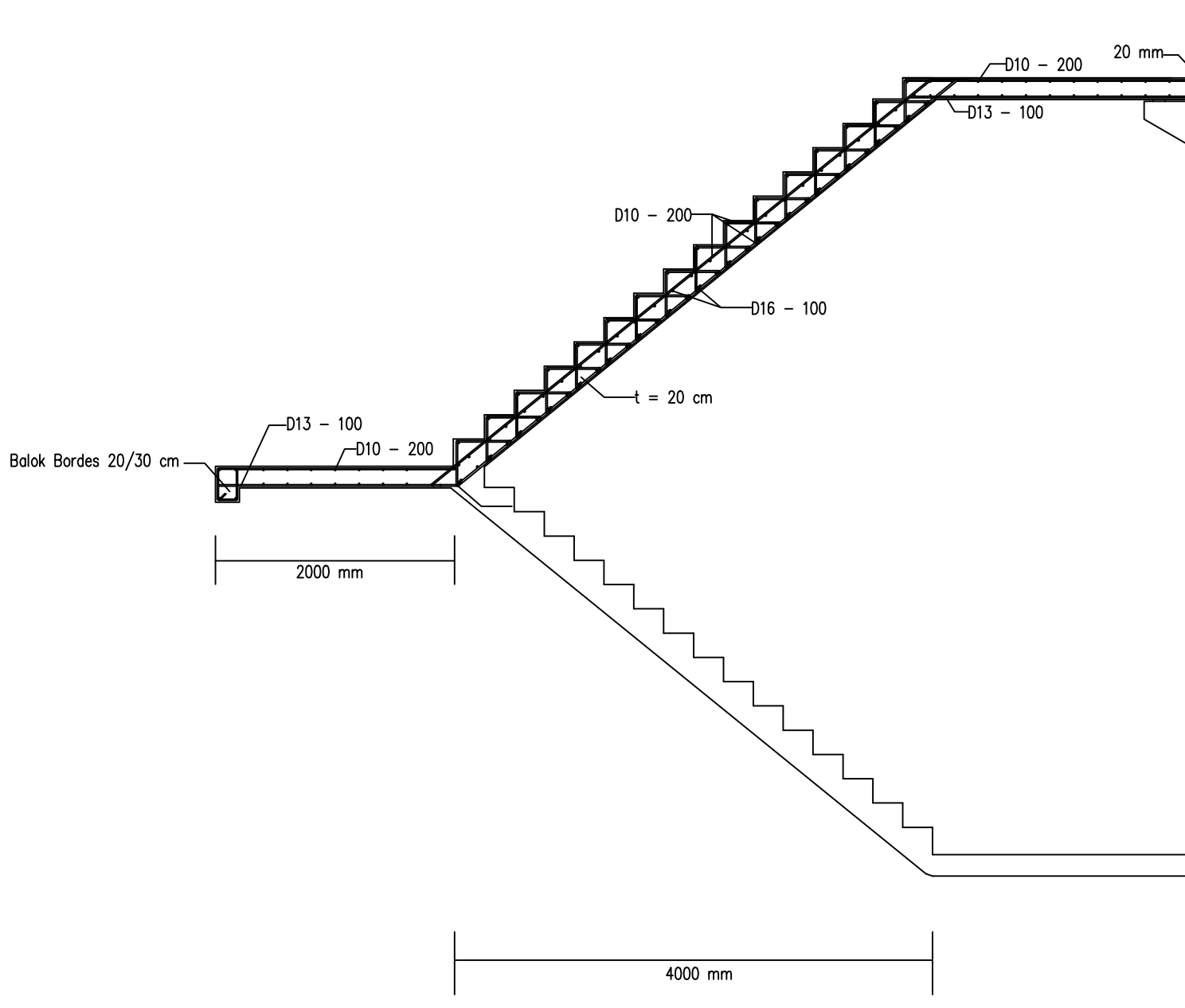
NRP

03111440000047

JUDUL GAMBAR

Denah Tangga Tipe 3

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
29	1 : 50	



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

JUDUL GAMBAR

Potongan Tangga Tipe 3

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
30	1 : 50	



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

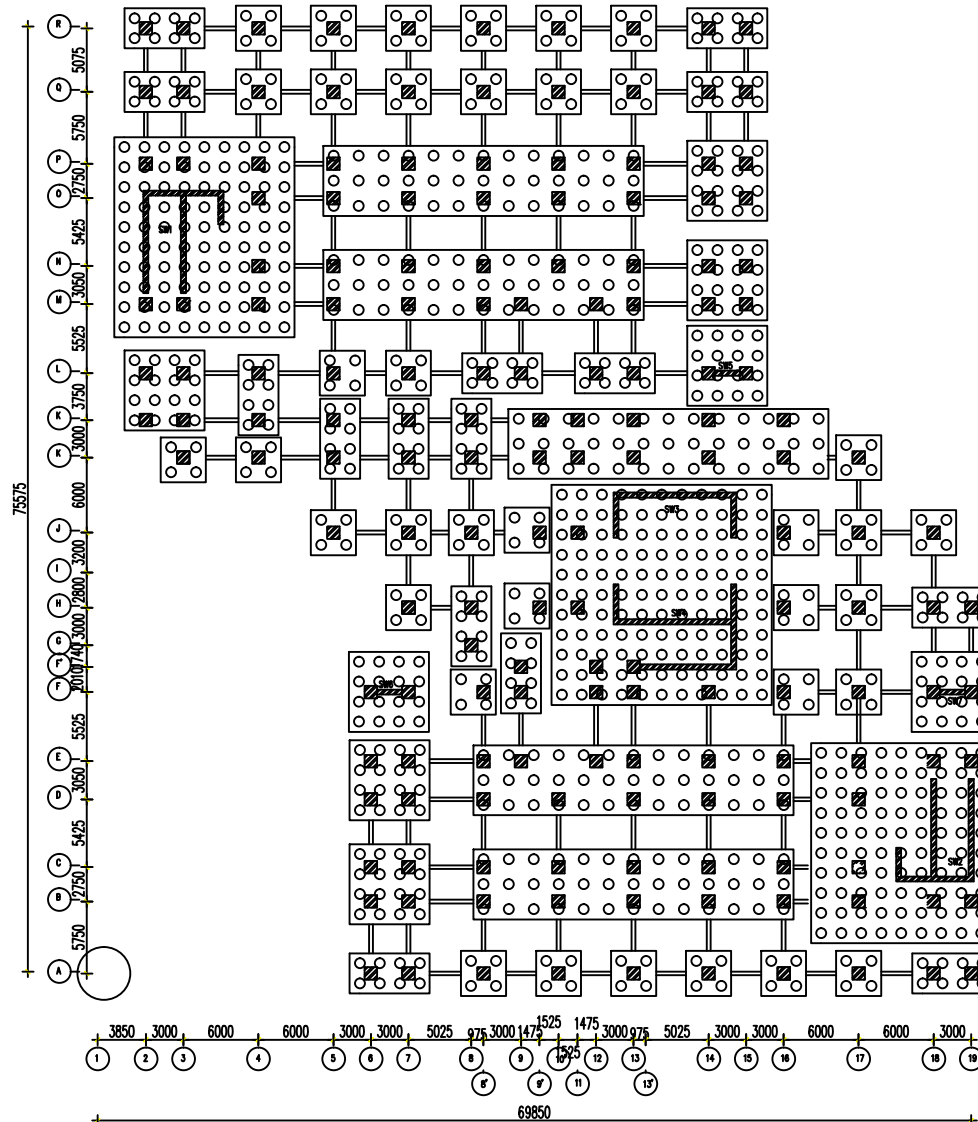
03111440000047

JUDUL GAMBAR

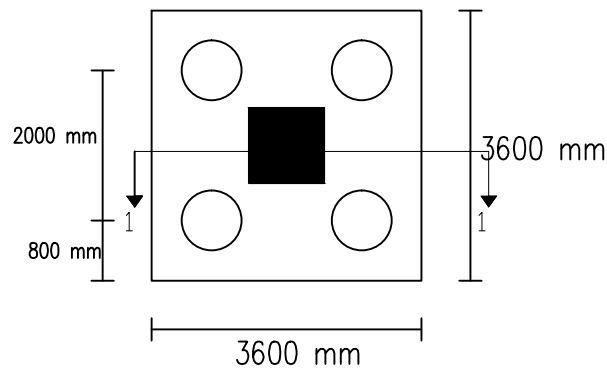
Denah Pondasi

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

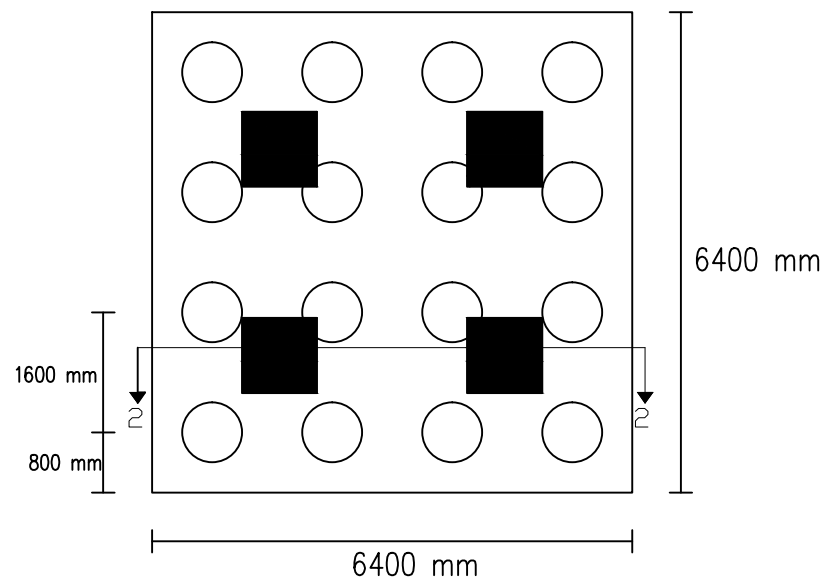
31	1 : 600	
----	---------	--



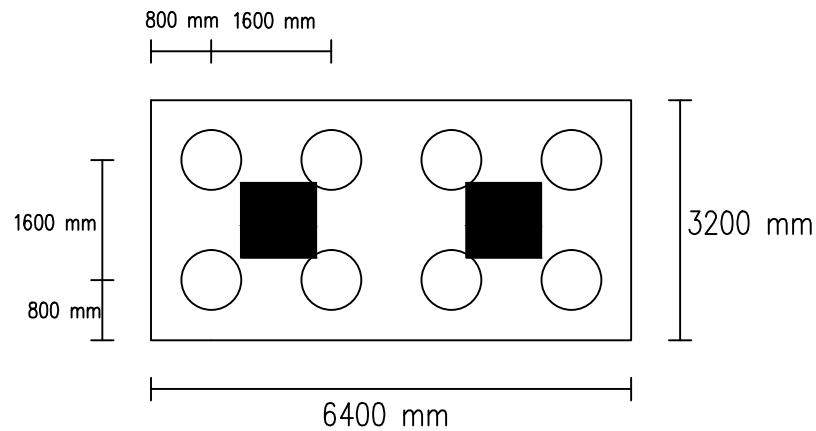
DENAH PONDASI
Skala 1: 600



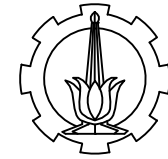
Grup Tiang Tipe 1
Skala 1: 100



Grup Tiang Tipe 2
Skala 1: 100



Grup Tiang Tipe 3
Skala 1: 100



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

JUDUL GAMBAR

Grup Tiang
Tipe 1, 2 dan 3

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
32	1 : 100	



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

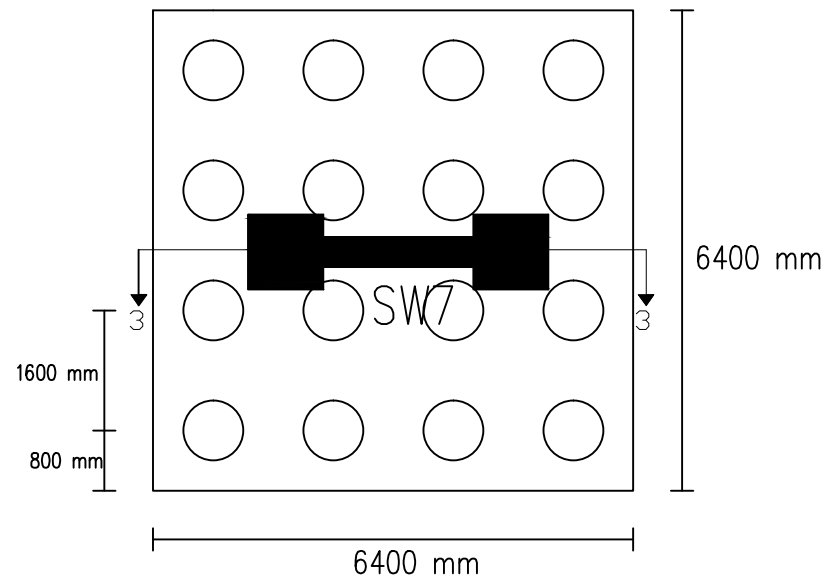
03111440000047

JUDUL GAMBAR

Grup Tiang Tipe 4

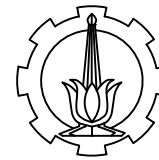
NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

33	1 : 100	
----	---------	--



Grup Tiang Tipe 4

Skala 1: 100



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

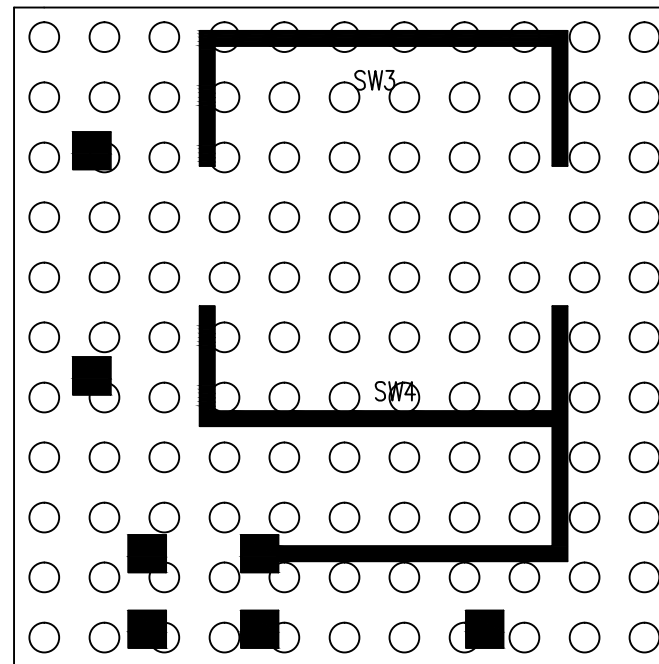
JUDUL GAMBAR

Grup Tiang Tipe 5

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

34	1 : 200	
----	---------	--

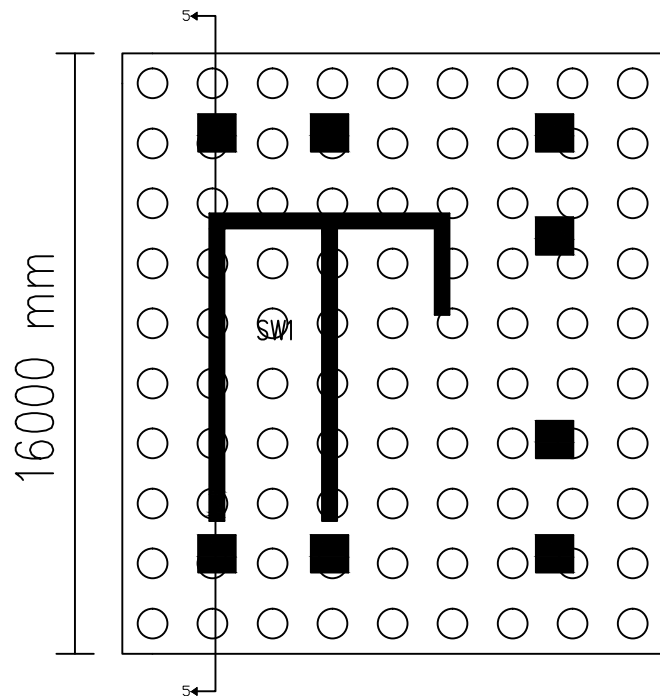
17600 mm



Grup Tiang Tipe 6

Skala 1: 200

14400 mm



Grup Tiang Tipe 5

Skala 1: 200



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

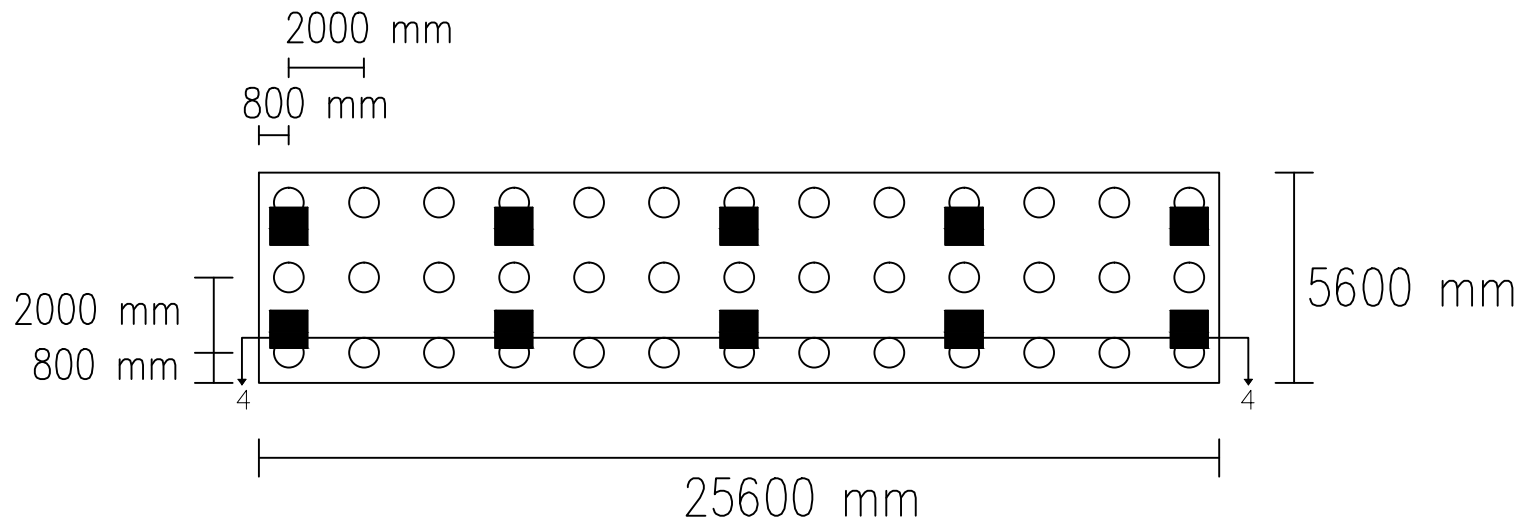
JUDUL GAMBAR

Grup Tiang Tipe 6

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

35

1 : 200





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

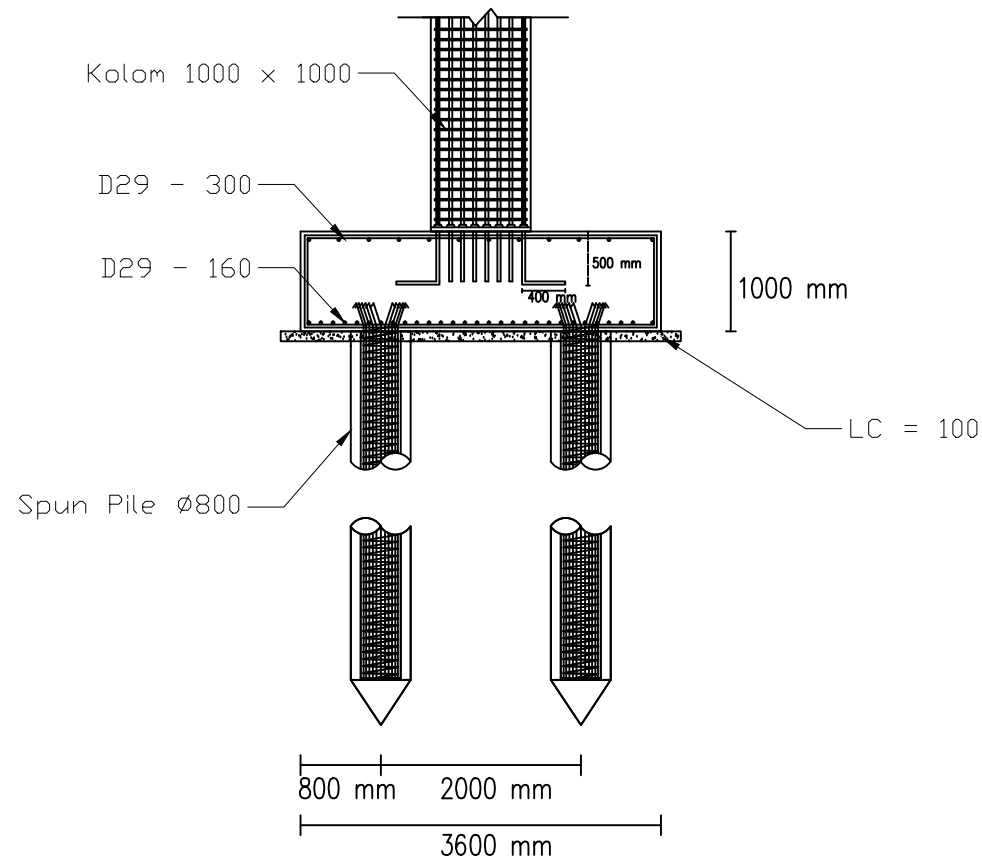
JUDUL GAMBAR

Potongan 1 - 1
Pondasi

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

36

1 : 75



Potongan 1 - 1
Skala 1: 75



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

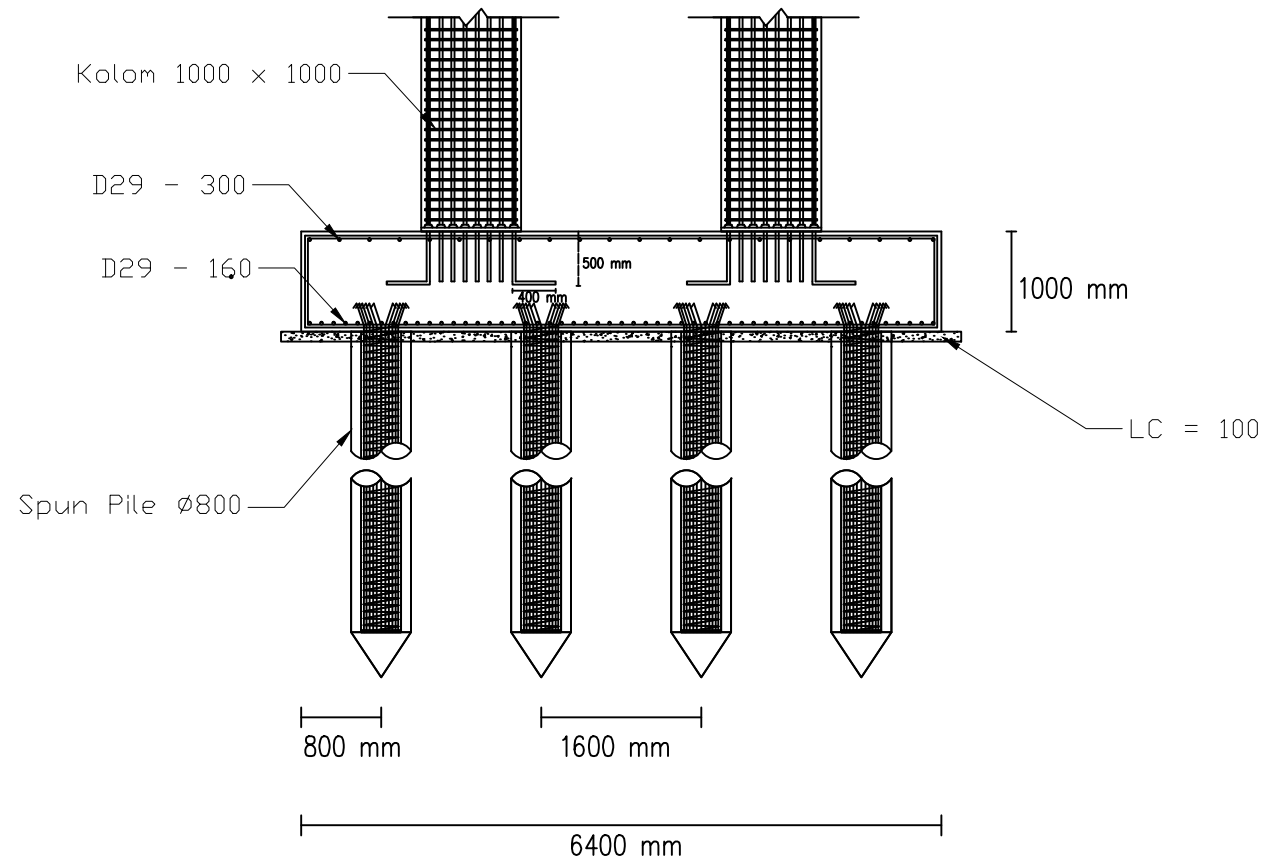
JUDUL GAMBAR

Potongan 1 - 1
Pondasi

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

37

1 : 75



Potongan 2 - 2
Skala 1: 75



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

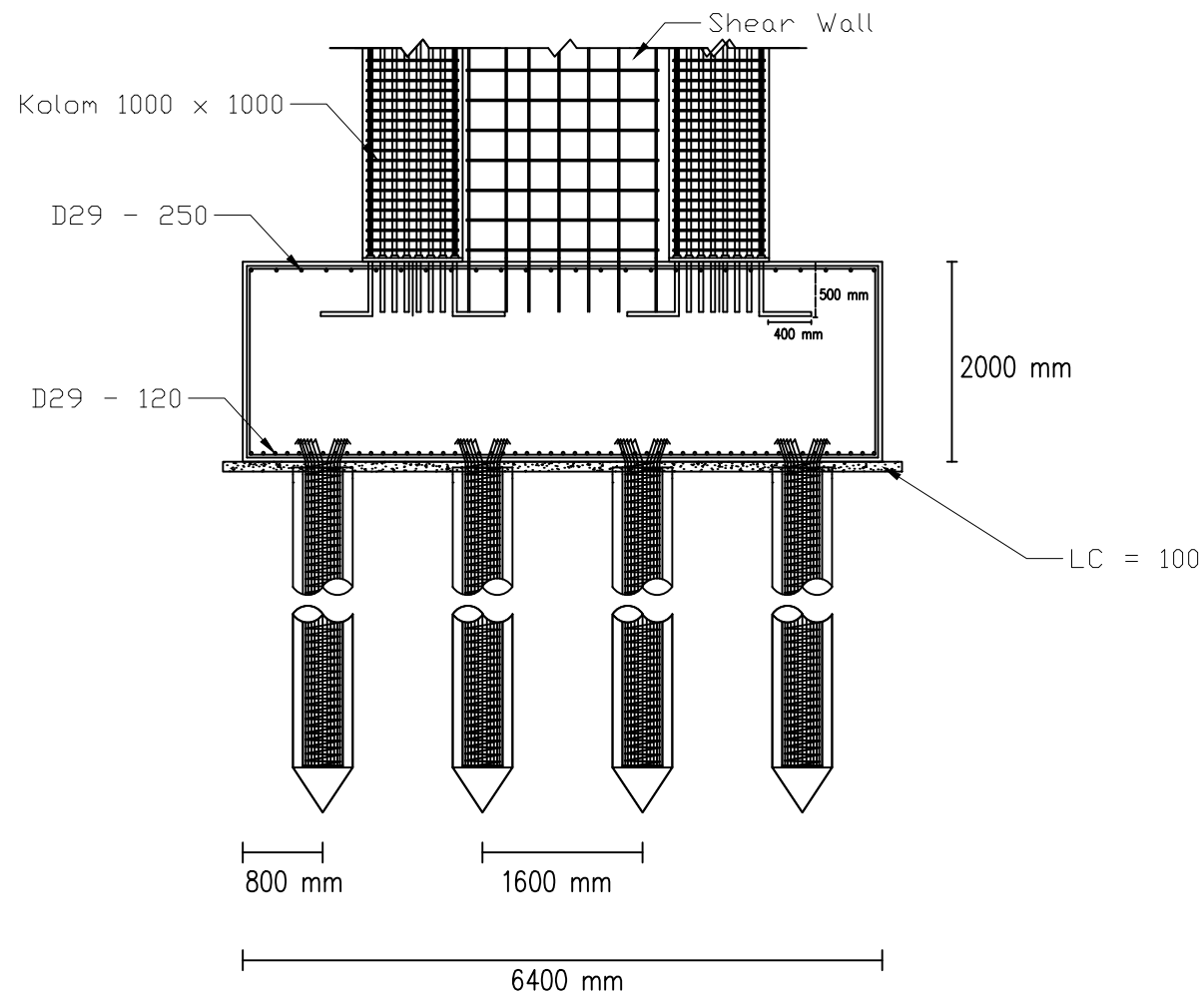
03111440000047

JUDUL GAMBAR

Potongan 1 - 1
Pondasi

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

38	1 : 75	
----	--------	--



Potongan 3 - 3
Skala 1: 75



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

03111440000047

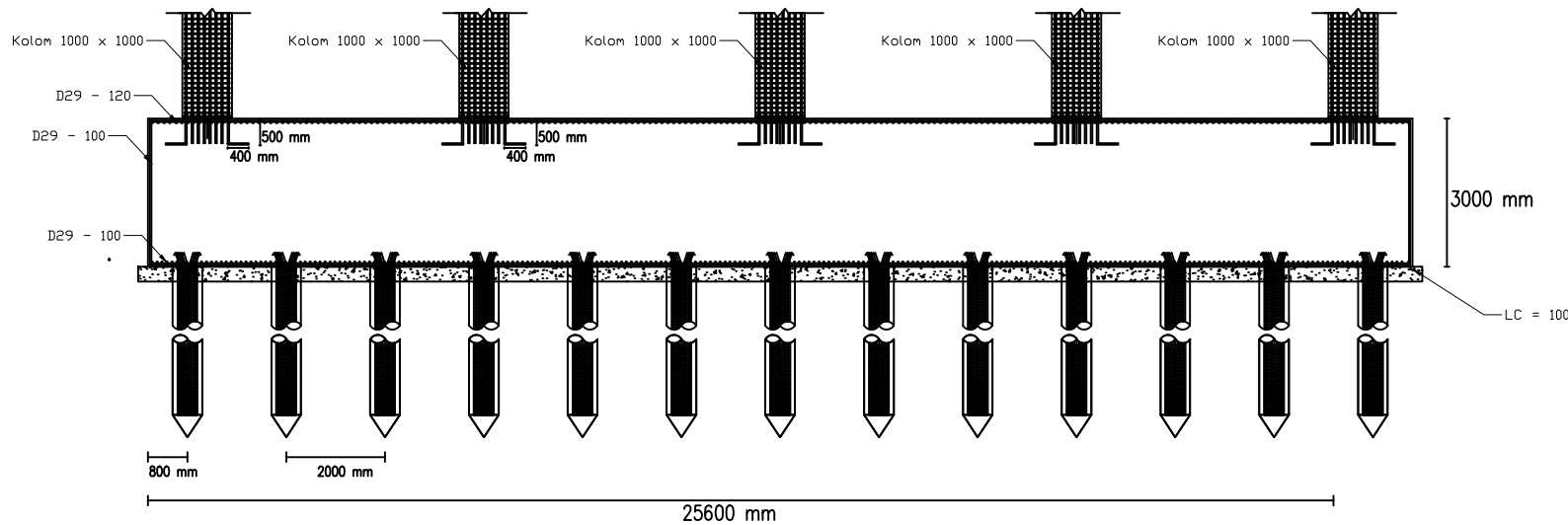
JUDUL GAMBAR

Potongan 5 - 5
Pondasi

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

39

1 : 150



Potongan Tipe 4 - 4

Skala 1: 150



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Dr. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG WISMA ATLET JAKARTA
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG

NAMA MAHASISWA

Raden Khafi Rahmandianto S.

NRP

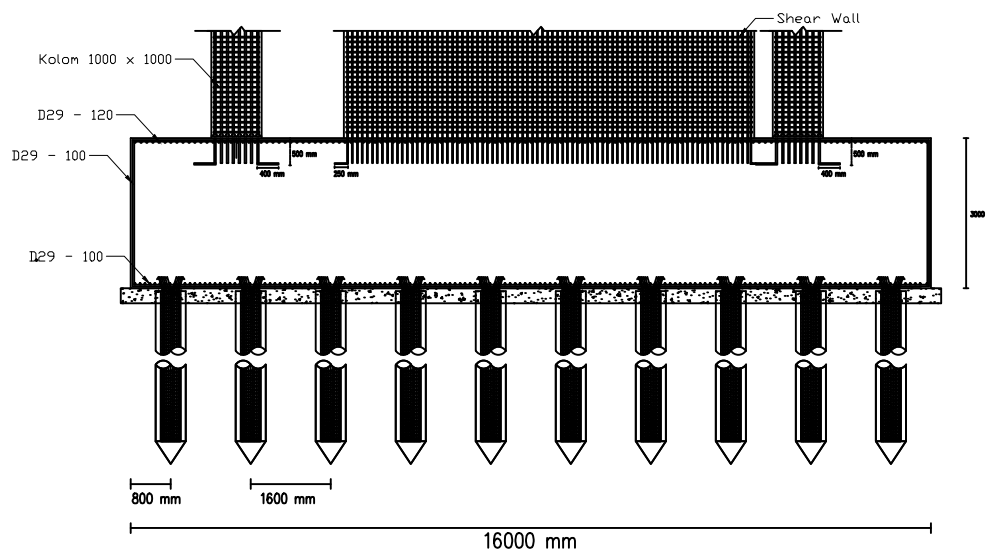
03111440000047

JUDUL GAMBAR

Potongan 5 - 5
Pondasi

NO. GMB	SKALA	KODE GMB
---------	-------	----------

40	1 : 150	
----	---------	--



Potongan Tipe 5 - 5

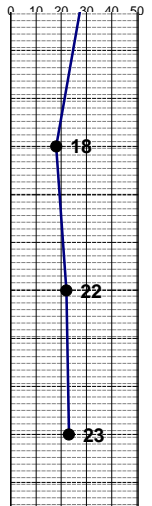
Skala 1: 150



DRILLING LOG

KLIEN	=	PEMERINTAH KOTA SURABAYA	TIPE BOR	=	ROTARY DRILLING	Remarks. UD = Undisturb Sample CS = Core Sample SPT = SPT Test
		DINAS PERUMAHAN RAKYAT DAN KAWASAN PERMUKIMAN	MULAI	=	13 FEBRUARI 2017	
		CIPTA KARYA DAN TATA RUANG	SELESAI	=	17 FEBRUARI 2017	
NAMA PROYEK	=	PEMBANGUNAN RUMAH SUSUN SEWA	MASTER BOR	=	HARNO CS	
TITIK BOR	=	BH-1				
MUKA AIR TANAH	=	METER				
LOKASI PROYEK	=	KOMPLEK RUMAH SUSUN, JL. PENJARINGANSARI TIMUR, SURABAYA				

Scale in m	Elevation (LWL) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test			N - Value		
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm				
														15 cm	15 cm		15 cm	
31.00	-31.00	-31.00			LANAU BERPASIR HALUS	COKLAT												
32.00	-32.00	-32.00			LANAU BERPASIR HALUS	COKLAT	VERY STIFF	SPT 20 s/d 28										
33.00	-33.00	-33.00									-33.00	SPT 11	18	5	8	10		
34.00	-34.00	-34.00									-33.50							
35.00	-35.00	-35.00			LANAU LEMPUNG BERPASIR HALUS		VERY STIFF	SPT 18 s/d 22			-35.00							
36.00	-36.00	-36.00									-35.50	UD 07						
37.00	-37.00	-37.00				COKLAT					-36.00							
38.00	-38.00	-38.00									-36.50	SPT 12	22	7	10	12		
39.00	-39.00	-39.00			LEMPUNG BERLANAU BERPASIR HALUS		VERY STIFF	SPT = 23			-39.00							
40.00	-40.00	-40.00									-39.50	SPT 13	23	6	10	13		
											-40.00							
											-40.50	UD 08						
END OF BORING																		





LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS

Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya

Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,

Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

REKAP HASIL TEST LABORATORIUM

KLIENT : PEMERINTAH KOTA SURABAYA DINAS PERUMAHAN
RAKYAT DAN KAWASAN PERMUKIMAN, CIPTA KARYA
DAN TATA RUANG

TITIK BOR : BH-1
MASTER BOR : HARNO, CS

PROYEK : PEMBANGUNAN RUMAH SUSUN SEWA
LOKASI : PENJARINGAN SARI, SURABAYA

DEPTH (Meter)	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	γ_t	γ_d	γ_{sat}	Pp	Cc	Cv
-5.00	2.517	1.497	100.00	59.48	59.95	1.608	1.008	1.608	1.11	0.976	5.70E-04
-10.00	2.599	1.427	100.00	54.91	58.80	1.659	1.071	1.659	1.05	0.763	4.90E-04
-15.00	2.632	1.319	100.00	50.11	56.88	1.704	1.135	1.704	1.06	0.706	9.50E-04
-20.00	2.661	1.286	100.00	48.33	56.26	1.727	1.164	1.727	*	*	*
-25.00	2.694	1.248	100.00	46.33	55.52	1.754	1.198	1.754	*	*	*
-30.00	2.648	1.219	100.00	46.03	54.93	1.743	1.193	1.743	*	*	*
-35.00	2.691	1.168	100.00	43.40	53.87	1.780	1.241	1.780	*	*	*
-40.00	2.608	1.125	100.00	43.14	52.94	1.757	1.227	1.757	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			DIRECT TEST		Unconfined test		TRIAXIAL CD		VANE TEST		k (cm/sec)
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	C	ϕ	C _u	ϕ_u	C _d	ϕ_d	Su	Cu	
-5.00	0.00	12.35	87.65	61.25	28.75	32.50	*	*	*	*	*	*	0	0.04	*
-10.00	0.00	10.61	89.39	62.65	29.37	33.28	*	*	*	*	*	*	0	0.05	*
-15.00	0.00	10.77	89.23	65.84	30.42	35.42	*	*	*	*	*	*	0	0.06	*
-20.00	0.00	7.46	92.54	62.37	30.21	32.16	*	*	*	*	*	*	0	0.15	*
-25.00	0.00	6.98	93.02	65.45	32.98	32.47	*	*	0.62	0	*	*	*	*	*
-30.00	0.00	15.79	84.21	56.78	31.53	25.25	*	*	1.32	0	*	*	*	*	*
-35.00	0.00	12.92	87.08	62.48	30.49	31.99	*	*	1.15	0	*	*	*	*	*
-40.00	0.00	10.57	89.43	59.75	28.51	31.24	*	*	1.25	0	*	*	*	*	*

REMARK

G = Gravel (%)
S = Sand (%)
S + Cl = Silt + Clay (%)

e = Void ratio
Gs = Specific Gravity
n = Porosity (%)
Sr = Degree of saturation (%)
W_c = Water content (%)
 γ_t = Moisture density (gr/cc)
 γ_{sat} = Saturated density (gr/cc)
 γ_d = Dry density (gr/cc)

LL = Liquid Limit (%)
PL = Plastic Limit (%)
IP = Plastic Index (%)

Cc = Compression Index
Cv = Coefficient of Consolidation (cm²/det)
Pp = Preconsolidation Pressure (kg/cm²)
* = Not test
k = Coefficient of permeability (cm/sec)

C = Cohesion of direct shear (kg/cm²)
C_d = Drained cohesion triaxial test(kg/cm²)
C_u = Undrained cohesion (kg/cm²)
Su = Strength of vane test (kg/cm²)
 ϕ = Angle of internal friction direct shear test (degree)
 ϕ_d = Angle of internal friction drained triaxial test (degree)
 ϕ_u = Angle of internal friction undrained triaxial test (degree)

STRAND PROPERTIES – TO AS1311

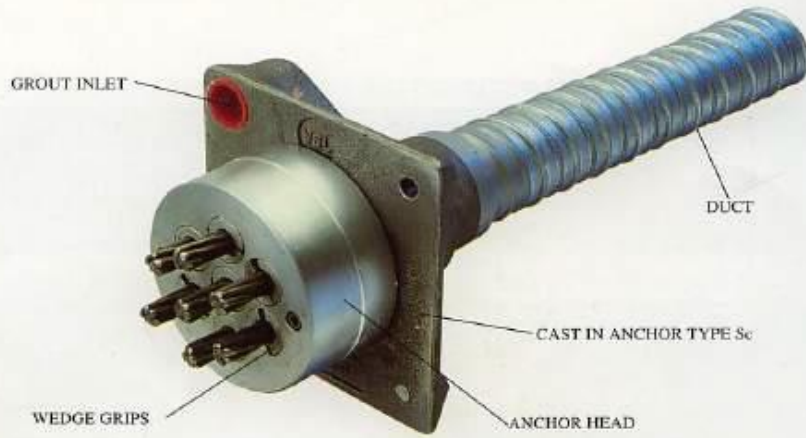
Nominal Diameter	Nominal Steel Area	Nominal Mass	Minimum Breaking Load	Minimum Proof Load (0.2% Offset)	Min. Elong. to Fracture in 600mm	Relaxation After 1,000hrs at 0.7 Breaking Load	Modulus of Elasticity
mm	mm ²	kg/m	kN	kN	%	%	MPa x 10 ³
12.7	100.1	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180-205
15.2	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	x 10 ³

TENDON PROPERTIES

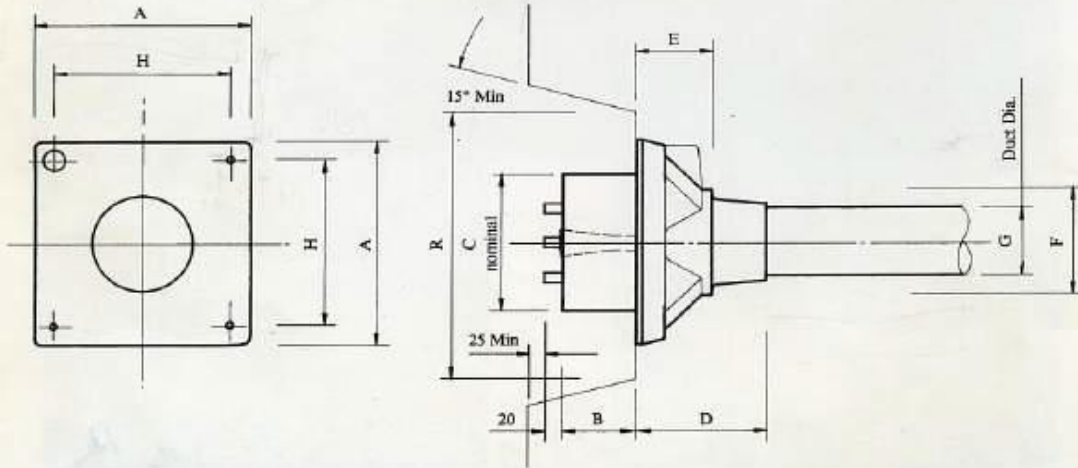
STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
5-3	2	368	39
	3	552	39
5-7	4	736	51
	5	920	51
	6	1100	51
	7	1290	51
5-12	8	1470	69
	9	1660	69
	10	1840	69
	11	2020	69
	12	2210	69
5-19	13	2390	84
	14	2580	84
	15	2760	84
	16	2940	84
	17	3130	84
	18	3310	84
	19	3500	84
5-22	20	3680	90
	21	3860	90
	22	4050	90
5-27	23	4230	96
	24	4420	96
	25	4600	96
	26	4780	96
	27	4970	96
5-31	28	5150	105
	29	5340	105
	30	5520	105
	31	5700	105
5-37	32	5890	115
	33	6070	115
	34	6260	115
	35	6440	115
	36	6620	115
	37	6810	115
5-42	38	6990	118
	39	7180	118
	40	7360	118
	41	7540	118
	42	7730	118
5-48	43	7910	127
	44	8100	127
	45	8280	127
	46	8460	127
	47	8650	127
	48	8830	127
5-55	49	9020	135
	50	9200	135
	51	9380	135
	52	9570	135
	53	9750	135
	54	9940	135
	55	10120	135

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
6-3	2	500	39
	3	750	39
6-4	4	1000	51
6-7	5	1250	69
	6	1500	69
	7	1750	69
6-12	8	2000	84
	9	2250	84
	10	2500	84
	11	2750	84
	12	3000	84
6-19	13	3250	96
	14	3500	96
	15	3750	96
	16	4000	96
	17	4250	96
	18	4500	96
	19	4750	96
6-22	20	5000	105
	21	5250	105
	22	5500	105
6-27	23	5750	115
	24	6000	115
	25	6250	115
	26	6500	115
	27	6750	115
6-31	28	7000	118
	29	7250	118
	30	7500	118
	31	7750	118
6-37	32	8000	127
	33	8250	127
	34	8500	127
	35	8750	127
	6-42	36	9000
37		9250	135
38		9500	135
39		9750	135
40		10000	135
41		10250	135
6-48	42	10500	135
	43	10750	144
	44	11000	144
	45	11250	144
	46	11500	144
	47	11750	144
6-55	48	12000	144
	49	12250	154
	50	12500	154
	51	12750	154
	52	13000	154
	53	13230	154
	54	13500	154
	55	13750	154

- Note: 1. Intermediate duct diameters may be available on application.
 2. Duct diameters are for corrugated steel duct.
 3. Duct external dia. = 1. Dia. + 6mm nominal
 4. Corrugated polyethylene PT-PlusTM duct is also available, refer page 14.
 5. For special applications other strand and tendon capacities are available.



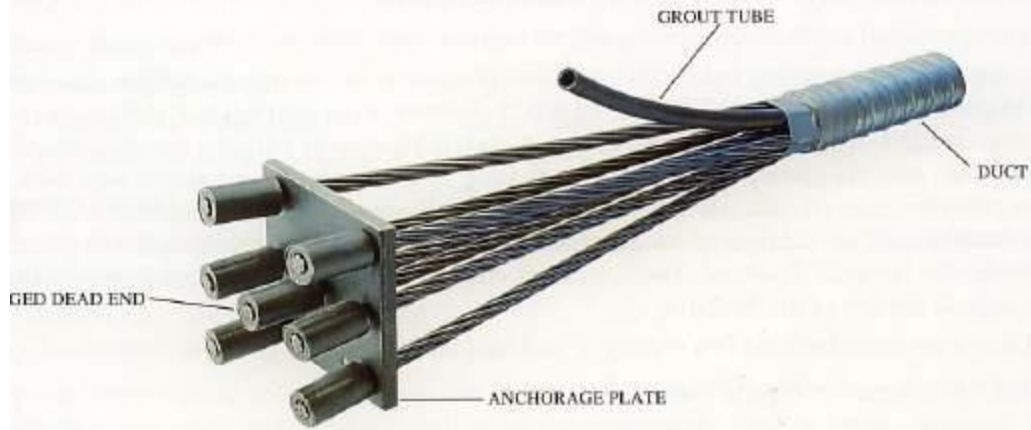
VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc
LIVE END



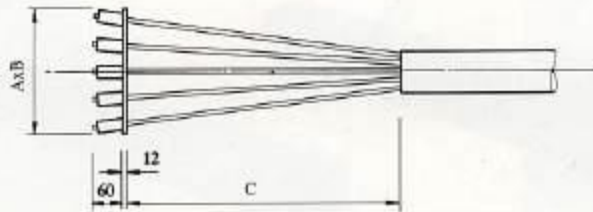
TENDON UNIT	Dimensions (mm)									
	A	B	C	D	E	F	G Int. Dia.	H	R	
STRAND TYPE 12.7mm	*5-3P	135	57	90	191	16	56	39	116	210
	*5-4P	150	57	90	216	16	64	39	125	210
	5-7	165	57	120	100	60	85	51	125	275
	5-12	213	64	160	160	84	120	69	151	320
	5-19	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	5-22	290	77	200	215	140	153	90	230	360
	5-27	315	92	220	250	160	176	96	250	360
	5-31	315	92	230	250	161	175	105	250	360
	5-37	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	5-42	390	112	290	346	168	217	118	325	650
5-48	430	122	300	340	161	233	127	365	750	
5-55	465	142	320	340	160	400	135	460	750	
STRAND TYPE 15.2mm	*6-3P	150	60	90	190	16	56	39	116	210
	*6-4P	165	64	120	100	60	85	51	125	270
	6-7	215	64	160	160	85	120	69	150	320
	6-12	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	6-19	315	92	220	250	160	175	96	250	360
	6-22	315	92	230	250	160	175	105	250	360
	6-27	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	6-31	390	112	290	340	160	217	118	325	650
	6-37	430	122	300	340	160	235	135	365	750
	6-42	465	142	320	340	160	250	135	400	750
*6-48P	575	155	340	1035	110	269	144	495	900	
*6-55P	600	190	360	1070	120	294	154	520	900	

Note: Dimension R does not allow for Lift Off force check. Smaller recesses can be provided for special cases. Refer VSL office for details.

*Plate type anchorages (Type P). Also available for other tendon units.



VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE P



STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	A	B	C
	Dimensions (mm)		
5-3	100	100	100
5-4	120	120	150
5-7	150	150	250
5-12	200	200	350
5-19	250	250	500
5-22	300	250	500
5-27	300	300	650
5-31	350	300	650
5-37	375	350	850
5-42	375	375	850
5-48	400	400	1000
5-55	425	425	1000

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	A	B	C
	Dimensions (mm)		
6-3	150	150	250
6-4	150	150	250
6-7	200	200	350
6-12	250	250	500
6-19	300	300	500
6-22	300	300	500
6-27	350	350	650
6-31	350	350	650
6-37	400	350	850
6-42	400	350	850
6-48	475	475	1000
6-55	550	475	1000



HYUNDAI ELEVATOR CO., LTD.

HEAD OFFICE & FACTORY

San 136-1, Ami-ri, Bubal-eup, Icheon-si, Gyeonggi-do 467-734, Korea
 Tel : 82-2-3670-0661/0665 Fax : 82-2-3672-8763-4
 www.hyundaelevator.co.kr

SEOUL OFFICE (INT'L SALES DIV.)

9F East Bldg, Hyundai Group Bldg. 1-7 Yeonji-dong Jongno-gu, Seoul 110-754, Korea
 Tel : 82-2-3670-0661/0665 Fax : 82-2-3672-8763-4

INTERNATIONAL SALES & SERVICE NETWORK

ALGERIA Tel : 213-21-203787 Fax : 213-21-216444	ETHIOPIA Tel : 251-911-851313 Fax : 251-118-605051	MONGOLIA Tel : 976-11-7015-3333 Fax : 976-11-7016-3333	SUDAN Tel : 249-183-230-389 Fax : 249-183-230-364
ARGENTINA Tel : 5411-3220-2878	GUATEMALA Tel : 502-2388-0000 Fax : 502-2388-0044	MYANMAR Tel : 951-521080-83 Fax : 951-521080-83	SYRIA Tel : 963-114-419199 Fax : 963-114-469-8666
ARMENIA Tel : 971-4-440-49-27 Fax : 971-4-440-49-26	INDIA Tel : 91-20-3250-2190 Fax : 91-20-2747-0568	NIGERIA Tel : 234-803-7352222 Fax : 0703-4444400	THAILAND Tel : 66-2348-8000 Fax : 66-2249-8483
AZERBAIJAN Tel : 994-12-418-0106 Fax : 994-12-567-18-77	INDONESIA Tel : 62-21-631-8444 Fax : 62-21-632-6288	OMAN Tel : 968-9286-4334 Fax : 968-2449-9307	TUNIS Tel : 216-70-853-231 Fax : 216-71-754-361
BAHRAIN Tel : 973-17-702-468 Fax : 973-17-702-643	IRAN Tel : 98-21-8869-8727-36 Fax : 98-21-8855-3741	PAKISTAN Tel : 92-21-3432-0601 Fax : 92-21-3432-0617	TURKEY Tel : 90-216-488-8000 Fax : 90-216-488-9191
BANGLADESH Tel : 880-1711-533047 Fax : 880-2-9884392	IRAQ Tel : 964-770-588-0555	PANAMA Tel : 507-230-3166 Fax : 507-230-3187	TURKMENISTAN Tel : 993-12-95-0333 Fax : 993-12-95-0330
BOLIVIA Tel : 591-3-3-435243	ISRAEL Tel : 972-3-963-0000 Fax : 972-3-963-0050	PERU Tel : 51-1-472-6868 Fax : 51-1-472-6898	U.A.E. Abu Dhabi Tel : 971-2-671-1779 Fax : 971-2-443-8822 Dubai Tel : 971-4-294-4475 Fax : 971-4-294-4476
BRAZIL Tel : 55-81-3271-6272 Tel : 55-11-9981-0381	ITALY Tel : 39-0464-485-333 Fax : 39-0464-485-334	PHILIPPINES Tel : 632-716-0905 Fax : 632-714-8896	USA Tel : 1-562-404-1909 Fax : 1-562-404-1902
CHILE Tel : 562-263-53394	JAPAN Tel : 81-3-3436-5117 Fax : 81-3-3436-5198	POLAND Tel : 48-61-820-85-51 Fax : 48-61-820-85-52	VENEZUELA Tel : 58-212-232-8263 Fax : 58-212-232-7178
CHINA Tel : 86-21-6485-8600 Fax : 86-21-6485-3511	JORDAN Tel : 962-79-5526-713 Fax : 962-6-5699-014	QATAR Tel : 974-4436-6687 Fax : 974-4436-6689	VIETNAM Tel : 84-4-3572-4588 Fax : 84-4-3572-4699
COLOMBIA Tel : 57-4-444-9297	KAZAKHSTAN Tel : 7-727-244-0555 Fax : 7-727-267-6456	RUSSIA Tel : 7-495-514-00-32 Fax : 7-495-258-04-18	VENEZUELA Tel : 84-4-3943-4945 Fax : 84-8-3232-1496
CUBA Tel : 537-699-3460 Fax : 537-699-3412	KUWAIT Tel : 965-2245-7925 Fax : 965-2242-3510	SAUDI ARABIA Tel : 966-2-652-9000 Fax : 966-2-652-9090	
DOMINICAN REPUBLIC Tel : 809-566-9426	LIBYA Tel : 218-91-735-0745 Fax : 201-00-354-4237	SPAIN Tel : 34-933-779-200 Fax : 34-933-779-401	
ECUADOR Tel : 593-2-254-2831 Fax : 593-2-255-3761	MEXICO Tel : 52-55-56635246 Fax : 52-55-5663-2982	SOUTH AFRICA Tel : 277-1455-4770	
EGYPT Tel : 20-2-25050874 Fax : 0020-2-25078503			

PASSENGER ELEVATORS - We reserve the right to change designs and specifications for the product development without prior notice.
 Copyright © HYUNDAI ELEVATOR CO., LTD. All rights reserved. Printed in Korea.
 CATALOG CODE : C-PEL-E0408/2013.03/Rev.4

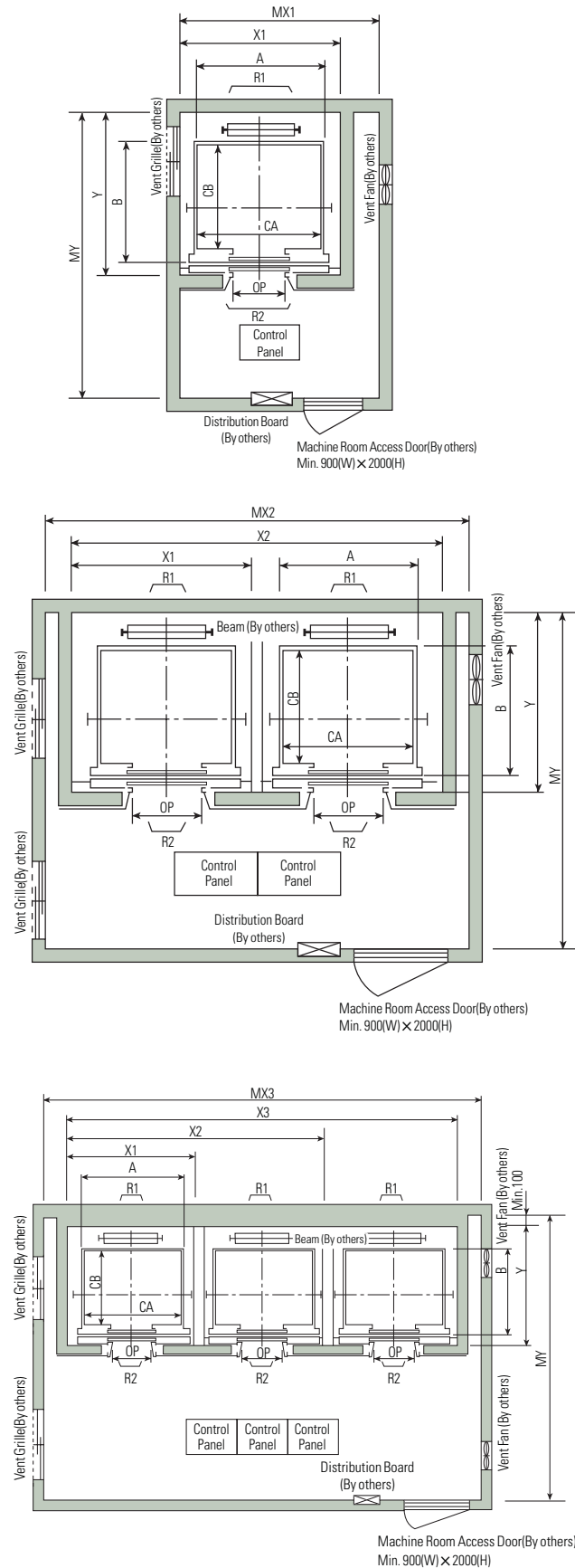


Moving solutions with safety, reliability and efficiency
PASSENGER ELEVATORS

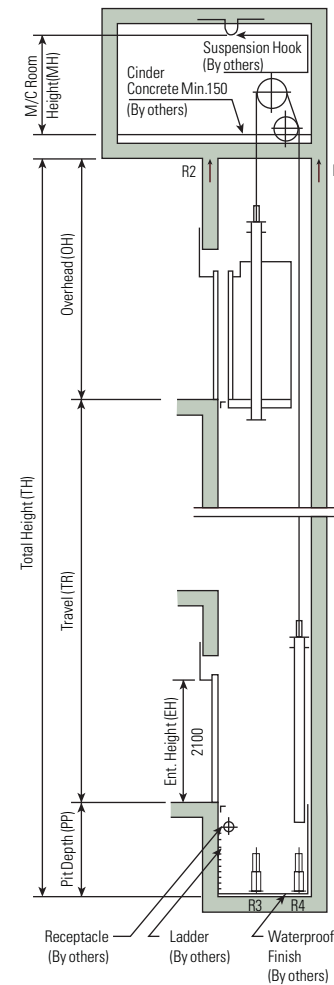
 **HYUNDAI ELEVATOR**

Layout Plan - LUXEN(Gearless Elevators) 1~2.5m/sec

Plan of Hoistway & Machine Room



Section of Hoistway



Standard Dimensions & Reactions

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Clear Opening	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg		Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth	R1	R2	R3	R4
1	6	450	800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000	5400	4500
	8	550	800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250	6000	4900
	9	600	800	1400 × 1130	1460 × 1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450	6300	5100
1.5	10	700	800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6800	5400
	11	750	800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800	7100	5600
1.75	13	900	900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750	8100	6300
	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450	4300	8600	6600
2 (Note 4)	17	1150	1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100	11000	8700
			1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800				
2.5 (Note 4)	20	1350	1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	7250	2380	2600	4900	7500	4200	7800	6000	12200	9500
			1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	7850	2180	2800	5250	8300	4000				
			1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300				
24	1600	1100	2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	8300	2280	3000	5650	8700	4200	8500	6800	13600	10400	

- Notes :
- Above hoistway dimensions are based on 15-storied buildings. For application to over 16-storied buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistways.
 - Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.
 - When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
 - The capacity in persons is calculated at 65kg/person. (EN81=75kg/person)
 - Above dimensions are applied in case the door is standard. In case fire protection door that the clear opening is over 1000mm is applied, hoistway size for 1 car should be applied above X1 dimension plus 100mm.
 - In case of 2m/sec and 2.5m/sec, hoistway size is above plus 100mm, the machine room size is above plus 100mm.

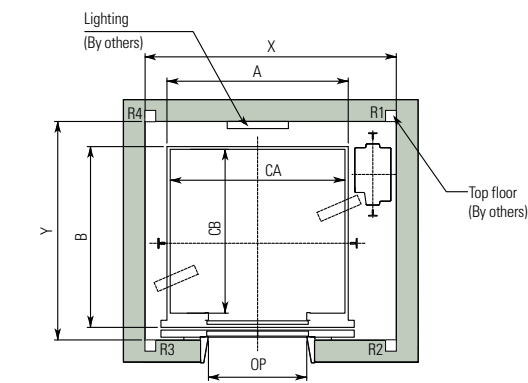
(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Overhead (O H)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
1	4600	1500	2200
1.5	4800	1800	2400
1.75	5000	2100	2400
2	5000	2100	2600
2.5	5500	2400	2600

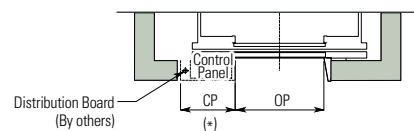
- Notes :
- Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.
 - The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. Therefore, some allowances should be made considering the sloping of the hoistways.
 - The minimum machine room height should be 2800mm in case of the traction machine with double isolation pad.
 - For gearless (1:1 roping) elevators, the minimum machine room height should be 2400mm.

Layout Plan - YZER (Machine-Room-Less Elevators) 1~2.5m/sec

Plan of Hoistway (8~38 Persons)



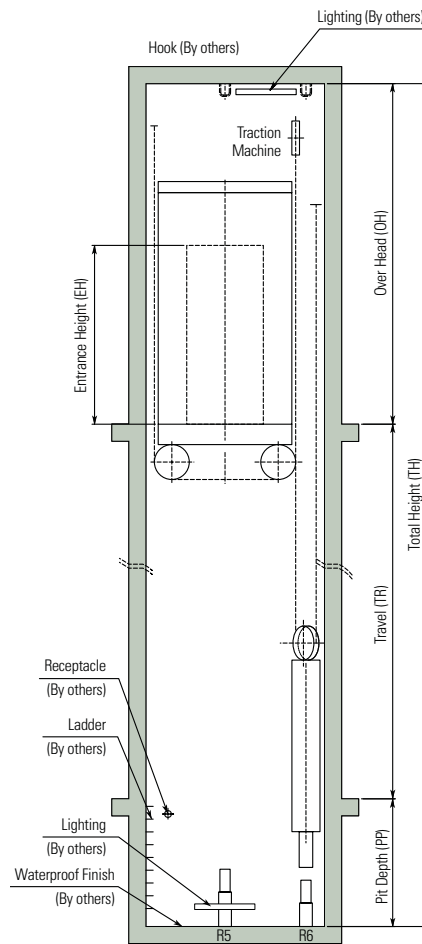
Floor without control panel



Floor with control panel

- Notes:**
- The lighting of hoistway should be installed less than 500mm from above the ceiling of hoistway and within 500mm above the bottom of the pit. (By others)
 - Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%. (By others)

Section of Hoistway



Standard Dimensions (8~38 Person)

Speed (m/sec)	Capacity		Clear Opening (OP)	Car		Hoistway		Motor (kW)	M/C Room Reaction (kg)						Pit Reaction (kg)				
	Persons	kg		CA × CB	A × B	X	Y		R1	R2	R3	R4	R5	R6	Persons	Speed (m/sec)	Overhead (OH)	Pit (PP)	Control Panel (CP)*
1	8	550	800	1300×1100	1360×1255	2050	1700	3.4	4000	2100	1500	600	7000	1600	8~17	0.75	3800	1500	530
1.5								5.1											
1.75								5.9											
1	9	600	800	1300×1190	1360×1345	2050	1800	3.7	4100	2300	1600	600	7300	1600	13~17	1.5	4000	2100	530
1.5								5.6											
1.75								6.5											
1	10	700	800	1300×1300	1360×1455	2050	1800	4.3	4500	2300	1700	650	7800	1600	20~24	0.75	4200	1500	530
1.5								6.5											
1.75								7.5											
1	11	750	800	1300×1400	1360×1555	2050	1850	4.6	4800	2300	1750	700	8100	1700	27~30	1.5	4300	1800	630
1.5								6.9											
1.75								8.1											
1	13	900	900	1500×1400	1560×1555	2200	1850	5.7	5100	2500	1800	750	9200	1900	27~30	0.75	4400	1750	530
1.5								8.6											
1.75								10											
2								11.5											
2.5								14.5											
1	15	1000	900	1600×1400	1660×1555	2300	1900	6.2	5400	2700	1900	800	9800	2000	38	1	5000	1750	630
1.5								9.2											
1.75								10.8											
2								12.3											
2.5								15.4											
1	17	1150	1000	1800×1400	1900×1570	2600	2100	7.1	6300	3400	2100	900	12500	2500	38	1.5	5100	1900	630
1.5								10.6											
1.75								12.4											
2								14.1											
2.5								17.7											
1	20	1350	1000	1800×1600	1900×1770	2650	2250	8.3	7700	4300	2500	1100	13900	3000	38	1.75	5300	2100	630
1.5								12.5											
1.75								14.5											
2								16.6											
2.5								20.7											
1	24	1600	1100	2000×1600	2100×1770	2850	2450	9.9	7900	4600	2600	1200	15200	3200	38	1	5000	1750	630
1.5								14.8											
1.75								17.2											
2								19.7											
2.5								24.6											
1	27	1750	1200	1600×2300	1700×2507	2480	2850	11.5	8300	4900	2700	1200	17800	3300	38	1.5	5000	1750	630
1.5								17.2											
1.75								20.1											
1								12.3											
1.5								18.4											
1.75	21.5																		
1	38	2500	1400	2200×2200	2300×2407	3300	3050	15.4	10300	5200	3300	1600	24000	3700	38	1.5	5000	1750	630
1.5								23											
1.75								26.9											

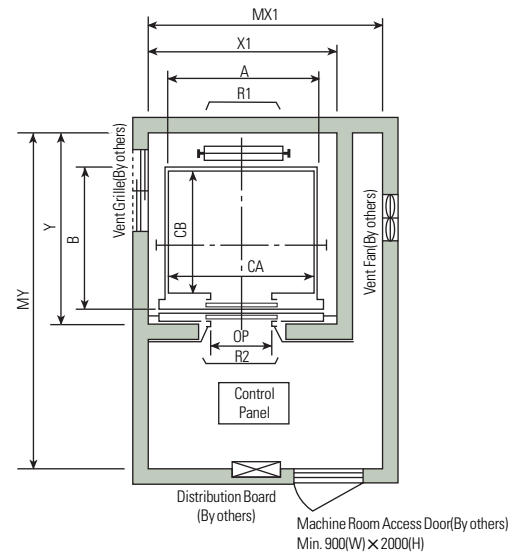
(Unit : mm)

- Notes:**
- Above dimensions are applied for car height of 2500mm (car internal height is 2300mm). For other applicable dimensions, consult Hyundai.
 - For car internal height (under 17 persons) of 2500mm, dimension of overhead is OH plus 200mm.
 - The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. Therefore, some allowances should be made considering the sloping of the hoistways.
 - When face to face arrangement is required, partitioning work for hoistway is required. (EN81)
 - If the hoistway is glass, consult Hyundai as it needs to finish laminated glass. (EN81)
 - When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, please consult Hyundai Elevator.

- Notes:**
- When non-standard capacities and dimensions (including fire protection doors) are required to meet the local code, please consult Hyundai.
 - The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. Therefore, some allowances should be made considering the sloping of the hoistways.
 - If the height of floor is over 11m, please consult Hyundai as to the needs for emergency exit.
 - Above dimensions are applied in case the door is standard. In case fire protection door that the clear opening is over 1000mm is applied, hoistway size for 1 car should be applied above X1 dimension plus 100mm.
 - In case the emergency stop switch is applied to the counter weight, consult Hyundai.
 - When face to face arrangement is required, partitioning work for hoistway is required. (EN81)

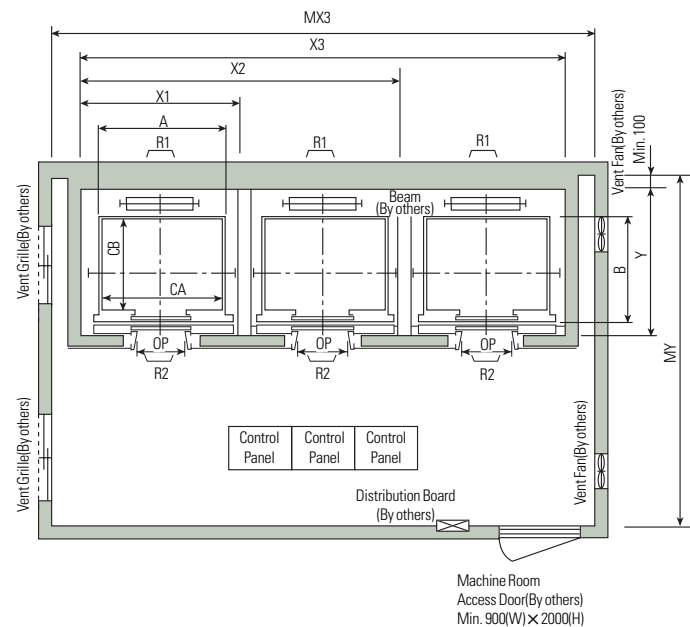
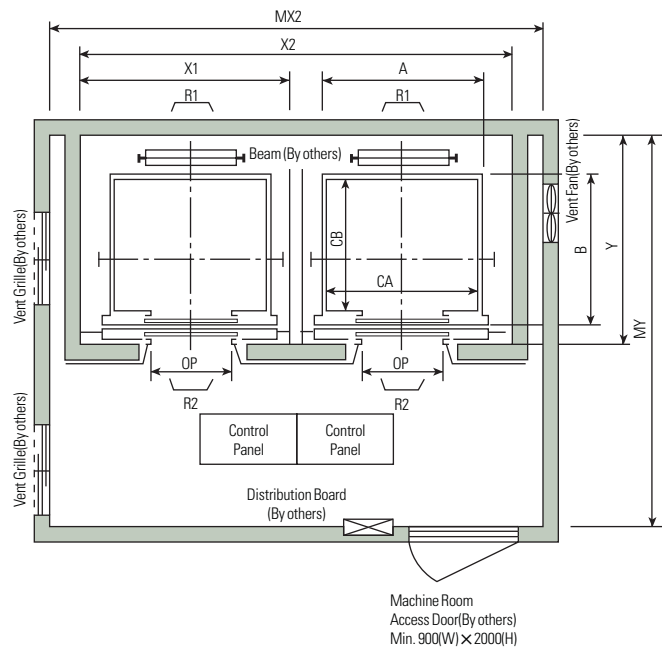
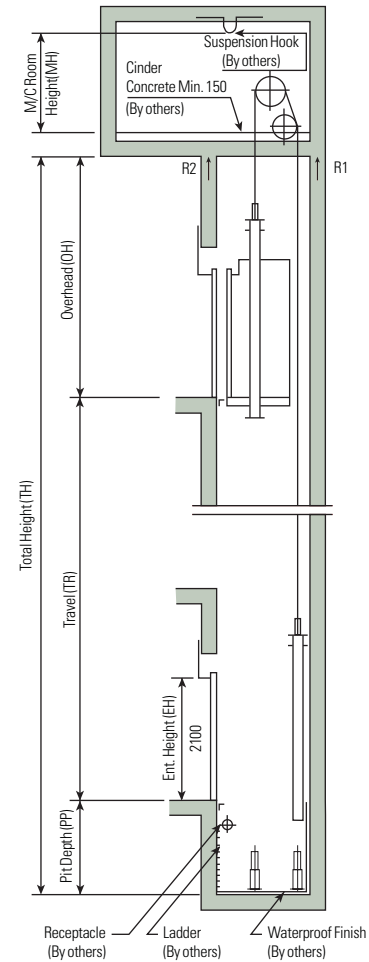
Layout Plan – Geared Elevators 1~1.75m/sec

Plan of Hoistway & Machine Room



Note: Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.

Section of Hoistway



Standard Dimensions & Reactions

(Unit : mm)

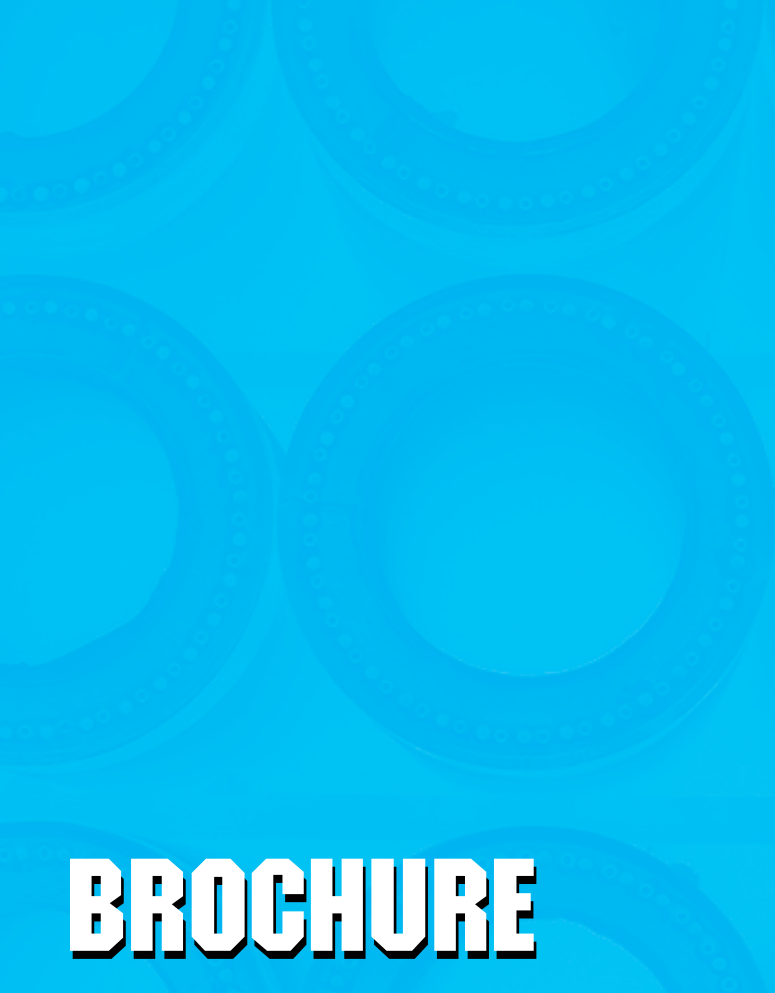
Speed (m/sec)	Capacity		Clear Opening (OP)	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg		Internal (CA × CB)	External (A × B)	1Car (X1)	2Cars (X2)	3Cars (X3)	Depth (Y)	1Car (MX1)	2Cars (MX2)	3Cars (MX3)	Depth (MY)	R1	R2	R3	R4
1	6	450	800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000	5200	4300
	8	550	800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250	5800	4700
	9	600	800	1400 × 1130	1460 × 1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450	6100	4900
	10	700	800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6600	5200
	11	750	800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800	6900	5400
1.5	13	900	900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750	7900	6100
	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450	4300	8400	6400
1.75	17	1150	1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100	10800	8500
		1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800	7800	6000	11800	9100	
	20	1350	1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	7250	2380	2600	4900	7500	4200	8500	6800	13100	9900
		1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	7850	2180	2800	5250	8300	4000	8500	6800	13100	9900	
24	1600	1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300	8500	6800	13100	9900	
			1100	2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	8300	2280	3000	5650	8700	4200	8500	6800	13100	9900

- Notes:**
- Above hoistway dimensions are based on 15-storied buildings. For application to over 16-storied buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistways.
 - Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.
 - When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
 - The capacity in persons is calculated at 65kg/person. (EN81=75kg/person)
 - Above dimensions are applied in case the door is standard. In case fire protection door that the clear opening is over 1000mm is applied, hoistway size for 1 car should be applied above X1 dimension plus 100mm.

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Overhead (OH)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
1	4600	1500	2200
1.5	4800	1800	2400
1.75	5000	2100	2400

- Notes:**
- The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. Therefore, some allowances should be made considering the sloping of the hoistways.
 - Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.
 - The minimum machine room height should be 2800mm in case of the traction machine with double isolation pad.



BROCHURE

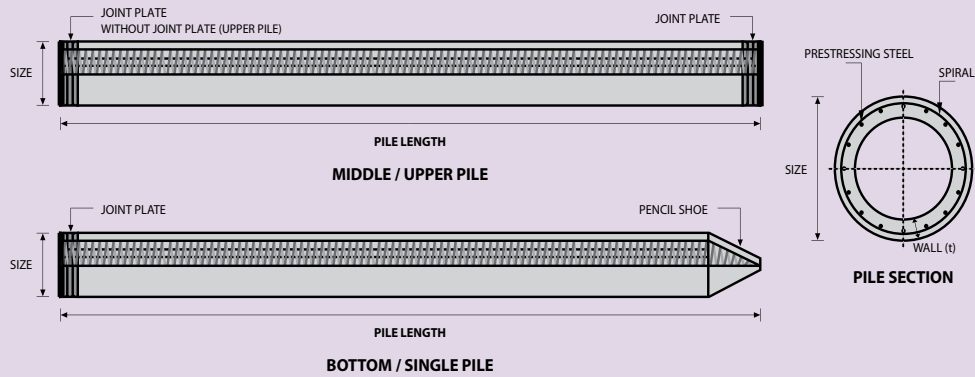
THE PRECAST CONCRETE MANUFACTURER



Innovation and Trust



PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)
 **) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position
 ***) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

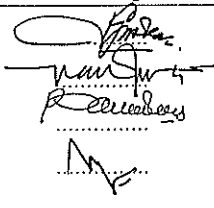
**BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN
 SEMINAR DAN LISAN
 TUGAS AKHIR**

Pada hari ini Selasa tanggal 22 Januari 2019 jam 13:00 WIB telah diselenggarakan UJIAN SEMINAR DAN LISAN TUGAS AKHIR Program Sarjana (S1) Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS bagi mahasiswa:

NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
0311144000047	Raden Khafi Rahmandianto Setiaji	Desain Modifikasi Struktur Gedung Wisma Atlet Jakarta Menggunakan Sistem Balok Prategang

1. Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :
- Cele gaga & akibat Statik & Dinamis. (P.Fa)
 - Cara menghitung pile cap
 - Base shear di cele lagi (P. Bambang)
 - Kontrol tumpuan pada cele lagi (momennya ---??)
 - pondasi 225 tumpuan → di cele lagi (P. Bambang / P. Faimun)
 - Gambar penulangan beam column joint di perbaiki (P. Faimun)

2. Rentang nilai dari hasil diskusi Tim Penguji Tugas Akhir adalah : A / AB / B / BC / C / D / E
 3. Dengan hasil ujian (wajib dibacakan oleh Ketua Sidang di depan Peserta Ujian dan Penguji) :
- Lulus Tanpa Perbaikan Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
 Lulus Dengan Perbaikan Mengulang Ujian Lisan

Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka (Pembimbing 1)	
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS (Pembimbing 2)	
Bambang Pisceca, ST. MT. PhD	
Ir. Faimun, MSc. PhD	

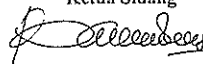
Surabaya, 22 Januari 2019

Mengetahui,
 Ketua Program Studi S1



Dr. techn. Umboro Lasminto, ST. MSc
 NIP 19721202 199802 1 001

Ketua Sidang


 (.....
 BAMBANG PISCESA
)



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)
Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
NAMA MAHASISWA	: Raden Khafl Rahmanto Setiyo
NRP	: 05011490000047
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain Modifikasi Struktur Gedung Wisma Arafat Jakarta menggunakan sistem Prategang
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
		- Perencanaan Prategang - kontrol thd. SNI & tegangan masih tidak OK		<u>Pa</u>
		- Kontrol lagi sistem struktur dua - sistem yg (25% - 75%) - Buat skenario pelaksanaan Prategang		<u>Pa</u> <u>Pa</u>
	7/9/18	Kontrol lagi pelaksanaan lebih lanjut layanan prategang. Pakai satuan yg gampang di paku.		<u>Pa</u>
	21/9/17	- kontrol thd. SNI ps. 21.5.2.5 ditinjau lagi		<u>Pa</u>
	3/10/18	Digambarkan detail		<u>Pa</u>
	5/10/18	Kontrol resmi halan. Metode pelaksanaan		<u>Pa</u> <u>Pa</u>



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04

rev01

NAMA PEMBIMBING	:	
NAMA MAHASISWA	:	Raden Khafi Rahmandianto Setdaji
NRP	:	0214940000047
JUDUL TUGAS AKHIR	:	
TANGGAL PROPOSAL	:	
NO. SP-MMTA	:	

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	27/04		Belajar prestress laporan dlm bentuk hard copy. (bukan format excel)	
2	03/06		Jelaskan metodologi prestressnya/pengelasan konsep sambungan balok anak & balok induk.	
3	08/18/06		lanjutan desain detail. - di coba masukkan bilah peratelan dalam program	
4	21/18/06			

BIODATA PENULIS



Raden Khafi Rahmandianto Setiaji

Lahir di Bekasi, pada tanggal 29 Maret 1997, merupakan anak kedua dari 3 bersaudara pasangan Eriyanto dan Sulita. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDI Al Azhar 9 Bekasi, SMPI Al Azhar 8 Bekasi, dan SMAN 1 Bekasi. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Jurusan Teknik Sipil (FTSLK-ITS) Surabaya melalui Program Sarjana dan terdaftar dengan NRP. 03111440000047. Selama menempuh studi, penulis aktif di organisasi kemahasiswaan dengan ranah keprofesian Himpunan Mahasiswa Sipil sebagai Dewan Perwakilan. Penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur dengan mengambil judul tugas akhir **“Desain Modifikasi Struktur Gedung Wisma Atlet Jakarta Menggunakan Sistem Balok Prategang”**.

Narahubung

Email : rf.huhu@gmail.com