



TUGAS AKHIR (RC18-4803)

DESAIN GEDUNG DENGAN SISTEM *SELF-CENTERING*

AYUNING DIAH NURYANI
NRP. 0311154000080

Dosen Pembimbing I
Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

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

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



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

DESAIN GEDUNG DENGAN SISTEM *SELF-CENTERING*

AYUNING DIAH NURYANI
NRP. 0311154000080

Dosen Pembimbing I
Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

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

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



FINAL PROJECT (RC14-1501)

**DESIGN OF BUILDING WITH SELF-CENTERING
SYSTEM**

AYUNING DIAH NURYANI
NRP. 0311154000080

Academic Supervisor I
Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

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

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

DESAIN GEDUNG DENGAN SISTEM *SELF-CENTERING*

TUGAS AKHIR

Diajukan untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

Pada

Program S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

AYUNING DIAH NURYANI

NRP 0311154000080

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D.
2. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka



**SURABAYA
JULI, 2019**

Halaman ini sengaja dikosongkan

DESAIN GEDUNG DENGAN SISTEM *SELF-CENTERING*

Nama Mahasiswa : Ayuning Diah Nuryani
NRP : 0311154000080
Departemen : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Konsultasi : Ir. Faimun, M.Sc., PhD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Abstrak

Bencana gempa bumi yang melanda kota Christchurch, Selandia Baru pada tahun 2011 menimbulkan banyak kerusakan permanen pada gedung-gedung bertingkat yang terbuat dari beton. Tetapi, terdapat beberapa struktur yang tidak mengalami kerusakan permanen dan bahkan gedung tetap dapat digunakan pasca gempa dikarenakan strukturnya yang menggunakan sistem self-centering. Self-centering adalah kemampuan suatu struktur untuk kembali ke posisi semula setelah mengalami simpangan akibat beban lateral. Kemampuan self-centering ini didapat dengan memberikan gaya pada tendon unbonded post-tensioned yang terdapat didalam elemen struktur, baik dinding geser maupun balok. Keuntungan dari sistem ini adalah dapat mengurangi kerusakan pada struktur setelah terkena gempa.

Dalam Tugas Akhir ini akan dilakukan desain modifikasi pada gedung Office Ciputra World Surabaya 3 menggunakan sistem self-centering yang memanfaatkan beton pracetak pada dinding geser dan balok. Dinding geser dan balok akan diberi tendon pasca-tegang yang tidak di-grout. Dari hasil analisis permodelan dinding geser menggunakan SAP2000, tegangan tendon masih bersifat elastis setelah diberi beban gempa dengan $R=3$, sehingga memungkinkan dinding geser kembali ke posisi semula. Selain itu, dikarenakan balok didesain dengan self-centering, maka hubungan balok-kolom

tidak bersifat monolit dan diberi gaya prategang pada tendonnya sehingga balok dapat kembali ke posisi semula setelah mengalami simpangan.

Kata Kunci : Self-Centering, Precast, Unbonded Post-tensioned

DESIGN OF BUILDING WITH SELF-CENTERING SYSTEM

Name : Ayuning Diah Nuryani
NRP : 0311154000080
Department : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Supervisors : Ir. Faimun, M.Sc.,PhD
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Abstract

Christchurch earthquake at 2011 has caused permanent damage to concrete buildings, but some buildings survived with little to no damage at all because their structure were designed with self-centering system. In self-centering buildings, the shear wall and/or the beams are post-tensioned and unbonded. The purpose of post-tensioning shear walls and beams is to make them capable of returning to their original position after being hit by lateral loads. Self-centering system can reduce the shear wall's drift, which in turn reduce the rehabilitation fee.

In this Final Project, writer will redesign Ciputra World Surabaya 3's Office Building using self-centering system. Unbonded post-tensioned tendon will be applied to shear wall and beams to hold lateral loads and reduce displacements. Analysis using SAP2000 shows that stresses in shear wall's tendons are still elastic even after being hit by lateral force using $R=3.5$, which means the shear-walls are able to self-center. In beam-column connections, there's a gap between beam and column to make beam freely rotates which eliminates plastic hinge. The force inside the beam's tendon will return the beam back to its original position, thus reducing cracking.

Keywords : *Self-Centering, Precast, Unbonded Post-tensioned*

Halaman ini sengaja dikosongkan

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur saya panjatkan ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa karena atas berkat rahmat, kasih dan bimbingan-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul “DESAIN GEDUNG DENGAN SISTEM SELF-CENTERING” ini dengan baik dan tepat waktu.

Adapun Tugas Akhir ini dibuat dengan tujuan untuk memenuhi syarat agar dapat melanjutkan ke Tugas Akhir sebagai syarat kelulusan Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil ITS Surabaya. Penulis berharap Tugas Akhir ini dapat memberikan kontribusi yang nyata dalam bidang ketekniksipilan.

Dalam kesempatan ini, penulis ingin menyampaikan terima kasih kepada semua pihak yang telah berkontribusi atas terselesaikannya laporan Tugas Akhir ini, diantaranya :

1. Bapak Bambang Sudarmono dan Ibu Sri Sudarningsih, orangtua tercinta yang selalu mendoakan dan memotivasi saya untuk selalu mengerjakan dan menyelesaikan Tugas Akhir ini
2. Bapak Ir. Faimun, M.Sc., PhD dan Bapak Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka selaku dosen pembimbing yang telah bersabar dalam membimbing saya
3. Bapak Bambang Piscesa, ST., MT., yang turut membimbing saya dalam proses permodelan struktur.
4. Bapak Prof. Dr. Ir. Nadjaji Anwar, M.Sc selaku dosen wali yang selalu membantu dan mempermudah saya dalam proses akademik di ITS selama perkuliahan
5. Dosen – dosen dan pegawai kampus Departemen Teknik Sipil FTSLK ITS
6. Teman – teman yang selalu memberikan dukungan
7. Bapak dan Ibu TU yang membantu dan memudahkan dalam hal administrasi dan berkas-berkas.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Karena itu, kritik dan saran sangat diharapkan untuk pengembangan selanjutnya. Semoga tugas akhir ini bermanfaat bagi generasi berikutnya.

Surabaya, Maret 2019

Penulis

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	i
Abstrak	iii
KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR GAMBAR.....	xv
DAFTAR TABEL	xxi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	4
1.2.1 Umum.....	4
1.2.2 Khusus	5
1.3 Batasan Masalah	5
1.4 Tujuan	5
1.4.1 Umum.....	5
1.4.2 Khusus	6
1.5 Manfaat	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Dinding Geser.....	7
2.2 Sejarah Dinding Geser dengan Sistem <i>Self-Centering</i>	9
2.2.1 Dinding <i>Precast</i> dengan Tendon <i>Unbonded Post-tensioned</i>	16

2.2.2 <i>Jointed Walls</i>	20
2.2.3 <i>Hybrid Walls</i>	21
2.3 Hubungan Balok Kolom <i>Self-Centering</i>	22
BAB III METODOLOGI	25
3.1 Bagan Alir Penyusunan Tugas Akhir	25
3.2 Pengumpulan Data	26
3.3 Pedoman Perencanaan	28
3.4 <i>Preliminary Design</i>	28
3.4.1 Struktur Primer	28
3.4.2 Struktur Sekunder	29
3.5 Pembebanan	31
3.5.1 Beban Statis	31
3.5.2 Beban Dinamis	32
3.5.3 Kombinasi Pembebanan	39
3.6 Permodelan Struktur	40
3.6.1 Kriteria Permodelan Struktur	40
3.6.2 Kontrol Permodelan Struktur	41
3.7 Prosedur Desain Dinding Geser <i>Self-Centering</i> 42	
3.7.1 <i>Force-Based Design</i>	42
3.7.2 <i>Direct-Displacement Based Design</i>	44
3.8 Pemilihan Tendon	45
3.9 Kehilangan Gaya Prategang	47

3.10 Desain Hubungan Balok Kolom	51
3.11 Pengangukuran.....	52
3.12 Perencanaan Basement.....	53
3.13 Perencanaan Pondasi.....	53
3.14 Output Gambar	53
BAB IV PEMBAHASAN	55
4.1 <i>Preliminary Design</i>	55
4.1.1 Data Perencanaan	55
4.1.2 Pembebanan	55
4.1.3 Perencanaan Balok	56
4.1.4 Perencanaan Tebal Pelat.....	58
4.1.5 Perencanaan Kolom.....	66
4.1.6 Perencanaan Dinding Geser	70
4.2 Perencanaan Struktur Sekunder	70
4.2.1 Perencanaan Pelat.....	70
4.2.2 Perencanaan Tangga.....	77
4.2.3 Perencanaan Balok Lift	86
4.2.4 Perencanaan Balok Anak	91
4.3 Pembebanan dan Analisa Struktur	96
4.3.1 Permodelan Struktur.....	96
4.3.2 Pembebanan Gravitasi.....	97
4.3.3 Pembebanan Gempa Dinamis	100
4.4 Perencanaan Struktur Primer	113

4.4.1 Balok Induk Prategang	113
4.4.2 Balok Induk Non-Prategang	145
4.4.3 Kolom	153
4.4.4 Hubungan Balok Kolom	161
4.4.5 Dinding Geser	162
4.5 Perencanaan Pondasi	193
4.5.1 Spesifikasi Tiang Pancang	195
4.5.3 Data Tanah	196
4.5.4 Perhitungan Daya Dukung Satu Tiang Pancang	197
4.5.5 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	204
4.5.6 Kontrol Momen Lateral pada Tiang Pancang	207
4.5.7 Perencanaan Pilecap	209
4.5.8 Penulangan Tiang Pancang	221
4.5.9 Perencanaan Sloof Pondasi	226
4.6 Perencanaan Basement	228
4.5.7.1 Perhitungan Tekanan Tanah Aktif	229
4.5.7.2 Perhitungan Tekanan Akibat Air	229
4.5.7.3 Penulangan Dinding Basement	230
4.5.7.4 Perencanaan Pelat Dasar Basement	231
BAB V KESIMPULAN	239
5.1 Kesimpulan	239

5.2 Saran	241
DAFTAR PUSTAKA.....	243

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Tampak Utara dan Timur Gedung Office Ciputra World Surabaya 3	3
Gambar 1. 2 Potongan Memanjang Gedung Office Ciputra World Surabaya 3	4
Gambar 2. 1 Gedung Plaza One (kiri).....	7
Gambar 2. 2 Sambungan Horizontal pada Konstruksi Dinding Geser Pracetak yang Monolitik	9
Gambar 2. 3 Detail Sambungan Dinding Geser dengan Pondasi	9
Gambar 2. 4 Denah Benda Uji Riset PRESSS.....	10
Gambar 2. 5 Potongan Benda Uji Riset PRESSS	11
Gambar 2. 6 Minor Spalling pada Dasar Dinding Geser	12
Gambar 2. 7 Desain Benda Uji Satu	13
Gambar 2. 8 Desain Benda Uji Dua.....	13
Gambar 2. 9 Gedung Paramount.....	15
Gambar 2. 10 Perilaku Self-Centering.....	16
Gambar 2. 11 Grafik Hubungan <i>Base Shear-Roof Drift</i> Dinding Geser Precast dengan Tendon <i>Unbonded Post-tensioned</i>	17
Gambar 2. 12 Desain Dinding <i>Precast</i> dengan Tendon <i>Unbonded Post-tensioned</i>	18
Gambar 2. 13 Perilaku (a) <i>Gap</i> dan (b) <i>Shear Slip</i>	19
Gambar 2. 14 Grafik <i>Roof-Drift Time History</i>	20
Gambar 2. 15 <i>Jointed Walls</i>	21
Gambar 2. 16 <i>Hybrid Walls</i>	22
Gambar 2. 17 Hubungan Balok-Kolom <i>Self-Centering</i>	23
Gambar 2. 18 Skema Hubungan Balok Kolom <i>Hybrid</i>	24

Gambar 2. 19	Lup Histeresis Sistem <i>Hybrid</i>	24
Gambar 3. 1	Bagan Alir Penyusunan Tugas Akhir.....	26
Gambar 3. 2	Parameter gerak tanah Ss, gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik (redaman kritis 5%), pada kelas situs BC (SBC).....	34
Gambar 3. 3	Parameter gerak tanah, S1, gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik (redaman kritis 5%), pada kelas situs BC (SBC)..	35
Gambar 3. 4	Spektrum Respons Desain	37
Gambar 3. 5	Prosedur <i>Force-Based Design</i>	43
Gambar 3. 6	Prosedur <i>Direct Displacement-Based Design</i>	45
Gambar 4. 1	Denah Pembalokan.....	57
Gambar 4. 2	Variasi Pelat	61
Gambar 4. 3	Denah Pelat Tipe 6 Dimensi 320 x 300 cm	62
Gambar 4. 4	Kolom yang Akan Ditinjau	67
Gambar 4. 5	Tampak Atas Pelat Lantai Kantor Tipe 1	72
Gambar 4. 6	Potongan Pelat Rencana.....	73
Gambar 4. 7	Denah Tangga	78
Gambar 4. 8	Potongan A-A Tangga	78
Gambar 4. 9	Pembebanan Beban Mati pada Tangga dan Bordes.....	80
Gambar 4. 10	Pembebanan Beban Hidup pada Tangga dan Bordes	80

Gambar 4. 11 Diagram Momen pada Tangga dan Bordes	81
Gambar 4. 12 Diagram Gaya Geser pada Tangga dan Bordes.....	81
Gambar 4. 13 Spesifikasi Lift.....	87
Gambar 4. 14 Profil WF 350 x 250 x 9 x 14.....	88
Gambar 4. 15 Skema Pembebanan Balok Lift.....	89
Gambar 4. 16 Permodelan pada SAP2000.....	97
Gambar 4. 17 Grafik Respon Spektrum Desain.....	102
Gambar 4. 18 Letak Balok Prategang	113
Gambar 4. 19 Potongan Penampang Tengah Bentang Balok Eksterior	116
Gambar 4. 20 Diagram Tegangan (Fo) Saat Transfer Tegangan pada Tengah Bentang.....	119
Gambar 4. 21 Diagram Tegangan Saat (Fo) Transfer Tegangan pada Tumpuan.....	120
Gambar 4. 22 Diagram Tegangan (Fo) Saat Beban Layan pada Tengah Bentang	121
Gambar 4. 23 Diagram Tegangan (Fo) Saat Beban Layan pada Tumpuan	122
Gambar 4. 24 Diagram Tegangan (Fe) Saat Beban Layan pada Tengah Bentang	128
Gambar 4. 25 Diagram Tegangan (Fe) Saat Beban Layan padaTumpuan	129
Gambar 4. 26 Diagram Momen Hasil Perhitungan SAP2000.....	131
Gambar 4. 27 Diagram Gaya Geser 0.35 m Dari Perletakan	133
Gambar 4. 28 Diagram Gaya Geser 9.25 m Dari Perletakan	133
Gambar 4. 29 Diagram Torsi 0.35 m dari Perletakan	136

Gambar 4. 30	Diagram Torsi 9.25 m dari Perletakan	136
Gambar 4. 31	Diagram Equilibrium Kekuatan Nominal Beton.....	138
Gambar 4. 32	Titik Angkat Balok.....	142
Gambar 4. 33	Letak Titik Pengangkatan Balok Prategang Sumbu Y.....	144
Gambar 4. 34	Letak Balok Induk Non-Prategang	146
Gambar 4. 35	Diagram Momen Balok Induk Non-Prategang	146
Gambar 4. 36	Diagram Gaya Geser Balok Induk Non-Prategang	150
Gambar 4. 37	Diagram Torsi Balok Induk Non-Prategang	152
Gambar 4. 38	Output spColumn Design Biaxial Kolom 80/80.....	154
Gambar 4. 39	Output tulangan spColumn Kolom 80/80	154
Gambar 4. 40	Dinding Geser Tipe 1	163
Gambar 4. 41	Dinding Geser Tipe 2.....	163
Gambar 4. 42	Pembagian Pembebanan Tiap Dinding Geser.....	164
Gambar 4. 43	Pembebanan Beban Gravitasi pada Dinding Geser.....	169
Gambar 4. 44	Letak Titik Joint Pondasi Dinding Geser Tipe 1	171
Gambar 4. 45	Letak Titik Joint Pondasi Dinding Geser Tipe 2.....	172
Gambar 4. 46	Pembebanan Beban Gempa Arah X pada Dinding Geser Tipe 1	176
Gambar 4. 47	<i>Properties Link Element</i> Arah U1.....	177

Gambar 4. 48 <i>Properties Link Element</i> Arah U2 dan U3	177
Gambar 4. 49 <i>Link Element</i> Sebagai <i>Link Pondasi</i>	178
Gambar 4. 50 Permodelan Gaya pada Tendon	179
Gambar 4. 51 Visualisasi Persamaan Equilibrium.....	179
Gambar 4. 52 Eksentrisitas Tendon terhadap Sumbu Netral Dinding Geser.....	181
Gambar 4. 53 Dinding Geser Tipe 1	182
Gambar 4. 54 Output spColumn Dinding Geser Tipe 1 Bidang X Gaya X	185
Gambar 4. 55 Output spColumn Dinding Geser Tipe 1 Bidang X Gaya Y	185
Gambar 4. 56 Output spColumn Dinding Geser Tipe 1 Bidang Y Gaya X	186
Gambar 4. 57 Output spColumn Dinding Geser Tipe 1 Bidang Y Gaya Y	186
Gambar 4. 58 Visualisasi Reaksi Linear Dinding Geser <i>Self-Centering</i>	192
Gambar 4. 59 Denah Pondasi.....	195
Gambar 4. 60 Grafik Daya Dukung Tanah untuk Tiang Pancang Diameter 80 cm.....	199
Gambar 4. 61 Pondasi Tipe 1.....	200
Gambar 4. 62 Pondasi Tipe 2.....	202
Gambar 4. 63 Pondasi Tipe 3.....	202
Gambar 4. 64 Area Kritis Geser Satu Arah Pondasi Tipe 1	213
Gambar 4. 65 Daerah Kritis untuk Perhitungan Tulangan Lentur	215
Gambar 4. 66 Permodelan Pilecap Tipe 2.....	217
Gambar 4. 67 Momen Arah X Pondasi Tipe 2	218
Gambar 4. 68 Momen Arah Y Pondasi Tipe 2	218

Gambar 4. 69	Diagram Interaksi Tiang Pancang.....	222
Gambar 4. 70	Hasil Penulangan Tiang Pancang oleh spColumn.....	222
Gambar 4. 71	Diagram Interaksi Sloof.....	227
Gambar 4. 72	Hasil Penulangan Sloof dengan spColumn	227
Gambar 4. 73	Hasil Permodelan Dinding Basement Menggunakan SAP2000.....	230

DAFTAR TABEL

Tabel 3. 1 Faktor Keutamaan Gempa	32
Tabel 3. 2 Koefisien situs, F_a	36
Tabel 3. 3 Koefisien situs, F_v	36
Tabel 3. 4 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek (SDS).....	38
Tabel 3. 5 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik (S_1)	39
Tabel 3. 6 Kombinasi Pembebanan	39
Tabel 3. 7 Prosedur analisis yang diizinkan.....	41
Tabel 3. 8 Tegangan Tekan Beton Ijin Sesaat Setelah Transfer Gaya Prategang	46
Tabel 3. 9 Tegangan Tarik Beton Ijin Sesaat Setelah Gaya Prategang	47
Tabel 3. 10 Tegangan Tekan Beton Ijin Saat Beban Layan	47
Tabel 3. 11 Nilai K_{sh} terhadap hari pemberian gaya prategang	50
Tabel 3. 12 Rumus Momen-Rotasi pada Hubungan Balok-Kolom <i>Self-Centering</i>	52
Tabel 4. 1 Tinggi Minimum Balok Non-Prategang	56
Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok	58
Tabel 4. 3 Dimensi Balok yang Mengapit Pelat Tipe 6	62
Tabel 4. 4 Rekapitulasi Tebal Pelat	66
Tabel 4. 5 Perhitungan Beban Lantai Kantor pada Kolom	68
Tabel 4. 6 Perhitungan Beban Lantai Atap pada Kolom	69

Tabel 4. 7 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai dan Atap	76
Tabel 4. 8 Rekapitulasi Penulangan Tangga dan Bordes	86
Tabel 4. 9 Rekapitulasi Penulangan Balok Anak.....	96
Tabel 4. 10 Rekapitulasi Pembebanan Satu Lantai Kantor	98
Tabel 4. 11 Rekapitulasi Pembebanan Lantai Atap	99
Tabel 4. 12 Selisih Perhitungan SAP2000 dan Manual	100
Tabel 4. 13 Parameter Respon Spektral.....	101
Tabel 4. 14 Nilai Periode Fundamental (T) dan Respon Spektral (Sa)	102
Tabel 4. 15 Periode dan Frekuensi Modal	104
Tabel 4. 16 Berat Bangunan Hasil Perhitungan SAP2000	105
Tabel 4. 17 Gaya Geser Dasar Hasil Perhitungan SAP2000.....	106
Tabel 4. 18 Gaya Geser Dasar Hasil Perhitungan SAP2000 setelah Penskalaan Gaya	107
Tabel 4. 19 Rasio Partisipasi Massa	109
Tabel 4. 20 Kontrol Simpangan akibat Beban Gempa Arah X	111
Tabel 4. 21 Kontrol Simpangan akibat Beban Gempa Arah Y	112
Tabel 4. 22 Rekapitulasi Kehilangan Gaya Prategang	127
Tabel 4. 23 Spasi Maksimum Tulangan Geser	135
Tabel 4. 24 Ambang Batas Torsi untuk Penampang Solid	137
Tabel 4. 25 Rekapitulasi Penulangan Balok Prategang	144

Tabel 4. 26 Rekapitulasi Penulangan Lentur Balok Induk Non-Prategang.....	150
Tabel 4. 27 Kuat Aksial Maksimum.....	155
Tabel 4. 28 Persyaratan Spasi Maksimum Tulangan Geser.....	157
Tabel 4. 29 Ambang Batas Torsi untuk Penampang Solid.....	159
Tabel 4. 30 Rekapitulasi Penulangan Kolom.....	160
Tabel 4. 31 Rekapitulasi Balok <i>Tributary Area</i> 1.....	165
Tabel 4. 32 Rekapitulasi Balok <i>Tributary Area</i> 2.....	166
Tabel 4. 33 Rekapitulasi Balok <i>Tributary Area</i> 3.....	168
Tabel 4. 34 Faktor Pembesaran Gaya Gempa untuk $R=7$ dan $R=3$	170
Tabel 4. 35 Reaksi Gaya Gempa Dinding Geser Tipe 1.....	171
Tabel 4. 36 Reaksi Gaya Gempa Dinding Geser Tipe 2.....	171
Tabel 4. 37 Distribusi Vertikal Gaya Gempa pada Dinding Geser Tipe 1.....	174
Tabel 4. 38 Distribusi Vertikal Gaya Gempa pada Dinding Geser Tipe 2.....	175
Tabel 4. 39 Daya Dukung Tanah untuk <i>Pile</i> D80 pada Kedalaman 2 - 60 m.....	198
Tabel 4. 40 Pembebanan Pondasi Tipe 1.....	200
Tabel 4. 41 Eksentrisitas Tiang Pancang Pondasi Tipe 1.....	201
Tabel 4. 42 Kontrol Daya Dukung Satu Tiang Pancang pada Pondasi Tipe 2.....	203
Tabel 4. 43 Kontrol Daya Dukung Satu Tiang Pancang pada Pondasi Tipe 3.....	204

Tabel 4. 44 Kontrol Daya Dukung Kelompok Pondasi Tipe 1.....	205
Tabel 4. 45 Kontrol Daya Dukung Kelompok Pondasi Tipe 2.....	206
Tabel 4. 46 Kontrol Daya Dukung Kelompok Pondasi Tipe 3.....	207
Tabel 4. 47 Kontrol Momen Tiang Pancang Pondasi Tipe P1	208
Tabel 4. 48 Kontrol Momen Tiang Pancang Pondasi Tipe P2.....	208
Tabel 4. 49 Kontrol Momen Tiang Pancang Pondasi Tipe P3.....	209

BAB I PENDAHULUAN

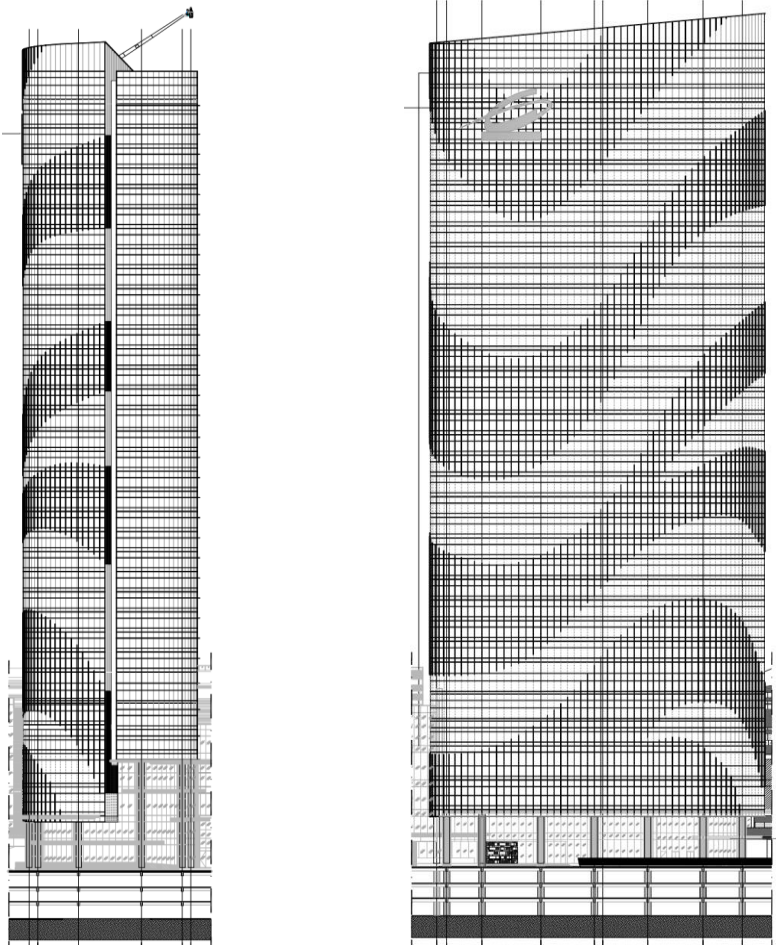
1.1 Latar Belakang

Pada 22 Februari 2011, gempa bumi berkekuatan 6.2 Skala Richter mengguncang kota Christchurch, Selandia Baru. Titik gempa berpusat hanya 10 km dari pusat kota dengan kedalaman 5 km, mengakibatkan banyak kerusakan yang terjadi pada bangunan-bangunan bertingkat yang berada di daerah tersebut. Selain bangunan tua, bangunan modern yang direncanakan dengan *building code* terbaru pun tidak luput dari kerusakan, salah satunya yaitu Gedung CTV yang mengalami keruntuhan total dan menelan korban jiwa sebanyak 175 orang. Hal ini menuntut pemerintah Selandia Baru untuk kerap mengevaluasi peraturan-peraturan gedung tahan gempa, mengingat negara tersebut berada pada jalur *Ring of Fire*.

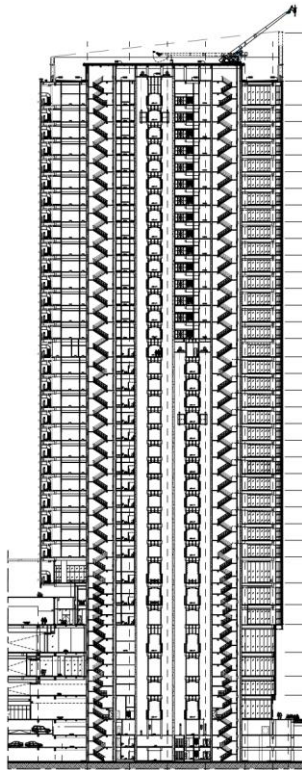
Selain bangunan yang runtuh dan mengalami kerusakan, ada beberapa bangunan yang tetap berdiri tanpa mengalami kerusakan parah, salah satunya yaitu Rumah Sakit Southern Cross yang merupakan bangunan di Selandia Baru yang pertama kali menggunakan suatu inovasi tahan gempa yaitu implementasi *precast concrete shearwall* dengan tulangan *unbonded post-tensioned*. *Precast concrete shear wall* adalah dinding geser dari beton yang dibuat secara fabrikasi atau pracetak, sedangkan tulangan *unbonded post-tensioned* adalah tulangan yang diberi gaya prategang setelah beton mengeras pada jangka waktu tertentu dan tidak di-grouting (*unbonded*). Hasil pemeriksaan setelah gempa berlangsung menunjukkan bahwa hanya terjadi kerusakan kecil pada bangunan tersebut, yaitu *cover* dari dinding geser yang mengalami minor crushing dan drift antar lantai sebesar 2,5% (Kam, Pampanin, dan Elwood, 2011)

Setelah memahami fenomena diatas, maka dapat dilihat bahwa dinding geser pracetak dengan tulangan *unbonded post-tensioned* memiliki sebuah keunggulan, yaitu kemampuan *self-centering*. *Self-centering* adalah kemampuan dinding geser untuk mengalami deformasi elastis tanpa mengalami kerusakan signifikan. *Self-centering* juga dapat mengurangi *drift* antar lantai yang besar yang sering terjadi pada dinding geser konvensional ketika terkena beban gempa. Selain itu, menggunakan tulangan *unbonded post-tensioned* juga dapat mengurangi jumlah tulangan vertikal hingga 50% (Stevenson dkk, 2014)

Pada Tugas Akhir ini akan dilakukan modifikasi pada Gedung Office Ciputra World Surabaya 3 yang memiliki 37 lantai dan 3 lantai basement. Desain awal gedung dapat dilihat pada Gambar 1.1 dan Gambar 1.2. Gedung Office Ciputra World Surabaya 3 yang semula menggunakan metode konstruksi sistem cor setempat akan didesain menjadi gedung 20 lantai dan 1 lantai basement dengan menggunakan sistem *self-centering* yang memanfaatkan beton pracetak.



Gambar 1. 1 Tampak Utara dan Timur Gedung
Office Ciputra World Surabaya 3
(Sumber: *PT. Win-win Realty Centre*)



Gambar 1. 2 Potongan Memanjang Gedung Office Ciputra
World Surabaya 3

(Sumber: PT. Win-win Realty Centre)

1.2 Rumusan Masalah

1.2.1 Umum

Bagaimana cara mendesain gedung Office Ciputra World Surabaya 3 dengan sistem *self-centering*?

1.2.2 Khusus

1. Bagaimana cara menentukan *preliminary design*, struktur primer, dan struktur sekunder yang sesuai dengan perencanaan?
2. Bagaimana perhitungan pembebanan setelah *preliminary design*?
3. Bagaimana cara melakukan analisa perhitungan struktur dengan menggunakan program bantu SAP2000?
4. Bagaimana cara menghitung gaya prategang dan jumlah tendon yang dibutuhkan?
5. Bagaimana cara membuat gambar teknik dari hasil perhitungan desain gedung Office Ciputra World Surabaya 3?

1.3 Batasan Masalah

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini diambil batasan-batasan sebagai berikut:

1. Tidak memperhitungkan analisis biaya
2. Tidak membahas metode konstruksi yang akan digunakan
3. Desain tidak meliputi aspek MEP (*Mechanical, Electrical, dan Plumbing*)
4. Tidak menghitung *shear key* pada dinding geser *precast* (*shear slip* diabaikan)
5. Tidak menghitung pengangkatan dinding geser *precast*
6. Permodelan dinding geser hanya menggunakan analisis linear

1.4 Tujuan

1.4.1 Umum

Tujuan dari perencanaan ini adalah mampu mendesain gedung Office Ciputra World Surabaya 3 dengan sistem *self-centering*.

1.4.2 Khusus

1. Menentukan *preliminary design*, struktur primer, dan struktur sekunder yang sesuai dengan perencanaan
2. Melakukan perhitungan pembebanan setelah *preliminary design*
3. Melakukan analisa perhitungan struktur dengan menggunakan program bantu SAP2000
4. Menghitung gaya prategang dan jumlah tendon yang dibutuhkan
5. Membuat gambar teknik dari hasil perhitungan desain gedung Office Ciputra World Surabaya 3

1.5 Manfaat

Manfaat yang dapat diperoleh dari perencanaan ini adalah sebagai berikut:

1. Memahami konsep desain *self-centering*
2. Memahami perancangan gedung bertingkat menggunakan dinding geser pracetak dengan tulangan *unbonded post-tensioned*
3. Menambah wawasan penulis tentang desain dinding geser pracetak dengan tulangan *unbonded post-tensioned* sehingga dapat bermanfaat di masa mendatang ketika memasuki dunia kerja

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Dinding Geser

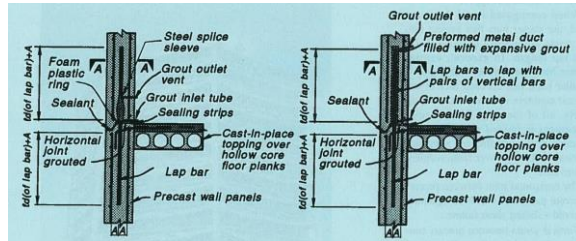
Dinding geser adalah struktur vertikal yang kaku dan terbuat dari beton. Dinding geser digunakan pada gedung bertingkat tinggi untuk mengurangi defleksi yang dapat terjadi akibat beban lateral. Menurut Fintel (1995), gedung dengan dinding geser memiliki performa seismik yang sangat baik dibandingkan gedung tanpa dinding geser. Hal ini dapat dilihat dari banyaknya gedung berdinding geser yang selamat saat mengalami gempa di Chili pada tahun 1960, hingga gempa di Armenia pada tahun 1988. Salah satu contohnya adalah gedung Plaza One di Caracas, Venezuela, yang tidak runtuh saat terkena gempa pada tahun 1967. Gedung Plaza One memiliki 16 lantai dan terletak di lokasi dengan risiko seismik tinggi. Gedung Plaza One menggunakan *bearing walls*, yaitu dinding geser yang selain menahan gaya lateral juga digunakan untuk menahan beban gravitasi. Dinding geser ini menambah kekakuan gedung agar dapat menahan gaya lateral. Seperti pada Gambar 2.1 dibawah ini, gedung Plaza One tetap berdiri sementara gedung 10 lantai didepannya roboh



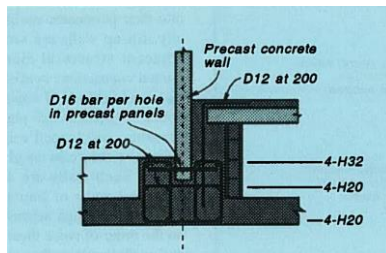
Gambar 2. 1 Gedung Plaza One (kiri)
(Sumber: Fintel, 1995)

Dalam pengerjaannya, dinding geser dapat dibangun dengan pracetak maupun *cast in-situ*. Metode pracetak memiliki banyak kelebihan diantaranya adalah fabrikasi yang dapat dilakukan di luar area konstruksi, mutu beton yang lebih terjamin, dan dapat mempercepat proses konstruksi berkat efisiensi pemasangannya. Tetapi, menurut Henry (2011), penggunaan beton pracetak pada daerah yang rentan dengan gempa masih memiliki beberapa keterbatasan. Hal ini dikarenakan pengerjaannya yang buruk dan detail sambungan yang tidak cukup kuat untuk menahan beban. Oleh karena itu, peraturan yang mengatur tentang penggunaan elemen pracetak pada daerah berisiko gempa harus terus dikembangkan, terutama pada detail sambungan.

Menurut Park (1995), sambungan horizontal pada dinding geser biasanya menggunakan *grout* dengan tekstur yang sengaja dibuat ‘kasar’ untuk menghindari kegagalan geser. Lalu tulangan vertikal pada dinding geser dihubungkan menggunakan *grouted steel sleeve splice* atau dengan membentuk *lap* seperti pada Gambar 2.2. Sementara itu, sambungan antar dinding dan pondasi didesain sedemikian rupa untuk menahan gaya gempa yang besar agar dinding dapat berperilaku secara elastis. Seperti Gambar 2.3, pada dasar dinding geser dibuat lubang untuk memasang tulangan horizontal yang berfungsi untuk menahan geser dan tegangan tarik saat terjadi momen guling



Gambar 2. 2 Sambungan Horizontal pada Konstruksi Dinding Geser Pracetak yang Monolitik
(Sumber: Park, 1995)

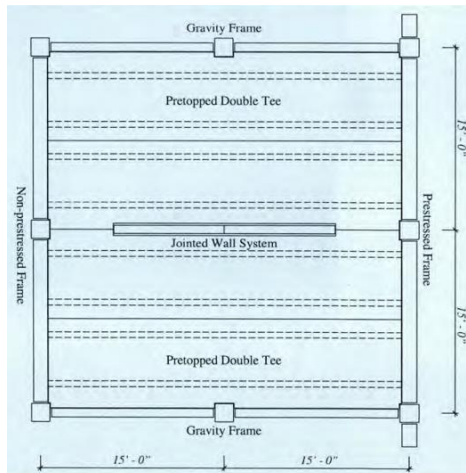


Gambar 2. 3 Detail Sambungan Dinding Geser dengan Pondasi
(Sumber: Park, 1995)

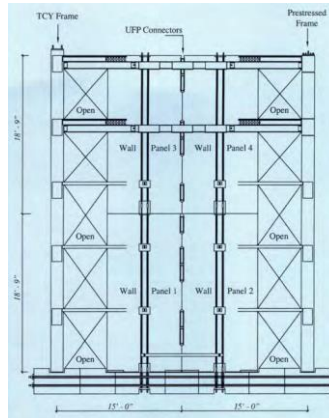
2.2 Sejarah Dinding Geser dengan Sistem *Self-Centering*

Sejarah perkembangan dari sistem *self-centering* berawal dari program riset PRESSS (*Precast Seismic Structural System*) yang dilaksanakan pada tahun 1999. Program ini adalah hasil kerjasama dari Amerika Serikat dan Jepang yang bertujuan untuk mengembangkan sistem struktur yang selain tahan gempa, juga memiliki risiko kerusakan yang minim. Dalam riset tersebut, para peneliti menggunakan benda uji yaitu sebuah gedung lima lantai dengan skala 60% yang menggunakan dinding geser *jointed* dan *frame* yang sebagian menggunakan *post-tensioned*

untuk mengaplikasikan sifat *self-centering*. Benda uji tersebut kemudian diberi beban lateral siklik. Benda uji ini didesain menggunakan metode DDBD (*Direct Displacement-Based Design*) dengan simpangan maksimum desain sebesar 2%. Denah dan potongan dari benda uji ini dapat dilihat pada Gambar 2.4 dan 2.5.



Gambar 2. 4 Denah Benda Uji Riset PRESSS
(Sumber: Priestley, 1999)



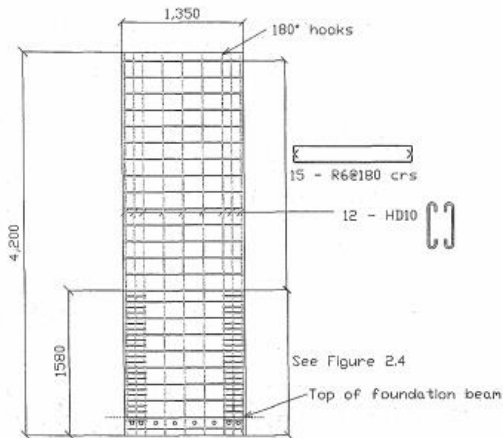
Gambar 2. 5 Potongan Benda Uji Riset PRESSS
(Sumber: Priestley dkk, 1999)

Hasil dari percobaan ini menunjukkan hasil yang memuaskan, dimana pada saat benda uji diberi beban gempa 50% lebih besar dari desain awal, kerusakan yang terjadi hanyalah *spalling* kecil lapisan beton pada dasar dinding geser, seperti pada Gambar 2.6. Selain itu, simpangan maksimum yang terjadi adalah sebesar 1,8%, dimana simpangan maksimum desain adalah 2%. Simpangan residual yang terjadi juga rendah, yaitu sebesar 0,06% setelah mengalami simpangan puncak. Hal ini adalah karakteristik dari sistem *unbonded prestressing* yang menghasilkan gaya yang dapat mengembalikan struktur kembali ke posisi semula setelah mengalami simpangan. (Priestley dkk, 1999)

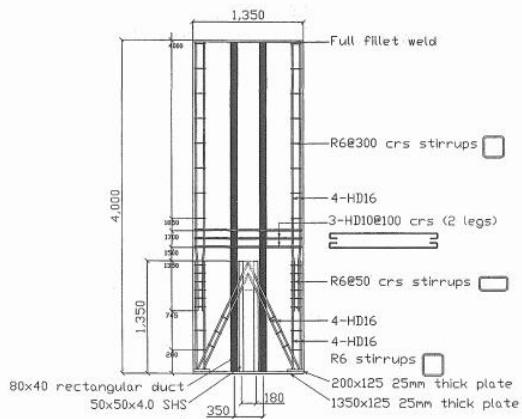


Gambar 2. 6 Minor Spalling pada Dasar Dinding Geser
(Sumber: Priestley dkk, 1999)

Selain percobaan PRESSS, percobaan lain yang menggunakan sistem *self-centering* adalah percobaan Holden (2001), dimana ia membuat dua benda uji yaitu dinding geser pertama yang didesain menggunakan tulangan konvensional biasa sementara benda uji kedua menggunakan tulangan *unbonded post-tensioned*. Hal yang digaris bawahi dari percobaan ini adalah penggunaan tulangan konvensional pada dasar dinding geser benda uji kedua yang berfungsi sebagai pendisipasi energi. Desain dari kedua benda uji dapat dilihat pada Gambar 2.7 dan 2.8



Gambar 2. 7 Desain Benda Uji Satu
(Sumber: Holden, 2001)



Note: All stirrups have 90° hooks.

Gambar 2. 8 Desain Benda Uji Dua
(Sumber: Holden, 2001)

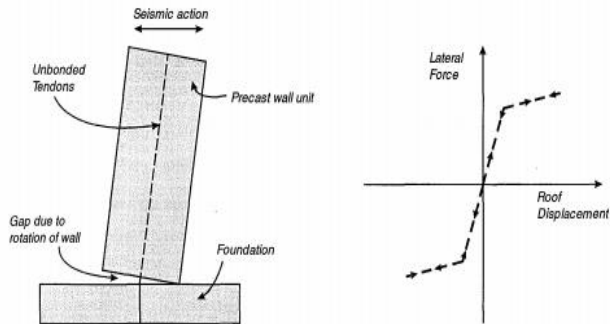
Hasil dari percobaan ini adalah benda uji satu mengalami banyak retakan pada badan dinding gesernya dan juga bagian dasar dinding gesernya mengalami kehancuran pada tiap ujungnya. Hal yang berlawanan terjadi pada benda uji dua, dimana hanya terbentuk satu garis retakan pada dasar dinding geser. Selain itu, benda uji dua juga dapat memikul gaya lateral yang lebih besar dibandingkan dengan benda uji satu.

Semenjak keberhasilan dari percobaan diatas, beberapa perencana gedung di Amerika Serikat banyak mencoba menerapkan konsep *self-centering* pada gedung tingkat tinggi. Salah satu contohnya adalah Gedung Paramount yang terletak di San Fransisco. Gedung Paramount, seperti pada Gambar 2.7, adalah apartemen 39 lantai yang terletak di zona seismik tertinggi menurut peraturan gedung Amerika Serikat. Gedung ini didesain menggunakan sistem *self-centering* yaitu sistem rangka pemikul momen hibrida yang identik dengan benda uji pada percobaan PRESSS. Selain Gedung Paramount, gedung lain yang menggunakan sistem *self-centering* adalah gedung 5 lantai yang terletak di Universitas Victoria, Wellington, Selandia Baru. Gedung ini menggunakan tendon *unbonded post-tensioned* pada *frame* dan dinding gesernya. Selain tendon *unbonded post-tensioned*, gedung ini juga menggunakan tulangan konvensional untuk mendisipasi energi. (Henry, 2011)



Gambar 2. 9 Gedung Paramount
(Sumber: Henry, 2011)

Dari beberapa percobaan diatas, maka dapat dipahami bahwa dinding geser dengan sistem *self-centering* memiliki kelebihan yaitu dapat menahan gaya lateral sehingga dapat mengurangi kerusakan struktural secara signifikan. Perilaku dari *self-centering* dapat dilihat pada Gambar 2.10 dibawah ini. Tetapi, kelemahan dari sistem ini adalah kurangnya disipasi energi yang diakibatkan oleh respons elastik dari dinding tersebut. Hal ini berujung kepada besarnya simpangan lateral dan percepatan gempa yang tinggi. Oleh karena itu, untuk meningkatkan performa dari dinding geser tersebut dan struktur lain secara keseluruhan, maka dinding geser dengan tulangan *unbonded post-tensioned* biasanya dipasangkan dengan elemen yang dapat mendisipasi energi (Henry, 2011). Beberapa dinding geser dengan sistem *self-centering* yang dapat mendisipasi energi dan cocok untuk diaplikasikan di area dengan risiko gempa tinggi adalah *jointed walls* dan *hybrid walls*



Gambar 2. 10 Perilaku Self-Centering
(Sumber: Sritharan, Aaleti, dan Thomas, 2007)

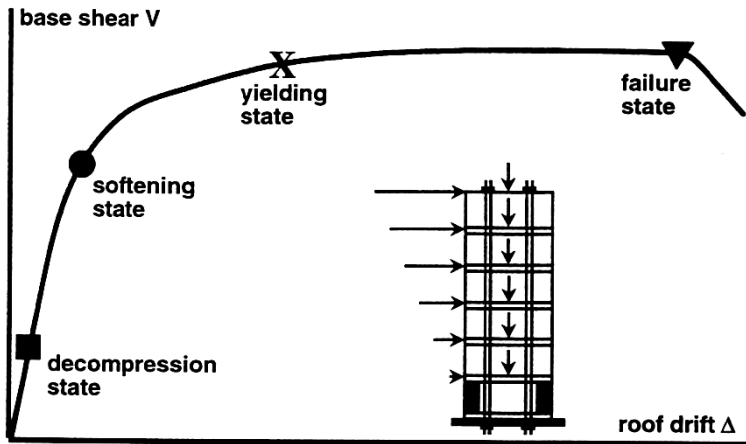
2.2.1 Dinding *Precast* dengan Tendon *Unbonded Post-tensioned*

Salah satu pengaplikasian sistem *self-centering* adalah dengan menggunakan tendon *unbonded post-tensioned* yang dipasang sepanjang tinggi dinding geser *precast*. Dalam Tugas Akhir ini, dinding geser akan didesain menggunakan teknologi *precast* dan tendon *unbonded post-tensioned*. Dinding *precast* dalam sistem ini tidak berperilaku seperti dinding cor insitu. Hal ini dikarenakan apabila dinding geser *precast* didesain seperti dinding geser cor insitu, maka biaya yang diperlukan akan jauh lebih besar (Kurama dkk. 1999).

Dinding geser *precast* dengan tendon *unbonded post-tensioned* dapat didesain untuk mengalami simpangan non-linear yang besar tanpa mengalami kerusakan yang signifikan. Perilaku non-linear ini disebabkan oleh terbentuknya *gap* pada dasar dinding geser *precast* dan pada sambungan horizontal (Kurama dkk. 1999).

Ketika diberikan gabungan gaya aksial-fleksural, dinding geser *precast* dengan tendon *unbonded post-*

tensioned mengalami empat tahapan yang dapat dilihat pada grafik *base shear-roof drift* dibawah ini.

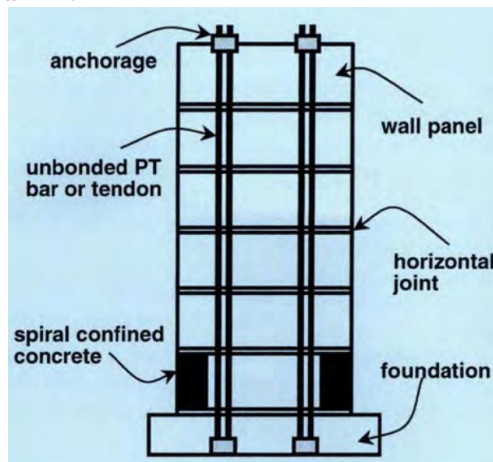


Gambar 2. 11 Grafik Hubungan *Base Shear-Roof Drift* Dinding Geser Precast dengan Tendon *Unbonded Post-tensioned*
(Sumber: Kurama dkk, 1999)

Tahapan pertama adalah tahap penarikan (*decompression state*), dimana tahap tersebut adalah tahap awal dari perilaku nonlinear yang disebabkan oleh terbentuknya *gap* pada dasar dinding *precast*. Tetapi, kekakuan dari dinding belum banyak terpengaruh dikarenakan *gap* yang terbentuk belum terlalu signifikan. Tahapan kedua adalah tahap pelemahan (*softening state*) yaitu terjadinya pengurangan kekakuan dinding geser yang besar yang diakibatkan oleh terbentuknya *gap* pada dasar dinding geser yang cukup besar. Tahapan ketiga adalah tahap pelelehan (*yielding state*) dimana tendon mengalami regangan yang melebihi batas elastis (*limit of proportionality*). Tahapan ini biasanya ditandai dengan

kerusakan kecil pada ujung dasar dinding geser. Tahapan yang terakhir adalah tahap kegagalan (*failure state*) dimana lapisan beton pada dasar dinding geser mengalami kehancuran (Kurama dkk. 1999).

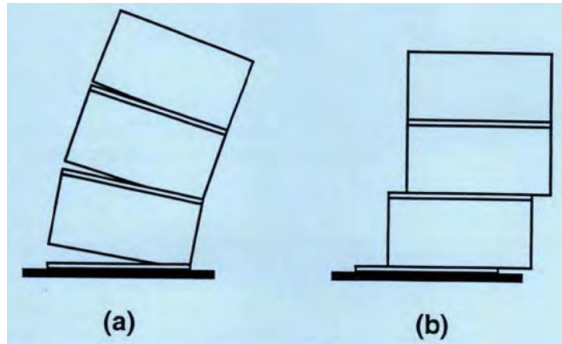
Contoh desain dari dinding *precast* dengan tendon *unbonded post-tensioned* dapat dilihat pada gambar dibawah ini.



Gambar 2. 12 Desain Dinding *Precast* dengan Tendon *Unbonded Post-tensioned*
(Sumber: Kurama dkk, 1999)

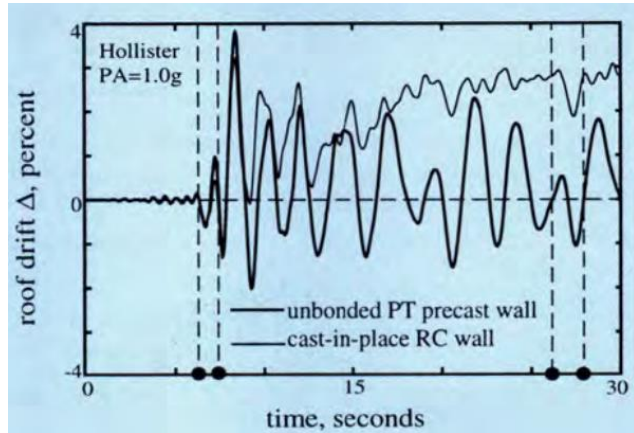
Selain *gap*, menurut Kurama dkk (1999), perilaku lain yang dapat terjadi adalah *shear slip*. Pada kasus terbentuknya *gap*, gaya *post-tensioning* dan gaya gravitasi dapat menutup *gap* ini saat fase *unloading*. Tetapi, pada kasus *shear slip*, tidak ada gaya yang dapat mengembalikan dinding geser ke posisi semula setelah mengalami *shear slip*, sehingga perhitungan besar *shear slip* yang dapat terjadi saat gempa menjadi sangat sulit. Oleh karena itu, *shear slip* harus dicegah dengan desain dan *detailing* yang mencukupi pada dinding. Dalam

Tugas Akhir ini, pengaruh *shear slip* tidak diperhitungkan. Visualisasi dari terbentuknya *gap* dan *shear slip* dapat dilihat pada gambar dibawah ini



Gambar 2. 13 Perilaku (a) *Gap* dan (b) *Shear Slip*
(Sumber: Kurama dkk, 1999)

Berdasarkan percobaan oleh Kurama dkk (1999), analisa nonlinear dinamis menunjukkan bahwa dinding geser *precast* dengan tendon *unbonded post-tensioned* mengalami *drift* yang lebih besar dari dinding geser cor insitu. Tetapi, *residual drift* dari dinding geser *precast* dengan tendon *unbonded post-tensioned* lebih kecil daripada dinding geser cor insitu. Hasil dari percobaan Kurama dkk dapat dilihat pada gambar dibawah ini

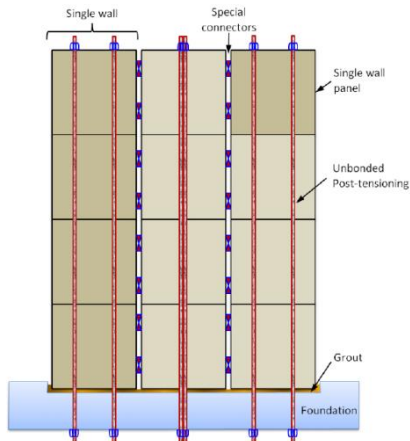


Gambar 2. 14 Grafik *Roof-Drift Time History*
(Sumber: Kurama dkk, 1999)

2.2.2 Jointed Walls

Jointed walls adalah sistem dinding yang menggunakan dua atau lebih dinding beton *precast* yang diletakkan bersebelahan dan kemudian disambung menggunakan *shear connector* khusus pada sambungan vertikalnya. Dinding ini kemudian diberikan tulangan *post-tensioned* hingga ke pondasi tanpa di-*grout*. Ketika dibebani dengan gaya lateral, terjadi deformasi inelastis yang ditandai dengan retakan pada dasar dinding. Saat dinding berotasi, retakan ini menyebabkan dinding terangkat keatas yang menyebabkan pergeseran vertikal pada sambungan antar dinding yang menyebabkan sambungan mengalami deformasi inelastis. Dengan begitu, sambungan antar dinding dapat mendisipasi energi sementara tendon yang didesain elastik dapat menjadi

gaya yang mengembalikan dinding ke posisi semula. Desain dari *jointed walls* dapat dilihat pada Gambar 2.11



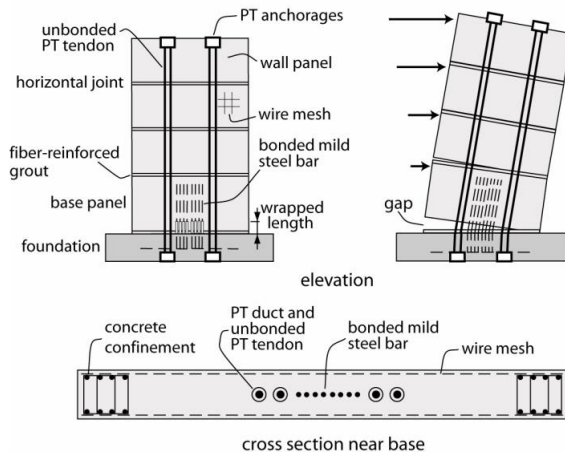
Gambar 2.15 *Jointed Walls*

(Sumber: Sritharan, Aaleti, dan Thomas, 2007)

2.2.3 Hybrid Walls

Hybrid walls adalah sistem dinding yang mengkombinasikan tendon *unbonded post-tensioned* dan tulangan baja konvensional pada dasar dindingnya. Tujuan dari kombinasi ini adalah untuk mengatasi kelemahan dari sistem *self-centering* biasa yaitu besarnya simpangan yang dapat terjadi. Ketika dibebani gaya lateral, tendon didalam angkur tetap memanjang dan dinding akan mengalami retak pada dasar dinding yang menyebabkan terbukanya celah saat dinding berotasi. Tulangan baja pada dasar dinding akan mengalami leleh yang dapat menahan momen pada dasar dinding dan mendisipasi energi. Tulangan baja tersebut kemudian dimasukkan ke dalam

pondasi menggunakan *grouted duct*, tetapi pada panjang tertentu, tulangan dibiarkan *unbonded* untuk mencegah kerusakan pada tulangan baja ketika terkena beban gempa, seperti pada Gambar 2.12. Perilaku *self-centering* dapat terjadi hanya apabila kontribusi momen tendon *unbonded post-tensioned* lebih besar dari tulangan konvensional. (Smith dan Kurama, 2008)

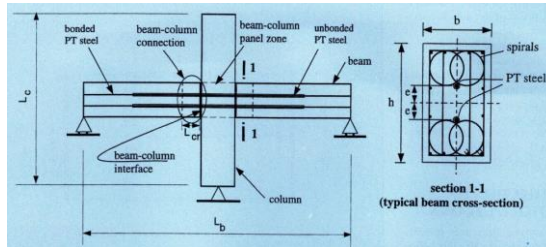


Gambar 2. 16 Hybrid Walls
(Sumber: Smith dan Kurama, 2008)

2.3 Hubungan Balok Kolom *Self-Centering*

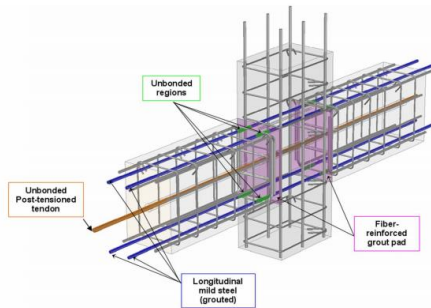
Pada *frame* yang menggunakan sistem *self-centering*, *frame* didesain dengan prinsip daktil, dimana deformasi non-linear/inelastis hanya terjadi pada hubungan balok kolom. Tidak seperti hubungan balok-kolom monolit, pada hubungan balok-kolom *self-centering*, retak tidak akan terjadi pada balok karena balok dan kolom tidak menyatu secara monolit, melainkan ada “celah” kecil diantara

keduanya. Untuk mengatasi tegangan yang kemungkinan terjadi pada hubungan balok-kolom, maka perlu dipasang tulangan spiral pada balok untuk mengatasi tekanan yang besar disekitar hubungan balok-kolom, seperti pada gambar dibawah ini (El-Sheikh dkk, 1999).



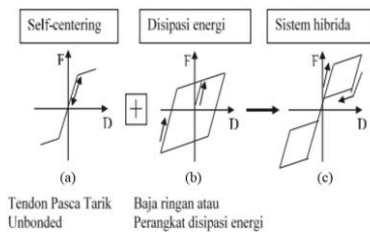
Gambar 2. 17 Hubungan Balok-Kolom *Self-Centering*
(Sumber: El-Sheikh dkk, 1999)

Hubungan balok kolom yang menggunakan sistem *self-centering* dengan tambahan elemen peredam disipasi sering disebut juga dengan hubungan balok kolom *hybrid*. Pada balok kolom digunakan tendon pasca tarik dan tulangan baja konvensional pada bagian atas dan bawah balok sebagai disipator energi sehingga simpangan yang terjadi tidak terlalu besar. (Porco, Raffaele, dan Uva, 2013)



Gambar 2. 18 Skema Hubungan Balok Kolom *Hybrid*
(Sumber: Porco, Raffaele, dan Uva, 2013)

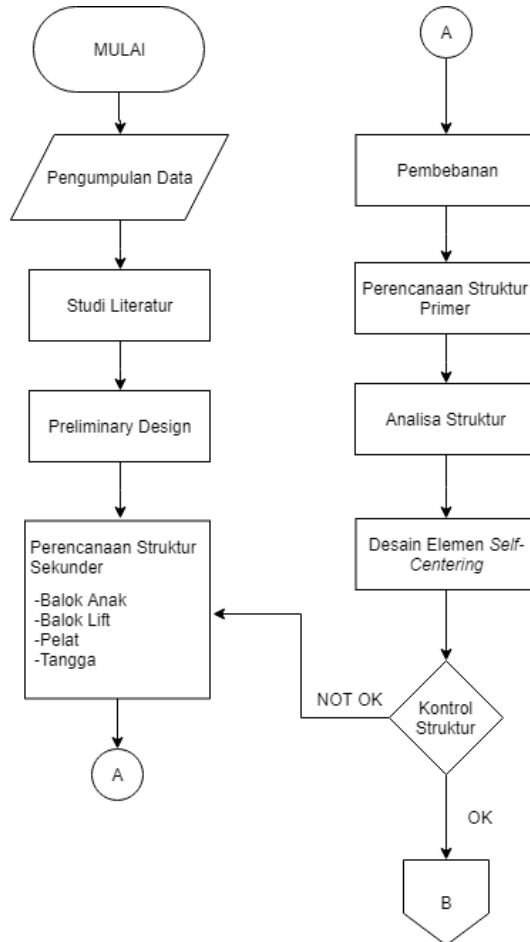
Efek dari tulangan konvensional sebagai disipator energi dapat dilihat pada Gambar 2.17 dibawah ini. Gambar 2.17(a) menunjukkan kurva berbentuk bi-linear yang merupakan respons tipikal dari sistem elastik yang hanya menggunakan tendon *unbonded post-tensioned*. Pada kurva tersebut, tidak ada energi yang didisipasi. Gambar 2.17(b) menunjukkan siklus histeresis ideal dari sistem elasto-plastis yang dapat mendisipasi energi. Gabungan dari kedua kurva ini menghasilkan Gambar 2.17(c), yaitu lup histeresis berbentuk bendera.

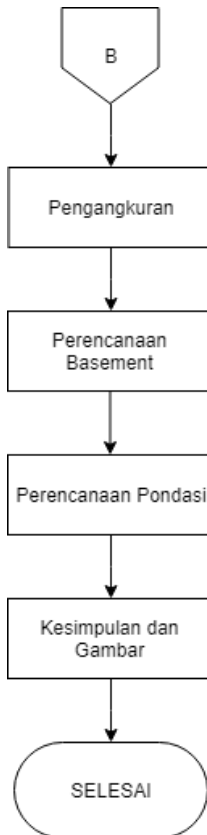


Gambar 2. 19 Lup Histeresis Sistem *Hybrid*
(Sumber: Yudi, 2018)

BAB III METODOLOGI

3.1 Bagan Alir Penyusunan Tugas Akhir





Gambar 3. 1 Bagan Alir Penyusunan Tugas Akhir

3.2 Pengumpulan Data

Data bangunan yang akan digunakan dalam perencanaan modifikasi ini adalah:

Tipe Bangunan : Gedung Perkantoran

Lokasi : Jln. Mayjend Sungkono, Surabaya

Jumlah Lantai : 37 lantai & 3 lantai *basement*

Ketinggian Lantai

<i>Basement (B1)</i>	: 4,00 m
<i>Basement (B2)</i>	: 3,00 m
<i>Basement (B3)</i>	: 3,60 m
Lantai GF, 2, 37:	6,00 m
Lantai 1	: 4,80 m
Lantai 3	: 7,00 m
Lantai 5	: 5,00 m
Lantai 6	: 5,50 m
Lantai 7	: 6,50 m
Lantai 8-36	: 4,20 m
Lantai 20	: 4,60 m
Tinggi Total Bangunan:	160,60 m
Luas Bangunan :	$\pm 289.840 \text{ m}^2$
Mutu Beton	: 25 MPa (balok dan pelat) & 45 MPa (kolom dan dinding geser)
Mutu Baja	: 240 MPa & 500 MPa

Bangunan gedung tersebut akan dimodifikasi sehingga data bangunan yang direncanakan sebagai berikut :

Tipe Bangunan	: Gedung Perkantoran
Lokasi	: Jln. Mayjend Sungkono, Surabaya
Jumlah Lantai	: 20 lantai & 1 lantai <i>basement</i>
Ketinggian Lantai	
<i>Basement</i>	: 4,20 m
Lantai 1-20	: 4,20 m
Tinggi Total Bangunan:	58,80
Luas Bangunan :	$\pm 25.469,75 \text{ m}^2$
Mutu Beton	: 25 MPa (pelat) dan 45 MPa (balok, kolom, dan dinding geser)
Mutu Baja	: 420 MPa

3.3 Pedoman Perencanaan

Desain modifikasi gedung Office Ciputra World Surabaya 3 menggunakan beberapa buku dan peraturan yang terbaru, yaitu:

1. RSNI 2847:2018 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung
2. SNI 1726:2018 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung
3. SNI 1727:2013 Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain
4. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIUG) 1983

3.4 Preliminary Design

3.4.1 Struktur Primer

3.4.1.1 Balok

Untuk menentukan dimensi balok, dapat digunakan asumsi awal sebagai berikut:

$$h_{min} = \frac{L}{16}$$
$$b = \frac{2}{3}h_{min}$$

3.4.1.2 Kolom

Untuk menentukan dimensi kolom, harus ditentukan terlebih dahulu beban yang akan membebani kolom tersebut, kemudian dikalikan dengan faktor beban. Setelah itu, luas penampang kolom dapat dicari dengan rumus berikut:

$$A = \frac{W}{\frac{1}{3}f'c'}$$

Dimana:

A = Luas kolom rencana

W = Beban total terfaktor

$f'c'$ = Mutu beton (MPa)

3.4.1.3 Dinding Geser

Dalam perencanaannya, dinding geser harus memenuhi RSNI 2847:2018 pasal 11.

3.4.2 Struktur Sekunder

3.4.2.1 Plat

Langkah-langkah perhitungan dalam menentukan dimensi pelat adalah sebagai berikut:

1. Menentukan terlebih dahulu apakah pelat termasuk pelat satu arah (*one-way slab*) atau pelat dua arah (*two-way slab*)
2. Tebal minimum pelat satu arah (*one-way slab*) menggunakan rumus sesuai dengan RSNI 2847:2018 tabel 7.3.1.1. Sedangkan untuk pelat dua arah (*two-way slab*) menggunakan rumus sesuai dengan RSNI 2847:2018 tabel 8.3.1.1

Penulangan lentur minimal pada plat lantai satu arah non-prategang diatur pada RSNI 2847:2018 pasal 7.6, sementara penulangan lentur minimal pada plat lantai dua arah arah non-prategang diatur pada RSNI 2847:2018 pasal 8.6. Langkah-langkah perhitungan dalam menghitung tulangan lentur pelat adalah sebagai berikut:

1. Menentukan mutu beton (f_c'), mutu baja (f_y), m ($\frac{f_y}{0.85f_c'}$), dan d (jarak as tulangan lentur ke serat tekan terluar penampang).
2. Menghitung R_n (*flexural resistance factor*) dengan rumus berikut:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

3. Menghitung rasio tulangan ρ dengan rumus berikut:

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

4. Menentukan ρ pakai dengan ketentuan sebagai berikut:
 - Apabila $\rho < \rho_{\min}$, maka ρ pakai = ρ_{\min}
 - Apabila $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, maka ρ pakai = ρ
 - Apabila $\rho > \rho_{\max}$, maka ρ pakai = ρ_{\max}

3.4.2.2 Tangga

Perencanaan desain awal tangga yaitu lebar dan tinggi injakan adalah menggunakan rumus berikut:

$$60 \leq (2r+t) \leq 65$$

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$$

Dimana:

r = tinggi injakan

t = lebar injakan

α = sudut kemiringan tangga

Untuk penulangan tangga, perhitungan penulangan bordes dan pelat dasar tangga dilakukan sama dengan perencanaan tulangan pelat. Tangga akan dimodelkan menggunakan program SAP2000. Perencanaan tebal tangga ditentukan sesuai dengan ketentuan dalam perhitungan awal dimensi pelat

3.5 Pembebanan

Dalam melakukan analisa desain suatu struktur, perlu ada gambaran yang jelas mengenai besar beban yang bekerja pada struktur karena perilaku suatu struktur sangat dipengaruhi oleh beban-beban yang bekerja pada struktur tersebut. Menurut karakteristiknya, beban yang bekerja pada suatu struktur dibagi menjadi dua, yaitu beban statis dan beban dinamis. Berikut akan dijelaskan lebih detail mengenai pembebanan sesuai dengan ketentuan berdasarkan SNI 1727:2013, RSNI 2847:2018, SNI 1726:2018, dan PPIUG 1983.

3.5.1 Beban Statis

Beban statis adalah beban yang bekerja secara terus menerus pada struktur dan mempunyai sifat tetap. Jenis-jenis beban statis menurut PPIUG 1983 adalah sebagai berikut:

1. Beban Mati

Ketentuan beban mati dijelaskan pada PPIUG 1983

2. Beban Hidup

Ketentuan beban hidup dijelaskan pada PPIUG 1983. Pada atap gedung yang dapat dicapai dan dibebani oleh manusia, beban hidup harus diambil minimum sebesar 100 kg/m^2 bidang datar, sedangkan pada atap/bagian atap yang tidak dapat dicapai atau dibebani oleh manusia, besar beban hidup yang harus diambil adalah yang terbesar dari:

a. Beban terbagi rata air hujan

$$W_{ah} = 40 - 0,8\alpha$$

Dimana:

α = sudut kemiringan atap (jika $\alpha > 50^\circ$, dapat diabaikan)

W_{ah} = beban air hujan (kg/m^2 , minimal W_{ah} atau 20kg/m^2)

- b. Beban terpusat dari berat pekerja atau pemadam kebakaran dan peralatannya sebesar minimum 100 kg

3.5.2 Beban Dinamis

Beban gempa dihitung berdasarkan SNI 1726:2018 untuk daerah Surabaya. Pembebanan gravitasi struktur hanya diterima oleh *frame* saja. Perencanaan beban gempa pada struktur menggunakan metode diafragma, dimana pengaruh pada struktur dibebankan langsung ke pusat massa bangunan (*center of mass*). Pada metode analisis beban statik ekuivalen, gaya geser dasar akibat gempa diperoleh dengan mengalikan berat gedung dengan faktor-faktor modifikasi yang sesuai dengan peraturan pembebanan yang ada. Untuk menentukan metode analisis yang sesuai untuk struktur yang akan direncanakan, maka harus ditentukan terlebih dahulu kategori risiko bangunan dan kategori desain seismik dari gedung yang akan direncanakan.

3.5.2.1 Karakteristik Risiko Gedung

Kategori risiko gedung dapat ditentukan pada SNI 1726:2018 tabel 3. Setelah itu ditentukan faktor keutamaan gempa seperti pada tabel 3.1

Tabel 3. 1 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 1726:2018)

3.5.2.2 Kelas Situs

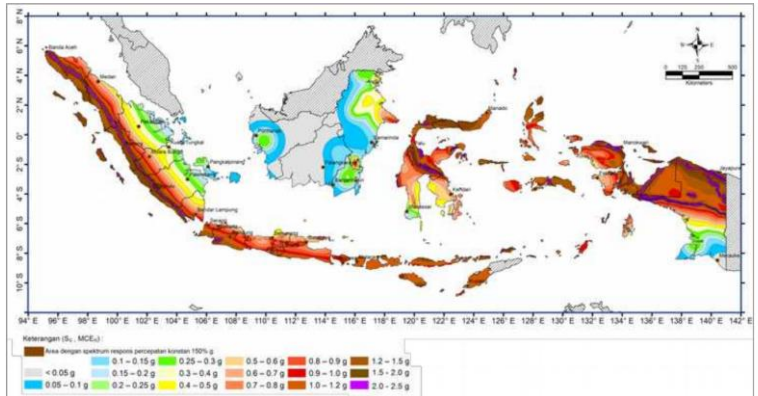
Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapat dari proses pengumpulan data di lokasi gedung akan dibangun. Jenis kelas situs dapat dilihat pada pada Tabel 5 SNI 1726:2018. Dalam perencanaan gedung, sistem struktur yang akan digunakan merupakan hal yang perlu diperhatikan. Suatu gedung diharuskan memiliki sistem struktur yang sesuai dengan faktor daya tahan terhadap gempa. Pembagian sistem struktur menurut sifat-sifat tanah pada situs dibagi menjadi sebagai berikut:

1. Situs SA dan SB (resiko gempa rendah)
Desain dapat menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) dan dinding struktur dengan beton biasa
2. Situs SC dan SD (resiko gempa sedang)
Desain dapat menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) atau Sistem Dinding Struktur Biasa (SDSB) dengan beton tanpa detailing khusus
3. Situs SE, dan SF (resiko gempa tinggi)
Desain harus menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) atau Sistem Rangka-Dinding Geser (*dual system*)

3.5.2.3 Parameter Respons Spektral

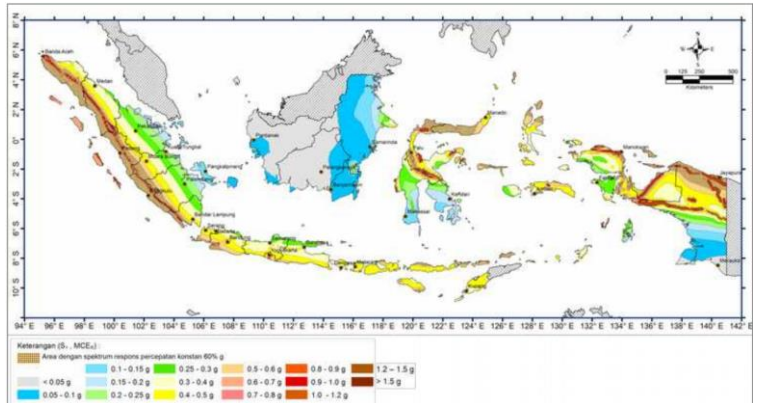
Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada perioda pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik pada Gambar 3.2 dan 3.3 dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun (MCE_R , 2 persen dalam 50 tahun), dan

dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi



Gambar 3. 2 Parameter gerak tanah S_s , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik (redaman kritis 5%), pada kelas situs BC (SBC)

(Sumber: SNI 1726:2018)



Gambar 3. 3 Parameter gerak tanah, S₁, gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCER) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2- detik (redaman kritis 5%), pada kelas situs BC (SBC)

(Sumber: SNI 1726:2018)

Dalam menentukan respon spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan faktor amplitudo seismik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v). Nilai F_a dan F_v dapat dilihat pada tabel 3.3 dan 3.4

Tabel 3. 2 Koefisien situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_x				
	$S_x \leq 0,25$	$S_x = 0,5$	$S_x = 0,75$	$S_x = 1,0$	$S_x \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_x dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

(Sumber: SNI 1726:2018)

Tabel 3. 3 Koefisien situs, F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

CATATAN :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

(Sumber: SNI 1726:2018)

Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut:

$$S_{MS} = F_a S_s$$

$$S_{M1} = F_v S_1$$

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan pada periode 1 detik (S_{D1}) harus ditentukan dengan perumusan berikut

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_1$$

3.5.2.4 Spektrum Respons Desain

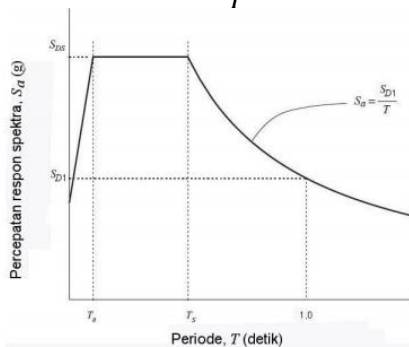
Apabila spektrum respons desain diperlukan dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons desain (Gambar 3.4) harus dikembangkan dengan mengikuti ketentuan berikut:

1. Untuk perioda yang lebih kecil dari T_o , spektrum respons percepatan S_a harus diambil dari persamaan:

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

2. Untuk perioda lebih besar atau sama dengan T_o dan lebih kecil atau sama dengan T_s , maka spektrum respons percepatan S_a sama dengan S_{DS}
3. Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain diambil berdasarkan persamaan:

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



Gambar 3. 4 Spektrum Respons Desain
(Sumber: SNI 1726:2018)

3.5.2.5 Kategori Desain Seismik

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik. Struktur dengan kategori I, II, atau III yang berlokasi dimana nilai S_1 lebih besar atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik E. Struktur yang berkategori risiko IV yang berlokasi dimana nilai S_1 lebih besar atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan kategori desain seismik F. Semua struktur lainnya harus ditetapkan kategori desain seismik-nya berdasarkan nilai S_{DS} dan S_1 sesuai dengan tabel 3.5 dan 3.6 dibawah ini

Tabel 3. 4 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek (SDS)

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

(Sumber: SNI 1726:2018)

Tabel 3. 5 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik (S_{D1})

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

(Sumber: SNI 1726:2018)

3.5.3 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan sesuai dengan RRSNI 2847:2018 pasal 5.3

Tabel 3. 6 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi Beban	Persamaan	Beban Utama
$U = 1,4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r$ atau S atau R)	(5.3.1b)	L
$U = 1,2D + 1,6(L_r$ atau S atau R) + (1,0 L atau 0,5 W)	(5.3.1c)	L_r atau S atau R
$U = 1,2D + 1,0W + 1,0L +$ 0,5(L_r atau S atau R)	(5.3.1d)	W
$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L +$ 0,2 S	(5.3.1e)	E
$U = 0,9D + 1,0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0,9D + 1,0E$	(5.3.1g)	E

(Sumber: RSNi 2847:2018)

3.6 Permodelan Struktur

3.6.1 Kriteria Permodelan Struktur

Berat seismik efektif struktur, W , harus menyertakan seluruh beban mati dan beban lainnya yang terdaftar dibawah ini:

1. Dalam daerah untuk penyimpanan, minimum sebesar 25 persen beban hidup lantai (beban hidup lantai di garasi publik dan struktur parkir terbuka, serta beban penyimpanan yang tidak melebihi 5 persen dari berat seismik efektif pada suatu lantai, tidak perlu disertakan)
2. Jika ketentuan untuk partisi disyaratkan dalam desain beban lantai, maka diambil sebagai yang terbesar diantara berat partisi aktual atau berat daerah lantai minimum sebesar $0,48 \text{ kN/m}^2$
3. Berat operasional total dari peralatan yang permanen
4. Berat lansekap dan beban lainnya pada taman atap dan luasan sejenis lainnya

Model matematika struktur harus dibuat untuk tujuan penentuan gaya elemen struktur dan perpindahan struktur yang dihasilkan dari beban yang diterapkan dan semua perpindahan yang dikenakan atau pengaruh P-delta. Model harus menyertakan kekakuan dan kekuatan elemen yang signifikan terhadap distribusi gaya dan deformasi dalam struktur dan merepresentasikan distribusi massa dan kekakuan secara spasial pada seluruh struktur.

Sebagai tambahan, model tersebut harus sesuai dengan hal berikut ini:

1. Properti kekakuan elemen beton dan batu bata harus memperhitungkan pengaruh penampang retak
2. Untuk sistem rangka baja pemikul momen, kontribusi deformasi daerah panel pada simpangan antar lantai tingkat keseluruhan harus disertakan

Untuk prosedur analisis yang akan digunakan, dapat dilihat pada Tabel 3.7 dibawah ini

Tabel 3. 7 Prosedur analisis yang diizinkan

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

CATATAN: Dijijinkan, TI: Tidak Dijijinkan

(Sumber: SNI 1726:2018)

3.6.2 Kontrol Permodelan Struktur

Kontrol permodelan struktur dilakukan setelah memperoleh hasil analisa struktur dari program SAP2000. Hal ini dilakukan agar desain yang dimodelkan telah sesuai dengan keadaan aslinya dan telah memenuhi standar yang terdapat dalam peraturan. Kontrol permodelan struktur yang akan dilakukan adalah sebagai berikut:

1. Melakukan pengecekan antara perhitungan manual dan perhitungan dengan program bantu SAP2000, dimana selisih keakuratan yang diizinkan adalah $\pm 5\%$

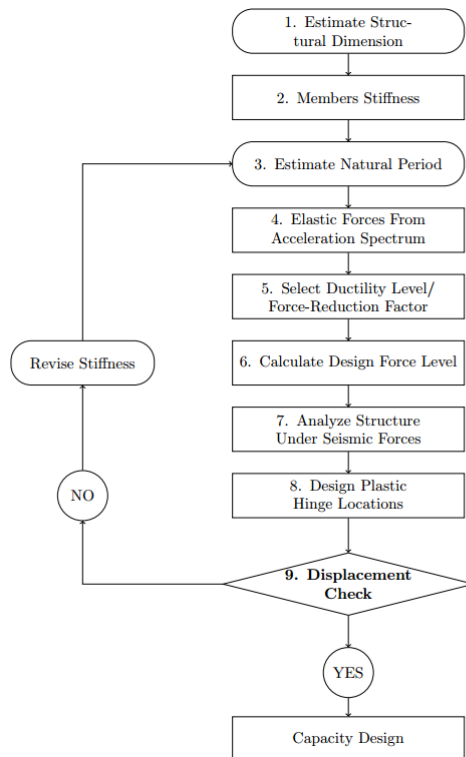
2. Menghitung partisipasi massa, dengan syarat partisipasi massa $\geq 90\%$
3. Menghitung lama waktu getar (T)
4. Melakukan pengecekan besar *base shear* yang menggunakan kombinasi respons, dimana hasilnya harus $\pm 85\%$ dari besar *base shear* dari perhitungan gaya literal ekuivalen. Apabila tidak memenuhi, maka menurut SNI 1726:2018 pasal 10.1.3, besar *base shear* hasil perhitungan program SAP2000 harus dikalikan dengan $0,85 \frac{V}{V_t}$, dimana V adalah besar *base shear* dari prosedur perhitungan gaya literal ekuivalen dan V_t adalah besar *base shear* dari prosedur perhitungan program SAP2000 yang menggunakan kombinasi respons.
5. Menghitung simpangan yang terjadi

3.7 **Prosedur Desain Dinding Geser *Self-Centering***

Menurut Gerosa dan Meroni (2015), prosedur yang dapat digunakan untuk mendesain dinding geser yang menggunakan sistem *self-centering* adalah metode *Force-Based Design* (FBD) dan *Direct Displacement-Based Design* (DDBD). Dalam Tugas Akhir ini, desain dinding geser *self-centering* hanya menggunakan metode FBD.

3.7.1 ***Force-Based Design***

Force-Based Design adalah metode yang lazim digunakan dalam mendesain struktur tahan gempa dan oleh karena itu, metode ini lebih banyak digunakan sebagai dasaran dalam peraturan-peraturan desain tahan gempa di berbagai negara. Prosedur dari metode ini adalah sebagai berikut:



Gambar 3. 5 Prosedur *Force-Based Design*
(Sumber: Gerosa dan Meroni, 2015)

Tetapi, menurut Priestley, Calvi, dan Kowalsky (2007), metode FBD memiliki kelemahan yaitu:

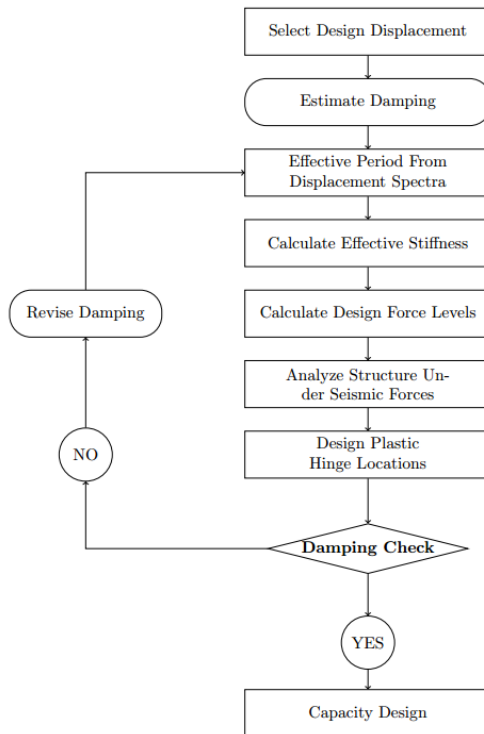
- Distribusi gaya pada elemen struktural yang berbeda didasarkan dari perkiraan awal kekakuannya. Karena kekuatan elemen adalah output terakhir dari prosedur ini dan kekakuan

adalah variabel yang tergantung oleh kekuatan elemen, maka kekakuan elemen itu sendiri tidak diketahui hingga prosedur desain selesai dilaksanakan

- Distribusi gaya gempa pada elemen yang didasarkan dari kekakuan awal mengimplikasi bahwa elemen-elemen yang berbeda dapat dipaksa untuk meleleh di saat yang bersamaan, sehingga validitasnya diragukan
- Asumsi faktor reduksi kekuatan dari metode ini dapat tidak berlaku pada struktur yang memiliki tipe khusus atau unik

3.7.2 Direct-Displacement Based Design

Direct Displacement-Based Method adalah metode yang dikembangkan oleh Priestley (2002) yang bertujuan untuk menutupi kekurangan pada metode FBD. Dalam metode ini, struktur didesain berdasarkan target desain simpangan yang telah ditentukan. Prosedur desain ini menghitung kekuatan yang dibutuhkan pada sendi plastis untuk mencapai target simpangan yang telah ditentukan. Nantinya, desain kekuatan yang didapat harus dikombinasikan dengan prosedur desain kapasitas untuk memastikan sendi plastis hanya terjadi pada lokasi yang ditentukan. Prosedur dari metode ini adalah sebagai berikut:



Gambar 3. 6 Prosedur *Direct Displacement-Based Design*
(Sumber: Gerosa dan Meroni, 2015)

3.8 Pemilihan Tendon

Pemilihan tendon harus disesuaikan dengan keadaan dimana tegangan tarik pada baja prategang tidak boleh melebihi nilai berikut:

- a. Tegangan izin saat penarikan (*jacking*) baja prategang = $0,94 f_{py}$ tetapi tidak lebih besar dari yang terkecil dari $0,80 f_{pu}$ dan nilai maksimum yang

direkomendasikan oleh pembuat baja prategang / perangkat angkur

- b. Tendon pasca tarik pada perangkat angkur dan kopler (*couplers*) sesaat setelah transfer gaya = $0,70 f_{pu}$

Sementara itu, tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai yang terdapat pada RSNI 2847:2018 pasal 24.5.3.1, dimana perhitungan tegangan tekan beton pada serat terjauh setelah transfer dan sebelum terjadi kehilangan tegangan sebagai fungsi waktu, tidak boleh melebihi batasan berikut:

Tabel 3. 8 Tegangan Tekan Beton Ijin Sesaat Setelah Transfer Gaya Prategang

Lokasi yang ditinjau	Tegangan tekan ijin
Penampang ujung pada gelagar sederhana	$0.70 f_{ci}'$
Semua penampang lain	$0.60 f_{ci}'$

(Sumber: RSNI 2847:2018)

Berdasarkan RSNI 2847:2018 pasal 24.5.3.2, perhitungan tegangan tarik beton pada serat terjauh setelah transfer, sebelum terjadi kehilangan tegangan sebagai fungsi waktu, dan tanpa penambahan tulangan di daerah tarik tidak boleh melebihi batasan berikut:

Tabel 3. 9 Tegangan Tarik Beton Ijin Sesaat Setelah Gaya Prategang

Lokasi yang ditinjau	Tegangan tarik ijin
Penampang ujung pada gelagar sederhana	$0.50 \sqrt{f_{ci}'}$
Semua penampang lain	$0.25 \sqrt{f_{ci}'}$

(Sumber: RSNI 2847:2018)

Berdasarkan RSNI 2847:2018 pasal 24.5.4.1, untuk komponen kelas U dan T, perhitungan tegangan tekan beton pada serat terjauh yang dihitung saat kondisi beban layan dan setelah perhitungan kehilangan tegangan tidak boleh melebihi batasan berikut:

Tabel 3. 10 Tegangan Tekan Beton Ijin Saat Beban Layan

Kondisi pembebanan	Tegangan tekan ijin
Prategang dan beban tetap	$0.45 f_c'$
Prategang dan beban total	$0.60 f_c'$

(Sumber: RSNI 2847:2018)

3.9 Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan gaya pratekan adalah berkurangnya gaya pratekan pada tendon pada saat tertentu dibandingkan dengan pada saat *jacking* awal. Kehilangan pratekan dapat dikelompokkan menjadi dua kategori yaitu:

1. Kehilangan Langsung

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

- a. Kehilangan akibat Pengangkuran

Perhitungan kehilangan gaya pratekan akibat pengangkuran adalah sebagai berikut:

$$\Delta = \frac{S_{rata-rata}}{\Delta\alpha}$$

$$\Delta\alpha = \frac{\sigma L}{E_s}$$

Dimana:

- Δ : kehilangan gaya pratekan
- $S_{rata-rata}$: harga rata-rata slip angkur (2,5 mm)
- $\Delta\alpha$: deformasi pada angkur
- σ : tegangan pada beton
- L : panjang kabel
- E_s : modulus elastisitas baja prategang

- b. Kehilangan akibat Perpendekan Elastis
Perhitungan kehilangan gaya pratekan akibat perpendekan elastis adalah sebagai berikut:

$$ES = K_{es} \times n \times F_{cir}$$

Dimana:

- ES : Kehilangan gaya pratekan akibat perpendekan elastis
- K_{es} : 1 untuk komponen pratarik, 0,5 untuk pascatarik
- n : Perbandingan modulus elastisitas beton dan baja
- F_{cir} : Tegangan pada penampang beton (F_o/A)

2. Kehilangan tidak Langsung

Hilangnya gaya prategang awal terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak

langsung). Kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut:

a. Rangkak (*creep*)

Rumus untuk menghitung kehilangan gaya prategang akibat rangkak adalah:

$$CR = K_{cr} \left(\frac{E_s}{E_c} \right) [f_{cir} - f_{cds}]$$

Dimana:

- K_{cr} : 2 untuk prategang, 1,69 untuk pasca tegang
 f_{cir} : Tegangan beton di c.g.s akibat beban tetap (*dead load*)
 f_{cds} : Tegangan beton di c.g.s akibat gaya prategang awal

b. Susut (*Shrinkage*)

Rumus untuk menghitung kehilangan gaya prategang akibat susut untuk tulangan *post-tensioned* adalah:

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} K_{sh} E_s \left(1 - 0,06 \frac{V}{S} \right) (100 - RH)$$

Dimana:

- K_{sh} : Koefisien susut beton (1 untuk *pretensioned*)
 E_s : Modulus elastisitas baja
 RH : Kelembaban relatif udara sekitar

Untuk tulangan *post-tensioned*, nilai K_{sh} dapat dilihat pada tabel 3.8

Tabel 3. 11 Nilai Ksh terhadap hari pemberian gaya prategang

DAYS	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{sh}	0.92	0.85	0.80	0.77	0.73	0.64	0.58	0.45

(Sumber: *Post-Tensioning Institute*)

c. Relaksasi baja

Rumus untuk menghitung kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja adalah:

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)] \times C$$

Dimana:

K_{re} : Koefisien relaksasi baja (1 untuk *pretensioned*)

J : Koefisien relaksasi

SH : Kehilangan gaya prategang akibat susut

CR : Kehilangan gaya prategang akibat rangkai

ES : Kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis

C : Koefisien batang *stress-relieved*

Menurut Rahman (2000), khusus pada tendon prategang pada dinding geser pracetak, besarnya gaya prategang pada tendon setelah kehilangan akibat gaya lateral gempa adalah sebagai berikut:

$$F_{psi} \leq F_{lp} - \frac{E_{ps} A_{ps} (d_{ps} - c)}{L_{ps}} \theta_u$$

Dimana:

F_{psi} : Gaya prategang pada tendon setelah kehilangan (N)

F_{lp} : Gaya prategang pada tendon (N)

- E_{ps} : Modulus elastisitas tendon prategang (MPa)
 A_{ps} : Luasan tendon (mm²)
 d_{ps} : Jarak tendon terjauh dari garis netral (mm)
 c : Jarak serat tekan terluar dengan garis netral (mm)
 L_{ps} : Total panjang tendon yang tidak di-*grout* (*unbonded*)
 θ_u : Simpangan dinding pada batas runtuh (2.5%)

3.10 Desain Hubungan Balok Kolom

El-Sheikh dkk (1999) merumuskan rumus yang dapat digunakan untuk menghitung momen dan rotasi yang terjadi pada hubungan balok-kolom *self-centering* pada tabel dibawah ini. *Linear limit state* adalah keadaan dimana hubungan balok-kolom tidak lagi bekerja secara linear dan mulai memasuki bagian non-linear. *Yield limit state* adalah keadaan dimana tegangan pada tendon *post-tensioned* mencapai batas proporsional. *Ultimate limit state* adalah keadaan dimana beton yang diberi tulangan spiral mengalami kegagalan.

Tabel 3. 12 Rumus Momen-Rotasi pada Hubungan Balok-Kolom *Self-Centering*

Limit state	Moment	Rotation
Linear limit state	Smaller of the following: $M_{ll} = 0.50 f_{pt} A_p h \left(1 - \frac{f_{cl} / f'_c}{0.85} \right)$ $M_{ll} = 0.42 f_{pt} A_p h$	Smaller of the following: $\theta_{ll} = \frac{3L_{bc} f_{cl}}{2hE_c} \left(1 - \frac{f_{cl} / f'_c}{0.85} \right)$ $\theta_{ll} = \frac{2.5L_{bc} f_{cl}}{2hE_c}$
Yield limit state *	$M_y = 0.5 f_{pt} A_p (h'' - a'')$ $a'' = \frac{c_1 f_{cl} / f'_{cl}}{\alpha f_{pt} / f_{pu}} \frac{b}{b''} h$	$\theta_y = \frac{(f_{pt} - f_{pl}) L_{pu}}{(0.5h'' - a'' / \beta) E_p}$
Ultimate limit state	$M_{ult} = M_y$	$\theta_{ult} = \frac{\epsilon_{cs} \beta}{a''} L_{cr}$

(Sumber: El-Sheikh, 1999)

3.11 Pengangkuran

Kegagalan elemen 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 RSNi 2847:2018 pasal 25.9.2. Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencah, belah dan pecah yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai RSNi 2847:2018 pasal 25.9

3.12 Perencanaan Basement

Dalam perencanaan, *basement* tidak menerima langsung tekanan tanah dan air secara horizontal dikarenakan terdapat turap yang menahan tanah dari samping *basement*.

- Penulangan Dinding Basement
Penulangan dinding basement dihitung sesuai dengan yang telah diatur dalam RSNI 2847:2018.
- Kontrol Ketebalan Dinding *Basement*
Ketebalan dinding basement dikontrol sesuai dengan yang telah diatur dalam RSNI 2847:2018 pasal 11.3
- Penulangan Pelat Lantai *Basement*
Elevasi air tanah diasumsikan pada kondisi yang paling berbahaya, yaitu sama dengan permukaan tanah. Penulangan pelat lantai basement dihitung sesuai dengan yang telah diatur dalam RSNI 2847:2018.

3.13 Perencanaan Pondasi

Untuk merencanakan pondasi diperlukan perhitungan beban struktur atas secara keseluruhan, lalu diteruskan beban tersebut ke struktur bawah (pondasi). Perencanaan pondasi mengacu pada RSNI 2847:2018 pasal 13. Langkah-langkah pengerjaannya 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.

3.14 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.

BAB IV PEMBAHASAN

4.1 Preliminary Design

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

4.1.1 Data Perencanaan

Nama Gedung : Gedung Office Ciputra World
Lokasi : Jln. Mayjend Sungkono, Surabaya
Jumlah Lantai : 20 lantai & 1 lantai *basement*
Ketinggian Lantai
 Basement : 4,20 m
 Lantai 1-20 : 4,20 m
Tinggi Total Bangunan : 79.80
Luas Bangunan : ± 25.469,75 m²
Mutu Beton : 25 MPa (pelat) dan 45 MPa (balok, kolom, dan dinding geser)
Mutu Baja : 420 MPa
Data Tanah : Terlampir

4.1.2 Pembebanan

- Beban Mati
 - Berat beton bertulang : 2400 kg/m³
 - Adukan finishing : 21 kg/m³
 - Tegel : 24 kg/m²
 - Dinding batu bata : 250 kg/m²

- Plafond : 18 kg/m²
- Penggantung : 7 kg/m²
- Plumbing + ducting : 30 kg/m²
- Beban Hidup
 - Lantai atap : 100 kg/m²
 - Lantai kantor : 240 kg/m²
- Beban Gempa
Perencanaan dan perhitungan struktur terhadap beban gempa mengikuti peraturan SNI 1726:2018

4.1.3 Perencanaan Balok

Penentuan tinggi minimum balok non-prategang (h_{min}) dihitung berdasarkan RSNI 2847:2018 pasal 9.3.1.1. Untuk balok prategang, karena direncanakan gaya prategang pada balok tidak memikul beban gravitasi, maka tinggi minimum balok prategang juga menggunakan perhitungan berdasarkan RSNI 2847:2018 pasal 9.3.1.1.

Tabel 4. 1 Tinggi Minimum Balok Non-Prategang

Kondisi perlekatan	Minimum $h^{[1]}$
Perlekatan sederhana	$\ell/16$
Menerus satu sisi	$\ell/18,5$
Menerus dua sisi	$\ell/21$
Kantilever	$\ell/8$

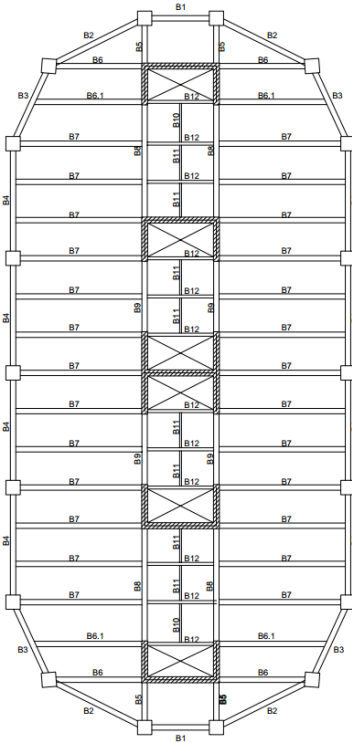
(Sumber: RSNI 2847:2018)

Untuk menentukan lebar balok, digunakan persamaan berikut:

$$b = \frac{2}{3} h_{min}$$

Dimana:

b : lebar balok
 hmin : tinggi minimum balok



Gambar 4. 1 Denah Pembalokan

Diperoleh dimensi balok sebagai berikut

Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok

Label	Jumlah	Bentang (m)	HITUNGAN		PAKAI	
			b (mm)	h (mm)	b (mm)	h (mm)
1	2	6.00	250	375	450	700
2	4	8.94	372.68	559.02		
3	4	7.16	298.29	447.43		
4	8	9.60	400	600		
5	4	4.00	166.67	250	450	700
6	4	8.00	333.33	500		
6.1	4	9.38	391.03	586.54		
7	26	11.00	458.33	687.5		
8	4	9.90	412.5	618.75	450	700
9	4	6.40	266.67	400	250	400
10	2	3.50	145.83	218.75		
11	8	3.20	133.33	200		
12	12	6.00	250	375	350	500

4.1.4 Perencanaan Tebal Pelat

Perencanaan ini menggunakan perhitungan yang dibagi dalam dua jenis yaitu :

- 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.
- 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.

Perhitungan dimensi pelat berdasarkan syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat harus memenuhi persyaratan RSNI 2847:2018 pasal 8.3.1.2.

- Untuk $\alpha_m \leq 0.2$ menggunakan tabel 8.3.1.2.
- Untuk $0.2 < \alpha_m < 2$ ketebalan minimum pelat harus memenuhi

$$h1 = \frac{Ln \times (0.8 + \frac{fy}{1500})}{36 + 5\beta (\alpha_m - 0.2)} \text{ dan tidak boleh kurang dari 125 mm}$$

- Untuk $\alpha_m \geq 2$ ketebalan minimum pelat harus memenuhi

$$h2 = \frac{Ln \times (0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta} \text{ dan tidak boleh kurang dari 90 mm}$$

L_n = Panjang bentang bersih

S_n = Lebar bentang bersih

F_y = Tegangan leleh baja

β = Rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah

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

Harga α_m didapat dari:

$$\alpha = \frac{E_{balok} I_{balok}}{E_{balok} I_{pelat}}$$

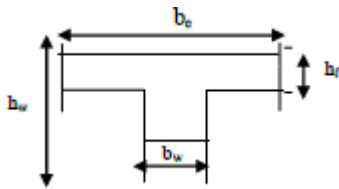
$$I_{balok} = 1/12 \times K \times b \times h^3$$

$$\beta = L_n / S_n$$

$$I_{pelat} = L_y \times hf^3/12$$

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

Balok tengah:



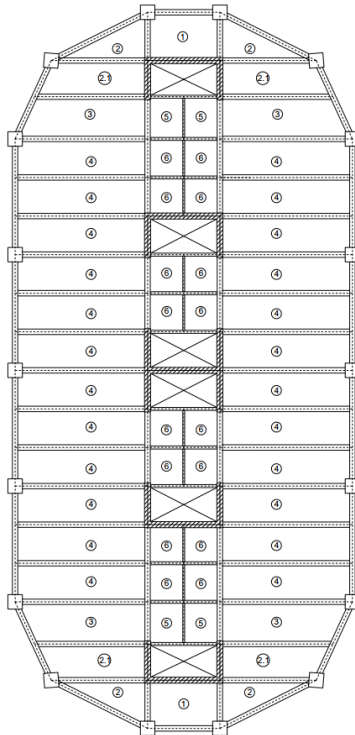
Nilai $be_1 = \frac{1}{4} \times L$
 $be_2 = b_w + 8t$
 $be_2 = b_w + \frac{1}{2} S$

Dari ketiga nilai be tersebut diambil yang terkecil.

4.1.4.1 Data Perencanaan Tebal Pelat

Pelat yang direncanakan memiliki spesifikasi sebagai berikut:

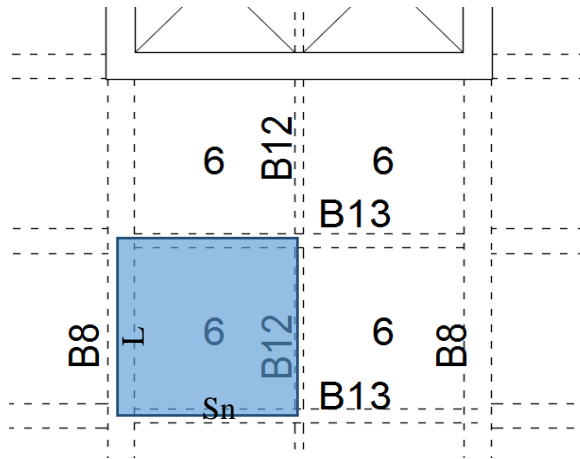
- Mutu beton : 25 MPa
- Mutu baja : 420 MPa
- Decking : 4 cm
- Rencana tebal pelat lantai : 12 cm
- Rencana tebal pelat atap : 12 cm



Gambar 4. 2 Variasi Pelat

4.1.4.2 Contoh Perhitungan Tebal Pelat

Contoh perhitungan menggunakan pelat tipe 6 yang memiliki dimensi 320 x 300 cm



Gambar 4. 3 Denah Pelat Tipe 6 Dimensi 320 x 300 cm

Tabel 4. 3 Dimensi Balok yang Mengapit Pelat Tipe 6

Tipe Balok	bw (mm)	h (mm)
B8	450	700
B12	150	200
B13	250	400

Direncanakan $h_f = 12 \text{ cm}$

$L_n = 3200 - ((250+250)/2) = 2950 \text{ mm}$

$S_n = 3000 - ((450+150)/2) = 2700 \text{ mm}$

$\beta = L_n/S_n = 2950/2700 = 1,09 < 2$ (pelat dua arah)

- Balok B8

- Menghitung lebar efektif

1. $be = bw + 2 \times (h - h_f)$

$be = 450 + 2 \times (700 - 120) = 1610 \text{ mm}$

2. $be = bw + 8 \times h_f$

$be = 450 + 8 \times 120 = 1410 \text{ mm}$

$$3. be = \frac{1}{4} \times L$$

$$be = \frac{1}{4} \times L = \frac{1}{4} \times 2950 = 737.5 \text{ mm (menentukan)}$$

- Menghitung k

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

$$k = 1.208$$

- Menghitung am balok

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

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1,208 \times 450 \times 700^3$$

$$I_{balok} = 15518940773 \text{ mm}^4$$

$$I_{pelat} = \frac{1}{12} \times bp \times hf^3$$

$$I_{pelat} = \frac{1}{12} \times \frac{(300 + 320)}{2} \times 120^3$$

$$I_{pelat} = 446400000 \text{ mm}^4$$

$$am = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = 34,76$$

- Balok B12
- Menghitung lebar efektif
 1. $be = bw + 2 \times (h - hf)$

$$be = 150 + 2 \times (200 - 120) = 310 \text{ mm}$$

(menentukan)

$$2. be = bw + 8 \times hf$$

$$be = 150 + 8 \times 120 = 1110 \text{ mm}$$

$$3. be = \frac{1}{4} \times L$$

$$be = \frac{1}{4} \times L = \frac{1}{4} \times 2950 = 737.5 \text{ mm}$$

- Menghitung k

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

$$k = 1.478$$

- Menghitung am balok

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

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1,478 \times 150 \times 200^3$$

$$I_{balok} = 141771707,3 \text{ mm}^4$$

$$I_{pelat} = \frac{1}{12} \times bp \times hf^3$$

$$I_{pelat} = \frac{1}{12} \times \frac{(300 + 320)}{2} \times 120^3$$

$$I_{pelat} = 446400000 \text{ mm}^4$$

$$am = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = 0,317$$

- Balok B13
- Menghitung lebar efektif
 1. $be = bw + 2 \times (h - hf)$

$$be = 250 + 2 \times (400 - 120) = 810 \text{ mm}$$

$$2. be = bw + 8 \times hf$$

$$be = 250 + 8 \times 120 = 1210 \text{ mm}$$

$$3. be = \frac{1}{4} \times L$$

$$be = \frac{1}{4} \times L = \frac{1}{4} \times 2700 = 675 \text{ mm (menentukan)}$$

- Menghitung k

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

$$k = 1.579$$

- Menghitung am balok

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

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1,579 \times 250 \times 400^3$$

$$I_{balok} = 2056520088 \text{ mm}^4$$

$$I_{pelat} = \frac{1}{12} \times bp \times hf^3$$

$$I_{pelat} = \frac{1}{12} \times \frac{(300 + 320)}{2} \times 120^3$$

$$I_{pelat} = 446400000 \text{ mm}^4$$

$$am = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = 4,6$$

- Menghitung am rata-rata (afm)

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha B8 + \alpha B12 + 2 \times \alpha B13}{4} = 11.07 > 2$$

Karena α_{fm} lebih besar dari 2, maka h minimum pelat adalah yang terkecil dari:

$$- \frac{Ln \times (0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta} = 70.8 \text{ mm}$$

$$- 90 \text{ mm}$$

Maka digunakan h minimum = 120 mm = 12 cm

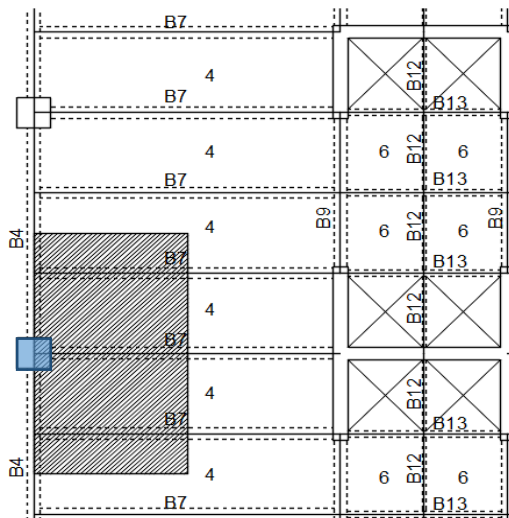
Dari cara perhitungan tersebut, maka didapat tebal pelat sebagai berikut

Tabel 4. 4 Rekapitulasi Tebal Pelat

Type Pelat	Jenis Pelat	Tebal Min (mm)	Tebal Pakai (mm)
1	dua arah	120	120
2	dua arah	120	120
2.1	satu arah	130	120
3	satu arah	150	120
4	satu arah	150	120
5	dua arah	120	120
6	dua arah	120	120

4.1.5 Perencanaan 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. 4 Kolom yang Akan Ditinjau

Pada gambar diatas, terlihat kolom memikul beban pada pelat 4 yang memiliki luasan 1100 x 320 cm.

Direncanakan:

- Tebal pelat : 12 cm
- Mutu kolom : 45 MPa
- Mutu pelat : 25 MPa
- Tinggi kolom : 4.2 m

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

Berdasarkan SNI 1727:2013 pasal 4.7 dan 4.8, beban hidup kolom diijinkan menggunakan beban hidup tereduksi

dengan syarat komponen struktur yang memiliki $K_{LL} \cdot A_T \geq 37.16 \text{ m}^2$ dapat dihitung dengan cara sebagai berikut:

$$A_{TT} = 11 \text{ m} \times 3.2 \text{ m} = 35.2 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} = 4 \text{ (Tabel 4-2 SNI 1727:2013)}$$

$$K_{LL} \times A_{TT} = 4 \times 35.2 \text{ m}^2 = 140.8 \text{ m}^2 \geq 37.16 \text{ m}^2 \text{ (OK)}$$

- Reduksi beban hidup lantai kantor

$$L_o = 2.4 \text{ kN/m}^2$$

$$L = 2.4 \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} \times A_T}} \right) \geq 0.4 \times L_o$$

$$L = 1.92 \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{336}} \right) \geq 0.4 \times L_o$$

$$L = 1.5243 \text{ kN/m}^2 \geq 0.96 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Maka dipakai } L = 1.5243 \text{ kN/m}^2 = 152.43 \text{ kg/m}^2$$

- Reduksi beban hidup lantai atap

$$R_1 = 0.6 \text{ (untuk } A_T \geq 55,74 \text{ m}^2)$$

$$R_2 = 1$$

$$L_r = L_o \cdot R_1 \cdot R_2 = 0.576 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Syarat} = 0.58 \leq L_r \leq 0.96$$

$$\text{Maka dipakai } L_r = 0.58 \text{ kN/m}^2 = 58 \text{ kg/m}^2$$

Tabel 4. 5 Perhitungan Beban Lantai Kantor pada Kolom

Lantai Kantor (1-18)			
Beban Mati			
Beban	γ	Volume	W (kg)
1 B4	2400	24.192	1045094
1.5 B7	2400	135.135	5837832
Plat 4	2400	6.336	273715.2
Finishing	21	6.336	2395.008
Tegel	24	6.336	2737.152
Plumbing	30	6.336	3421.44
Plafond	11	6.336	1254.528
Penggantung Plafond	7	6.336	798.336

Dinding	250	99.36742	447153.4
W DL			7614401
Beban Hidup			
Beban	γ	Volume	W (kg)
Lantai Kantor	152.4328	6.336	17384.66
W LL			17384.66

Tabel 4. 6 Perhitungan Beban Lantai Atap pada Kolom

Lantai Atap			
Beban Mati			
Beban	γ	Volume	W (kg)
1 B4	2400	24.192	58060.8
1.5 B7	2400	135.135	324324
Plat 4	2400	6.336	15206.4
Finishing	21	6.336	133.056
Plumbing	30	6.336	190.08
Plafond	11	6.336	69.696
Penggantung Plafond	7	6.336	44.352
W DL			398028.4
Beban Hidup			
Beban	γ	Volume	W (kg)
Lantai Atap	58	6.336	367.488
W LL			367.488

Berat yang diterima kolom

$$W = (1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}) = 2533139.24 \text{ kg}$$

$$\text{Mutu Beton} = 45 \text{ MPa} = 450 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (1 Mpa} = 10 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\text{Dimensi: } A = 2/3 \times P / Fc' = 2/3 \times (2533139.24 / 450)$$

$$\text{Didapat } A = 3752.8 \text{ cm}^2$$

Direncanakan kolom persegi sehingga:

Panjang tiap sisi kolom (s) = $\sqrt{A} = 61.26$ cm

Diambil $s = 70$ cm

4.1.6 Perencanaan Dinding Geser

Menurut RSNI 2847:2018 pasal 11.3.1, ketebalan dinding bukan tumpuan tidak boleh kurang dari $1/30$ tinggi atau panjang bentang, yang lebih pendek atau kurang dari 100 mm.

Direncanakan:

- Tebal dinding geser : 50 cm
- Panjang bentang (L) : 600 cm
- Tinggi dinding geser (H) : 420 cm

$50 \text{ cm} \geq H / 30 = 420 / 30 = 12 \text{ cm}$ (OK!)

$50 \text{ cm} \geq L / 30 = 600 / 30 = 20 \text{ cm}$ (OK!)

Jadi, tebal shearwall sebesar 50 cm telah memenuhi syarat RSNI 2847:2018 pasal 11.3.1.

4.2 Perencanaan Struktur Sekunder

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, dan balok penumpu lift. Pada sub bab ini akan dibahas mengenai perancangan struktur sekunder.

4.2.1 Perencanaan Pelat

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. Pelat

direncanakan cor in situ. Mutu bahan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan *preliminary design* sebagai berikut:

- Mutu beton : 25 MPa
- Mutu baja : 420 Mpa
- Tebal pelat atap : 12 cm
- Tebal pelat lantai : 12 cm
- Diameter tulangan rencana : 13 cm

4.2.1.1 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 Mati
 - Pelat atap = $0.12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
 - Penggantung plafond = 7 kg/m^2
 - Plafond = 11 kg/m^2
 - Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) = 21 kg/m^2
 - Plumbing & Ducting = 30 kg/m^2
- $$q_D = \frac{288 + 7 + 11 + 21 + 30}{\text{---}} = 357 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Hidup
 - Pelat Atap = 96 kg/m^2
 - Hujan = 40 kg/m^2
- $$q_L = \frac{96 + 40}{\text{---}} = 136 \text{ kg/m}^2$$

- Kombinasi Beban = $1.2 q_D + 1.6 q_L = 647.8 \text{ kg/m}^2$

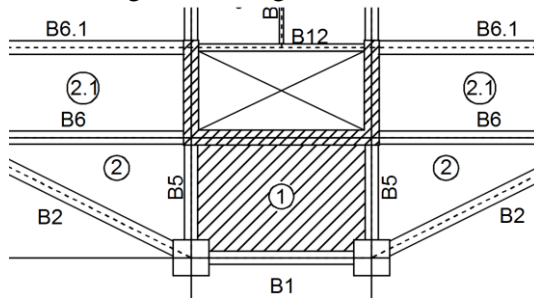
2. Pelat Lantai Kantor

- Beban Mati

- Pelat lantai kantor = $0.12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
 - Penggantung plafond = 7 kg/m^2
 - Plafond = 11 kg/m^2
 - Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) = 21 kg/m^2
 - Tegel = 24 kg/m^2
 - Plumbing & Ducting = 30 kg/m^2 +
 - $q_D = 381 \text{ kg/m}^2$
-
- Beban Hidup
 - Pelat lantai kantor = 240 kg/m^2
 - $q_L = 240 \text{ kg/m}^2$ +
-
- Kombinasi Beban = $1.2 q_D + 1.6 q_L = 841.2 \text{ kg/m}^2$

4.2.1.2 Penulangan Pelat

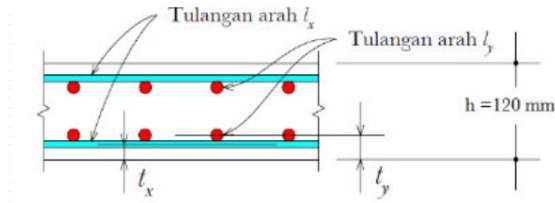
1. Contoh Perhitungan Penulangan Pelat Lantai Kantor Tipe 1



Gambar 4. 5 Tampak Atas Pelat Lantai Kantor Tipe 1

Data-data perancangan untuk penulangan pelat lantai:

- Dimensi pelat $400 \times 600 \text{ cm}$
- Tebal Pelat 120 mm
- Tebal selimut beton 40 mm
- Diameter tulangan rencana (D) 13 mm ($A_s = 132.73 \text{ mm}^2$)
- $\beta_1 = 0.85$



Gambar 4. 6 Potongan Pelat Rencana

$$\begin{aligned}
 dx &= 120 - 40 - \frac{1}{2} (13) = 73.5 \text{ mm} \\
 dy &= 120 - 40 - 13 - \frac{1}{2} (13) = 60.5 \text{ mm} \\
 Lx &= 4000 - 450 = 3550 \text{ mm} \\
 Ly &= 6000 - 450 = 5550 \text{ mm} \\
 \beta &= Ly/Lx = 5550 / 3550 = 1.56 < 2 \text{ (2 arah)} \\
 qu &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = 841.2 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Berdasarkan RSNI 2847:2018 pasal 8.6.1.1, untuk tulangan dengan mutu ≥ 420 MPa, luas minimum tulangan lentur harus diambil yang paling besar dari:

$$\begin{aligned}
 - \frac{0.0018 \times fy}{420} Ag &= \frac{0.0018 \times 420}{420} = 0.0018Ag \\
 - 0.0014Ag &
 \end{aligned}$$

$$\text{Maka diambil } As_{\min} = 0.0018 \times 1000 \times 120 = 216 \text{ mm}^2$$

Untuk mencari besar momen yang bekerja pada pelat, digunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 sehingga didapat persamaan momen sebagai berikut: ($Ly/Lx = 1.56$)

$$\begin{aligned}
 Mlx &= 0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X \quad ; X = 56 \\
 Mtx &= -0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X \quad ; X = 56 \\
 Mly &= 0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X \quad ; X = 37 \\
 Mty &= -0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X \quad ; X = 37
 \end{aligned}$$

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

L_y/L_x

• **Penulangan Arah X**

- Tumpuan

$$M_{tx} = -7537.152 \text{ Nm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{7537.152 \times 1000}{0.9 \times 1000 \times 73.5^2} = 1.55$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{19.76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 1.55}{420}} \right) \\ &= 0.003836 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ perlu} = 0.003836 \times 1000 \times 73.5 = 281.977 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ perlu} > A_s \text{ min}$ (OK)

$$n \text{ tul perlu} = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s (13)} = \frac{281.977}{132.73} \approx 3 \text{ bar/m}$$

$$s \text{ perlu} = \frac{1000}{n \text{ perlu}} = \frac{1000}{3} = 333.33 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan **D13-200**

$$A_s \text{ pakai} = \frac{1000}{200} \times A_s (13) = 663.66 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu}$$

(OK)

- Lapangan

$$M_{lx} = 7537.152 \text{ Nm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{7537.152 \times 1000}{0.9 \times 1000 \times 73.5^2} = 1.55$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{19.76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 1.55}{420}} \right) \\ &= 0.003836 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ perlu} = 0.003836 \times 1000 \times 73.5 = 281.977 \text{ mm}^2$$

As perlu < As min, gunakan As min

$$n \text{ tul perlu} = \frac{As \text{ perlu}}{As (13)} = \frac{281.977}{132.73} \approx 3 \text{ bar/m}$$

$$s \text{ perlu} = \frac{1000}{n \text{ perlu}} = \frac{1000}{3} = 333.33 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan **D13-200**

$$As \text{ pakai} = \frac{1000}{200} \times As (13) = 663.66 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu}$$

(OK)

- **Penulangan Arah Y**

- Tumpuan

$$M_{tx} = -11204.784 \text{ Nm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{11204.784 \times 1000}{0.9 \times 1000 \times 60.5^2} = 3.4$$

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

$$= \frac{1}{19.76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 3.4}{420}} \right)$$

$$= 0.00887$$

$$As \text{ perlu} = 0.00887 \times 1000 \times 60.5 = 537.072 \text{ mm}^2$$

As perlu > As min (OK)

$$n \text{ tul perlu} = \frac{As \text{ perlu}}{As (13)} = \frac{537.072}{132.73} \approx 5 \text{ bar/m}$$

$$s \text{ perlu} = \frac{1000}{n \text{ perlu}} = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan **D13-200**

$$As \text{ pakai} = \frac{1000}{200} \times As (13) = 663.66 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu}$$

(OK)

- Lapangan

$$M_{tx} = 11204.784 \text{ Nm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{5148.14 \times 1000}{0.9 \times 1000 \times 60.5^2} = 3.4$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R}{f_y}}\right) \\ &= \frac{1}{19.76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 3.4}{420}}\right) \\ &= 0.00887\end{aligned}$$

$$\text{As perlu} = 0.00887 \times 1000 \times 60.5 = 537.072 \text{ mm}^2$$

As perlu > As min (OK)

$$n \text{ tul perlu} = \frac{\text{As perlu}}{\text{As (13)}} = \frac{537.072}{132.73} \approx 5 \text{ bar/m}$$

$$s \text{ perlu} = \frac{1000}{n \text{ perlu}} = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan **D13-200**

$$\text{As pakai} = \frac{1000}{200} \times \text{As (13)} = 663.66 \text{ mm}^2 > \text{As perlu}$$

(OK)

Dengan cara yang sama untuk penulangan pelat tipe lainnya, termasuk pelat atap, maka didapatkan jumlah tulangan seperti pada Tabel 4.9. Untuk perhitungan penulangan pelat satu arah seperti pelat bordes/tangga.

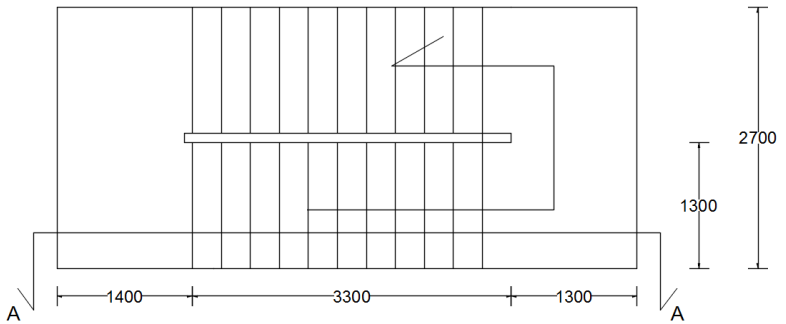
Tabel 4. 7 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai dan Atap

Lantai Atap				
Tipe	Jenis	Tebal (mm)	Tulangan	
			X	Y
1	dua arah	120	D13-200	D13-200
2	dua arah	120	D13-200	D13-200
2.1	satu arah	120	D13-200	D13-250
3	satu arah	120	D13-200	D13-250
4	satu arah	120	D13-200	D13-250
5	dua arah	120	D13-200	D13-200
6	dua arah	120	D13-200	D13-200

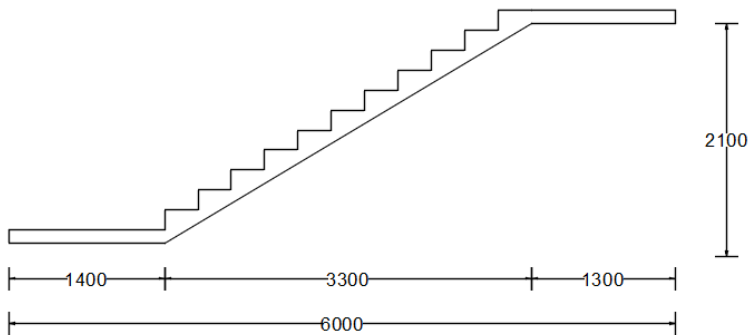
Lantai Kantor				
Tipe	Jenis	Tebal (mm)	Tulangan	
			X	Y
1	dua arah	120	D13-200	D13-200
2	dua arah	120	D13-200	D13-200
2.1	satu arah	120	D13-200	D13-250
3	satu arah	120	D13-200	D13-250
4	satu arah	120	D13-200	D13-250
5	dua arah	120	D13-200	D13-200
6	dua arah	120	D13-200	D13-200

4.2.2 Perencanaan Tangga

- Lebar tangga (b) = 1300 mm
- Tebal waist slab (h) = 180 mm
- Tebal bordes = 180 mm
- Lebar pijakan (tread) = 280 mm
- Tinggi pijakan (riser) = 180 mm
- Panjang landing bawah (X) = 1400 mm
- Panjang going (G) = 3300 mm
- Panjang bordes (Y) = 1300 mm
- Panjang tangga efektif (L) = $X + G + Y = 6000$ mm



Gambar 4. 7 Denah Tangga



Gambar 4. 8 Potongan A-A Tangga

Cek Syarat

- $60 \leq (2r + t) \leq 65$
 $60 \leq (2 \times 18 + 28) \leq 65$
 $60 \leq 64 \leq 65$ (OK)
- $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$
 $25^\circ \leq 31^\circ \leq 40^\circ$ (OK)

4.2.2.1 Pembebanan Tangga dan Bordes

a. Pembebanan Tangga

- Beban Mati

$$\text{Anak tangga} : \gamma_{\text{beton}} \times \left[\frac{1/2 \times \text{tread} \times \text{riser}}{\text{tread}} \right] = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Pelat tangga} : \gamma_{\text{beton}} \times \left[\frac{tb \text{ waist slab}}{\frac{\text{tread}}{\sqrt{\text{tread}^2 + \text{riser}^2}}} \right] = 209.91 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi + Tegel} : 90 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total Beban Mati Tangga} = 659.91 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Hidup Tangga = 479 kg/m²
- Beban Tangga Terfaktor = 1.2D+1.6L = 1558.3 kg/m²

b. Pembebanan Bordes

- Beban Mati

$$\text{Pelat bordes} : \gamma_{\text{beton}} \times \text{tebal bordes} = 432 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi + Tegel} : 90 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total Beban Mati Bordes} = 522 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Hidup Bordes = 479 kg/m²
- Beban Bordes Terfaktor = 1.2D+1.6L = 1392.8 kg/m²

4.2.2.2 Perhitungan Gaya pada Tangga

Pada proses analisa struktur tangga, perhitungan dengan menggunakan mekanika teknik statis dengan permisalan sendi-rol, dengan pembebanan tangga dan output seperti pada gambar dibawah ini. Karena beban yang bekerja per meter lari, maka beban yang bekerja adalah sebagai berikut:

a. Beban Tangga

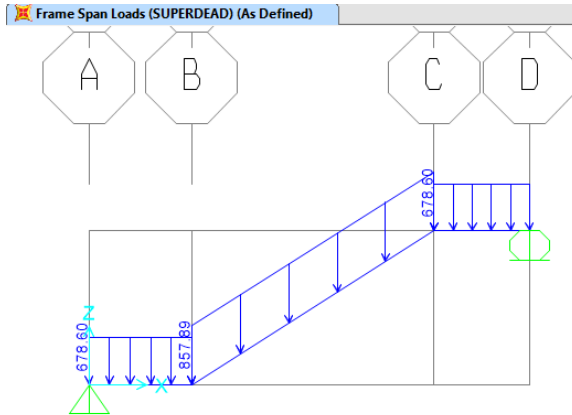
$$q_{DL} = 659.91 \times 1.3 \text{ m} = 857.89 \text{ kg/m}$$

$$q_{LL} = 479 \times 1.3 \text{ m} = 622.70 \text{ kg/m}$$

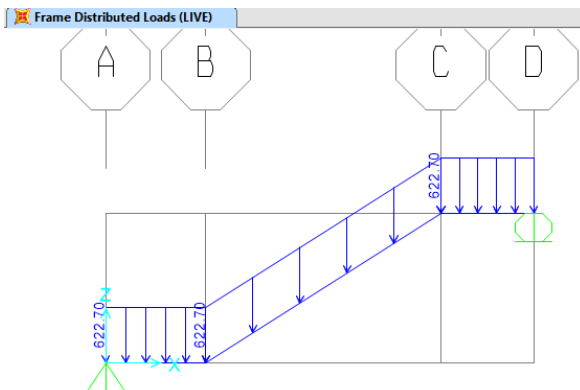
b. Beban Bordes

$$q_{DL} = 522 \times 1.3 \text{ m} = 678.60 \text{ kg/m}$$

$$q_{LL} = 479 \times 1.3 \text{ m} = 622.70 \text{ kg/m}$$

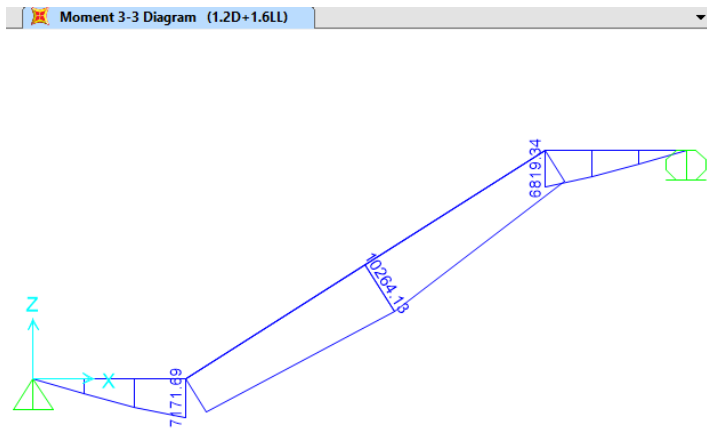


Gambar 4. 9 Pembebanan Beban Mati pada Tangga dan Bordes

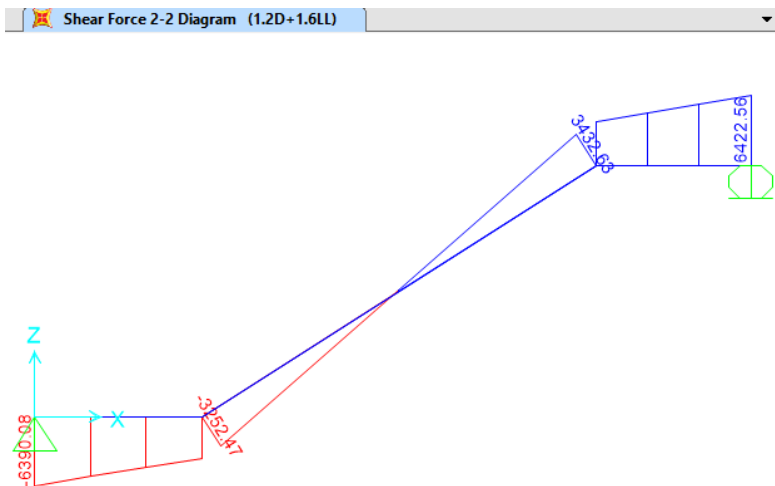


Gambar 4. 10 Pembebanan Beban Hidup pada Tangga dan Bordes

Output dari pembebanan tangga dan bordes adalah diagram momen dan gaya normal seperti pada gambar dibawah ini



Gambar 4. 11 Diagram Momen pada Tangga dan Bordes



Gambar 4. 12 Diagram Gaya Geser pada Tangga dan Bordes

4.2.2.3 Penulangan Tangga dan Bordes

Data perencanaan penulangan tangga sebagai berikut

- f_c' : 45 MPa
- f_y : 420 MPa
- Diameter tulangan : 16 mm
- Decking : 20 mm
- dx : $180 - 20 - 16/2 = 152$ mm
- m ($f_y/0.85f_c'$) : 10.98

a. Tangga

- Penulangan Lentur

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{102641300}{0.9 \times 1000 \times 152^2} = 4.93$$

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

$$= \frac{1}{10.98} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10.98 \times 4.93}{420}} \right)$$

$$= 0.0126$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0126 \times 1000 \times 152 \\ &= 1919.52 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ (D16)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 201.12 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \text{ Tulangan} &= \frac{A_s \text{ Perlu}}{A_s \text{ (D16)}} \\ &= \frac{1919.52 \text{ mm}^2}{201.12 \text{ mm}^2} \\ &\approx 10 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$S = \frac{1000}{10} = 100 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur **D16-100 mm**

- Penulangan Bagi

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= 20\% \text{ As tul lentur} \\ &= 20\% \times 10 \times 201.12 \\ &= 402.12 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As (D10)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\ &= 78.54 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \text{ Tulangan} &= \frac{\text{As Perlu}}{\text{As (D10)}} \\ &= \frac{402.12 \text{ mm}^2}{78.54 \text{ mm}^2} \\ &\approx 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$S = \frac{1000}{6} = 166.67 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan bagi **D10-150 mm**

- Penulangan Geser

Butuh tulangan geser apabila $V_u \geq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$

$$V_u = 34326.3 \text{ N}$$

$$V_c = 0.17 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= 0.17 \times \sqrt{45} \times 1000 \times 152 = 173339.9 \text{ N}$$

$$0.5\phi V_c = 65002.49 \text{ N} \geq V_u$$

Tidak butuh tulangan geser

- Penulangan Susut

Berdasarkan RSNI 2847:2018 tabel 24.4.3.2, untuk mutu tulangan ≥ 420 MPa, maka rasio tulangan susut diambil yang terbesar dari:

$$\text{a. } \frac{0.0018 \times f_y}{420} = \frac{0.0018 \times 420}{420} = 0.0018$$

$$\text{b. } 0.0014$$

Maka ρ pakai = 0.0018

$$\text{As perlu} = 0.0018 \times 1000 \times 152 = 324 \text{ mm}^2$$

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

$$= 78.54 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ Tulangan} = \frac{As \text{ Perlu}}{As (D10)}$$

$$= \frac{324 \text{ mm}^2}{78.54 \text{ mm}^2}$$

$$\approx 5 \text{ buah}$$

$$S = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan susut **D10-200 mm**

b. Bordes

- Penulangan Lentur

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{71716900}{0.9 \times 1000 \times 152^2} = 3.45$$

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

$$= \frac{1}{10.98} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10.98 \times 3.45}{420}} \right)$$

$$= 0.0086$$

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

$$= 0.0086 \times 1000 \times 152$$

$$= 1310.21 \text{ mm}^2$$

$$As (D16) = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

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

$$= 201.12 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ Tulangan} = \frac{As \text{ Perlu}}{As (D16)}$$

$$= \frac{1310.12 \text{ mm}^2}{201.12 \text{ mm}^2}$$

$$\approx 7 \text{ buah}$$

$$S = \frac{1000}{7} = 142.85 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur **D16-100 mm**

- Penulangan Bagi

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= 20\% \text{ As tul lentur} \\ &= 20\% \times 10 \times 201.12 \\ &= 402.12 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As (D10)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\ &= 78.54 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \text{ Tulangan} &= \frac{\text{As Perlu}}{\text{As (D10)}} \\ &= \frac{402.12 \text{ mm}^2}{78.54 \text{ mm}^2} \\ &\approx 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$S = \frac{1000}{6} = 166.67 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan bagi **D10-150 mm**

- Penulangan Geser

Butuh tulangan geser apabila $V_u \geq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$

$$V_u = 63900.8 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0.17 \times \sqrt{f'c'} \times b_w \times d \\ &= 0.17 \times \sqrt{45} \times 1000 \times 152 = 173339.9 \text{ N} \end{aligned}$$

$$0.5\phi V_c = 65002.49 \text{ N} \geq V_u$$

Tidak butuh tulangan geser

- Penulangan Susut

Berdasarkan RSNi 2847:2018 tabel 24.4.3.2, untuk mutu tulangan ≥ 420 MPa, maka rasio tulangan susut diambil yang terbesar dari:

$$\text{a. } \frac{0.0018 \times f_y}{420} = \frac{0.0018 \times 420}{420} = 0.0018$$

$$\text{b. } 0.0014$$

Maka ρ pakai = 0.0018

$$\text{As perlu} = 0.0018 \times 1000 \times 152 = 324 \text{ mm}^2$$

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

$$\begin{aligned}
 &= 78.54 \text{ mm}^2 \\
 n \text{ Tulangan} &= \frac{A_s \text{ Perlu}}{A_s (D10)} \\
 &= \frac{324 \text{ mm}^2}{78.54 \text{ mm}^2} \\
 &\approx 5 \text{ buah} \\
 S &= \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan susut **D10-200 mm**

Rekapitulasi penulangan tangga dan bordes adalah sebagai berikut:

Tabel 4. 8 Rekapitulasi Penulangan Tangga dan Bordes

Tulangan	Tangga	Bordes
Lentur	D16-100	
Bagi	D10-150	
Geser	-	
Susut	D10-200	

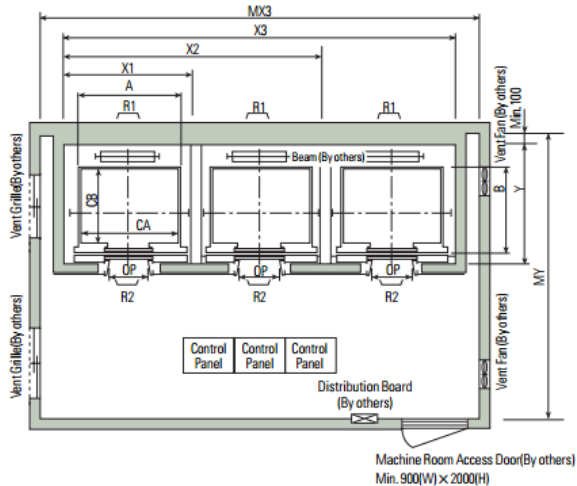
4.2.3 Perencanaan Balok Lift

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 : 11 Orang / 750 kg
- Lebar pintu (opening width) : 800 mm
- *Hoistway Size (3 cars)* : 5600 x 1930 mm²
- Dimensi sangkar (*Car size*)
 - Internal : 1400 x 1350 mm²
 - Eksternal : 1460 x 1505 mm²
- Dimensi ruang mesin (3 Cars): 6000 x 3700 mm²
- Beban reaksi pit :

R1 = 4550 kg

R2 = 2800 kg

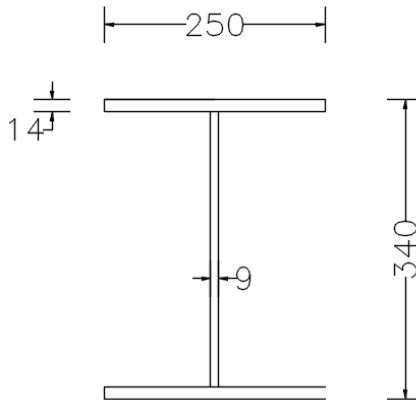


Gambar 4. 13 Spesifikasi Lift
(Sumber: Hyundai Elevators Co., Ltd.)

Dikarenakan balok penggantung lift menggunakan profil WF 350 x 250 x 9 x 14 (BJ 41) dengan data-data sebagai berikut:

W	: 79.7	kg/m	Zx	: 1360	cm ³
As	: 101.5	cm ²	Zy	: 444	cm ³
d	: 340	mm	Sx	: 1280	cm ³
bf	: 250	mm	Sy	: 292	cm ³
tw	: 9	mm	fy	: 250	MPa
tf	: 14	mm	fu	: 410	MPa
r	: 20	mm	E	: 200000	MPa
ix	: 14.6	cm	h	: d+2(tf+r)	
iy	: 6	cm		: 340-2(14+20)	

$$\begin{array}{l} I_x : 21700 \text{ cm}^4 \\ I_y : 3650 \text{ cm}^4 \end{array} \quad \left| \quad \begin{array}{l} : 272 \\ : 6 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{mm} \\ \text{m} \end{array}$$



Gambar 4. 14 Profil WF 350 x 250 x 9 x 14

a. Pembebanan Balok Lift

Balok lift menerima pembebanan sebagai berikut

1. Beban Merata

Beban merata yang diterima terdiri dari berat profil sendiri dan berat sambungan

W profil : 79.7 kg/m

Sambungan (10% W) : 7.97 kg/m

qD : 87.67 kg/m

quD : 1.2 x 87.67 = 105.2 kg/m

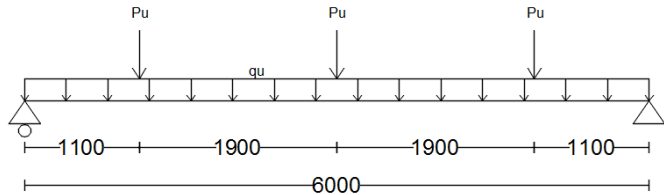
2. Beban Terpusat

Menurut SNI 1727:2013 pasal 4.6.3, berat unit mesin yang bergerak maju mundur atau unit tenaga-driven harus ditingkatkan sebesar 50%

R1 = 4550 x (1+50%) = 6825 kg

R2 = 2800 x (1+50%) = 4200 kg

Pu ambil terbesar = 6825 kg



Gambar 4. 15 Skema Pembebanan Balok Lift

- b. Perhitungan momen dan gaya geser

$$V_u = \frac{1}{2} q_u L + \frac{3Pu}{2}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \times 105.2 \times 6 + \frac{3 \times 6825}{2}$$

$$V_u = 10553.11 \text{ kg}$$

$$M_u = V_u \times \frac{L}{2} - \frac{1}{2} q_u \left(\frac{L}{2}\right)^2 - Pu \cdot x$$

$$M_u = 10553.11 \times \frac{6}{2} - \frac{1}{2} \times 105.2 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2 - 6825 \times 1.9$$

$$M_u = 18218.42 \text{ kgm}$$

- c. Kontrol Balok Lift

Karena balok lift menggunakan profil balok baja, maka diperlukan kontrol kapasitas

1. Kontrol terhadap gaya lentur

- Kontrol tekuk lokal

Pelat Sayap

$$\lambda = bf/2tf = 8.93$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.75 > \lambda$$

Penampang kompak

Pelat Badan

$$\lambda = h/tw = 30.22$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.35 > \lambda$$

Penampang kompak

Karena penampang kompak, $M_n = M_p$

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 1360 \times 2500 = 34000 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 3400 = 30600 \text{ kgm} > M_u \text{ (OK)}$$

-. Kontrol tekuk lateral

$$L = L_b = 600 \text{ cm}$$

$$L_p = 233.231 \text{ cm}$$

$$L_r = 602.746 \text{ cm}$$

$L_r < L_b < L_p$, bentang menengah

$$M_{maks} = 18218.42 \text{ kgm}$$

$$M_a = 12981.31 \text{ kgm}$$

$$M_b = 18218.42 \text{ kgm}$$

$$M_c = 12981.31 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{maks}}{2.5 M_{maks} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c} \leq 2.3$$

$$C_b = 1.16 \leq 2.3$$

Dipakai $C_b = 1.16$

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

$$M_n = 25792.42 \text{ kgm} < M_p = 34000 \text{ kgm}$$

$$M_n = 25792.42 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 25792.42 = 23213.18 \text{ kgm} > M_u \text{ (OK)}$$

2. Kontrol terhadap gaya geser

$$\lambda = h/tw = 30.22$$

$$\lambda_p = 2.24 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.35 > \lambda$$

$$V_n = 0.6f_y A_w$$

$$A_w = 27.2 \text{ cm}^2$$

$$\phi V_n = 0.75 \times (0.6 \times 2500 \times 27.2) = 30600 \text{ kg} > V_u \text{ (OK)}$$

3. Kontrol lendutan

$$L = 600 \text{ cm}$$

$$\Delta \text{ ijin} = L/360 = 1.67 \text{ cm}$$

$$\Delta \text{ akibat } q_u = \frac{5}{384} \times \frac{q_D L^4}{EI_x} = 0.041 \text{ cm}$$

$$\Delta \text{ akibat } P_{u1} = \frac{P a^2 b^2}{3EI_L} = 0.253 \text{ cm}$$

$$\Delta \text{ akibat } P_{u2} = \frac{P L^3}{48EI} = 0.707 \text{ cm}$$

$$\Delta \text{ akibat } P_{u3} = \frac{P a^2 b^2}{3EI_L} = 0.253 \text{ cm}$$

$$\Delta \text{ total} = 1.25 \text{ cm} < \Delta \text{ ijin (OK)}$$

4.2.4 Perencanaan Balok Anak

Pada perencanaan penulangan balok anak ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok anak sumbu X (B12)

a. Data perencanaan:

$$L = 6000 \text{ mm}$$

$$M_u \text{ tumpuan} = -409955000 \text{ Nmm}$$

$$M_u \text{ lapangan} = 309071350 \text{ Nmm}$$

$$V_u = 177193.32 \text{ N}$$

$$f'_c = 45 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tul. lentur (D)} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{As tulangan} = 490.87 \text{ mm}^2$$

Tul. sengkang (D)	= 10 mm
As sengkang	= 157.08 mm ² (2 kaki)
B	= 350 mm
H	= 500 mm
Decking	= 40 mm
d	= h-(decking+Øsengkang+ ½ Ølentur)
	= 437.5 mm

b. Perhitungan tulangan negatif tumpuan

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy} \\ &= \frac{0.25x\sqrt{45}}{420} = 0.003765 \text{ (menentukan)} \\ \rho_{\min} &= \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{420} = 0.003333 \\ m &= \frac{fy}{0.85 f'c} = \frac{420}{0.85 \times 45} = 10.98 \\ Rn &= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{409955000}{0.9 \times 350 \times 437.5^2} = 6.78 \text{ MPa} \\ \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{10.98} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10.98 \times 6.78}{420}} \right) \\ \rho &= 0.0179 \end{aligned}$$

Maka dipakai $\rho = 0.0179$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0.0179 \times 350 \times 437.5 = 2750.112 \text{ mm}^2 \\ n \text{ perlu} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} \\ &= \frac{2750.112}{490.87} = 5.6 \approx 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

Dipakai 6D25

c. Perhitungan tulangan positif tumpuan

$$\begin{aligned} \text{As.min} &= \frac{1}{2} \times \text{As} = \frac{1}{2} \times 2750.112 \\ \text{As min} &= 1375.056 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n \text{ (jumlah)} &= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} \\
 &= \frac{1375.056}{490.87} = 2.8 \approx 3 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Dipakai 3D25

d. Perhitungan tulangan positif lapangan

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy} \\
 &= \frac{0.25x\sqrt{45}}{420} = 0.003765 \text{ (menentukan)} \\
 \rho_{\min} &= \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{420} = 0.003333 \\
 m &= \frac{fy}{0.85 f'c} = \frac{420}{0.85 \times 45} = 10.98 \\
 Rn &= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{309071350}{0.9 \times 350 \times 437.5^2} = 5.126 \text{ MPa} \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) \\
 &= \frac{1}{10.98} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10.98 \times 5.126}{420}} \right) \\
 \rho &= 0.0131
 \end{aligned}$$

Maka dipakai $\rho = 0.0131$

$$\begin{aligned}
 As \text{ perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0.0131 \times 350 \times 437.5 = 2014.402 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n \text{ perlu} &= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} \\
 &= \frac{2014.402}{490.87} = 4.1 \approx 5 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Dipakai 5D25

e. Perhitungan tulangan negatif lapangan

$$As_{\min} = \frac{1}{2} \times As = \frac{1}{2} \times 2014.402$$

$$As_{\min} = 1007.201 \text{ mm}^2$$

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

$$= \frac{1007.201}{490.87} = 2.051 \approx 3 \text{ buah}$$

Dipakai 3D25

f. Perhitungan tulangan geser

- Menghitung V_c

Nilai V_c dihitung menggunakan rumus berikut:

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f_c'}bwd = 0.17 \times 1 \times \sqrt{45} \times 350 \times 437.5$$

$$V_c = 174622.93 \text{ N}$$

- Cek Persyaratan

- Syarat 1

Balok tidak butuh tulangan geser apabila $0.5\phi V_c > V_u$

$$V_u = 177193.32 \text{ N}$$

$$0.5\phi V_c = 0.5 \times 0.75 \times 174622.93 = 65483.6 \text{ N} < V_u$$

Tidak memenuhi Syarat 1

- Syarat 2

Balok butuh tulangan geser minimum apabila

$$0.5\phi V_c < V_u < \phi V_c$$

$$65483.6 < 177193.32 > 130967.2$$

Tidak memenuhi Syarat 2

- Syarat 3

Balok butuh tulangan geser minimum apabila

$$\phi V_c < V_u < \phi(V_c + V_{s,\min}), \text{ dimana } V_{s,\min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}bwd$$

$$130967.2 < 177193.32 > 179116.9$$

Tidak memenuhi Syarat 3

- Syarat 4

Balok butuh *stirrup* apabila

$$\phi(V_c + V_{s,\min}) < V_u < \phi(V_c + V_{s'}), \text{ dimana } V_{s'} = 0.5\phi V_c$$

$$= \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}bwd$$

$$\phi(V_c + V_{s,\min}) < V_u < \phi(V_c + V_{s'})$$

$$179116.9 < 177193.32 < 387765.632$$

Memenuhi Syarat 4, butuh *stirrup*

Desain *stirrup* dengan data perencanaan sebagai berikut:

- $d_{stirrup} = 10 \text{ mm}$
- $A_v = 157.08 \text{ mm}^2$ (dua kaki)
- $f_y = 420 \text{ MPa}$

Spasi minimum *stirrup* pada daerah $<2h$ adalah yang terkecil dari:

- $d/4 = 437.5/4 = 109.375 \text{ mm}$
- $6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- 150 mm

Dipakai spasi minimum 100 mm

Direncanakan *stirrup* D10-100 pada daerah $<2h$ dan D10-200 pada daerah $>2h$

$$V_{S<2h} = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{157.08 \times 420 \times 437.5}{100} = 463256.75 \text{ N}$$

$$V_{S>2h} = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{157.08 \times 420 \times 437.5}{200} = 318939.84 \text{ N}$$

$$\text{Cek } 0.33\sqrt{f'c}bwd = 0.33\sqrt{45} \times 350 \times 437.5 = 338973.93 \text{ N}$$

$$V_{S<2h} < 0.33\sqrt{f'c}bwd, V_{S>2h} < 0.33\sqrt{f'c}bwd$$

Maka berdasarkan RSNI 2847:2018 tabel 9.7.6.2.2,
 $s_{\text{max}} = 3h/4 = 3 \times 500 / 4 = 375 \text{ mm}$ (OK)

$$\text{Kontrol } \phi V_n = \phi(V_s + V_c) > V_u$$

$$\begin{aligned} \text{Daerah } <2h, \phi V_n &= 0.75(463256.75) > 177193.32 \text{ N} \\ &= 455653.4 \text{ N} > 177193.32 \text{ N} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Daerah } >2h, \phi V_n &= 0.75(318939.84) > 177193.32 \text{ N} \\ &= 350508.22 \text{ N} > 177193.32 \text{ N} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama dilakukan perhitungan balok anak sumbu Y (B11) sehingga didapat rekapitulasi penulangan balok anak sebagai berikut

Tabel 4. 9 Rekapitulasi Penulangan Balok Anak

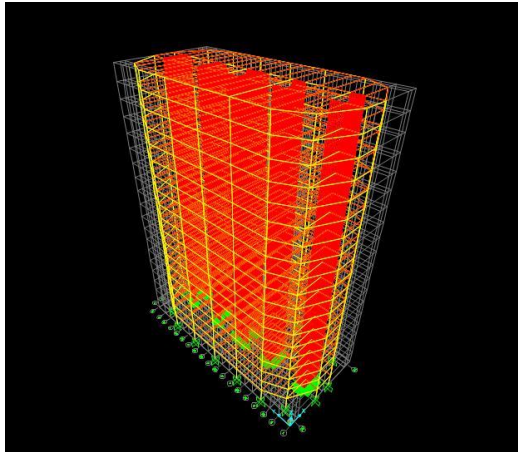
Balok Anak					
Tipe Balok	Tumpuan		Lapangan		Sengkang
	Negatif	Positif	Negatif	Positif	
B11	6D16	3D16	2D16	3D16	D10-150
B12	6D25	3D25	3D25	5D25	D10-150

4.3 Pembebanan dan Analisa Struktur

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.

4.3.1 Permodelan Struktur

Dikarenakan Gedung Office Ciputra World Surabaya memiliki bentuk yang tidak beraturan, maka pada analisa struktur harus menggunakan analisa respon dinamik. Struktur Gedung Office Ciputra World Surabaya ini memiliki 20 lantai dengan 1 lantai basement. Tinggi total gedung adalah $\pm 79,8$ meter.



Gambar 4. 16 Permodelan pada SAP2000

4.3.2 Pembebanan Gravitasi

Data-data perencanaan pembebanan Gedung Office Ciputra World Surabaya adalah sebagai berikut:

- Input beban sendiri:

Mutu beton ($F'c$)	: 45 Mpa
Mutu baja (F_y)	: 420 Mpa
Ketinggian lantai	:
- Basement - Lt. 1	: 4.2 m
- Lt. 1 - 20	: 4.2 m (tiap lantai)
Dimensi Balok Pratekan:	25/40; 35/50; 45/70
Tebal Pelat	: 12 cm
Dimensi Kolom:	70/70
Faktor keutamaan	: I (gedung kantor)

- Input beban hidup:

Lantai Kantor	: 240 kg/m ²
Lantai Atap	: 100 kg/m ²

- Input beban mati (superdead):
 Penggantung : 7 kg/m²
 Plafond : 11 kg/m²
 Spesi (t = 2 cm): 21 kg/m²
 Tegel (t = 1 cm): 24 kg/m²
 Ducting & Plumbing : 30 kg/m²

*berat sendiri elemen dikalkulasi oleh SAP2000

Sehingga didapatkan rekap pembebanan gravitasi secara manual sebagai berikut:

Tabel 4. 10 Rekapitulasi Pembebanan Satu Lantai Kantor

Pembebanan Lantai Kantor (1 Lantai)			
Beban Mati			
Beban	γ	Volume	W (kg)
Balok 45/70	2400	185.83	446003.11
Balok 25/40	2400	7.20	17280.00
Balok 15/20	2400	1.54	3700.80
Plat 12 cm	2400	29.23	70156.80
Plat 16 cm	2400	138.70	332871.84
Liuvél	2400	16.55	39712.74
Finishing	21	1399.41	29387.51
Tegel	24	1399.41	33585.72
Plumbing & Ducting	30	1399.41	41982.15
Plafond	11	1399.41	15393.46
Penggantung Plafond	7	1399.41	9795.84
Dinding pas bata merah	250	2996.08	749018.76
W DL			1788888.71
Beban Hidup			
Beban	γ	Volume	W (kg)
Lantai Kantor	240	1399.405	335857.2
W LL			335857.2

Tabel 4. 11 Rekapitulasi Pembebanan Lantai Atap

Pembebanan Lantai Atap			
Beban Mati			
Beban	γ	Volume	W (kg)
Balok 45/70	2400	185.83	446003.11
Balok 25/40	2400	7.20	17280.00
Balok 15/20	2400	1.54	3700.80
Plat 12 cm	2400	29.23	70156.80
Plat 16 cm	2400	138.70	332871.84
Finishing	21	1399.41	29387.51
Plumbing & Ducting	30	1399.41	41982.15
Plafond	11	1399.41	15393.46
Penggantung Plafond	7	1399.41	9795.84
W DL			966571.49
Beban Hidup			
Beban	γ	Volume	W (kg)
Lantai Atap	96	1399.41	134342.88
Hujan	40	1399.41	55976.20
W LL			190319.08

Pembebanan yang diinput pada SAP2000 harus mendekati perhitungan manual ($\pm 5\%$) agar pembebanan pada SAP2000 dapat dinyatakan benar. Berikut merupakan rasio selisih pembebanan gravitasi yang didapat dari SAP2000 dan Manual

Tabel 4. 12 Selisih Perhitungan SAP2000 dan Manual

SAP2000	47357643.9	kg
Manual	47564899.4	kg
Selisih	207255.455	kg
Rasio	0.438%	

Dari tabel *base reaction* hasil analisa program bantu SAP2000, berat total struktur adalah sebesar 47357643.9 kg. Sedangkan hasil perhitungan secara manual adalah sebesar 47564899.4 kg. Sehingga didapatkan rasio selisih sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Rasio} &= (W_{\text{manual}}/W_{\text{SAP2000}}) - 1 \\ &= (47564899.4/47357643.9) - 1 \\ &= 0.00438 = 0.438 \% < 5\% \end{aligned}$$

Jadi dapat disimpulkan bahwa pembebanan gravitasi pada SAP2000 sudah benar dan sesuai dengan persyaratan.

4.3.3 Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa dinamis mengacu kepada SNI 1726:2018, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

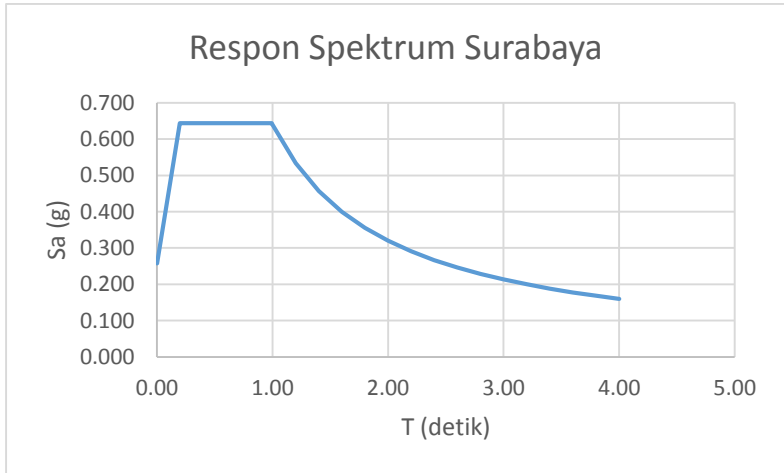
- Faktor Keutamaan Gempa
Kategori resiko untuk gedung perkantoran yaitu II dengan faktor keutamaan gempa (I_e) = 1
- Kelas Situs
Proyek Gedung Office Ciputra World Surabaya terletak pada lokasi dengan tanah yang memiliki nilai N_{ch} (tes NSPT) = 14.12 ($N_{ch} < 15$), sehingga termasuk dalam kelas situs SE (Tanah Lunak).
- Parameter Respons Spektral dan Percepatan Spektral Desain

Sebagai input data untuk beban gempa dinamis pada program SAP2000, diperlukan data Percepatan Respon Spektrum (MCE). Data percepatan respon spektrum didapat dengan mengikuti langkah berikut ini:

1. Menentukan parameter S_s dan S_1 dari peta gempa SNI 1726:2018
2. Menentukan parameter F_a dan F_v menggunakan Tabel 6 dan Tabel 7 SNI 1726:2018
3. Menentukan parameter S_{MS} dan S_{M1} berdasarkan rumus pada SNI 1726:2018 pasal 6.2
4. Menentukan parameter S_{DS} dan S_{D1} berdasarkan rumus pada SNI 1726:2018 pasal 6.3
5. Membuat grafik spektrum respons desain berdasarkan SNI 1726:2018 pasal 6.4

Tabel 4. 13 Parameter Respon Spektral

Tanah Lunak (SE)	
Variabel	Nilai
S_s	0.70
S_1	0.40
F_a	1.38
F_v	2.40
S_{MS}	0.97
S_{M1}	0.96
S_{DS}	0.64
S_{D1}	0.64



Gambar 4. 17 Grafik Respon Spektrum Desain

Tabel 4. 14 Nilai Periode Fundamental (T) dan Respon Spektral (Sa)

T	Sa
0.00	0.258
0.20	0.644
0.99	0.644
1.00	0.640
1.20	0.533
1.40	0.457
1.60	0.400
1.80	0.356
2.00	0.320
2.20	0.291

2.40	0.267
2.60	0.246
2.80	0.229
3.00	0.213
3.20	0.200
3.40	0.188
3.60	0.178
3.80	0.168
4.00	0.160

Menurut SNI 1726:2018 pasal 6.5, setiap struktur harus memiliki suatu kategori desain seismik. Maka berdasarkan nilai S_{DS} , struktur termasuk kategori desain seismik D sedangkan berdasarkan nilai S_{D1} , struktur termasuk kategori desain seismik D.

- Kontrol Waktu Getar Alami

Menurut SNI 1726:2018 pasal 7.8.2, nilai dari periode fundamental struktur (T) adalah:

$$T = T_a \times C_u$$

Berdasarkan SNI 1726:2018 pasal 7.8.2.1, nilai periode fundamental pendekatan (T_a) adalah:

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

Nilai C_t dan x didapatkan dari tabel 18 SNI 1726:2018.

Pada arah X dan Y:

$$\begin{aligned} T_a = C_t \times h_n^x &= 0.0466 \times 79.8^{0.9} \\ &= 2.399 \text{ detik} \end{aligned}$$

Periode fundamental struktur, T, tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dari tabel 17 SNI 1726:2018.

$$(T_a < T < C_u.T_a)$$

Dari nilai $S_{DI} = 0.64$, didapatkan koefisien $C_u = 1.4$. Maka nilai $C_u.T_a$ dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} C_u.T_a &= 1.4 \times 2.399 \\ &= 3.359 \text{ s} \end{aligned}$$

Nilai T yang didapat dari program bantu SAP2000 adalah 2.059 detik seperti pada gambar dibawah ini

Tabel 4. 15 Periode dan Frekuensi Modal

OutputCase	StepNum	Period	Frequency
Text	Unitless	Sec	Cyc/sec
MODAL	1	2.059506	0.48555
MODAL	2	1.962289	0.50961
MODAL	3	1.660231	0.60233
MODAL	4	0.850829	1.1753
MODAL	5	0.79863	1.2521
MODAL	6	0.754197	1.3259
MODAL	7	0.64913	1.5405
MODAL	8	0.619282	1.6148
MODAL	9	0.578774	1.7278
MODAL	10	0.558067	1.7919

$$T_a < T < C_u.T_a$$

$$2.399 > 2.059 < 3.359 \text{ (NOT OK!)}$$

Dikarenakan $T < T_a$ maka diambil nilai perioda fundamental struktur $T = T_a = 2.399$ detik

- Kontrol Gaya Geser Dasar
Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2018 pasal 7.8.1.1. Nilai R yang dipakai yaitu R untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus yaitu 8 (SNI 1726:2018 Tabel 12)

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

Dimana:

$$S_{DS} = 0.644$$

$$I_e = 1$$

$$R = 8$$

$$C_s = \frac{0.644}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.0805$$

Dan nilai C_s tidak lebih dari:

$$C_s = \frac{SD1}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Dimana:

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

$$I_e = 1$$

$$R = 8$$

$$T = 2,399$$

$$C_s = \frac{0,64}{2,399 \left(\frac{8}{1}\right)} = 0.0333$$

Dan nilai C_s tidak kurang dari:

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

$$C_s = 0,044 \cdot 0.644 \cdot 1 = 0.0283 \geq 0.01$$

Maka nilai C_s diambil **0.0333**

Untuk perhitungan gempa, faktor reduksi beban hidup gedung Office Ciputra World Surabaya sebesar 0,5 (SNI 1726:2018), sehingga didapatkan berat seismik efektif bangunan (W) dari SAP2000 sebagai berikut

Tabel 4. 16 Berat Bangunan Hasil Perhitungan SAP2000

Load Case	W (kg)
D+0.5L	44334929

Gaya geser dasar seismik (V) didapatkan menggunakan SNI 1726:2018 pasal 7.8.1 yaitu

$$V = C_s \cdot W$$

Dimana:

$$C_s = 0,0333$$

$$W = 44334929 \text{ kg}$$

$$V = C_s \times W$$

$$= 0,0333 \times 44334929 = 1477908.295$$

kg

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 100% dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan V/V_t (SNI 1726:2018 Pasal 7.9.1.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu SAP2000 didapatkan gaya geser dasar ragam (V_t) sebagai berikut

Tabel 4. 17 Gaya Geser Dasar Hasil Perhitungan SAP2000

Beban	Fx (kg)	Fy (kg)
Gempa Arah X	638143.6	190025.6
Gempa Arah Y	191443.1	633418.7

$$V = 1477908.295 \text{ kg}$$

$$V_{xt} = 638143.6 \text{ kg}$$

$$V_{yt} = 633418.7 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > V$$

$$638143.6 \text{ kg} > 1477908.295 \text{ kg (Not OK!)}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > V$$

$$633418.7 \text{ kg} > 1477908.295 \text{ kg (Not OK!)}$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2018 Pasal 7.9.1.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala V/V_t .

Arah x:

$$\frac{V}{V_{xt}} = \frac{1477908.295}{638143.6} = 2.316$$

Arah y:

$$\frac{V}{V_{yt}} = \frac{1477908.295}{633418.7} = 2.334$$

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 sebagai berikut:

Tabel 4. 18 Gaya Geser Dasar Hasil Perhitungan SAP2000 setelah Penskalaan Gaya

Beban	Fx (kg)	Fy (kg)
Gempa Arah X	1477941	440226
Gempa Arah Y	446700.5	1478399

$$V = 1477908.295 \text{ kg}$$

$$V_x = 1477941 \text{ kg}$$

$$V_y = 1478399 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x,

$$V_x > V$$

$$1477941 \text{ kg} > 1477908.295 \text{ kg (OK!)}$$

Maka untuk arah y,

$$V_y > V$$

$$1478399 \text{ kg} > 1477908.295 \text{ kg (OK!)}$$

Selanjutnya geser dasar ragam hasil *running* ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

- Sistem Struktur dalam Analisis Gempa
Berdasarkan Tabel 4 yang berisi Faktor Keutamaan gempa (I_e), gedung yang direncanakan ini tergolong kategori risiko I atau II dengan nilai $I_e = 1,0$. Menurut Tabel 8 dan 9 pada SNI 1726:2018, gedung ini tergolong dalam kategori desain seismik D. Sistem penahan gaya seismik yang digunakan dalam analisa struktur gedung ini adalah D.4, yaitu Sistem Ganda dengan Rangka Pemikul Momen Khusus dengan subklasifikasi Dinding Geser Beton Bertulang Khusus. Hal ini dikarenakan Sesuai dengan Tabel 12 SNI 1726:2018, nilai faktor untuk sistem penahan gaya seismik tersebut adalah sebagai berikut.
 - Koefisien modifikasi respons (R) : 7
 - Faktor kuat-lebih sistem (Ω_0) : 2.5
 - Faktor pembesaran defelksi (C_d) : 5.5

- Kontrol Partisipasi Massa
Sesuai dengan SNI 1726:2018 pasal 11.2.3.1, perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang kurangnya adalah 90%. Besar partisipasi massa struktur pada jumlah *modal case* = 80 adalah sebagai berikut

Tabel 4. 19 Rasio Partisipasi Massa

OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99.9492	91.3293
MODAL	Acceleration	UY	99.9718	92.2991
MODAL	Acceleration	UZ	56.1495	29.4018

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 1726:2018 pasal 11.2.3.1 terpenuhi.

- **Kontrol Batas Simpangan**

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Perhitungan simpangan antar lantai (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat diatasnya.

Δ dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik di atas dan di bawah tingkat yang letaknya segaris secara vertikal. Menurut SNI 1726:2018 pasal 7.8.6, defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) ditentukan sesuai dengan persamaan berikut.

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

Keterangan:

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

C_d = faktor pembesaran defleksi (5.5)

I_e = faktor keutamaan gedung (1)

Dari tabel 20 SNI 1726-2018 untuk sistem struktur yang lain simpangan antar tingkat ijinnya adalah sebagai berikut.

$$\Delta_a = 0.02 \times h_{sx}$$

Di mana h_{sx} adalah tinggi tingkat di bawah tingkat x.

Untuk tinggi tingkat 4.2 m, simpangan ijinnya adalah:

$$\Delta_a = 0.02 \times 4200 \text{ m} = 84 \text{ mm}$$

Dari analisis akibat beban lateral (beban gempa) dengan program SAP2000, diperoleh nilai simpangan yang terjadi pada struktur yaitu ditampilkan pada tabel-tabel berikut.

Tabel 4. 20 Kontrol Simpangan akibat Beban Gempa Arah X

Lantai	Arah X				
	Δ (m)	$\delta_2 - \delta_1$ (m)	δ_x (mm)	Δa (mm)	OK/NOT OK
ROOF	0.112752	0.005237	15.711	84	OK
18	0.107515	0.006222	18.666	84	OK
17	0.101293	0.006760	20.280	84	OK
16	0.094533	0.006963	20.889	84	OK
15	0.087570	0.007084	21.252	84	OK
14	0.080486	0.007164	21.492	84	OK
13	0.073322	0.007225	21.675	84	OK
12	0.066097	0.007246	21.738	84	OK
11	0.058851	0.007220	21.660	84	OK
10	0.051631	0.007138	21.414	84	OK
9	0.044493	0.006991	20.973	84	OK
8	0.037502	0.006769	20.307	84	OK
7	0.030733	0.006454	19.362	84	OK
6	0.024279	0.006018	18.054	84	OK
5	0.018261	0.005448	16.344	84	OK
4	0.012813	0.004744	14.232	84	OK
3	0.008069	0.003922	11.766	84	OK
2	0.004147	0.002926	8.778	84	OK
1	0.001221	0.001221	3.663	84	OK

Tabel 4. 21 Kontrol Simpangan akibat Beban Gempa Arah Y

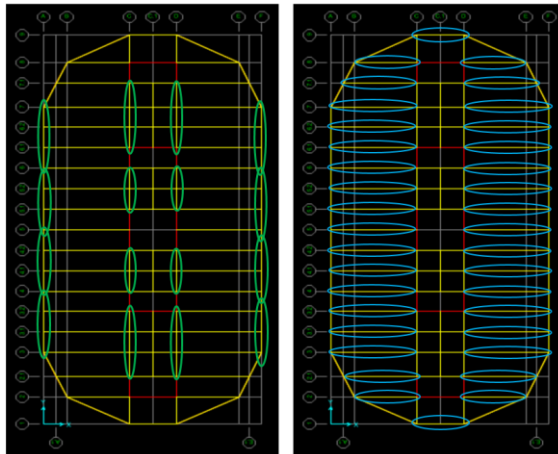
Lantai	Arah Y				
	Δ (m)	$\delta_2-\delta_1$ (m)	δ_x (mm)	Δa (mm)	OK/NOT OK
ROOF	0.109051	0.004337	13.011	84	OK
18	0.104714	0.004597	13.791	84	OK
17	0.100117	0.004904	14.712	84	OK
16	0.095213	0.005268	15.804	84	OK
15	0.089945	0.00566	16.98	84	OK
14	0.084285	0.006053	18.159	84	OK
13	0.078232	0.006425	19.275	84	OK
12	0.071807	0.006763	20.289	84	OK
11	0.065044	0.007047	21.141	84	OK
10	0.057997	0.00726	21.78	84	OK
9	0.050737	0.007386	22.158	84	OK
8	0.043351	0.007404	22.212	84	OK
7	0.035947	0.007287	21.861	84	OK
6	0.02866	0.007007	21.021	84	OK
5	0.021653	0.006522	19.566	84	OK
4	0.015131	0.005785	17.355	84	OK
3	0.009346	0.004732	14.196	84	OK
2	0.004614	0.003266	9.798	84	OK
1	0.001348	0.001348	4.044	84	OK

Maka, dari hasil kontrol simpangan pada Tabel diatas simpangan arah X dan Y didapatkan hasil analisis memenuhi persyaratan sesuai SNI 1726:2018.

4.4 Perencanaan Struktur Primer

4.4.1 Balok Induk Prategang

Balok direncanakan menggunakan beton *precast* dan diberikan gaya prategang *post-tensioned* dengan tendon lurus. Tujuan dari tendon ini adalah untuk memberikan kemampuan *re-centering* pada balok dan menahan beban gempa sehingga ketika struktur terkena beban gempa, tendon berfungsi sebagai pegas yang dapat mengembalikan struktur ke posisi semula. Balok-balok yang akan diberikan gaya prategang dapat dilihat pada gambar dibawah ini. Balok prategang dibagi menjadi dua jenis, yaitu balok prategang sumbu Y dan balok prategang sumbu X. Letak balok prategang sumbu Y dan X dapat dilihat pada gambar dibawah ini, dimana balok prategang sumbu X dilingkari warna biru dan balok prategang sumbu Y warna hijau



Gambar 4. 18 Letak Balok Prategang

Pada desain balok, dilakukan dua jenis permodelan. Permodelan pertama yaitu dilakukan *frame-release* pada setiap hubungan balok kolom. Beban yang bekerja adalah kombinasi

dari beban mati dan beban hidup. Tujuan dari permodelan ini adalah untuk menghitung jumlah tulangan lunak yang dibutuhkan. Sedangkan pada permodelan kedua, hubungan balok-kolom tidak di-*framed release* tetapi beban yang bekerja hanyalah kombinasi beban gempa. Tujuan dari permodelan ini adalah untuk menghitung besar gaya prategang yang dibutuhkan pada tendon.

Momen negatif yang terjadi pada hubungan balok-kolom tidak dipikul oleh kolom melainkan oleh tendon prategang pada balok dikarenakan hubungan balok-kolom yang tidak monolit.

4.4.1.1 Desain Tendon Prategang

Sebagai contoh perhitungan, akan dilakukan perhitungan pada salah satu balok yang searah sumbu Y dengan data perencanaan sebagai berikut:

- Bentang : 9 m
- b : 45 cm
- h : 70 cm
- f_c' : 45 MPa
- f_{ci} : 45 MPa (karena beton *precast*)
- f_y : 420 MPa

4.4.1.1.1 Mencari Lebar Efektif

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

Sedangkan untuk balok yang terletak diujung, lebar efektif tidak boleh melebihi seperduabelas bentang balok dan lebar efektif sayap dari masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi:

- Enam kali tebal pelat

- Seperempat jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan

Karena balok eksterior merupakan balok ujung, maka perhitungan lebar efektif balok adalah sebagai berikut:

- $b_{\text{eff}} = b_w + \text{clear tranv. span}/2 = 0.4 + 10.55/2 = 5.725 \text{ m}$
- $b_{\text{eff}} = b_w + (6 \times t_f) = 0.4 + (6 \times 0.12) = 1.17 \text{ m}$
- $b_{\text{eff}} = b_w + L/12 = 0.4 + 9.6/12 = 1.25 \text{ m}$

Maka lebar efektif balok adalah 1.17 m

4.4.1.1.2 Tegangan Ijin Beton

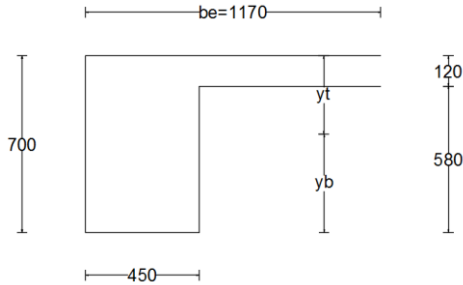
Dikarenakan balok direncanakan akan dikelompokkan menjadi kelas C, maka tegangan tarik ijin beton pada serat terjauh akibat beban layan adalah $f_t > 1.0 \sqrt{f_c'}$. Rekapitulasi tegangan ijin yang bekerja pada balok adalah sebagai berikut:

- Pada saat transfer prategang
 - Tengah bentang
 - Tekan ijin = $0.6f_{ci}' = -27 \text{ MPa}$
 - Tarik ijin = $0.25\sqrt{f_{ci}'} = 1.68 \text{ MPa}$
 - Tumpuan
 - Tekan ijin = $0.45f_{ci}' = -31.5 \text{ MPa}$
 - Tarik ijin = $0.5\sqrt{f_{ci}'} = 3.35 \text{ MPa}$
- Pada saat beban layan
 - Tengah bentang
 - Tekan ijin = $0.45f_c' = -20.25 \text{ MPa}$
 - Tarik ijin = $1.0\sqrt{f_{ci}'} = 6.71 \text{ MPa}$
 - Tumpuan
 - Tekan ijin = $0.45f_c' = -20.25 \text{ MPa}$
 - Tarik ijin = $1.0\sqrt{f_{ci}'} = 6.71 \text{ MPa}$

4.4.1.1.3 Analisa Penampang Global

Penampang balok pratekan menjadi penampang balok T dikarenakan adanya pelat lantai. Dalam contoh perhitungan ini, balok eksterior menjadi balok T ujung. Perhitungan dapat menggunakan perumusan dibawah ini:

$$\begin{aligned} E_{\text{pelat}} &= 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{25} = 23500 \text{ Mpa} \\ E_{\text{balok}} &= 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{45} = 31528.55 \text{ Mpa} \\ n &= E_{\text{balok}}/E_{\text{pelat}} = 31528.55 / 23500 = 1.34 \end{aligned}$$



Gambar 4. 19 Potongan Penampang Tengah Bentang Balok Eksterior

Untuk mengetahui letak titik pusat penampang, perlu dihitung nilai y_b dan y_t dengan melalui perhitungan sebagai berikut

Luas penampang balok pratekan didapat dengan perhitungan:

$$\begin{aligned} A_{\text{pelat}} &= \frac{b_e \times t_f}{n} = \frac{1.17 \times 0.12}{1.34} = 0.104 \text{ m}^2 \\ A_{\text{balok}} &= b \times (h - t_f) = 0.45 \times (0.7 - 0.12) = 0.207 \text{ m}^2 \\ A_{\text{tot}} &= 0.311 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_b \text{ komposit} &= \frac{A_{\text{pelat}} \times Y_b \text{ pelat} + A_{\text{balok}} \times Y_b \text{ balok}}{A_{\text{pelat}} + A_{\text{balok}}} \\ &= 0.41 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Y_t \text{ komposit} = (h_{\text{tot}} - y_b \text{ komposit}) = 0.29 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} I_{\text{balok}} &= 1/12 \times b \text{ balok} \times (h \text{ balok})^3 + A \text{ balok} \times d^2 \\ &= 0.01017 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{\text{pelat}} &= 1/12 \times b \text{ pelat} \times (h \text{ pelat})^3 + A \text{ pelat} \times d^2 \\ &= 0.00582 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$I_{\text{komp}} = I_{\text{balok}} + I_{\text{pelat}} = 0.016 \text{ m}^4$$

$$W_t \text{ komp} = \frac{I_{\text{komp}}}{Y_t \text{ komposit}} = 0.0547 \text{ m}^3$$

$$Wb_{\text{komp}} = \frac{I_{\text{komposit}}}{Yb_{\text{komposit}}} = 0.0392 \text{ m}^3$$

4.4.1.1.4 Mencari Gaya Prategang Awal (F_0)

Eksentrisitas rencana:

- Eksentrisitas pada tengah bentang (e)= 0.1 m
- Eksentrisitas pada tumpuan (e)= 0.1 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. Besar gaya prategang dihitung berdasarkan gaya gempa yang terjadi menggunakan output dari SAP2000. Gaya prategang ini memiliki peran yang penting dalam sistem *self-centering*, dimana gaya prategang berfungsi mengembalikan balok ke posisi semula setelah mengalami simpangan

Output dari SAP2000 dengan kombinasi 1D untuk pembebanan saat transfer prategang adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} \text{Momen tumpuan} &= 0 \text{ Nmm} \\ \text{Momen lapangan} &= 580932500 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Output dari SAP2000 dengan kombinasi *envelope* beban gempa untuk pembebanan saat beban layan adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} \text{Momen tumpuan} &= 0 \text{ Nmm} \\ \text{Momen lapangan} &= 828406900 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tengah Bentang)

- Serat atas:

$$\sigma_t \geq -\frac{F_0}{A} + \frac{F_0 x e}{Wt} - \frac{M_{\text{lapangan}}}{Wt}$$

$$F_0 = -8905.32 \text{ kN}$$
- Serat bawah:

$$\sigma_b \leq -\frac{F_0}{A} - \frac{F_0 x e}{Wb} + \frac{M_{\text{lapangan}}}{Wb}$$

$$F_o = 7261.66 \text{ kN}$$

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

- Serat atas:

$$\sigma_t \leq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o x e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$F_o = 16425.57 \text{ kN}$$

- Serat bawah:

$$\sigma_b \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o x e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb}$$

$$F_o = 1552.4 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

- Serat atas:

$$\sigma_t \geq -\frac{F_e}{A} + \frac{F_e x e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$F_e = 14151.07 \text{ kN (asumsi kehilangan prategang 20%)}$$

$$F_o = 16981.30 \text{ kN}$$

- Serat bawah:

$$\sigma_b \leq -\frac{F_e}{A} - \frac{F_e x e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb}$$

$$F_e = 14151.07 \text{ kN (asumsi kehilangan prategang 20%)}$$

$$F_o = 16981.30 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

- Serat atas:

$$\sigma_t \leq -\frac{F_e}{A} + \frac{F_e x e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$F_e = -11245.85 \text{ kN (asumsi kehilangan prategang 20%)}$$

$$F_o = -13495.03 \text{ kN}$$

- Serat bawah:

$$\sigma_b \geq -\frac{F_e}{A} - \frac{F_e x e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb}$$

$$F_e = 5653.33 \text{ kN (asumsi kehilangan prategang 20%)}$$

$$F_o = 6783.99 \text{ kN}$$

Sehingga ditentukan nilai F_o dan F_e sebagai berikut

$$F_o = 3500 \text{ kN}$$

$$F_e = 2800 \text{ kN (Asumsi kehilangan prategang 20%)}$$

4.4.1.1.5 Kontrol Gaya Prategang

Kontrol gaya prategang dilakukan dengan memasukkan satu persatu F_o dan F_e pada semua kondisi sehingga tegangan yang terjadi tidak melebihi tegangan ijinnya baik tarik maupun tekan.

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tengah Bentang)

- Serat atas:

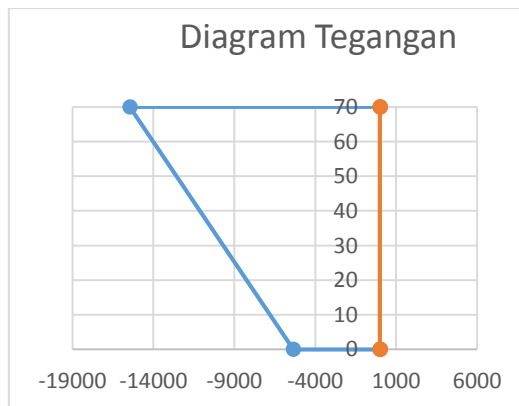
$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o x e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$\sigma_t = -15451.99 \text{ kN/m}^2 < \text{tegangan tekan ijin} = -27000 \text{ kN/m}^2$$

- Serat bawah:

$$\sigma_b \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o x e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$\sigma_b = -5348.66 \text{ kN/m}^2 < \text{tegangan tarik ijin} = 1677.05 \text{ kN/m}^2$$



Gambar 4. 20 Diagram Tegangan (F_o) Saat Transfer Tegangan pada Tengah Bentang

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

- Serat atas:

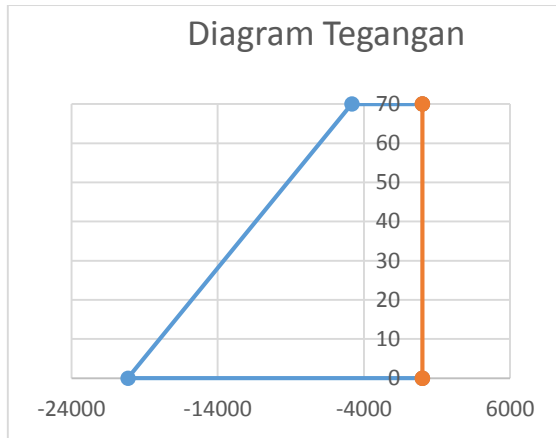
$$\sigma_t \leq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o x e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$\sigma_t = -4832.73 \text{ kN/m}^2 < \text{tegangan tarik ijin} = 3354.10 \text{ kN/m}^2$$

- Serat bawah:

$$\sigma_b \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o x e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb}$$

$$\sigma_b = -20145.28 \text{ kN/m}^2 < \text{tegangan tekan ijin} = -31500 \text{ kN/m}^2$$



Gambar 4. 21 Diagram Tegangan Saat (F_o) Transfer Tegangan pada Tumpuan

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

- Serat atas:

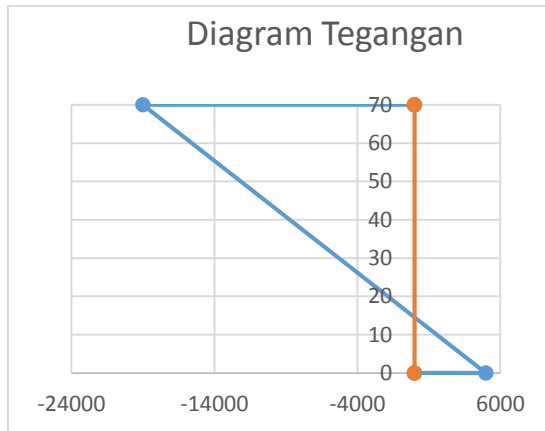
$$\sigma_t \geq -\frac{F_e}{A} + \frac{F_e x e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$\sigma_t = -19009.19 \text{ kN/m}^2 > \text{tegangan tekan ijin} = -20250 \text{ kN/m}^2$$

- Serat bawah:

$$\sigma_b \leq -\frac{F_e}{A} - \frac{F_e x e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb}$$

$$\sigma_b = 4983.68 \text{ kN/m}^2 < \text{tegangan tarik ijin} = 6708.2 \text{ kN/m}^2$$



Gambar 4. 22 Diagram Tegangan (F_o) Saat Beban Layan pada Tengah Bentang

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

- Serat atas:

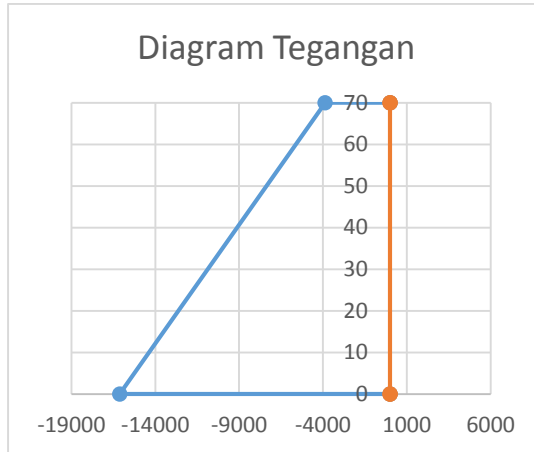
$$\sigma_t \leq -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$\sigma_t = -3866.18 \text{ kN/m}^2 < \text{tegangan tarik ijin} = 6708.20 \text{ kN/m}^2$$

- Serat bawah:

$$\sigma_b \geq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb}$$

$$\sigma_b = -16116.22 \text{ kN} > \text{tegangan tekan ijin} = -20250 \text{ kN/m}^2$$



Gambar 4. 23 Diagram Tegangan (F_o) Saat Beban Layan pada Tumpuan

4.4.1.1.6 Pemilihan Tendon

Dipilih tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu} = 1860$ MPa (*normal-relaxation*). Berdasarkan ASTM-416, besar tegangan leleh (f_{py}) dan regangan leleh (ϵ_{py}) adalah sebagai berikut
 $f_{py} = 0.85f_{pu} = 0.85 \times 1860 = 1581$ MPa
 $\epsilon_{py} = 0.01$

Luas tendon yang diperlukan adalah:

$$A_{\text{perlu}} = \frac{F_o}{f_{py}} = \frac{3500000}{1581} = 2213.78 \text{ mm}^2$$

Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari *7-wire strand post-tensioning*, dengan spesifikasi sebagai berikut:

<i>Nominal diameter</i>	: 12.70 mm
<i>Nominal Steel Area</i>	: 98.71 mm ²
<i>Minimum Breaking Load</i>	: 183.7 kN
<i>Min. load at 1% extension (F_y)</i>	: 156.1 kN
Modulus Elastisitas	: 186000 MPa (ASTM 416)

Jumlah tendon : 1

Jumlah strand yang akan dipakai:

$$n \text{ strand} = \frac{F_o}{F_y} = \frac{3500000}{156100} = 22.42 \approx 23 \text{ buah}$$

Maka luas tendon yang digunakan adalah

$$\begin{aligned} \text{Aps pakai} &= \text{nominal steel area} \times n = 98.71 \times 23 \\ &= 2270.1 \text{ mm}^2 > A_{\text{perlu}} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Nilai tegangan pakai:

$$f_{\text{pakai}} = \frac{F_o}{A_{\text{pakai}}} = \frac{3500000}{2270.1} = 1541.78 \text{ Mpa}$$

4.4.1.1.7 Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon dibandingkan gaya prategang pada saat *jacking*. Kehilangan prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

1. Kehilangan Langsung

a. Akibat Perpendekan Elastis

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, proses *jacking* hanya dilakukan sekali dan tidak bertahap sehingga kehilangan gaya pratekan akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

b. Akibat Gesek

Perhitungan kehilangan pratekan diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan tendon saat proses pemberian gaya prategang. Kehilangan pratekan akibat gesekan (*wobble effect*) dihitung dengan perumusan sebagai berikut:

$$Pf = F x e^{-\mu\alpha - KL}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut:

$$\mu = 0.25 \text{ (7-wire strand tendon)}$$

$$K = 0.0066 \text{ (7-wire strand tendon)}$$

$$\begin{aligned}\alpha &= \text{sudut kelengkungan tendon } \left(\frac{8f}{L}\right) = 0 \\ L &= 9 \text{ m} \\ e &= 2.7183 \text{ (bilangan natural)}\end{aligned}$$

Maka Pf:

$$\begin{aligned}\text{Pf} &= 3500 \times (2.7183^{-(0.25 \times 0 - (0.0066 \times 9))}) \\ &= 3707.9 \text{ kN} \\ \Delta\text{Fpf} &= 3500 - \text{Fpf} \\ &= 3500 - 3707.9 = 91.58 \text{ kN}\end{aligned}$$

c. Akibat Slip Angkur

Kehilangan akibat pengangkuran/slip angkur terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya pratekan dialihkan ke angkur.

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat pengangkuran adalah sebagai berikut:

$$x = \sqrt{\frac{Es \times g}{f_{pakai} \times (\mu \frac{\alpha}{L} + K)}}$$

Cek apakah kehilangan pratekan akibat pengangkuran berpengaruh sampai ke tengah bentang:

$$\begin{aligned}Es &= 186000 \text{ Mpa} \\ g &= 2.5 \text{ mm} \\ f_{pakai} &= 1473.70 \text{ Mpa} \\ \mu &= 0.25 \text{ (wire strand tendon)} \\ K &= 0,0066 \text{ (7-wire strand tendon)} \\ f &= 0 \\ \alpha &= \text{sudut kelengkungan tendon } \left(\frac{8f}{L}\right) = 0 \\ L &= 9 \text{ m}\end{aligned}$$

Maka x:

$$x = \sqrt{\frac{186000 \times 2,5}{1473.70 \times (0.25 \frac{0}{9600} + 0,0066)}} = 213.77 \text{ mm}$$

Karena nilai $x < L/2 = 3600$ mm, maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi

d. 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.

Dikarenakan balok dan kolom tidak dicor monolit, maka kehilangan akibat kekangan kolom tidak ada.

2. Kehilangan Tidak Langsung

a. Akibat Rangkak (*Creep*)

Rumus perhitungan kehilangan gaya prategang akibat rangkak pada *unbonded* tendon adalah sebagai berikut:

$$CR = Kcr.(Es/Ec).fcpa$$

Dimana:

$$Kcr = 2 \text{ untuk metode pra-tarik}$$

$$= 1,6 \text{ untuk metode pasca-tarik}$$

$$fcpa = \text{tegangan beton rata-rata disepanjang tendon di daerah cgs}$$

$$fcpa = 13.418 \text{ MPa}$$

$$Es/Ec = \frac{186000}{31528.55} = 5.89 \text{ Mpa}$$

$$CR = Kcr.(Es/Ec).[fcir-fcfs]$$

$$= 1.6 \times 5.89 \times 13.418$$

$$= 126.65 \text{ Mpa}$$

b. Akibat Susut (*Shrinkage*)

Rumus perhitungan kehilangan gaya prategang akibat susut adalah sebagai berikut:

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \cdot Ksh \cdot Es \cdot (1 - 0.0236V/S) \times (100 - RH)$$

*koef 0.0236, karena perbandingan v/s dalam cm

$$RH = 70\% \text{ (untuk kota Surabaya)}$$

$$Ksh = 0,77 \text{ (7 hari)}$$

$$\begin{aligned} \frac{V}{S} &= \frac{\text{luas penampang beton}}{\text{keliling penampang beton}} \\ &= \frac{0.3116 \times 10000}{350} \\ &= 8.9 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$SH$$

$$= 8,2 \times 10^{-6} \times 0.77 \times 186000 \times (1 - 0.0236 \times 8.9) \times (100 - 70)$$

$$= 0.28 \text{ Mpa}$$

c. Akibat Relaksasi Baja

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat relaksasi baja.

$$RE = [Kre - J(SH + CR + ES)]C$$

Perumusan yang digunakan ini ialah perumusan yang digunakan oleh komisi PCI untuk menyelesaikan serangkaian permasalahan akibat relaksasi baja

$$Kre = 20000 \text{ psi} = 138 \text{ Mpa}$$

$$J = 0.15$$

$$\frac{fpi}{fpu} = \frac{1541.78}{1860} = 0.83$$

$$C = 0.73$$

$$\begin{aligned} RE &= (138 - 0.15 \times (0.28 + 29.43 + 0)) \times 0.73 \\ &= 86.841 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Tabel 4. 22 Rekapitulasi Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan Gaya Prategang		f (MPa)	%
Kehilangan Langsung	a. Elastic shortening	0	0.00
	b. Frictional Losses	91.58	5.94
	c. Anchorage Losses	0.00	0.00
	d. Kehilangan akibat kekangan kolom	0	0.00
Kehilangan Tidak Langsung	a. Creep	126.65	8.21
	b. Susut	0.28	0.02
	c. Relaksasi Baja	86.841	5.63
TOTAL		305.36	19.81

4.4.1.1.8 Kontrol Tegangan setelah Kehilangan Gaya Prategang

Besar gaya prategang setelah terjadi kehilangan gaya prategang ialah sebagai berikut:

$$F_e = \frac{100-19.81}{100} \times 3500 = 2806.81 \text{ kN}$$

Kontrol F_e saat beban layan (Tengah Bentang)

- Serat atas:

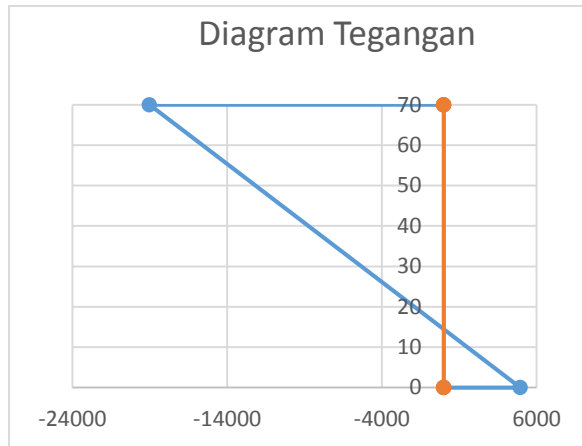
$$\sigma_t \geq -\frac{F_e}{A} + \frac{F_e x e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$\sigma_t = -19018.6 \text{ kN/m}^2 > \text{tegangan tekan ijin} = -20250 \text{ kN/m}^2$$

- Serat bawah:

$$\sigma_b \leq -\frac{F_e}{A} - \frac{F_e x e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$\sigma_b = 4944.47 \text{ kN/m}^2 < \text{tegangan tarik ijin} = 6708.2 \text{ kN/m}^2$$



Gambar 4. 24 Diagram Tegangan (Fe) Saat Beban Layan pada Tengah Bentang

Kontrol Fe saat beban layan (Tumpuan)

- Serat atas:

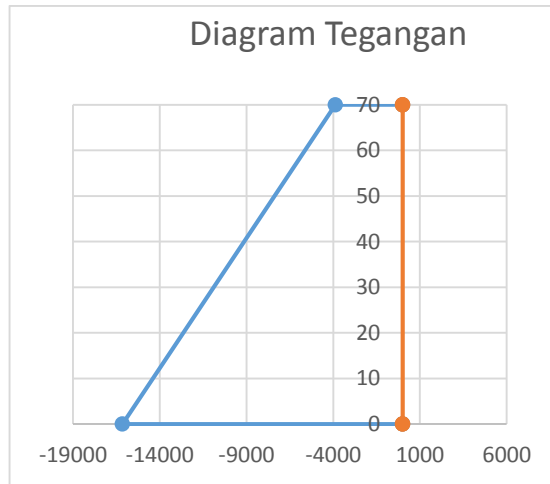
$$\sigma_t \leq -\frac{Fe}{A} + \frac{Fe \times e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$\sigma_t = -3875.59 \text{ kN/m}^2 < \text{tegangan tarik ijin} = 6708.20 \text{ kN/m}^2$$

- Serat bawah:

$$\sigma_b \geq -\frac{Fe}{A} - \frac{Fe \times e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb}$$

$$\sigma_b = -16155.43 \text{ kN} > \text{tegangan tekan ijin} = -20250 \text{ kN/m}^2$$



Gambar 4. 25 Diagram Tegangan (Fe) Saat Beban Layan pada Tumpuan

4.4.1.1.9 Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton prategang ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Batas layan yang harus dipenuhi terdapat pada RSNI 2847:2018 tabel 24.2.2

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{9000}{480} = 18.75 \text{ mm}$$

a. Lendutan saat jacking

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (*camber*).

$$\begin{aligned} p' &= 8 \times F_o \times f / L^2 \\ &= 8 \times 3500000 \times 0 / (9000)^2 \\ &= 0 \text{ N/mm} \\ \Delta p' &= 5/384 \times (p' \times l^4 / (E_c \times I)) \\ &= 5/384 \times (0 \times (9600)^4 / (31528.55 \times 0.016 \times 10^{12})) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0 \text{ mm} \\
 M &= F_o \times e_o \\
 &= 3500000 \times 100 \\
 &= 350000000 \text{ Nmm} \\
 \Delta M &= M \times L^2 / (8 \times E_c \times I) \\
 &= 1.6 \times 10^8 \times 9000^2 / (8 \times 31528.55 \times 0.016 \times \\
 &10^{12}) \\
 &= 7.025 \text{ mm } (\uparrow) \\
 \text{Total lendutan akibat tendon sebesar:} \\
 0 \text{ mm} + 7.025 \text{ mm} &= 7.025 \text{ mm } (\uparrow)
 \end{aligned}$$

2. Lendutan akibat beban sendiri

$$\begin{aligned}
 \Delta g &= 5/384 \times (g \times L^4 / (E_c \times I)) \\
 &= \frac{5}{384} \times \frac{(2400 \times 10.4 \times 0.7 \times 10^{-6}) \times 9000^4}{31528.55 \times 0.016 \times 10^{12}} \\
 &= -1.28 \text{ mm } (\downarrow) \\
 \Delta \text{ total} &= 7.025 - 1.28 = 5.74 \text{ mm } (\uparrow) < 18.75 \text{ mm (OK)}
 \end{aligned}$$

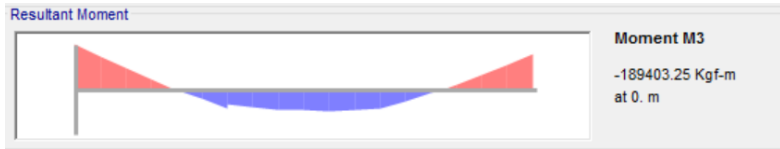
b. Lendutan setelah F_o menjadi F_e

$$\begin{aligned}
 \Delta &= \frac{F_e}{F_o} \times \Delta p' + \frac{F_e}{F_o} \times \Delta M - \Delta g \\
 &= \frac{2806.81}{3500} \times 0 + \frac{2806.81}{3500} \times 7.025 - 1.28 \\
 &= 4.61 \text{ mm } (\uparrow) < 20 \text{ mm (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta \text{pengaruh rangkai} &= 4.6 \text{ mm} \times 1,8 \\
 &= 8.28 \text{ mm } (\uparrow) < 20 \text{ mm (OK)}
 \end{aligned}$$

4.4.1.2 Penulangan Lentur

Momen yang didapat dari gaya luar (kombinasi beban mati dan beban hidup) adalah sebagai berikut:



Gambar 4. 26 Diagram Momen Hasil Perhitungan SAP2000

$$Mu (+) = 95824.92 \text{ kgm}$$

$$Mu (-) = -189403.25 \text{ kgm}$$

Direncanakan tulangan lentur positif (lapangan bawah) sebagai berikut:

- Diameter tulangan : 25 mm
- Diameter sengkang : 13 mm
- Cover : 40 mm
- d : $700 - 40 - 13 - 25/2 = 634.5 \text{ mm}$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.25x\sqrt{45}}{420} = 0.0039$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{95824.92 \times 10^4}{0.9 \times 400 \times 637.5^2} = 5.87 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85fc} = \frac{420}{0.85 \times 45} = 10.98$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{10.98} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10.98 \times 5.87}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.0152$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.0152$$

$$As_{\text{perlu}} = \rho b d = 0.0151 \times 400 \times 637.5 = 4361.05 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur positif 9D25 ($As = 4417.86 \text{ mm}^2 > As_{\text{perlu}}$)

Direncanakan tulangan lentur negatif (tumpuan atas) sebagai berikut:

- Diameter tulangan : 36 mm
- Diameter sengkang : 13 mm
- Cover : 40 mm
- d : $700-40-13-36/2= 629$ mm

$$\rho_{\min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25x\sqrt{45}}{420} = 0.0039$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{189403.25 \times 10^4}{0.9 \times 400 \times 629^2} = 11.82 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'c} = \frac{420}{0.85 \times 45} = 10.98$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{10.98} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10.98 \times 11.82}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.0347$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.0347$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho b d = 0.0347 \times 400 \times 637.5 = 9846.74 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur negatif 10D36 ($A_s=10178.76 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu}$)

Untuk desain tulangan lapangan atas, digunakan setengah dari tulangan lentur positif

$$A_s \text{ perlu} = 0.5 \times 4417.86 = 2208.93 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tumpuan 3D36 ($A_s= 2454.36 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu}$)

Untuk desain tulangan negatif, dikarenakan tidak adanya momen negatif yang bekerja pada balok, maka dipasang 2D25 ($A_s = 1017.88 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu}$)

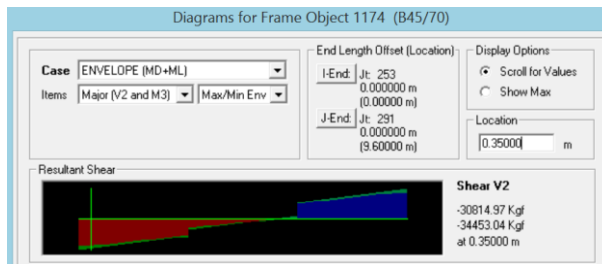
4.4.1.3 Penulangan Geser

Berdasarkan RSNI 2847:2018 pasal 9.4.3.2, penampang diantara muka tumpuan dan suatu penampang kritis sejarak d

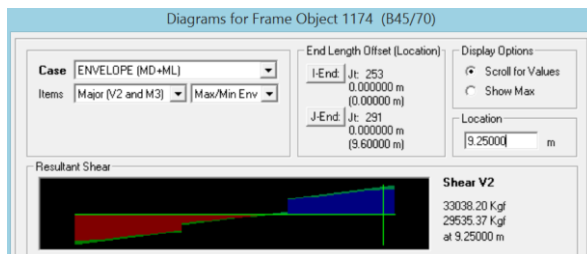
dari muka tumpuan untuk balok non-prategang dan $h/2$ untuk dari muka tumpuan untuk balok prategang, diijinkan untuk direncanakan untuk V_u apabila syarat-syarat dibawah ini terpenuhi:

- Reaksi perletakan, kearah bekerjanya geser, menyebabkan tekan di daerah ujung balok
- Beban-beban dikerjakan pada atau dekat sisi atas balok
- Tidak ada beban terpusat yang bekerja diantara muka perletakan dan penampang kritis

Gaya geser yang didapat dari gaya luar (kombinasi beban mati dan beban hidup) adalah sebagai berikut:



Gambar 4. 27 Diagram Gaya Geser 0.35 m Dari Perletakan



Gambar 4. 28 Diagram Gaya Geser 9.25 m Dari Perletakan

$$V_u (-) = 34453.04 \text{ kg}$$

$$V_u (+) = 33038.20 \text{ kg}$$

Sehingga diambil V_u pada penampang kritis 34453.04 kg

- Menghitung V_c

Nilai V_c dihitung menggunakan rumus berikut:

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f_c'}bwd = 0.17 \times 1 \times \sqrt{45} \times 450 \times 637.5$$

$$V_c = 327150.72 \text{ N}$$

- Cek Persyaratan

- Syarat 1

Balok tidak butuh tulangan geser apabila $0.5\phi V_c > V_u$

$$V_u = 344530.4 \text{ N}$$

$$0.5\phi V_c = 0.5 \times 0.75 \times 327150.72 = 122681.52 \text{ N} < V_u$$

Tidak memenuhi Syarat 1

- Syarat 2

Balok butuh tulangan geser minimum apabila

$$0.5\phi V_c < V_u < \phi V_c$$

$$122681.52 < 344530.4 > 245363.04$$

Tidak memenuhi Syarat 2

- Syarat 3

Balok butuh tulangan geser minimum apabila

$$\phi V_c < V_u < \phi(V_c + V_{s,\min}), \text{ dimana } V_{s,\min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}bwd$$

$$245363.04 < 344530.4 > 335570.04$$

Tidak memenuhi Syarat 3

- Syarat 4

Balok butuh *stirrup* apabila

$$\phi(V_c + V_{s,\min}) < V_u < \phi(V_c + V_s'), \text{ dimana } V_s' = 0.5\phi V_c$$

$$= \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}bwd$$

$$\phi(V_c + V_{s,\min}) < V_u < \phi(V_c + V_s')$$

$$335570.04 < 344530.4 < 726467.0412$$

Memenuhi Syarat 4

Desain *stirrup* dengan data perencanaan sebagai berikut:

- $d_{stirrup} = 13 \text{ mm}$
- $A_v = 265.46 \text{ mm}^2$ (dua kaki)

$$- f_y = 420 \text{ MPa}$$

Spasi minimum *stirrup* pada daerah $<2h$ adalah yang terkecil dari:

- $d/4 = 637.5/4 = 159.375 \text{ mm}$
- $6db = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- 150 mm

Dipakai spasi minimum 150 mm

Spasi maksimum *stirrup* dihitung berdasarkan tabel dibawah ini

Tabel 4. 23 Spasi Maksimum Tulangan Geser

V_s	Maksimum s, mm	
	Balok non-prategang	Balok prategang
$\leq 0,33\sqrt{f'_c}b_wd$	Yang terkecil dari:	$d/2$
		$3h/4$
$> 0,33\sqrt{f'_c}b_wd$	Yang terkecil dari:	$d/4$
		$3h/8$

(Sumber: RSNI 2847:2018)

Direncanakan *stirrup* D13-150 pada daerah $<2h$ dan D13-200 pada daerah $>2h$

$$V_{S<2h} = \frac{Av \times f_y \times d}{s} = \frac{265.46 \times 420 \times 637.5}{150} = 462333.11 \text{ N}$$

$$V_{S>2h} = \frac{Av \times f_y \times d}{s} = \frac{157.08 \times 420 \times 637.5}{300} = 140193.57 \text{ N}$$

$$\text{Cek } 0.33\sqrt{f'_c}b_wd = 0.33\sqrt{45} \times 450 \times 637.5 = 641472 \text{ N}$$

$$V_{S<2h} < 0.33\sqrt{f'_c}b_wd, V_{S>2h} < 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$$

$$\text{Maka } s_{\text{max}} = 3h/4 = 3 \times 700 / 4 = 525 \text{ mm}$$

$$\text{Kontrol } \phi V_n = \phi(V_s + V_c) > V_u$$

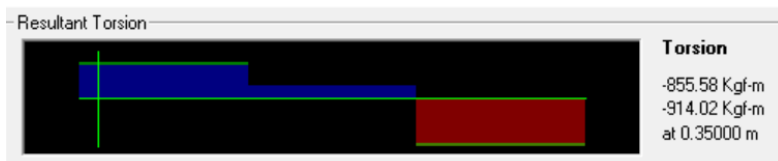
$$\begin{aligned} \text{Daerah } <2h, \phi V_n &= 0.75(607537.8649) > 344530.4 \text{ N} \\ &= 455653.4 \text{ N} > 344530.4 \text{ N (OK)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Daerah } >2h, \phi V_n &= 0.75(467344.2927) > 344530.4 \text{ N} \\ &= 350508.22 \text{ N} > 344530.4 \text{ N (OK)} \end{aligned}$$

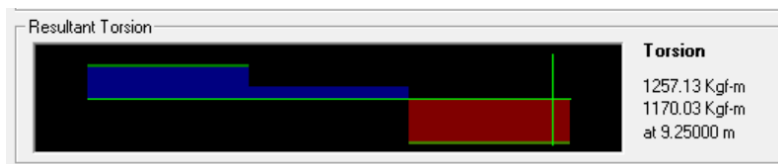
4.4.1.4 Penulangan Torsi

Berdasarkan RSNI 2847:2018 pasal 9.4.4.3, penampang diantara muka kolom dan penampang kritis sejarak d dari muka tumpuan untuk balok-balok non-prategang atau $h/2$ dari muka tumpuan untuk balok-balok prategang diijinkan untuk direncanakan untuk T_u pada penampang kritis kecuali suatu momen torsi terpusat terjadi diantara jarak ini.

Gaya torsi yang didapat dari gaya luar (kombinasi beban mati dan beban hidup) adalah sebagai berikut:



Gambar 4. 29 Diagram Torsi 0.35 m dari Perletakan



Gambar 4. 30 Diagram Torsi 9.25 m dari Perletakan

$$T_u (-) = 914.02 \text{ kgm} = 9140200 \text{ Nmm}$$

$$T_u (+) = 1257.13 \text{ kgm} = 12571300 \text{ Nmm}$$

Maka diambil T_u pada penampang kritis yaitu 12571300 Nmm

Menurut RSNI 2847:2018 pasal 22.7.1.1, pengaruh torsi dapat diabaikan apabila $T_u < \phi T_{th}$, dimana T_{th} adalah ambang batas torsi.

Berdasarkan RSNI 2847:2018 pasal 22.7.4.1, nilai T_{th} untuk penampang *solid* dapat dihitung dengan tabel berikut:

Tabel 4. 24 Ambang Batas Torsi untuk Penampang Solid

Jenis komponen	T_{th}	
Komponen non prategang	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$	(a)
Komponen prategang	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Komponen non prategang menerima beban aksial	$0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

(Sumber: RSNI 2847:2018)

$f_{cp} = 3.5$ (RSNI 2847:2018 pasal 22.6.5.5)

$A_{cp} = b \times h = 450 \times 700 = 315000 \text{ mm}^2$

$P_{cp} = 2 \times (b+h) = 2 \times (450+700) = 2300 \text{ mm}$

Sehingga nilai T_{th} adalah

$$T_{th} = 0.083 \times 1 \times \sqrt{45} \times \left(\frac{315000^2}{230} \right) \times \sqrt{1 + \frac{3.5}{0.33 \times 1 \times \sqrt{45}}}$$

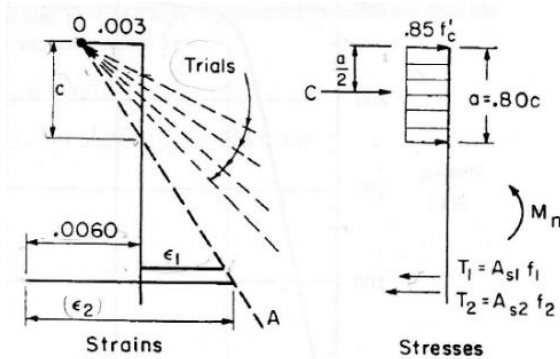
$$T_{th} = 38590154.45 \text{ Nmm}$$

$$\phi T_{th} = 0.75 \times 38590154.45 = 28942615.83 \text{ Nmm} > T_u$$

Balok tidak butuh tulangan torsi

4.4.1.5 Kontrol Momen Nominal

Nilai momen nominal dapat dihitung dengan menggunakan cara dari ACI Notes, dimana nilai a balok didapat dari iterasi, dimana nilai c dimisalkan terlebih dahulu dan nilai C sama dengan $T1+T2$. Dari hasil iterasi didapat nilai $a = 225.85 \text{ mm}$



Gambar 4. 31 Diagram Equilibrium Kekuatan Nominal Beton
(Sumber: ACI Notes)

Karena nilai $a > hf = 120$ mm, maka momen nominal dihitung menggunakan asas balok T dengan rumus berikut

$$Mn = Mn_f + Mn_w$$

Dimana:

Mn_f : Momen nominal *flange* (sayap)

Mn_w : Momen nominal *web* (badan)

Nilai Mn_f dapat dihitung dengan rumus berikut

$$Mn_f = 0.85 f_c' (b_e - b_w) h_f \left(d - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$Mn_f = 0.85 \times 45 \times (1170 - 450) \times 120 \times \left(637.5 - \frac{120}{2} \right)$$

$$Mn_f = 1857297600 \text{ Nmm}$$

Sedangkan nilai Mn_w dihitung dengan rumus berikut

$$Mn_w = 0.85 f_c' b_w a \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn_w = 0.85 \times 45 \times 450 \times 225.85 \times \left(637.5 - \frac{225.85}{2} \right)$$

$$Mn_w = 5145526915 \text{ Nmm}$$

Sehingga nilai M_n

$$M_n = 1857297600 + 5145526915 = 7002824515 \text{ Nmm}$$

- Kontrol Momen Nominal Lapangan
 $M_u = 0 \text{ Nmm}$
 $\phi M_n = 0.9 \times 7002824515 = 6302542064 > M_u \text{ (OK)}$
- Kontrol Momen Nominal Tumpuan
 $M_u = 482496000 \text{ Nmm}$
 $\phi M_n = 0.9 \times 7002824515 = 6302542064 > M_u \text{ (OK)}$

4.4.1.6 Kontrol Momen Retak

Perhitungan kuat *ultimate* dari beton pratekan harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak (f_r) sebesar $0,62 \sqrt{f_c}$ sehingga didapatkan $\phi M_n > 1.2 M_{cr}$

a. Tumpuan

$$F = 2806.81 \text{ kN}$$

$$e = 0.1 \text{ m}$$

$$k_b = 0.175 \text{ m}$$

$$W_t = 54705582 \text{ m}^3$$

$$f_r = 0.62 \times \sqrt{f_c} = 0.62 \sqrt{45} = 4.16 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= F(e+k_b) + f_r \times W_t \\ &= 2806.81 \times 0.275 \times 10^6 + 4.16 \times 54705582 \\ &= 227.52 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned} \phi M_n &> 1.2 M_{cr} \\ 6302.54 \text{ kNm} &> 1.2 \times 227.52 \\ 6302.54 \text{ kNm} &< 273.03 \text{ kNm (OK)} \end{aligned}$$

b. Lapangan

$$F = 2806.81 \text{ kN}$$

$$e = 0.1 \text{ m}$$

$$k_t = 0.126 \text{ m}$$

$$W_b = 54705582 \text{ m}^3$$

$$f_r = 0.62 \times \sqrt{f_c} = 0.62 \sqrt{45} = 4.16 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= F(e+kt) + f_r \times W_b \\ &= 2806.81 \times 0.226 \times 10^6 + 4.16 \times 54705582 \\ &= 797.57 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned} \phi M_n &> 1.2 M_{cr} \\ 6302.54 \text{ kNm} &> 1.2 \times 797.57 \\ 6302.54 \text{ kNm} &> 957.09 \text{ kNm (OK)} \end{aligned}$$

4.4.1.7 Pengangkuran Balok Prategang

Balok pratekan pasca tarik, kegagalan 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 di isyaratkan oleh RSNI 2847:2018 pasal 25.9.2. 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 25.9

Dalam studi ini digunakan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya pratekan dengan sistem pasca tarik. Penulangan pengekangan di seluruh pengangkuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perencanaan daerah pengangkuran global sesuai dengan RSNI 2847:2018 pasal 25.9.2

$$\begin{aligned} P_u &= 1.2 \times P \\ P &= 3500 \text{ kN} = 3500000 \text{ N} \\ P_u &= 1.2 \times 3500000 = 4200000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$T_{\text{pencar}} = 0.25 \times P_u (1 - a/h)$$

$$d_{\text{pencar}} = 0.5 (h - 2e)$$

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 5-27, tabel VSL)

$e = 100 \text{ mm}$

$h = 700 \text{ mm}$

Maka:

$T_{\text{pencar}} = 0.25 \times 3500000 (1 - 315/700) = 577500 \text{ N}$

$d_{\text{pencar}} = 0.5 (700 - 2 \times 100) = 250 \text{ mm}$

$A_{vp} = (T_{\text{pencar}})/f_y = 577500/420 = 1375 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan D16 ($A_v = 402.12 \text{ mm}^2$, 2 kaki), maka kebutuhan tulangan ialah sebanyak

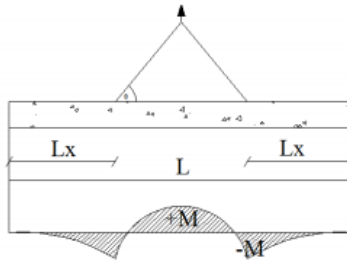
$n = 1375/402.12 \approx 4 \text{ buah}$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara sebagai berikut

$S = (d_{\text{pencar}})/n = 250/4 = 62.5 \text{ mm} \approx 50 \text{ mm}$

4.4.1.8 Pengangkatan Balok Prategang

Balok prategang direncanakan menggunakan beton *precast* sehingga perlu dihitung tulangan angkat yang diperlukan untuk mengangkat balok *precast*. Contoh perhitungan akan menggunakan balok prategang sumbu Y.



Gambar 4. 32 Titik Angkat Balok

Berat balok (P) = $b \times h \times l \times \gamma$

$$= 0.45 \times 0.7 \times 9 \times 2400$$

$$= 6804 \text{ kg}$$

k = 1.2

P_u = $k \times P = 1.2 \times 6804 = 9797.76 \text{ kg}$

Sehingga gaya angkat tiap tulangan adalah $P_u/2 = 4898.88 \text{ kg}$

$$\text{Tegangan tarik ijin} = \frac{fy}{1.5} = \frac{420}{1.5} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Maka diameter tulangan angkat:

$$\phi_{tul \text{ angkat}} = \sqrt{\frac{4 \times Pu/2}{\pi \times \sigma}} \sqrt{\frac{4 \times 4898.88}{\pi \times 2800}} = 0.74 \text{ cm}$$

Digunakan tulangan angkat diameter 10 mm

Perhitungan momen yang terjadi saat pengangkatan dapat menggunakan rumus berikut

$$M(+)= \frac{WL^2}{8} \left(1 - 4X + \frac{4Yc}{L \times \text{tg}\theta}\right)$$

$$M(-)= \frac{WL^2X^2}{2}$$

Dimana nilai X dapat dihitung dengan rumus berikut

$$X = \frac{1 + \frac{4Yc}{L x tg\theta}}{2(1 + \sqrt{1 + \frac{Yt}{Yb} \left(1 + \frac{4Yc}{L x tg\theta}\right)})}$$

Diketahui:

$$W = 2400 \times 0.45 \times 0.7 = 756 \text{ kgm}$$

$$Yb = 40.75 \text{ cm}$$

$$Yt = 29.25 \text{ cm}$$

$$Yc = Yt + 5\text{cm} = 34.25 \text{ cm}$$

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

$$Wt = 0.0547 \text{ m}^3$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 34.25}{900 \times tg45^\circ}}{2(1 + \sqrt{1 + \frac{29.25}{40.75} \left(1 + \frac{4 \times 34.25}{900 \times tg45^\circ}\right)})} = 0.245$$

Nilai momen-momen yang terjadi saat pengangkatan adalah sebagai berikut

$$M (+) = \frac{756 \times 9^2}{8} \left(1 - 4 \times 0.245 + \frac{4 \times 0.3425}{9 \times tg45^\circ}\right) = 1318.78 \text{ kgm}$$

$$M (-) = \frac{756 \times 9^2 \times 0.245^2}{2} = 1837.55 \text{ kgm}$$

Sehingga tegangan yang terjadi pada balok saat pengangkatan adalah sebagai berikut

$$f \text{ lapangan (+)} = M(+)/Wt = 1318.78/0.0547 = 24106.83 \text{ kg/m}^2$$

$$f \text{ lapangan (+)} = 0.241 \text{ MPa} < f'c \text{ precast} = 45 \text{ MPa (OK)}$$

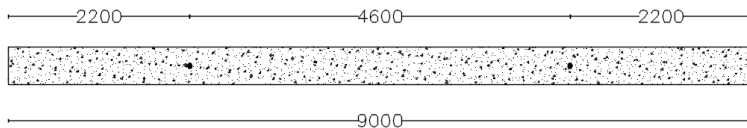
$$f \text{ tumpuan (-)} = M(-)/Wt = 1837.55/0.0547 = 33589.9 \text{ kg/m}^2$$

$$f \text{ tumpuan (-)} = 0.336 \text{ MPa} < f'c \text{ precast} = 45 \text{ MPa (OK)}$$

Letak titik pengangkatan adalah sebagai berikut

$$Lx = L \times X = 9000 \times 0.245 \approx 2200 \text{ mm}$$

$$L - 2Lx = 9000 - 2 \times 2200 = 4600 \text{ mm}$$



Gambar 4. 33 Letak Titik Pengangkatan Balok Prategang Sumbu Y

4.4.1.9 Rekapitulasi

Dengan cara yang sama dengan perhitungan balok prategang sumbu Y, maka dihitung juga balok prategang sumbu X sehingga didapatkan detail penulangan balok prategang sebagai berikut

Tabel 4. 25 Rekapitulasi Penulangan Balok Prategang

BALOK PRATEGANG	SUMBU Y	SUMBU X
PROPERTIES		
b (mm)	450	450
h (mm)	700	700
L (m)	9	11
PRESTRESS		
Fo (kN)	3500	2000
Fe (kN)	2806.81	1581.14
Kehilangan Prategang (%)	19.81	20.94
e lapangan (mm)	100	0
e tumpuan (mm)	100	0
n tendon	1	1
n strand	23	13
Lendutan (mm) ↑	4.61	1.76
TUL LUNAK		
Tul Lentur Positif	Lap	9D25
		7D25

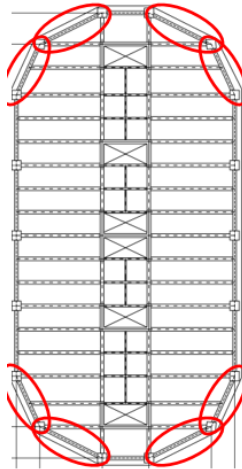
	Tump	5D25	5D25
Tul Lentur Negatif	Lap	3D36	2D36
	Tump	10D36	10D36
Tul Geser	<2h	D13-150	D13-150
	>2h	D13-200	D13-300
Tul Torsi		-	D13-150

4.4.2 Balok Induk Non-Prategang

Selain balok induk prategang juga terdapat balok induk non-prategang yang letaknya ditunjukkan pada gambar dibawah ini.

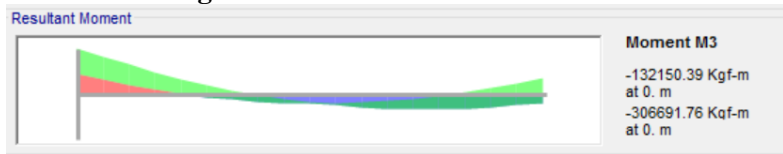
Data perencanaan balok non-prategang adalah sebagai berikut

- Bentang : 8.94 m
- b : 45 cm
- h : 70 cm
- f_c' : 45 MPa
- f_{ci} : 45 MPa (karena beton *precast*)
- f_y : 420 MPa
- D tulangan : 36 mm
- As tulangan : 1017.87 mm²
- Cover : 40 mm
- D sengkang : 13 mm
- As sengkang : 132.73 mm²
- d : $h - (\text{decking} + \text{Øsengkang} + \frac{1}{2} \text{Ølentur})$
: 629 mm



Gambar 4. 34 Letak Balok Induk Non-Prategang

4.4.2.1 Penulangan Lentur



Gambar 4. 35 Diagram Momen Balok Induk Non-Prategang

$$\begin{aligned} \text{Mu (+)} &= 971298891 \text{ Nmm} \\ \text{Mu (-)} &= -3008646166 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

a. Penulangan Tumpuan Negatif (Atas)

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{f_y} \\ &= \frac{0.25x\sqrt{45}}{420} = 0.003765 \text{ (menentukan)} \\ \rho_{\min} &= \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.003333 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{fy}{0.85 f'c} = \frac{420}{0.85 \times 45} = 10.98 \\
 R_n &= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{3008646166}{0.9 \times 450 \times 629^2} = 18.77 \text{ MPa} \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{fy}} \right) \\
 &= \frac{1}{10.98} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10.98 \times 18.77}{420}} \right) \\
 \rho &= 0.0261
 \end{aligned}$$

Maka dipakai $\rho = 0.0261$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0.0261 \times 450 \times 629 = 7384.81 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n \text{ perlu} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} \\
 &= \frac{7384.81}{1017.87} = 7.25 \approx 8 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Dipakai 8D36

b. Penulangan Tumpuan Negatif (Bawah)

$$\text{As.min} = \frac{1}{2} \times \text{As} = \frac{1}{2} \times 7384.81$$

$$\text{As min} = 3692.406 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 n \text{ (jumlah)} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} \\
 &= \frac{3692.406}{1017.87} = 3.62 \approx 4 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Dipakai 4D36

c. Penulangan Tumpuan Positif (Bawah)

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy} \\
 &= \frac{0.25x\sqrt{45}}{420} = 0.003765 \text{ (menentukan)} \\
 \rho_{\min} &= \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{420} = 0.003333 \\
 m &= \frac{fy}{0.85 f'c} = \frac{420}{0.85 \times 45} = 10.98
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{971298891}{0.9 \times 450 \times 629^2} = 6.062 \text{ MPa} \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{10.98} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10.98 \times 6.062}{420}} \right) \\
 \rho &= 0.0158
 \end{aligned}$$

Maka dipakai $\rho = 0.0158$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0.0158 \times 450 \times 629 = 4473.307 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n \text{ perlu} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} \\
 &= \frac{4473.307}{1017.87} = 4.4 \approx 5 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Dipakai 5D36

d. Penulangan Tumpuan Positif (Atas)

$$\begin{aligned}
 \text{As.min} &= \frac{1}{2} \times \text{As} = \frac{1}{2} \times 4473.307 \\
 \text{As min} &= 2236.65 \text{ mm}^2 \\
 n \text{ (jumlah)} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} \\
 &= \frac{2236.65}{1017.87} = 2.19 \approx 3 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Dipakai 3D36

e. Penulangan Tumpuan Positif (Atas dan Bawah)

$$\begin{aligned}
 \text{As min} &= \frac{1}{4} \times \text{As tumpuan maks (8D36)} \\
 &= \frac{1}{4} \times 7384.81 \\
 &= 1846.20 \text{ mm}^2 \\
 n \text{ perlu} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} \\
 &= \frac{1846.2}{1017.87} = 1.81 \approx 2 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Dipakai 2D36

- Kontrol Kekuatan dalam Menahan Momen Negatif
 $M_u (-) = -3008646166 \text{ Nmm}$
 $M_n = M_u/\phi = -3008646166/0.9$
 $=$
- Kontrol Kekuatan dalam Menahan Momen Positif
- Kontrol Balok T

Untuk balok yang terletak diujung, lebar efektif tidak boleh melebihi seperduabelas bentang balok dan lebar efektif sayap dari masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi:

- Enam kali tebal pelat
- Seperempat jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan

Karena balok induk non-prategang merupakan balok ujung, maka perhitungan lebar efektif balok adalah sebagai berikut:

- $b_{\text{eff}} = b_w + \text{clear tranv. span}/2 = 0.45 + 4/2 = 2.45 \text{ m}$
- $b_{\text{eff}} = b_w + (6 \times t_f) = 0.4 + (6 \times 0.12) = 1.17 \text{ m}$
- $b_{\text{eff}} = b_w + L/12 = 0.4 + 8.94/12 = 1.195 \text{ m}$

Maka lebar efektif balok adalah 1.17 m

Diketahui As bawah terbesar = 5089.38 mm^2

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b_e} = \frac{5089.38 \times 420}{0.85 \times 45 \times 1170}$$

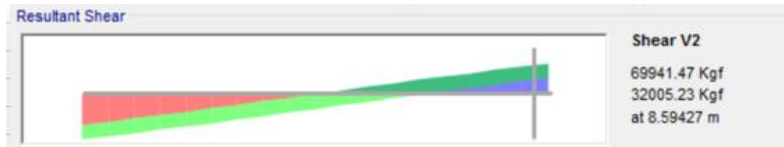
$$a = 47.76 \text{ mm} < h_f = 120 \text{ mm}$$

Balok merupakan balok T semu (OK)

Tabel 4. 26 Rekapitulasi Penulangan Lentur Balok Induk Non-Prategang

Balok Induk Non-Prategang			
Posisi	Tumpuan Negatif	Lapangan	Tumpuan Positif
Atas	8D36	2D36	3D36
Bawah	4D36	2D36	5D36

4.4.2.2 Penulangan Geser



Gambar 4. 36 Diagram Gaya Geser Balok Induk Non-Prategang

$V_u \text{ maks} = 559022.95 \text{ N}$

- Menghitung V_c

Nilai V_c dihitung menggunakan rumus berikut:

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f_c'}bwd = 0.17 \times 1 \times \sqrt{45} \times 450 \times 437.5$$

$$V_c = 322788.71 \text{ N}$$

- Cek Persyaratan

- Syarat 1

Balok tidak butuh tulangan geser apabila $0.5\phi V_c > V_u$

$$V_u = 559022.95 \text{ N}$$

$$0.5\phi V_c = 0.5 \times 0.75 \times 322788.71 = 121045.76 \text{ N} < V_u$$

Tidak memenuhi Syarat 1

- Syarat 2

Balok butuh tulangan geser minimum apabila

$$0.5\phi V_c < V_u < \phi V_c$$

$$121045.76 < 559022.95 > 242091.53$$

Tidak memenuhi Syarat 2

- Syarat 3

Balok butuh tulangan geser minimum apabila $\phi V_c < V_u < \phi(V_c + V_{s,min})$, dimana $V_{s,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f_c'} b w d$

$$242091.53 < 559022.95 > 331095.77$$

Tidak memenuhi Syarat 3

- Syarat 4

Balok butuh *stirrup* apabila $\phi(V_c + V_{s,min}) < V_u < \phi(V_c + V_{s'})$, dimana $V_{s'} = 0.5 \phi V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b w d$

$$\phi(V_c + V_{s,min}) < V_u < \phi(V_c + V_{s'})$$

$$331095.77 < 559022.95 < 716780.814$$

Memenuhi Syarat 4, butuh *stirrup*

Desain *stirrup* dengan data perencanaan sebagai berikut:

- $d_{stirrup} = 13 \text{ mm}$
- $A_v = 265.46 \text{ mm}^2$ (dua kaki)
- $f_y = 420 \text{ MPa}$

Spasi minimum *stirrup* pada daerah $< 2h$ adalah yang terkecil dari:

- $d/4 = 629/4 = 314.5 \text{ mm}$
- $6db = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- 150 mm

Dipakai spasi minimum 150 mm

Direncanakan *stirrup* D13-150 pada daerah $< 2h$ dan daerah $> 2h$

$$V_{S<2h} = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{157.08 \times 420 \times 629}{150} = 467536.21 \text{ N}$$

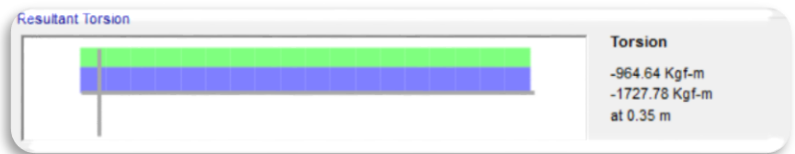
$$V_{S>2h} = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{157.08 \times 420 \times 629}{150} = 467536.21 \text{ N}$$

$$Cek 0.33 \sqrt{f_c'} b w d = 0.33 \sqrt{45} \times 450 \times 629 = 626589.85 \text{ N}$$

$V_{S<2h} < 0.33\sqrt{f'c}bwd$, $V_{S>2h} < 0.33\sqrt{f'c}bwd$
 Maka berdasarkan RSNI 2847:2018 tabel 9.7.6.2.2,
 $s_{max} = d/2 = 629 / 2 = 375 \text{ mm (OK)}$

Kontrol $\phi V_n = \phi(V_s + V_c) > V_u$
 Daerah $<2h$, $\phi V_n = 0.75(790324.92) > 559022.95 \text{ N}$
 $= 592743.69 \text{ N} > 559022.95 \text{ N (OK)}$
 Daerah $>2h$, $\phi V_n = 0.75(790324.92) > 559022.95 \text{ N}$
 $= 592743.69 \text{ N} > 559022.95 \text{ N (OK)}$

4.4.2.3 Penulangan Torsi



Gambar 4. 37 Diagram Torsi Balok Induk Non-Prategang

$T_u = 16949521.8 \text{ Nmm}$

Menurut RSNI 2847:2018 pasal 22.7.1.1, pengaruh torsi dapat diabaikan apabila $T_u < \phi T_{th}$, dimana T_{th} adalah ambang batas torsi.

Berdasarkan RSNI 2847:2018 pasal 22.7.4.1, nilai T_{th} untuk penampang *solid* dapat dihitung dengan tabel 22.7.4.1. Rumus menghitung T_{th} untuk penampang non-prategang adalah

$$T_{th} = 0.083\lambda\sqrt{f'c} x \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Diketahui:

$$A_{cp} = b \times h = 450 \times 700 = 315000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (b+h) = 2 \times (450+700) = 2300 \text{ mm}$$

Sehingga nilai T_{th} adalah

$$T_{th} = 0.083 \times 1 \times \sqrt{45} \times \left(\frac{315000^2}{230} \right)$$

$$T_{th} = 24020255.4 \text{ Nmm}$$

$$\phi T_{th} = 0.75 \times 24020255.4 = 18015191.55 \text{ Nmm} > T_u$$

Balok tidak butuh tulangan torsi

4.4.3 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. Data dari perencanaan kolom adalah sebagai berikut:

- Dimensi kolom : 70/70 cm
- Tebal decking (d'): 40 mm
- Mutu tulangan (f_y): 420 MPa
- Mutu beton (f'_c) : 45 Mpa

4.4.3.1 Penulangan Longitudinal Kolom

Untuk penulangan kolom dibagi 3 bagian, yaitu kolom lantai 1-5, lantai 6-10, dan lantai 11-20. Pada perhitungan kali ini akan dicontohkan perhitungan kebutuhan penulangan kolom pada lantai 1-5. Dengan program SAP2000, didapat beban luar terbesar yang bekerja pada kolom sebagai berikut:

$$P_{u_{\max}} : -16935.71 \text{ kN}$$

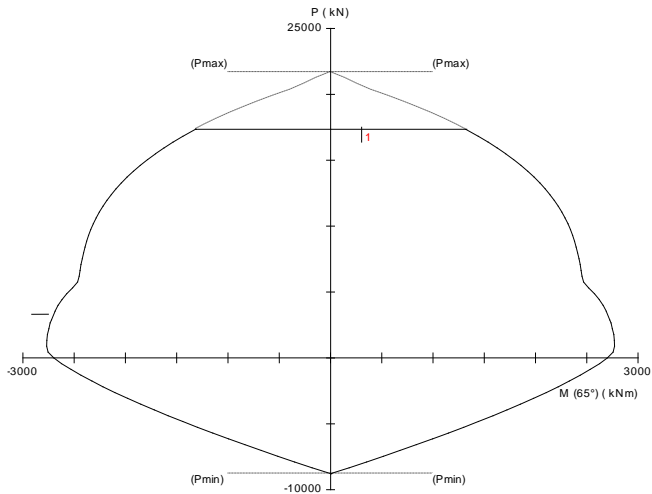
$$V_{u_{\max}} : 129.58 \text{ kN}$$

$$T_{u_{\max}} : 22.66 \text{ kN.m}$$

$$M_x : 128.40 \text{ kN.m}$$

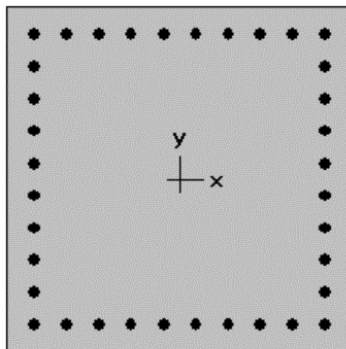
$$M_y : 273.79 \text{ kN.m}$$

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu spColumn, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut. Dikarenakan beban aksial yang besar, maka dimensi kolom diperbesar menjadi 80/80 cm.



Gambar 4. 38 Output spColumn Design Biaxial Kolom 80/80

Dari hasil spColumn Design diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah **36D29**



800 × 800 mm
3.63% reinf.

Gambar 4. 39 Output tulangan spColumn Kolom 80/80

Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom

$\emptyset M_{nx} = 599.85 \text{ kN.m} > M_{ux} = 270.4252 \text{ kN.m}$ (OK)

$\emptyset M_{ny} = 1279.06 \text{ kN.m} > M_{uy} = 351.3725 \text{ kN.m}$ (OK)

4.4.3.2 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom

Berdasarkan RSNI 2847:2018 pasal 10.6.1.1, luas tulangan longitudinal harus sekurang-kurangnya $0,01A_g$ namun tidak boleh melebihi $0,08A_g$ untuk kolom non-prategang. Dari perhitungan sebelumnya, didapat tulangan longitudinal 28D36

$$0,01 < A_s \text{ 36D29} < 0,08A_g$$

$$6400 \text{ mm}^2 < 23778.71 \text{ mm}^2 < 51200 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

4.4.3.3 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom

Menurut RSNI 2847:2018 pasal 22.4.2.1, kuat tekan aksial nominal P_n tidak boleh melebihi $P_{n,max}$ sesuai tabel dibawah ini

Tabel 4. 27 Kuat Aksial Maksimum

Komponen	Tulangan transversal	$P_{n,max}$	
Non-prategang	Sengkang persegi sesuai Pasal 22.4.2.4	$0.80P_o$	(a)
	Sengkang spiral sesuai Pasal 22.4.2.5	$0.85P_o$	(b)
Prategang	Sengkang persegi	$0.80P_o$	(c)
	Sengkang spiral	$0.85P_o$	(d)
Kolom komposit sesuai Bab 10	Semua	$0.85P_o$	(e)

(Sumber: RSNI 2847:2018)

Berdasarkan RSNI 2847:2018 pasal 22.4.2.2, untuk komponen non-prategang, nilai P_o dihitung dengan persamaan

$$P_o = 0.85f_c'(A_g - A_{st}) + f_y.A_{st}$$

Dimana:

f_c' : Mutu beton kolom (MPa)

f_y : Mutu tulangan longitudinal (MPa)

A_g : Luas bruto penampang kolom (mm^2)

A_{st} : Luas tulangan longitudinal kolom (mm^2)

Sehingga didapat nilai P_o dan P_n sebagai berikut

$$P_o = 0.85 \times 45(640000 - 23778.71) + 420 \times 23778.71$$

$$P_o = 33557524.37 \text{ N}$$

$$P_n = 0.80P_o = 0.80 \times 33557524.37$$

$$P_n = 26846.02 \text{ kN}$$

Cek $\phi P_n > P_u$

$$\phi P_n = 0.90 \times 26846.02 = 24161.42 \text{ kN} > P_u = 18603.95 \text{ kN}$$

(OK)

4.4.3.4 Kontrol Kapasitas Geser Kolom

Menurut RSNI 2847:2018 pasal 22.5.1.2, ukuran dimensi untuk desain penampang harus memenuhi persamaan berikut:

$$V_u \leq \phi(V_c + 0.066\sqrt{f_c'}.bw.d)$$

Dimana nilai V_c untuk komponen non-prategang dengan gaya aksial tekan dapat dihitung menggunakan rumus pada RSNI 2847:2018 pasal 22.5.6.1

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{1.4A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'}.bw.d$$

Direncanakan tulangan transversal dengan diameter 10 mm

$$d = 800 - 40 - 10 - 29/2 = 735.5 \text{ mm}$$

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{16935.71}{1.4 \times 640000} \right) 1 \times \sqrt{45} \times 800 \times 735.5$$

$$V_c = 1939311.79 \text{ N} = 1939.31 \text{ kN}$$

$$V_u \leq \phi(V_c + 0.066\sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$$

$$90.12 \text{ kN} \leq 0.75 \times (1939.31 + \frac{0.066}{1000} \sqrt{45 \times 800 \times 735.5})$$

$$90.12 \text{ kN} \leq 1454.74 \text{ kN (OK)}$$

4.4.3.5 Penulangan Geser Kolom

Berdasarkan RSNI 2847:2018 pasal 10.6.2.1, luas minimum tulangan geser ($A_{v,min}$) harus disediakan di semua wilayah dimana $V_u > 0.5\phi V_c$

$$0.5\phi V_c = 0.5 \times 0.75 \times 1939.31 = 727.24 \text{ kN} > V_u = 90.12 \text{ kN}$$

Maka digunakan luas tulangan geser minimum pada seluruh wilayah kolom.

Menurut RSNI 2847:2018, spasi maksimum tulangan geser harus sesuai dengan tabel dibawah ini

Tabel 4. 28 Persyaratan Spasi Maksimum Tulangan Geser

V_s	Spasi maksimum, s, mm		
		Kolom nonprategang	Kolom prategang
$\leq 0.33\sqrt{f_c'} b_w d$	Terkecil dari:	$d/2$	$3h/4$
		600	
$> 0.33\sqrt{f_c'} b_w d$	Terkecil dari:	$d/4$	$3h/8$
		300	

(Sumber: RSNI 2847:2018)

Spasi minimum tulangan geser adalah yang terkecil dari:

- $6 db = 6 \times 36 = 216 \text{ mm}$
- 150 mm (menentukan)

Direncanakan tulangan geser 4 kaki ($A_v = 4A_{sh}$)

d tulangan = 10 mm

A_{sh} = 78.5 mm²

f_{yt} = 420 MPa

s = 150 mm

d = 732 mm

$$V_s = \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s} = \frac{(4 \times 78.5) \times 420 \times 732}{150}$$

$$V_s = 643900.83 \text{ N}$$

Cek nilai V_s terhadap $0.33\sqrt{f_c'}bwd$

$$0.33\sqrt{f_c'}bwd = 0.33 \times \sqrt{45} \times 800 \times 732 = 1296346.9 \text{ N} > V_s$$

Maka spasi maksimum adalah yang terkecil dari

- $d/2 = 366$ mm (menentukan)
- 600 mm

s pakai < s maksimum (OK)

Cek V_n terhadap V_u

$$V_n = V_s + V_c = 643900.83 + 2054422.42 = 2698.32 \text{ kN} < V_u$$

(OK)

Untuk s = 300 mm, didapat $V_s = 321950.4$ N

$$V_n = V_s + V_c = 321950.4 + 2054422.42 = 2376.37 \text{ kN} < V_u$$

(OK)

Pada daerah $< l_o$, digunakan tulangan geser **4D10-150** mm

Pada daerah $> l_o$, digunakan tulangan geser **4D10-300** mm

Panjang l_o adalah yang terbesar dari

a. S kolom = 800 mm

$$b. L_c = (\text{Tinggi kolom} - s \text{ kolom})/6 = (4200-800)/6 = 566.67$$

mm

c. 450 mm

Sehingga panjang l_0 adalah 800 mm

Karena pada sistem *self-centering* hubungan balok kolom tidak bersifat monolit, maka tidak menggunakan prinsip *Strong Column Weak Beam*.

4.4.3.6 Kontrol Torsi Kolom

Berdasarkan RSNI 2847:2018 pasal 10.5.4.1, jika $T_u > T_{th}$, maka tulangan torsi diperlukan. Nilai T_{th} dapat dihitung menggunakan rumus dari tabel dibawah ini

Tabel 4. 29 Ambang Batas Torsi untuk Penampang Solid

Jenis komponen	T_{th}	
Komponen non prategang	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$	(a)
Komponen prategang	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Komponen non prategang menerima beban aksial	$0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

(Sumber: RSNI 2847:2018)

Dimana:

A_{cp} = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton

P_{cp} = Keliling luar penampang beton

T_{th}

$$0.083 \times 1 \times \sqrt{45} \times \left(\frac{(800 \times 800)^2}{4 \times 800}\right) \sqrt{1 + \frac{18603.95}{0.33 \times (800 \times 800) \times 1 \times \sqrt{45}}} =$$

$$T_{th} = 267907053.2 \text{ Nm}$$

$$\Phi T_{th} = 0.75 \times 267907053.2 = 200930289.9 \text{ Nm} > T_u \text{ (OK)}$$

Maka kolom tidak membutuhkan tulangan torsi

4.4.3.7 Panjang Penyaluran Tekan

Berdasarkan RSNI 2847:2018 pasal 25.4.9.1, panjang penyaluran tekan (l_{dc}) diambil yang terbesar dari 200 mm dan hasil perhitungan rumus berikut

$$l_{dc} = \left(\frac{0.24 f_y \Psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

$$l_{dc} = 0.043 f_y \Psi_r d_b$$

Nilai Ψ_r dapat dilihat pada RSNI 2847:2018 tabel 25.4.9.3, sehingga didapatkan nilai $\Psi_r=1$

$$l_{dc} = \left(\frac{0.24 \times 420 \times 1}{1 \times \sqrt{45}} \right) \times 29 = 435.76 \text{ mm}$$

$$l_{dc} = 0.043 \times 420 \times 29 = 523.74 \text{ mm}$$

Sehingga diambil panjang penyaluran tekan 550 mm

4.4.3.8 Rekapitulasi Penulangan Kolom

Dengan cara yang sama, dilakukan perhitungan pada kolom lantai 6-10 dan lantai 11-20 sehingga didapatkan penulangan kolom sebagai berikut. Gambar penulangan kolom dapat dilihat pada Lampiran.

Tabel 4. 30 Rekapitulasi Penulangan Kolom

Lantai	Tul Longitudinal	Tul Geser		Tul Torsi	l _{dc} (mm)
		<Lo	>Lo		
1-5	36D29	D10-150	D10-300	-	550
6-10	28D29	D10-150	D10-300	-	550
11-20	12D29	D10-150	D10-300	-	550

4.4.4 Hubungan Balok Kolom

Dalam desain gedung dengan sistem *self-centering*, balok dan kolom tidak dicor monolit. Adanya tendon *unbonded post-tensioned* pada sambungan akan membuat terjadinya bukaan (*gap opening*) pada sambungan sehingga hubungan balok-kolom dianggap tidak kaku. Sambungan balok kolom akan dicor menggunakan *dry grout*.

Hubungan balok-kolom *self-centering* akan dihitung pada akan dihitung pada *yield limit state*. Momen yang terjadi pada hubungan balok-kolom *self-centering* dapat dihitung dengan rumus berikut. Apabila momen yang terjadi menimbulkan tegangan yang besar melebihi batas tegangan ijin maksimum, maka tulangan spiral dibutuhkan sebagai tulangan tambahan

$$M_y = 0.5 f_{pi} A_p (h'' - a'')$$

$$a'' = \frac{c_l f_{ci} / f'_{cc} b}{\alpha f_{pi} / f_{pu} b''} h$$

Dimana:

a'' : *compression stress block depth measured from inside spirals confinement*

α : 0.85

b'' : lebar balok dihitung dari dalam tulangan spiral

c_l : f_{pl} / f_{pu}

f_{pl} : tegangan tendon saat leleh

f_{ci} : tegangan awal beton (45 Mpa karena *precast*)

f'_{cc} : kuat tekan maksimum beton (45 MPa)

f_{pi} : tegangan awal tendon (1541.78 MPa)

f_{pu} : tegangan ultimit tendon (1860 MPa)

A_p : luas penampang tendon (2270.1 MPa)

h'' : tinggi balok dihitung dari dalam tulangan spiral

$$b'' = 450 - 2 \times 40 = 370 \text{ mm}$$

$$h'' = 700 - 2 \times 40 = 620 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} f_{pl} &= 0.7 f_{py} = 0.7 \times 1581 = 1106.7 \text{ MPa} \\ c_1 &= 1106.7/1860 = 0.595 \end{aligned}$$

$$a'' = \frac{0.595}{0.85} \frac{45/45}{1541.78/1860} \frac{350}{370} 620 = 719 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_y &= 0.5 \times 1541.78 \times (620 - 719) \\ &= -173156909.5 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Diketahui

$$\begin{aligned} W_t &= 54705581.52 \text{ mm}^3 \\ W_b &= 39261162.05 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada serat atas dan bawah adalah

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{top}} &= M/W_t = -3.17 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{bottom}} &= M/W_b = -3.75 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Sedangkan tegangan yang terjadi pada balok saat beban layan adalah

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{top}} &= -3.875 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{bottom}} &= -16.155 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Sehingga tegangan total yang akan terjadi pada hubungan balok kolom *self-centering* adalah

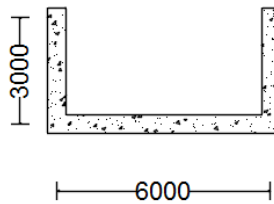
$$\begin{aligned} \sigma_{\text{top}} &= -3.875 + -3.17 = 7.045 \text{ MPa} < \text{tegangan ijin} = -20.25 \text{ MPa (OK)} \\ \sigma_{\text{bottom}} &= -16.155 + -3.75 = -19.90 \text{ MPa} < \text{tegangan ijin} = -20.25 \text{ MPa (OK)} \end{aligned}$$

4.4.5 Dinding Geser

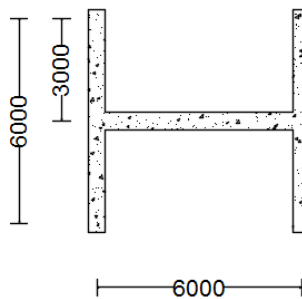
Dinding geser direncanakan menggunakan beton *precast* dan diberikan tendon prategang *post-tensioned* sepanjang tinggi

total dinding geser. Tujuan dari tendon ini adalah untuk memberikan kemampuan *recentering* pada dinding geser sehingga ketika struktur terkena beban lateral, tendon berfungsi sebagai pegas yang dapat mengembalikan dinding geser ke posisi semula. Semua dinding geser direncanakan akan diberi tendon prategang.

Terdapat dua tipe dinding geser yaitu Tipe 1 dan Tipe 2. Kedua tipe akan didesain menggunakan konsep *self-centering*



Gambar 4. 40 Dinding Geser Tipe 1



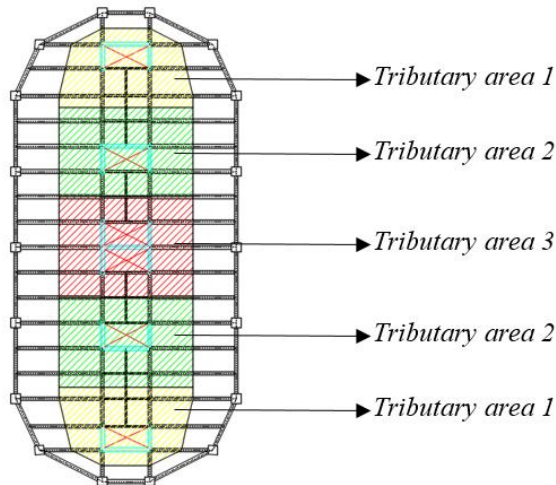
Gambar 4. 41 Dinding Geser Tipe 2

4.4.5.1 Pembebanan Dinding Geser

4.4.5.1.1 Beban Gravitasi

Pada saat permodelan, selain beban sendiri, pada model dinding geser juga bekerja beban mati dan beban hidup dari *tributary*

area di sekitar dinding geser. Beban *tributary area* yang bekerja pada dinding geser adalah sebagai berikut:



Gambar 4. 42 Pembagian Pembebanan Tiap Dinding Geser

- *Tributary Area 1*

$$\begin{aligned} \text{Luas area yang diarsir (A)} &= 140990384.6 \text{ mm}^2 \\ &= 140.99 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Tebal pelat} = 0.12 \text{ m}$$

$$\text{Berat pelat} = 2400 \times \text{tb pelat} \times A = 40605.23 \text{ kg}$$

Tabel 4. 31 Rekapitulasi Balok *Tributary Area 1*

Label	L (m)	n	b (m)	h (m)	Berat (kg)
B5	4	1	0.45	0.70	3024.00
B6	8	1	0.45	0.70	6048.00
B6.1	9.38	1	0.45	0.70	7094.77
B7	11	1	0.45	0.70	8316.00
B8	9.5	1	0.45	0.70	7182.00
B10	3.5	1	0.35	0.50	1470.00
B11	3	0.5	0.35	0.50	630.00
B12	6	2	0.25	0.40	2880.00
Total	54.38			Total	36644.77

Berat superdead

- Finishing : 21 kg/m²
- Tegel : 24 kg/m²
- Plumbing & Ducting : 30 kg/m²
- Plafond : 11 kg/m²
- Penggantung Plafond : 7 kg/m²
- Total : 93 kg/m²

Berat *superdead* : 93 x 140.99 = 48359.7 kg

Panjang dinding = 54.38 m

Berat dinding = 250 kg/m²

Tinggi dinding = 4.2 m

Berat dinding = 54.38 x 250 x 4.2 = 57103.85 kg

Total beban mati = 1.2 x berat pelat x berat balok x berat *superdead* x berat dinding

Total beban mati = 1.2 x 40605.23 x 36644.77 x 48359.7 x 57103.85

Total beban mati = 108434.53 kg

Dikarenakan dinding geser pada *tributary area* 1 memiliki 4 joint titik pondasi pada SAP2000, maka beban mati tiap joint = $108434.53/4 = 27108.63$ kg

Beban hidup kantor = 250 kg/m^2 (PPIUG 1983)

Total beban hidup = $1.6 \times 250 \times A = 54140.3$ kg

Dikarenakan dinding geser pada *tributary area* 1 memiliki 4 joint titik pondasi pada SAP2000, maka beban hidup tiap joint = $54140.3/4 = 13535.07$ kg

- *Tributary Area 2*

$$\begin{aligned} \text{Luas area yang diarsir (A)} &= 182750000 \text{ mm}^2 \\ &= 182.75 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Tebal pelat} = 0.12 \text{ m}$$

$$\text{Berat pelat} = 2400 \times \text{tb pelat} \times A = 52632 \text{ kg}$$

Tabel 4. 32 Rekapitulasi Balok Tributary Area 2

Label	L (m)	n	b (m)	h (m)	Berat (kg)
B7	11.00	3.50	0.45	0.70	29106.00
B8	9.50	1.00	0.45	0.70	7182.00
B9	6.00	1.00	0.45	0.70	4536.00
B11	3.00	2.00	0.25	0.40	1440.00
B12	6.00	2.50	0.35	0.40	5040.00
Total	35.50			SUM	47304.00

Berat *superdead*

- Finishing : 21 kg/m^2
- Tegel : 24 kg/m^2
- Plumbing & Ducting : 30 kg/m^2
- Plafond : 11 kg/m^2
- Penggantung Plafond : 7 kg/m^2

- Total : 93 kg/m²
 Berat *superdead* : 93 x 182.75 = 48359.7 kg

Panjang dinding = 35.5 m
 Berat dinding = 250 kg/m²
 Tinggi dinding = 4.2 m
 Berat dinding = 35.5 x 250 x 4.2 = 37275 kg

Total beban mati = 1.2 x berat pelat x berat balok x berat *superdead* x berat dinding

Total beban mati = 180387.73 kg

Dikarenakan dinding geser pada *tributary area 2* memiliki 4 joint titik pondasi pada SAP2000, maka beban mati tiap joint = 135657.73 / 4 = 45096.93 kg

Beban hidup kantor = 250 kg/m² (PPIUG 1983)

Total beban hidup = 1.6 x 250 x A = 43860 kg

Dikarenakan dinding geser pada *tributary area 2* memiliki 4 joint titik pondasi pada SAP2000, maka beban hidup tiap joint = 54140.3/4 = 10965 kg

- *Tributary Area 3*

Luas area yang diarsir (A) = 204000000 mm²
 = 204 m²

Tebal pelat = 0.12 m

Berat pelat = 2400 x tb pelat x A = 58752 kg

Tabel 4. 33Rekapitulasi Balok Tributary Area 3

Label	L (m)	n	b (m)	h (m)	Berat (kg)
B7	11	4	0.450	0.700	33264.00
B9	6	2	0.450	0.700	9072.00
B11	3	2	0.250	0.400	1440.00
B12	6	1	0.350	0.400	2016.00
Total	26.00			SUM	45792.00

Berat *superdead*

- Finishing : 21 kg/m²
- Tegel : 24 kg/m²
- Plumbing & Ducting : 30 kg/m²
- Plafond : 11 kg/m²
- Penggantung Plafond : 7 kg/m²
- Total : 93 kg/m²

Berat *superdead* : 93 x 204 = 13112.10 kg

Panjang dinding = 26 m

Berat dinding = 250 kg/m²

Tinggi dinding = 4.2 m

Berat dinding = 26 x 250 x 4.2 = 27300 kg

Total beban mati = 1.2 x berat pelat x berat balok x berat *superdead* x berat dinding

Total beban mati = 173947.33 kg

Dikarenakan dinding geser pada *tributary area* 3 memiliki 6 joint titik pondasi pada SAP2000, maka beban mati tiap joint = 135657.73 / 6 = 28991.22 kg

Beban hidup kantor = 250 kg/m² (PPIUG 1983)

Total beban hidup = 1.6 x 250 x A = 48960 kg

Dikarenakan dinding geser pada *tributary area* 3 memiliki 6 joint titik pondasi pada SAP2000, maka beban hidup tiap joint = $54140.3/6 = 8160$ kg



Gambar 4. 43 Pembebanan Beban Gravitasi pada Dinding Geser

4.4.5.1.2 Beban Gempa

Untuk pembebanan gempa, gaya gempa diambil dari hasil *running* model menggunakan program SAP2000. Khusus untuk pembebanan gempa pada dinding geser, variabel R (koefisien modifikasi respons) yang digunakan berubah dari 7 menjadi 3, dimana sistem rangka yang awalnya Sistem Ganda dengan Dinding Geser Beton Bertulang Khusus berubah menjadi Sistem Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Biasa. Hal ini dilakukan dengan pertimbangan dinding geser didesain untuk selalu elastis sehingga sifat *self-centering* dinding geser

berfungsi. Perubahan faktor penskalaan gaya gempa dapat dilihat pada tabel dibawah ini

Tabel 4. 34 Faktor Pembesaran Gaya Gempa untuk R=7 dan R=3

	R=7	R=3
U _x	2.32	5.07
U _y	2.33	5.14

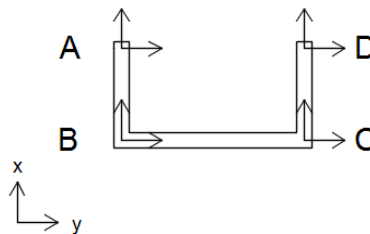
Setelah model di-*run* dengan nilai R yang baru, maka akan didapatkan reaksi gaya gempa yang bekerja pada tiap joint titik pondasi pada dinding geser. Reaksi gaya gempa ini kemudian digunakan sebagai beban gempa pada permodelan dinding geser *self-centering*. *Load case* yang digunakan adalah *envelope* dari kombinasi-kombinasi beban yang beban utamanya adalah gaya gempa sesuai dengan RSNI 2847:2018 pasal 5.3.1. Kombinasi yang digunakan adalah:

- $U = 1.2 D + 1 Q_x + 1 L$
- $U = 1.2 D + 1 Q_y + 1 L$
- $U = 0.9 D + 1 Q_x$
- $U = 0.9 D + 1 Q_x$

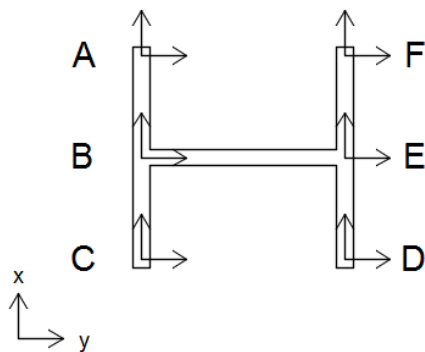
Reaksi gaya gempa yang didapatkan dari *running* model gedung dapat dilihat dibawah ini. Untuk dinding geser tipe 1, diambil reaksi gaya gempa pada joint titik pondasi dinding geser yang terletak pada *tributary area* 2. Hal ini dikarenakan beban mati pada area 2 lebih besar daripada area 1.

Tabel 4. 35 Reaksi Gaya Gempa Dinding Geser Tipe 1

Titik	Fx (kg)	Fy (kg)
A	10661.49	1906778.81
B	2008192.74	1542634.99
C	2008192.74	1542634.99
D	10661.49	1906778.81

**Gambar 4. 44** Letak Titik Joint Pondasi Dinding Geser Tipe 1**Tabel 4. 36** Reaksi Gaya Gempa Dinding Geser Tipe 2

Titik	Fx (kg)	Fy (kg)
A	41337.17	358675.71
B	906689.75	1007944.40
C	41337.17	358675.71
D	41337.17	358675.69
C	906689.75	1007944.38
D	41337.17	358675.69



Gambar 4. 45 Letak Titik Joint Pondasi Dinding Geser Tipe 2

Reaksi gaya gempa ini kemudian diolah dengan didistribusikan ke tiap lantai menggunakan rumus distribusi vertikal gaya gempa sesuai dengan SNI 1726:2018 pasal 7.8.3. Rumus tersebut adalah sebagai berikut

$$F_x = C_{vx} \times V$$

Dan

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

Dimana:

- C_{vx} : Faktor distribusi vertikal
- V : Gaya lateral desain
- w_i dan w_x : Bagian berat seismik efektif total struktur pada tingkat i atau x
- k : Eksponen yang terkait dengan perioda struktur dimana apabila:
 - $T \leq 0.5$, $k=1$
 - $T \geq 2.5$, $k=2$
 - $0.5 < T < 2.5$, k interpolasi linier

Nilai perioda struktur (T) model = 2.399 detik, sehingga nilai k dihitung dengan interpolasi linier. Didapat $k = 0.95$

Gaya lateral tiap lantai nantinya akan dikenakan pada sumbu netral tiap dinding geser. Dikarenakan bentuknya yang tidak simetris pada sumbu Y, maka sumbu Y netral dinding geser Tipe 1 perlu dihitung

$$L_x = 6 \text{ m}$$

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

$$t_w = 0.5 \text{ m}$$

$$A_1 = 0.5 \times 3 = 1.5 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.5 \times (6 - 2 \times 0.5) = 2.5 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{total}} = 2A_1 + A_2 = 2 \times 1.5 + 2.5 = 5.5 \text{ m}^2$$

$$Y_1 = 1.5 \text{ m}$$

$$Y_2 = 0.25 \text{ m}$$

$$Y_c = \frac{A_1 Y_1 + A_2 Y_2}{A_{\text{total}}}$$

$$= \frac{1.5 \times 1.5 + 2.5 \times 0.25}{5.5}$$

$$Y_c = 0.932 \text{ m}$$

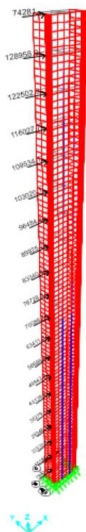
Maka, gaya gempa nantinya akan dikenakan pada sumbu $X = 3$ m dan $Y = 0.932$ m untuk dinding geser Tipe 1, sedangkan untuk dinding geser Tipe 2 gaya gempa akan dikenakan pada sumbu $X = 3$ m dan $Y = 3$ m. Distribusi vertikal gaya gempa dapat dilihat pada tabel dibawah ini

Tabel 4. 37 Distribusi Vertikal Gaya Gempa pada Dinding Geser Tipe 1

Lantai	wx (kg)	hx (m)	hx ^k	wx.hx ^k	Cvx	Fx (kg)	Fy (kg)
20	1045862.2	84.0	67.31	70394674.0	0.053	74281.0	164273.0
19	1906386.1	79.8	64.11	122211932.7	0.092	128958.9	285193.7
18	1906386.1	75.6	60.90	116093143.6	0.088	122502.3	270914.9
17	1906386.1	71.4	57.68	109957325.2	0.083	116027.7	256596.4
16	1906386.1	67.2	54.45	103803423.0	0.079	109534.1	242235.6
15	1906386.1	63.0	51.21	97630246.9	0.074	103020.1	227829.9
14	1906386.1	58.8	47.96	91436443.5	0.069	96484.4	213376.0
13	1906386.1	54.6	44.70	85220460.4	0.064	89925.2	198870.4
12	1906386.1	50.4	41.43	78980499.3	0.060	83340.8	184308.9
11	1906386.1	46.2	38.14	72714453.1	0.055	76728.8	169686.4
10	1906386.1	42.0	34.84	66419819.5	0.050	70086.7	154997.3
9	1906386.1	37.8	31.52	60093579.7	0.045	63411.2	140234.4
8	1906386.1	33.6	28.19	53732021.4	0.041	56698.4	125389.0
7	1906386.1	29.4	24.83	47330471.3	0.036	49943.4	110450.4
6	1906386.1	25.2	21.45	40882870.3	0.031	43139.9	95404.2
5	1906386.1	21.0	18.03	34381054.7	0.026	36279.1	80231.6
4	1906386.1	16.8	14.59	27813438.5	0.021	29348.9	64905.4
3	1906386.1	12.6	11.10	21162300.8	0.016	22330.6	49384.3
2	1906386.1	8.4	7.55	14397138.7	0.011	15192.0	33597.2
1	1906386.1	4.2	3.91	7452426.3	0.006	7863.9	17391.0
Basement	1906386.1	0.0	0.00	0.0	0.000	0.0	0.0
			SUM	1322107722.9	1.0		

Tabel 4. 38 Distribusi Vertikal Gaya Gempa pada Dinding Geser Tipe 2

Lantai	wx (kg)	hx (m)	hx ^k	wx.hx ^k	Cvx	Fx (kg)	Fy (kg)
20	1045862.2	84.0	67.31	70394674.0	0.053	50477.0	107334.5
19	1906386.1	79.8	64.11	122211932.7	0.092	87633.0	186343.1
18	1906386.1	75.6	60.90	116093143.6	0.088	83245.4	177013.5
17	1906386.1	71.4	57.68	109957325.2	0.083	78845.7	167657.9
16	1906386.1	67.2	54.45	103803423.0	0.079	74433.0	158274.7
15	1906386.1	63.0	51.21	97630246.9	0.074	70006.5	148862.1
14	1906386.1	58.8	47.96	91436443.5	0.069	65565.2	139418.1
13	1906386.1	54.6	44.70	85220460.4	0.064	61107.9	129940.2
12	1906386.1	50.4	41.43	78980499.3	0.060	56633.5	120425.8
11	1906386.1	46.2	38.14	72714453.1	0.055	52140.4	110871.6
10	1906386.1	42.0	34.84	66419819.5	0.050	47626.8	101273.9
9	1906386.1	37.8	31.52	60093579.7	0.045	43090.5	81627.9
8	1906386.1	33.6	28.19	53732021.4	0.041	38528.9	81928.1
7	1906386.1	29.4	24.83	47330471.3	0.036	33938.7	72167.3
6	1906386.1	25.2	21.45	40882870.3	0.031	29315.4	62336.3
5	1906386.1	21.0	18.03	34381054.7	0.026	24653.2	52422.6
4	1906386.1	16.8	14.59	27813438.5	0.021	19943.8	42408.6
3	1906386.1	12.6	11.10	21162300.8	0.016	15174.6	32267.3
2	1906386.1	8.4	7.55	14397138.7	0.011	10323.6	21952.1
1	1906386.1	4.2	3.91	7452426.3	0.006	5343.8	11363.1
Basement	0.0	0.0	0.00	0.0	0.000	0.0	0.0
			SUM	1322107722.9	1.0		



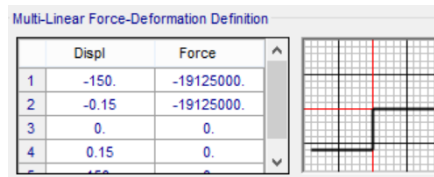
Gambar 4. 46 Pembebanan Beban Gempa Arah X pada Dinding Geser Tipe 1

4.4.5.2 Permodelan Dinding Geser

Permodelan dinding geser *self-centering* pada program SAP2000 dilakukan secara non-linear, dikarenakan respon struktur yang juga berbentuk non-linear yang disebabkan oleh terbentuknya *gap opening* di dasar dinding geser. Untuk memodelkan *gap opening* ini maka digunakan *link element multilinear elastic* sebagai *link pondasi*. Dengan *link element* ini, dinding geser dapat terhubung dengan pondasi dan di saat bersamaan dapat mensimulasikan *uplift* tanpa membuat dinding geser terdeformasi. *Properties* dari *link pondasi* ini adalah sebagai berikut

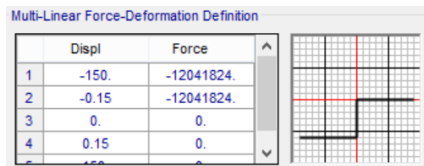
- *U1 Directional Properties*
 - *tw* = 500 mm
 - *L mesh shear wall* = 1000 mm

- A mesh shear wall = $L \times t_w = 500000$
mm²
- $\sigma = 0.85f_c' = 38.25$ MPa
- $P = \sigma \times A = 19125000$ N
- $\varepsilon = 0.003$
- L link element = 5 mm
- $\Delta L = 0.15$ mm

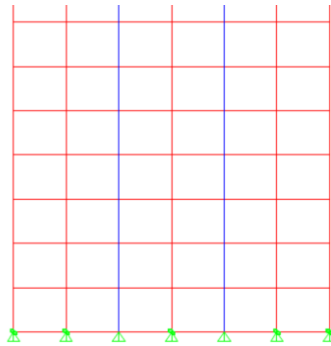


Gambar 4. 47 Properties Link Element Arah U1

- U2 Directional Properties
 - A mesh shear wall = $L \times t_w = 500000$
mm²
 - $c = 2$ MPa
 - $\phi = 30^\circ$
 - $\sigma = 0.85f_c' = 38.25$ MPa
 - $\tau (c + \sigma \tan\phi) = 24.08$ MPa
 - $P = \sigma \times A = 12041823.9$ N
 - $E = 31528.55$ MPa
 - $\nu = 0.2$
 - $G (E/2(1 + \nu)) = 12126.36$ MPa
 - $E (\tau/G) = 0.002$
 - L link element = 5 mm



Gambar 4. 48 Properties Link Element Arah U2 dan U3



Gambar 4. 49 *Link Element* Sebagai *Link Pondasi*

Untuk memodelkan tendon, digunakan *frame section*. *Frame* kemudian diberi *compression limit* dengan $\sigma = 0$ untuk tekan. *Frame* berbentuk lingkaran dengan luas disesuaikan dengan jumlah strand didalam tendon. Misalkan jumlah strand adalah 5 dengan luas satu strand 12.7 mm, maka

$$A_{\text{tendon}} = 12.7 \times 5 = 493.55 \text{ mm}^2$$

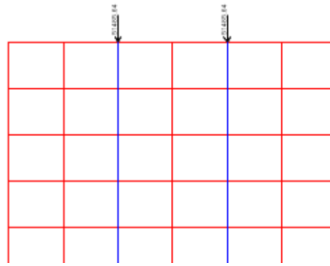
Menurut Gerosa dan Meroni (2015), tegangan awal tendon prategang (f_{pi}) harus berkisar antara 55-65% f_{pu} untuk menghindari terjadinya pelelehan (*yielding*) tendon.

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{pi} = 55\% \times 1860 = 1023 \text{ MPa}$$

$$F_i = 1023 \times 493.55 = 504901.65 \text{ N}$$

Sehingga pada permodelan, *frame* sebagai tendon diberi gaya terpusat pada ujung atasnya searah gravitasi seperti pada gambar dibawah ini



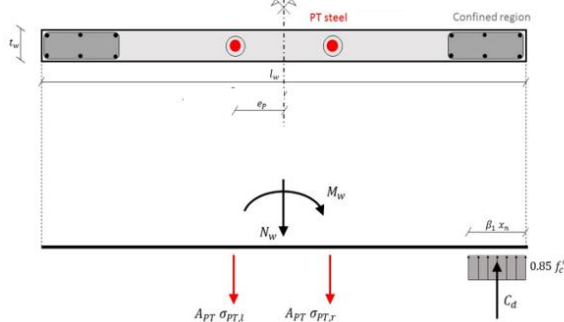
Gambar 4. 50 Permodelan Gaya pada Tendon

4.4.5.3 Desain Dinding Geser

4.4.5.3.1 Tendon

Untuk menentukan luas tendon yang diperlukan dalam dinding geser *self-centering* dapat digunakan persamaan equilibrium dimana

$$C_d = 0.85 f_c' t w \beta_1 x_n = N_u + 2 A_{PT} \sigma_{PT}$$



Gambar 4. 51 Visualisasi Persamaan Equilibrium

Dimana

f_c' : kuat tekan beton

t_w : tebal dinding geser

β_1 : 0.729 (RSNI 2847:2018 tabel 22.2.2.4.3)

x_n : panjang dinding geser yang mengalami tekan

N_u : gaya aksial rencana

A_{PT} : luas tendon
 σ_{PT} : tegangan pada tendon

Dengan cara coba-coba, didapat jumlah strand paling ideal adalah 5 untuk tiap tendon pada setiap dinding geser. Contoh perhitungan sebagai berikut

- Gaya aksial rencana pada tiap dinding geser menggunakan *load case envelope* kombinasi dimana gempa sebagai beban utamanya
 $Nu_{SW1} = 1312898.46 \text{ N}$
 $Nu_{SW2} = 1805991.24 \text{ N}$
- σ_{PT} pada tiap dinding geser (n strand = 5, $A_{PT} = 493.55 \text{ mm}^2$)
 $\sigma_{PT_{SW1}} = \sigma_{PT_{SW2}} = f_{pi}$
 $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$
 $f_{pi} = 55\% f_{pu}$
 $\sigma_{PT} = 55\% \times 1860 \text{ MPa} = 1023 \text{ MPa}$

Sehingga dengan menggunakan persamaan equilibrium didapat x_n sebagai berikut

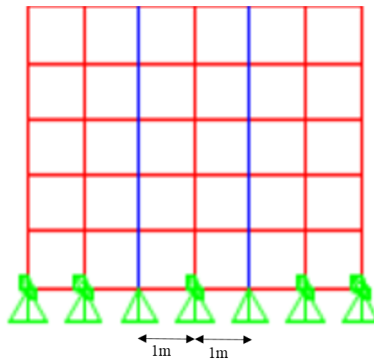
$$x_n_{SW1} = \frac{Nu_{SW1} + 2A_{PT}\sigma_{PT_{SW1}}}{0.85f_c'tw\beta_1} = \frac{1312898.46 + 2 \times 493.55 \times 1023}{0.85 \times 45 \times 50 \times 0.729}$$

$$x_n_{SW1} = 996.8 \text{ mm} \approx 1000 \text{ mm}$$

$$x_n_{SW2} = \frac{Nu_{SW2} + 2A_{PT}\sigma_{PT_{SW2}}}{0.85f_c'tw\beta_1} = \frac{1805991.24 + 2 \times 493.55 \times 1023}{0.85 \times 45 \times 50 \times 0.729}$$

$$x_n_{SW2} = 1343.95 \text{ mm} \approx 1400 \text{ mm}$$

Tendon harus dipasang diluar x_n . Oleh karena itu, pada kedua tipe dinding geser direncanakan tendon terletak berjarak 1 m dari sumbu netral

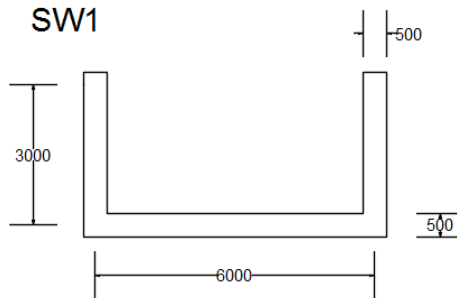


Gambar 4. 52 Eksentrisitas Tendon terhadap Sumbu Netral Dinding Geser

4.4.5.3.2 Tulangan Lunak

Sebagai contoh perhitungan, akan didesain tulangan dinding geser Tipe 1 menggunakan sistem *self-centering*. Data perencanaan dari dinding geser Tipe 1 adalah sebagai berikut

- f_c' : 45 MPa
- f_y : 420 MPa
- f_{pu} : 1860 MPa
- l_x : 6000 mm
- l_y : 3000 mm
- tebal (h) : 500 mm
- β_1 : 0.728 (RSNI 2847:2018 pasal 22.2.2.4.3)
- $d_x = 0.8 l_x$: 4800 mm (RSNI 2847:2018 ps 11.5.4.2)
- $d_y = 0.8 l_y$: 2400 mm (RSNI 2847:2018 ps 11.5.4.2)



Gambar 4. 53 Dinding Geser Tipe 1

Menggunakan *load case envelope* kombinasi yang menggunakan beban mati dan beban hidup sebagai beban utamanya, didapat gaya sebagai berikut:

P_u	: 67112694.52 N
V_{ux}	: 5939392.66 N
V_{uy}	: 6634086.33 N
M_{ux}	: -282059586 Nmm
M_{uy}	: 548169957 Nmm

Nilai V_c dihitung berdasarkan rumus pada RSNI 2847:2018 pasal 11.5.4.6. Contoh perhitungan menggunakan gaya geser sebidang pada sumbu X

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f_c'}hd$$

$$V_c = 0.17 \times 1 \times \sqrt{45} \times 500 \times 4800$$

$$V_c = 2736947.204 \text{ N}$$

$$0.5\phi V_c = 0.5 \times 0.75 \times 2736947.204 = 1026355.20 \text{ N} < V_{ux}$$

Karena $V_u > 0.5\phi V_c$, maka kriteria berikut harus dipenuhi:

- ρ_t tidak boleh kurang dari 0.0025
- ρ_l diambil yang terbesar dari persamaan berikut

$$\rho_l \geq 0.0025 + 0.5(2.5 - hw/lw)(\rho_t - 0.0025)$$

dan 0.0025, tapi tidak melebihi nilai ρ_t

Direncanakan tulangan melintang

$$\begin{aligned} D \text{ tul} &= 29 \text{ mm} \\ A_v \text{ (2 lapis)} &= 1321.04 \text{ mm}^2 \\ \text{Cover} &= 40 \text{ mm} \\ d' &= 500 - 40 - 29/2 = 445.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menurut RSNI 2847:2018 pasal 11.7.3.2, spasi tulangan melintang pada dinding *precast*, apabila tulangan geser dibutuhkan, tidak boleh melebihi yang terkecil dari

- $3h = 3 \times 500 = 1500 \text{ mm}$
- 450 mm
- $Lw/5 = 6000/5 = 1200 \text{ mm}$

Diambil spasi maksimum 450 mm

Misal digunakan spasi antar tulangan 150 mm, maka rasio tulangan transversal adalah

$$\rho_t = \frac{A_v}{d' \times s} = \frac{1321.04}{445.5 \times 150} = 0.0197 > 0.0025 \text{ (OK)}$$

Direncanakan tulangan longitudinal

$$\rho_l \geq 0.0025 + 0.5(2.5 - 4.2/6)(0.0197 - 0.0025)$$

$$\rho_l \geq 0.0180 < \rho_t \text{ (OK)}$$

$$\begin{aligned} D \text{ tul} &= 29 \text{ mm} \\ A_v \text{ (2 lapis)} &= 1321.04 \text{ mm}^2 \\ \text{Cover} &= 40 \text{ mm} \\ d' &= 500 - 40 - 29/2 = 445.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Menurut RSNI 2847:2018 pasal 11.7.2.2, spasi tulangan longitudinal pada dinding *precast*, apabila tulangan geser dibutuhkan, tidak boleh melebihi yang terkecil dari

- $3h = 3 \times 500 = 1500 \text{ mm}$
- 450 mm
- $Lw/3 = 6000/3 = 2000 \text{ mm}$

Diambil spasi maksimum 450 mm

Misal digunakan spasi antar tulangan 150 mm, maka rasio tulangan longitudinal adalah

$$\rho_l = \frac{A_v}{d' x s} = \frac{1321.04}{445.5 \times 150} = 0.0197 > 0.018 \text{ (OK)}$$

Menurut SNI 18.10.4.1, V_n dinding struktur tidak boleh melebihi rumus berikut

$$V_n \leq A_c v (\alpha_c \lambda \sqrt{f_c'} + \rho_t f_y)$$

$$h_w/l_w = 4200/6000 = 0.7 \leq 1.5, \alpha_c = 0.25$$

$A_c v$ = luas bruto penampang dinding geser pada bidang searah

$$A_c v = 6000 \times 500 = 3000000 \text{ mm}^2$$

$$V_n \leq A_c v (\alpha_c \lambda \sqrt{f_c'} + \rho_t f_y)$$

$$V_n \leq 3000000 (0.25 \times 1 \times \sqrt{45} + 0.0197 \times 420)$$

$$V_n \leq 29939645.81 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d'}{s} = \frac{1321.04 \times 420 \times 445.5}{150} = 17754773.71 \text{ N}$$

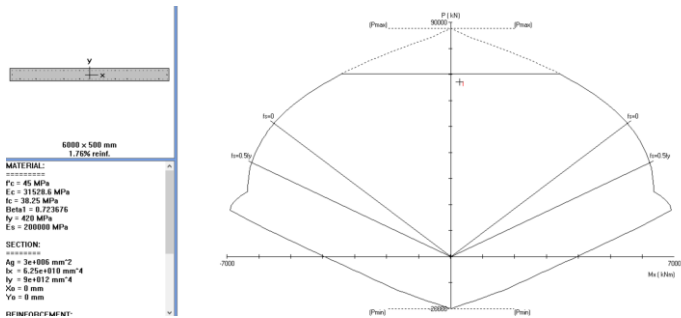
$$V_n = V_c + V_s = 2736947.2 + 17754773.71$$

$$V_n = 20491720.92 \text{ N} < 29939645.81 \text{ N (OK)}$$

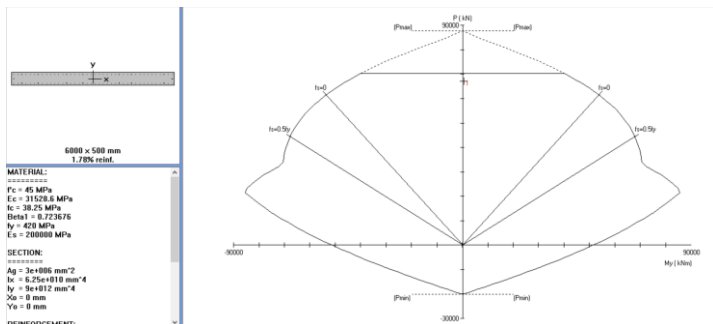
$$\phi V_n = 0.75 \times 20491720.92 = 15368790.69 \text{ N} < V_{ux} \text{ (OK)}$$

Dengan cara yang sama, dihitung tulangan transversal dan longitudinal pada sumbu Y dan didapat tulangan transversal dan longitudinal D29-150 mm.

Dinding geser kemudian dicek menggunakan spColumn untuk mengecek kapasitas aksial lenturnya. Hasil dari pengecekan pada bidang sumbu X adalah sebagai berikut

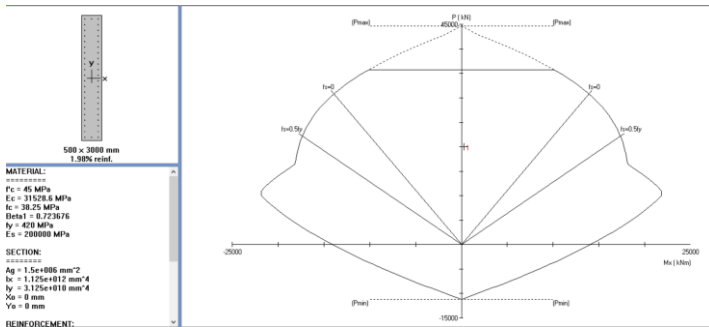


Gambar 4. 54 Output spColumn Dinding Geser Tipe 1 Bidang X Gaya X

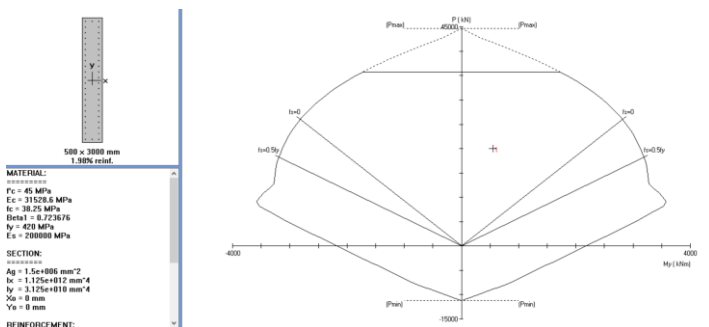


Gambar 4. 55 Output spColumn Dinding Geser Tipe 1 Bidang X Gaya Y

Dari output spColumn didapat
 $\phi M_n = 3870.41 \text{ kNm} = 3870410000 \text{ Nmm} > M_{ux} \text{ (OK)}$
 $C \text{ (NA depth)} = 539 \text{ mm}$



Gambar 4. 56 Output spColumn Dinding Geser Tipe 1 Bidang Y Gaya X



Gambar 4. 57 Output spColumn Dinding Geser Tipe 1 Bidang Y Gaya Y

Dari output spColumn didapat
 $\phi M_n = 3131.27 \text{ kNm} = 3131270000 \text{ Nmm} > M_{uy} \text{ (OK)}$
 $C_c 330 \text{ mm}$

Maka untuk dinding geser Tipe 1, digunakan tulangan transversal dan longitudinal D29-150 mm pada bidang sumbu X. Dengan cara yang sama, dihitung keperluan tulangan transversal dan longitudinal pada sumbu Y dan didapat tulangan transversal dan longitudinal D29-150 mm.

Untuk penulangan elemen *boundary*, maka harus dicek tegangan tekan pada ujung dinding geser, dimana apabila tegangan melebihi $0.2f'_c$ maka ujung dinding geser harus diberi tulangan khusus pada tiap ujungnya. Sebagai contoh, ditinjau dinding geser Tipe 1

- Bidang X

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'_c$$

$$\frac{282059586}{\frac{1}{6} \times 500 \times 6000^2} + \frac{67112694.52}{500 \times 6000} > 0.2 \times 45$$

$$22.46 \text{ MPa} > 9 \text{ MPa} \text{ (Butuh Komponen Batas)}$$

Nilai δu adalah nilai displacement pada lantai tertinggi pada masing-masing arah.

$$c > \frac{lw}{600 \left(\frac{\delta u}{hw} \right)} ; \frac{\delta u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{0.112572}{79.8} = 0.00141 < 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} \text{ pakai} = 0.007$$

$$C > \frac{lw}{600 \left(\frac{\delta u}{hw} \right)} = \frac{6000}{600 (0.007)} = 1428.57 \text{ mm} \approx 1500 \text{ mm}$$

Dari spColumn didapat $C = 539 \text{ mm}$

Dari persamaan equilibrium *self-centering* didapat $C = 1000 \text{ mm}$

Maka digunakan $C = 1500 \text{ mm}$

- Bidang Y

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'_c$$

$$\frac{548169957}{\frac{1}{6} \times 500 \times 3000^2} + \frac{29949292}{500 \times 3000} > 0.2 \times 45$$

20.69 MPa > 9 MPa (**Butuh Komponen Batas**)

Nilai δu adalah nilai displacement pada lantai tertinggi pada masing-masing arah.

$$c > \frac{lw}{600 \left(\frac{\delta u}{hw} \right)} \quad ; \quad \frac{\delta u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{0.109}{79.8} = 0.00136 < 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} \text{ pakai} = 0.007$$

$$C > \frac{lw}{600 \left(\frac{\delta u}{hw} \right)} = \frac{3000}{600 (0.007)} = 714.28 \text{ mm} \approx 800 \text{ mm}$$

Dari spColumn didapat $C = 330 \text{ mm}$

Dari persamaan equilibrium *self-centering* didapat $C = 1000 \text{ mm}$

Maka digunakan $C = 1000 \text{ mm}$

Sebagai contoh akan didesain tulangan *confinement* pada komponen batas untuk dinding geser tipe 2 dimana panjang komponen batas adalah 1500 mm. Luas tulangan yang dibutuhkan adalah

$$A_{sh\text{perlu}} = \frac{0.09 s_b f_c'}{f_{yt}}$$

Dimana b_c = dimensi inti diukur dari sumbu ke sumbu tulangan transversal

Ketentuan spasi maksimum adalah diambil yang terkecil dari

- a. $\frac{1}{4} l_x$
- b. 6db

c. $100 + \frac{350-hx}{3}$ dimana hx adalah spasi tulangan longitudinal

a. $\frac{1}{4} lx = \frac{1}{4} \times 3000 = 750 \text{ mm}$

b. $6db = 6 \times 29 = 174 \text{ mm}$

c. $100 + \frac{350-150}{3} = 166.67$

Direncanakan tulangan transversal D22 ($A_s = 380.13 \text{ mm}^2$) dengan $s = 150 \text{ mm}$

$$A_{sh} \text{ perlu} = \frac{0.09 \times 150 \times 1500 \times 45}{420} = 2169.64 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ perlu} = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s D22} = \frac{2169.64}{380.13} \approx 7$$

Maka untuk komponen batas $C=1500 \text{ mm}$, dipasang 7D22

4.4.5.3.3 Tulangan Pengangkuran

Penulangan pengekangan di seluruh pengangkuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perencanaan daerah pengangkuran global sesuai dengan RSNI 2847:2018 pasal 25.9.2

$$P_u = 1.2 \times P$$

$$P = 504901.65 \text{ N}$$

$$P_u = 1.2 \times 504901.65 = 605881.98 \text{ N}$$

$$T_{\text{pencair}} = 0.25 \times P_u (1 - a/h)$$

$$d_{\text{pencair}} = 0.5 (h - 2e)$$

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 = 150 mm (angkur strand 5-27, tabel VSL)
e = 1000 mm
h = 4800 mm

Maka:

$$T_{\text{pencar}} = 0.25 \times 605881.98 (1 - 150/4800) = 146737.04 \text{ N}$$

$$d_{\text{pencar}} = 0.5 (4800 - 2 \times 1000) = 1400 \text{ mm}$$

$$A_{\text{vp}} = (T_{\text{pencar}}) / f_y = 146737.04 / 420 = 349.37 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan spiral D13 ($A_v = 132.73 \text{ mm}^2$, 2 kaki), maka kebutuhan tulangan ialah sebanyak

$$n = 349.73 / 132.73 \approx 3 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara sebagai berikut

$$S = (d_{\text{pencar}}) / n = 1400 / 3 = 466.67 \text{ mm}$$

Dikarenakan panjang dpencar yang tidak mencukupi, maka spasi antar tulangan diperkecil menjadi 50 mm agar dpencar dapat dikurangi menjadi 700 mm

4.4.5.4 Hasil Permodelan

Dari permodelan menggunakan program SAP2000, didapatkan hasil sebagai berikut

- SW 1

Gap opening	= 0.0616 m
Roof Drift	= 2.879 m
δ PT 1	= 0.0099 m
δ PT 2	= 0.0011 m

Diketahui

$$\begin{aligned}
 E \text{ tendon} &= 186000 \text{ MPa} \\
 \text{Tinggi dinding geser total (+basement)} &= 84 \text{ m} \\
 f_{py} &= 0.85 f_{pu} = 1581 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\epsilon_{PT 1} = \frac{\delta}{84} + \frac{0.74 f_{pu}}{E_{ps}} = \frac{0.0099}{84} + \frac{0.74 \times 1860}{186000} = 0.00751$$

$$\epsilon_{PT 2} = \frac{\delta}{84} + \frac{0.74 f_{pu}}{E_{ps}} = \frac{0.0011}{84} + \frac{0.74 \times 1860}{186000} = 0.00741$$

$$\sigma_{PT 1} = E \times \epsilon = 186000 \times 0.00751 = 1398.32 \text{ MPa} < f_{py}$$

$$\sigma_{PT 2} = E \times \epsilon = 186000 \times 0.00741 = 1378.83 \text{ MPa} < f_{py}$$

- SW 2

$$\text{Gap opening} = 0.0222 \text{ m}$$

$$\text{Roof Drift} = 0.8354 \text{ m}$$

$$\delta_{PT 1} = 0.0022 \text{ m}$$

$$\delta_{PT 2} = 0.0005 \text{ m}$$

Diketahui

$$E \text{ tendon} = 186000 \text{ MPa}$$

$$\text{Tinggi dinding geser total (+basement)} = 84 \text{ m}$$

$$f_{py} = 0.85 f_{pu} = 1581 \text{ MPa}$$

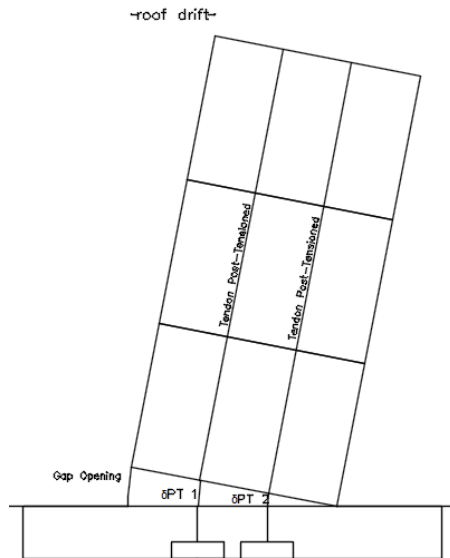
$$\epsilon_{PT 1} = \frac{\delta}{84} + \frac{0.74 f_{pu}}{E_{ps}} = \frac{0.0022}{84} + \frac{0.74 \times 1860}{186000} = 0.00742$$

$$\epsilon_{PT 2} = \frac{\delta}{84} + \frac{0.74 f_{pu}}{E_{ps}} = \frac{0.0005}{84} + \frac{0.74 \times 1860}{186000} = 0.00740$$

$$\sigma_{PT 1} = E \times \epsilon = 186000 \times 0.00742 = 1381.27 \text{ MPa} < f_{py}$$

$$\sigma_{PT 2} = E \times \epsilon = 186000 \times 0.00740 = 1377.51 \text{ MPa} < f_{py}$$

Apabila tegangan tendon $< f_{py}$, maka tendon bersifat elastis dan sifat *self-centering* akan terjadi, sehingga dinding geser akan kembali ke posisi semula setelah terkena beban gempa



Gambar 4. 58 Visualisasi Reaksi Linear Dinding Geser *Self-Centering*

4.4.5.5 Perencanaan *Shear Key*

Shear key digunakan untuk menghubungkan antar elemen dinding geser *precast*. Untuk itu perlu dilakukan perhitungan agar *shear key* mampu menahan gaya geser yang akan terjadi. Dibawah ini adalah contoh perhitungan kebutuhan *shear key* untuk dinding geser tipe 1

Data perencanaan *shear key*

Panjang= 500 mm

Tinggi = 50 mm

Data perencanaan dinding geser

$$\begin{aligned}
 bw &= 6000 \text{ mm} \\
 d &= 500 \\
 Nu &= 1312898.46 \text{ N} \\
 Ag &= 5500000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kuat geser dinding akibat beban aksial dapat dihitung dengan rumus SNI 2847:2018 pasal 22.5.6.1 sebagai berikut

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0.17 \left(1 + \frac{Nu}{14Ag} \right) \lambda \sqrt{f_c'} bwd \\
 V_c &= 0.17 \left(1 + \frac{1312898.46}{14 \times 5500000} \right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 6000 \times 500 \\
 V_c &= 3479517.34 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kuat geser dinding akibat *shear key* dapat dihitung dengan rumus berikut

$$\begin{aligned}
 \text{Luas shear key} &= 500 \times 50 = 25000 \text{ mm}^2 \\
 v &= \sqrt{f_c'} = 6.78 \text{ MPa (SNI 2847:2018 pasal 22.5.3)} \\
 V_c &= A_{\text{shear key}} \times v \\
 &= 167705.09 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Diambil V_c terkecil

$$\begin{aligned}
 V_c &= 167705.09 \text{ N} \\
 \phi V_c &= 0.75 \times 167705.09 = 125778.82 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dari output SAP2000 didapat gaya geser terbesar adalah

$$V_u = 1830715 \text{ N}$$

$$n \text{ gigi shear key} = \frac{1830715}{125778.82} = 14.55 \approx 15$$

4.5 Perencanaan Pondasi

Beban struktur menentukan bagaimana perencanaan pondasi yang akan dilakukan. Beban struktur disalurkan melalui kolom atau dinding geser kemudian ke tiang pancang.

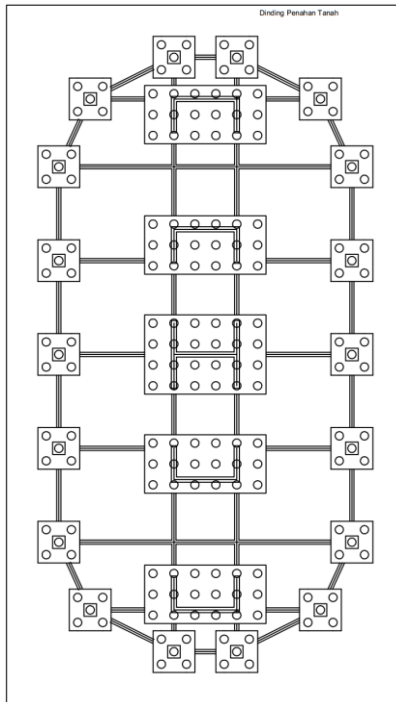
Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menggunakan kombinasi pembebanan dasar yang terdapat pada SNI 1726:2018 pasal 4.2.3.1 untuk metoda tegangan ijin. Kombinasi beban-beban dibawah ini adalah kombinasi beban untuk menghitung tiang pancang dengan desain tegangan ijin.

1. $1D$
2. $1D + 1L$
3. $1D + 1Lr$
4. $1D + 0,75L + 0,75Lr$
5. $1D + 0,7E$
6. $1D + 0,75 (0,7E) + 0,75L + 0,75Lr$
7. $0,6D + 0,7E$

dimana menurut SNI 1726:2018 pasal 7.4.2, E pada kombinasi 5 dan 6 sama dengan $E_h + E_v$ dan E pada kombinasi 7 sama dengan $E_h - E_v$

Dari kombinasi beban di atas dilakukan kontrol dari masing-masing kombinasi untuk menentukan perhitungan jumlah tiang pancang, defleksi dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan.

Dalam Tugas Akhir ini, terdapat tiga jenis pondasi dimana pondasi Tipe 1 memikul kolom dan pondasi Tipe 2 dan 3 memikul dinding geser. Gambar dari denah pondasi dan tipe-tipe pondasi dapat dilihat pada gambar dibawah ini



Gambar 4. 59 Denah Pondasi

4.5.1 Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *Prestressed Concrete Spun Piles* Produk dari PT. Wika Beton.

1. Tiang pancang beton pracetak (*precast concrete pile*) dengan bentuk penampang bulat.
2. Mutu beton tiang pancang $f_c' = 52 \text{ Mpa}$ (*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
- *Concrete cross section* : 2563.54 cm²
- Berat : 641 kg/m
- Panjang : 6 – 22 m
- *Bending moment crack* : 40 t.m
- *Bending momen ultimate* : 60 t.m
- *Allowable axial load (Pn)* : 415 ton

4.5.3 Data Tanah

Data tanah yang digunakan dalam perencanaan ini merupakan data tanah yang diambil dari lokasi gedung Office Ciputra World Surabaya 3. Data tanah tersebut yaitu penyelidikan tanah hasil uji Standard Penetration Test (SPT) yang dapat dilihat pada bagian lampiran.

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua aspek, 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 sebagai berikut.

$$Q_u = Q_s + Q_p$$

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.

Daya dukung SPT dari lapangan harus dikoreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari Terzaghi Bazaraa 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

- 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 nilai N_1 yang terkecil.

- Koreksi terhadap overburden pressure dari tanah
Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertical.

$$N_2 = \frac{4N_1}{(1+0.4p_o)} \text{ untuk } p_o < 7,5 \text{ ton/m}^2$$

atau

$$N_2 = \frac{4N_1}{(3,25+0.1p_o)} \text{ untuk } p_o > 7,5 \text{ ton/m}^2$$

Dengan p_o sebagai tekanan tanah vertical efektif pada lapisan atau kedalaman yang ditinjau.

4.5.4 Perhitungan Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji Standard Penetration Test (SPT) dengan rumus sebagai berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = Cn \times A_{ujung} = 40\tilde{N} \times A_{ujung}$$

$$Q_s = \sum Cli \times A_{si}$$

Keterangan:

\tilde{N} = Harga rata – rata N_2 4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang

Cli = $N/2$ untuk tanah lempung atau lanau dan $N/5$ untuk tanah pasir

A_{si} = Luas selimut tiang pada segmen $i = O_i \times h_i$ O_i = Keliling tiang

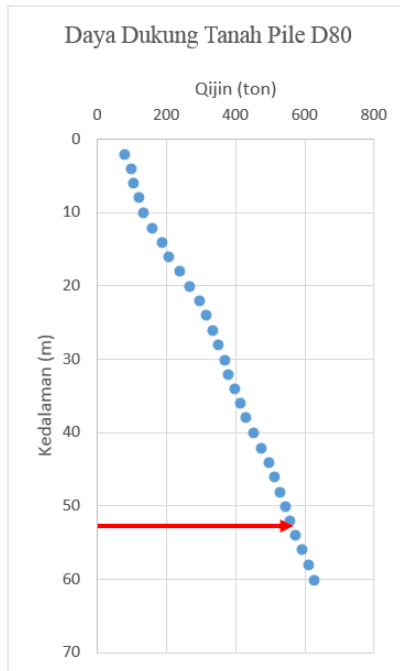
Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{ijin \ 1 \ tiang} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

Dalam perencanaan tiang pancang ini digunakan SF = 3.

Tabel 4. 39 Daya Dukung Tanah untuk *Pile* D80 pada Kedalaman 2 - 60 m

Kedalaman (m)	N (blow)	Qp ton	Qs ton	Qult ton	Qijin ton
2	4	134.80	20.11	154.90	51.63
4	3	157.57	33.33	190.91	63.64
6	5	157.83	50.55	208.38	69.46
8	10	166.55	78.79	245.34	81.78
10	8	176.55	98.65	275.19	91.73
12	11	203.30	124.91	328.21	109.40
14	12	231.79	152.52	384.31	128.10
16	15	249.41	185.81	435.22	145.07
18	18	276.44	224.39	500.83	166.94
20	20	298.46	265.85	564.31	188.10
22	20	316.98	305.98	622.96	207.65
24	22	321.43	348.76	670.18	223.39
26	22	326.92	390.25	717.17	239.06
28	20	324.71	426.88	751.58	250.53
30	24	327.33	469.58	796.91	265.64
32	23	314.02	509.38	823.40	274.47
34	25	316.23	551.47	867.71	289.24
36	20	321.43	584.27	905.71	301.90
38	27	323.30	627.43	950.73	316.91
40	26	329.64	667.95	997.59	332.53
42	29	335.40	712.06	1047.46	349.15
44	30	342.72	756.61	1099.32	366.44
46	32	336.95	803.03	1139.97	379.99
48	27	338.99	841.31	1180.30	393.43
50	28	336.84	880.14	1216.98	405.66
52	31	327.73	922.19	1249.93	416.64
54	32	323.60	964.69	1288.29	429.43
56	29	329.17	1002.41	1331.57	443.86
58	34	332.88	1045.73	1378.61	459.54
60	34	331.99	1088.19	1420.17	473.39



Gambar 4. 60 Grafik Daya Dukung Tanah untuk Tiang Pancang Diameter 80 cm

Dari tabel dan grafik diatas, didapat Qijin untuk satu tiang pancang = 416.64 ton.

Karena Qijin > P pile dari spesifikasi WIKA Beton, maka yang Pijin yang menentukan adalah P pile yang sebesar 415 ton

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja. Rumus yang digunakan untuk menghitung beban maksimum tiap tiang adalah sebagai berikut

$$P_{max} = \frac{P}{n} \pm \frac{My \cdot x_{max}}{\sum x^2} \pm \frac{Mx \cdot y_{max}}{\sum y^2}$$

Sebagai contoh perhitungan, akan dihitung Pmax pada masing-masing tiang pancang pada pondasi Tipe 1. Pembebanan pada pondasi Tipe 1 dapat dilihat pada tabel dibawah ini

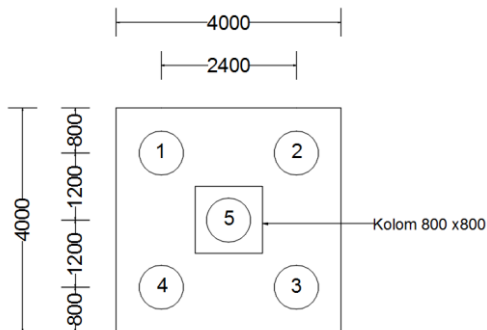
Tabel 4. 40 Pembebanan Pondasi Tipe 1

Kombinasi	F3 (kg)	F1 (kg)	F2 (kg)	M1 (kgm)	M2 (kgm)	n Pile
1D	1242956.1	3956.27	669.32	-1565.38	5816.96	3.54
1D+1L	1446557.7	3842.71	770.72	-1810.47	5704.57	4.13
1D+1Lr	1242956.1	3956.27	669.32	-1565.38	5816.96	3.54
1D+0.75L+0.75Lr	1395657.3	3871.1	745.37	-1749.2	5732.67	3.98
1D+0.7E MAX	1522107.5	10334.6	13982.87	49008.2	34727.48	4.34
1D+0.7E MIN	963804.8	-2422.03	-12644.2	-52138.97	-23093.6	2.75
1D+0.75(0.7E)+0.75L+0.75Lr MAX	1542211.8	7219.7	7734.98	24801.94	20910.69	4.40
1D+0.75(0.7E)+0.75L+0.75Lr MIN	1249102.9	522.49	-6244.25	-28300.33	-9445.35	3.56
0.6D+0.7E MAX	941179.62	6838.57	9721.07	34462.28	23727.54	2.68
0.6D+0.7E MIN	550367.75	-2091.05	-8917.89	-36340.74	-16747.2	1.57

Dari hasil tersebut, diambil F3 maksimum sebagai Pu. Jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dapat dihitung dengan rumus berikut

$$N \text{ tiang} = \frac{1.05Pu}{Pn \text{ pile}} = \frac{1.05 \times 1542211.8}{415 \times 1000} = 4.40 \approx 5 \text{ tiang}$$

Desain dari pilecap pondasi tipe 1 dapat dilihat pada gambar dibawah ini.



Gambar 4. 61 Pondasi Tipe 1

$$P \text{ kolom} = 1542211.77 \text{ kg}$$

N	= 5 tiang
tb pilecap	= 1500 mm
Hx	= 7219.7 kg
Hy	= 7734.98 kg
Mx	= 24801.96 + (Hx x tb) = 35631.49 kgm
My	= 20910.69 + (Hy x tb) = 32513.16 kgm
ex	= 0 (eksentrisitas P kolom ke sumbu netral X)
ey	= 0 (eksentrisitas P kolom ke sumbu netral Y)

Tabel 4. 41 Eksentrisitas Tiang Pancang Pondasi Tipe 1

Pile	x	x ²	y	y ²
P1	-1.2	1.44	1.2	1.44
P2	1.2	1.44	1.2	1.44
P3	1.2	1.44	-1.2	1.44
P4	-1.2	1.44	-1.2	1.44
P5	0	0	0	0
satuan m	$\Sigma x^2 =$	5.76	$\Sigma y^2 =$	5.76

Sehingga didapatkan P tiap tiang pancang sebagai berikut

$$P1 = \frac{1542211.77}{5} \pm \frac{32513.16 x -1.2}{5.76} \pm \frac{35631.49 x 1.2}{5.76} = 320612 \text{ kg}$$

$$P2 = \frac{1542211.77}{5} \pm \frac{32513.16 x 1.2}{5.76} \pm \frac{35631.49 x 1.2}{5.76} = 334159.15 \text{ kg}$$

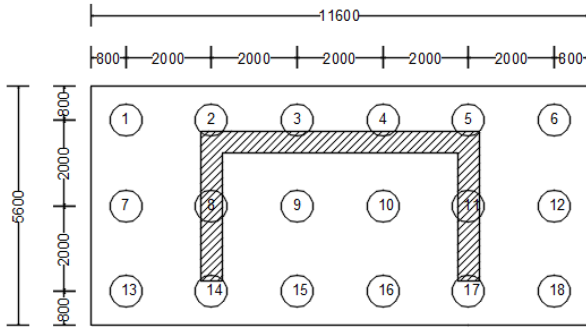
$$P3 = \frac{1542211.77}{5} \pm \frac{32513.16 x 1.2}{5.76} \pm \frac{35631.49 x -1.2}{5.76} = 319312.70 \text{ kg}$$

$$P4 = \frac{1542211.77}{5} \pm \frac{32513.16 x -1.2}{5.76} \pm \frac{35631.49 x -1.2}{5.76} = 305765.5 \text{ kg}$$

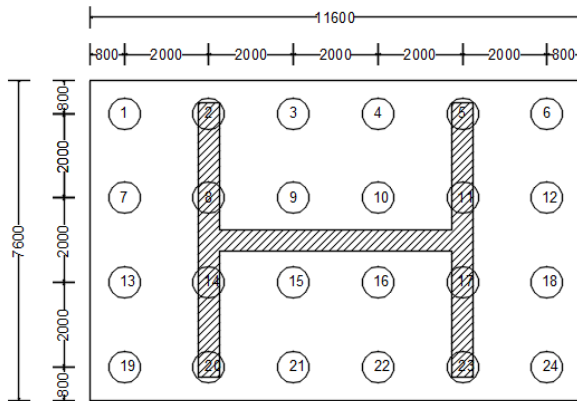
$$P5 = \frac{1542211.77}{5} \pm \frac{32513.16 x 0}{5.76} \pm \frac{35631.49 x 0}{5.76} = 319962.35 \text{ kg}$$

Dari hasil diatas, didapat P terbesar (Pmax) = 334159.15 kg
 334159.15 kg < Pijin= 415000 kg (OK)

Dengan cara yang sama, dihitung daya dukung tiap tiang pancang pada pondasi tipe 2 dan 3. Didapat hasil sebagai berikut



Gambar 4. 62 Pondasi Tipe 2



Gambar 4. 63 Pondasi Tipe 3

Tabel 4. 42 Kontrol Daya Dukung Satu Tiang Pancang pada Pondasi Tipe 2

PILE	x	x ²	y	y ²	Pmax (kg)	Pmax (ton)	Pijin	Kontrol
P1	-5	25	2	4	313601	313.60	415	OK
P2	-3	9	2	4	330616	330.62	415	OK
P3	-1	1	2	4	347630	347.63	415	OK
P4	1	1	2	4	364645	364.64	415	OK
P5	3	9	2	4	381659	381.66	415	OK
P6	5	25	2	4	398674	398.67	415	OK
P7	-5	25	0	0	223905	223.90	415	OK
P8	-3	9	0	0	240919	240.92	415	OK
P9	-1	1	0	0	257934	257.93	415	OK
P10	1	1	0	0	274948	274.95	415	OK
P11	3	9	0	0	291963	291.96	415	OK
P12	5	25	0	0	308977	308.98	415	OK
P13	-5	25	-2	4	134209	134.21	415	OK
P14	-3	9	-2	4	151223	151.22	415	OK
P15	-1	1	-2	4	168238	168.24	415	OK
P16	1	1	-2	4	185252	185.25	415	OK
P17	3	9	-2	4	202267	202.27	415	OK
P18	5	25	-2	4	219281	219.28	415	OK
satuan m	Σx	210	Σy	48				

Tabel 4. 43 Kontrol Daya Dukung Satu Tiang Pancang pada Pondasi Tipe 3

PILE	x	x2	y	y2	Pmax (ton)	P ijin (ton)	KONTROL
P1	-5	25	3	9	352.43	415	OK
P2	-3	9	3	9	364.65	415	OK
P3	-1	1	3	9	376.87	415	OK
P4	1	1	3	9	389.09	415	OK
P5	3	9	3	9	401.31	415	OK
P6	5	25	3	9	413.53	415	OK
P7	-5	25	1	1	327.71	415	OK
P8	-3	9	1	1	339.93	415	OK
P9	-1	1	1	1	352.15	415	OK
P10	1	1	1	1	364.37	415	OK
P11	3	9	1	1	376.59	415	OK
P12	5	25	1	1	388.81	415	OK
P13	-5	25	-1	1	302.99	415	OK
P14	-3	9	-1	1	315.21	415	OK
P15	-1	1	-1	1	327.43	415	OK
P16	1	1	-1	1	339.65	415	OK
P17	3	9	-1	1	351.87	415	OK
P18	5	25	-1	1	364.09	415	OK
P19	-5	25	-3	9	278.27	415	OK
P20	-3	9	-3	9	290.49	415	OK
P21	-1	1	-3	9	302.71	415	OK
P22	1	1	-3	9	314.93	415	OK
P23	3	9	-3	9	327.15	415	OK
P24	5	25	-3	9	339.37	415	OK
satuan m	Σx	280	Σy	120			

4.5.5 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.

$$\eta = \left(1 - \frac{36S(m+n-2)}{(75S^2-7)(m+n-1)}\right) + \frac{0.3}{m+n}$$

Dimana:

D = diameter tiang pancang

S = Jarak antar tiang pancang

m = Jumlah baris tiang pancang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang pancang dalam grup

Untuk contoh perhitungan, digunakan Pondasi tipe P2 dengan keterangan sebagai berikut.

D = 0.8 m

m = 3

n = 6

S = 2 m

Maka, nilai koefisien efisiensi:

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times 2(3+6-2)}{(75(2)^2-7)(3+6-1)}\right) + \frac{0.3}{3+6} = 0.961$$

Besar Q_{ijin} daya dukung tanah untuk satu tiang pancang adalah 415 ton. Nilai tersebut perlu dikalikan dengan koefisien efisiensi sehingga daya dukung tanah tiang dalam kelompok pada Pondasi tipe P1 adalah sebagai berikut.

$$Q_{ijin(grup)} = Q_{ijin(tunggal)} \times \eta = 415 \text{ ton} \times 0.861 = 399.45 \text{ ton}$$

P_{max} pondasi Tipe 2 = 398.67 ton < Q_{ijin} (grup) OK

Tabel 4. 44 Kontrol Daya Dukung Kelompok Pondasi Tipe 1

Pile	P 1 tiang (ton)	η	Pijin grup (ton)	Pijin group>P 1 tiang
P1	299.40	0.934	387.54	OK
P2	312.05	0.934	387.54	OK
P3	298.18	0.934	387.54	OK
P4	285.53	0.934	387.54	OK
P5	298.79	0.934	387.54	OK

Tabel 4. 45 Kontrol Daya Dukung Kelompok Pondasi Tipe 2

Pile	P 1 tiang (ton)	η	Pijin (ton)	Pijin group>P 1 tiang
P1	313.60	0.961	398.82	OK
P2	330.62	0.961	398.82	OK
P3	347.63	0.961	398.82	OK
P4	364.64	0.961	398.82	OK
P5	381.66	0.961	398.82	OK
P6	398.67	0.961	398.82	OK
P7	223.90	0.961	398.82	OK
P8	240.92	0.961	398.82	OK
P9	257.93	0.961	398.82	OK
P10	274.95	0.961	398.82	OK
P11	291.96	0.961	398.82	OK
P12	308.98	0.961	398.82	OK
P13	134.21	0.961	398.82	OK
P14	151.22	0.961	398.82	OK
P15	168.24	0.961	398.82	OK
P16	185.25	0.961	398.82	OK

Tabel 4. 46 Kontrol Daya Dukung Kelompok Pondasi Tipe 3

Pile	P 1 tiang	η	Pijin (ton)	Pijin group>P 1 tiang
P1	352.43	0.973	403.80	OK
P2	364.65	0.973	403.80	OK
P3	376.87	0.973	403.80	OK
P4	389.09	0.973	403.80	OK
P5	401.31	0.973	403.80	OK
P6	403.53	0.973	403.80	OK
P7	327.71	0.973	403.80	OK
P8	339.93	0.973	403.80	OK
P9	352.15	0.973	403.80	OK
P10	364.37	0.973	403.80	OK
P11	376.59	0.973	403.80	OK
P12	388.81	0.973	403.80	OK
P13	302.99	0.973	403.80	OK
P14	315.21	0.973	403.80	OK
P15	327.43	0.973	403.80	OK
P16	339.65	0.973	403.80	OK
P17	351.87	0.973	403.80	OK
P18	364.09	0.973	403.80	OK
P19	278.27	0.973	403.80	OK
P20	290.49	0.973	403.80	OK
P21	302.71	0.973	403.80	OK
P22	314.93	0.973	403.80	OK
P23	327.15	0.973	403.80	OK
P24	339.37	0.973	403.80	OK

4.5.6 Kontrol Momen Lateral pada Tiang Pancang

Perumusan yang dipakai menggunakan metode dari Philiponat untuk kategori tanah multilayer.

$$M_{max} = \frac{H}{n} \times Z$$

$$Z = 3D + D_{pc}$$

Keterangan:

H = Lateral Load (kg)

Z = jarak antara lateral load (H) dengan muka tanah (m)

D_{pc} = Tebal poer (m)

n = jumlah tiang pancang

Maka,

$$\begin{aligned} Z &= 3D + D_{pc} \\ &= (3 \times 0.8) + 0.12 \\ &= 2.52 \text{ m} \end{aligned}$$

Untuk diameter 800 mm kelas A1 pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi $M_{crack} = 40 \text{ ton.m}$.

Rekapitulasi kontrol terhadap momen setiap tipe pondasi dapat dilihat pada tabel-tabel berikut.

Tabel 4. 47 Kontrol Momen Tiang Pancang Pondasi Tipe P1

Kombinasi	n pile	H1 (kg)	H2 (kg)	H/n (kg)	Z (m)	Mmax (ton.m)	M crack (ton.m)	Kontrol
1D	5	3956.27	669.32	791.25	2.52	1.994	40	OK
1D+1L	5	3842.71	770.72	768.54	2.52	1.937	40	OK
1D+1Lr	5	3956.27	669.32	791.25	2.52	1.994	40	OK
1D+0.75L+0.75Lr	5	3871.10	745.37	774.22	2.52	1.951	40	OK
1D+0.7E MAX	5	10334.56	13982.87	2796.57	2.52	7.047	40	OK
1D+0.7E MIN	5	-2422.03	-12644.23	-2528.85	2.52	-6.373	40	OK
1D+0.75(0.7E)+0.75L+0.75Lr MAX	5	7219.70	7734.98	1547.00	2.52	3.898	40	OK
1D+0.75(0.7E)+0.75L+0.75Lr MIN	5	522.49	-6244.25	-1248.85	2.52	-3.147	40	OK
0.6D+0.7E MAX	5	6838.57	9721.07	1944.21	2.52	4.899	40	OK
0.6D+0.7E MIN	5	-2091.05	-8917.89	-1783.58	2.52	-4.495	40	OK

Tabel 4. 48 Kontrol Momen Tiang Pancang Pondasi Tipe P2

Kombinasi	n pile	H1 (kg)	H2 (kg)	H/n (kg)	Z (m)	Mmax (ton.m)	M crack (ton.m)	Kontrol
1D	18	-175149.06	-179468.44	-9970.47	2.52	-25.126	40	OK
1D+1L	18	-202635.74	-206384.61	-11465.81	2.52	-28.894	40	OK
1D+1Lr	18	-175149.06	-179468.44	-9970.47	2.52	-25.126	40	OK
1D+0.75L+0.75Lr	18	-195764.07	-199655.57	-11091.98	2.52	-27.952	40	OK
1D+0.7E MAX	18	476673.71	454865.00	13240.94	2.52	33.367	40	OK
1D+0.7E MIN	18	-476673.55	-361193.09	-13240.93	2.52	-33.367	40	OK
1D+0.75(0.7E)+0.75L+0.75Lr MAX	18	354064.51	327386.74	14752.69	2.52	37.177	40	OK
1D+0.75(0.7E)+0.75L+0.75Lr MIN	18	-354064.43	-295061.01	-14752.68	2.52	-37.177	40	OK
0.6D+0.7E MAX	18	316156.69	303347.34	13173.20	2.52	33.196	40	OK
0.6D+0.7E MIN	18	-316156.58	-234888.32	-13173.19	2.52	-33.196	40	OK

Tabel 4. 49 Kontrol Momen Tiang Pancang Pondasi Tipe P3

Kombinasi	n pile	H1 (kg)	H2 (kg)	H/n (kg)	Z (m)	Mmax (ton.m)	M crack (ton.m)	Kontrol
1D	24	97719.75	-162882.66	-6786.78	2.52	-17.103	40	OK
1D+1L	24	111434.03	-185676.10	-7736.50	2.52	-19.496	40	OK
1D+1Lr	24	97719.75	-162882.66	-6786.78	2.52	-17.103	40	OK
1D+0.75L+0.75Lr	24	108005.46	-179977.74	-7499.07	2.52	-18.898	40	OK
1D+0.7E MAX	24	213615.84	-366468.23	-5089.84	2.52	12.826	40	OK
1D+0.7E MIN	24	-18176.35	-366468.24	-5089.84	2.52	-12.826	40	OK
1D+0.75(0.7E)+0.75L+0.75Lr MAX	24	168850.91	286860.16	3984.17	2.52	10.040	40	OK
1D+0.75(0.7E)+0.75L+0.75Lr MIN	24	47160.01	-286860.17	-3984.17	2.52	-10.040	40	OK
0.6D+0.7E MAX	24	139759.12	240239.50	3336.66	2.52	8.408	40	OK
0.6D+0.7E MIN	24	-22495.42	-240239.50	-3336.66	2.52	-8.408	40	OK

4.5.7 Perencanaan Pilecap

- Sebagai contoh perhitungan, direncanakan pilecap jenis P1 dengan spesifikasi data perencanaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 P_{u \text{ column}} &= 1542.21 \text{ ton} \\
 P_{\text{max}} \text{ (1 tiang)} &= 334.16 \text{ ton} \\
 N \text{ pile} &= 5 \text{ buah} \\
 \text{Dimensi poer} &= 4 \text{ m} \times 4 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \\
 \text{Mutu beton (fc')} &= 40 \text{ MPa} \\
 \text{Mutu baja (fy)} &= 420 \text{ MPa} \\
 \text{Diameter tulangan} &= 29 \text{ mm} \\
 \text{Selimut beton} &= 70 \text{ mm} \\
 \lambda &= 1 \text{ (beton normal)}
 \end{aligned}$$

Tinggi efektif (d)

$$d_x = 1500 - 70 - \frac{1}{2} 29 = 1417.5 \text{ mm}$$

4.5.8.1 Kontrol Geser Ponds Pondasi Tipe 1

1. Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser ponds untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Perencanaan geser ponds pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2018 pasal 22.6.5.2

Untuk pondasi tapak non-prategang (V_c) ditentukan berdasarkan tabel dari RSNI 2847:2018 pasal 22.6.5.2

v_c		
Nilai terkecil dari (a), (b), dan (c):	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)
	$0.1\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
	$0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)

Dimana:

β = rasio sisi panjang kolom terhadap sisi pendek kolom

β = $800/800 = 1$

α_s = 30 (kolom pinggir)

b_o = keliling penampang kritis

= $4(s \text{ kolom} + d) = 8862 \text{ mm}$

Maka dihitung V_c

$$V_c (a) = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}b_w d = 0.33 \times 1 \times \sqrt{45} \times 4000 \times 1417.5$$

$$V_c (a) = 25817178.63 \text{ N}$$

$$V_c (b) = 0.1\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$$

$$V_c (b) = 0.1\left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 4000 \times 1417.5$$

$$V_c (b) = 24896646.8 \text{ N}$$

$$V_c (c) = 0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$$

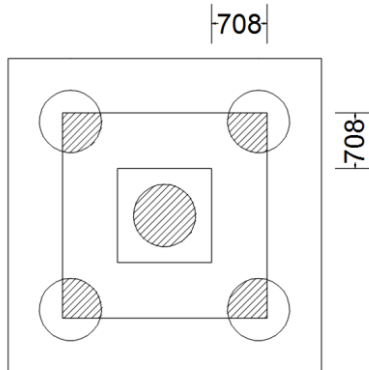
$$V_c (c) = 0.083\left(2 + \frac{30 \times 1417.5}{8862}\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 4000 \times 1417.5$$

$$V_c (c) = 45329757.24 \text{ N}$$

Diambil $V_c = V_c$ terkecil = 24896646.8 N

$$\phi V_c = 0.75 \times 24896646.8 = 18672485.1 \text{ N}$$

Untuk menentukan besar P_u pons yang bekerja pada pilecap, maka perlu dihitung luasan tiang pancang yang berada di dalam area kritikal pilecap, yaitu sepanjang $d/2=707.75$ dari tiap sisi kolom



$$\begin{aligned} \text{Luas arsiran} &= 1392333.34 \text{ mm}^2 \text{ (AutoCAD)} \\ \text{Luas total tiang} &= 2513274.12 \text{ mm}^2 \\ \text{U (keliling arsir)} &= 10462 \text{ mm}^2 \\ \lambda &= \frac{\text{Luas arsiran}}{\text{Luas total tiang}} = \frac{1392333.34}{2513274.12} \\ \lambda &= 0.554 \\ \text{Wu pilecap} &= 1.2 (4 \times 4 \times 1.5) \times 2400 \\ \text{Wu pilecap} &= 69120 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{u,\text{pons}} &= P_u \text{ kolom} + W_u \text{ pilecap} - \lambda P_{\text{max pile}} \\ P_{u,\text{pons}} &= 1817309.89 + 69120 \text{ kg} - 0.554 \times 334159.15 \\ P_{u,\text{pons}} &= 1701308.44 \text{ kg} < \phi V_c = 18672485.1 \text{ N (OK)} \end{aligned}$$

2. Akibat Tiang Pancang

Sama seperti perhitungan geser akibat geser pons, perencanaan geser pons pada pilecap akibat pancang juga

dilakukan berdasarkan ketentuan SNI 2847-2018 Pasal 22.5.6

Untuk pondasi tapak non-prategang (V_c) ditentukan berdasarkan tabel dari RSNI 2847:2018 pasal 22.6.5.2

v_c		
Nilai terkecil dari (a), (b), dan (c):	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)
	$0.1\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
	$0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)

Dimana:

β = rasio sisi panjang kolom terhadap sisi pendek kolom

β = $800/800 = 1$

α_s = 30 (kolom pinggir)

b_o = keliling penampang kritis

= $4(s \text{ kolom} + d) = 8862 \text{ mm}$

Maka dihitung V_c

$$V_c (a) = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}b_w d = 0.33 \times 1 \times \sqrt{45} \times 4000 \times 1417.5$$

$$V_c (a) = 25817178.63 \text{ N}$$

$$V_c (b) = 0.1\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$$

$$V_c (b) = 0.1\left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 4000 \times 1417.5$$

$$V_c (b) = 24896646.8 \text{ N}$$

$$V_c (c) = 0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$$

$$V_c (c) = 0.083\left(2 + \frac{30 \times 1417.5}{8862}\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 4000 \times 1417.5$$

$$V_c (c) = 45329757.24 \text{ N}$$

Diambil $V_c = V_c$ terkecil = 24896646.8 N

$$v_c = 24896646.8 / b_w d = 2.087 \text{ Mpa}$$

$$\phi v_c = 0.75 \times 2.087 = 1.56 \text{ Mpa}$$

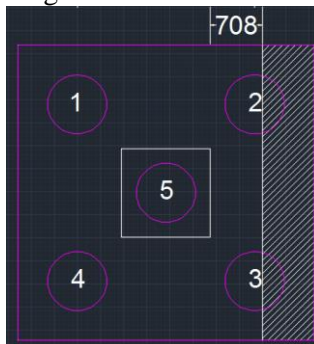
v_u pons yang bekerja akibat tiang pancang dapat dihitung dengan rumus berikut

$$v_u = \frac{Pu \text{ max pile}}{U \times d} = \frac{\frac{Pu \text{ col} + 1.2W_{pilecap}}{n}}{U \times d}$$

$$v_u = \frac{\frac{1817309.89 + 1.2 \times 57600}{5}}{10462 \times 1417.5} = 0.254 \text{ MPa} < \phi \tau_c \text{ (OK)}$$

4.5.8.2 Kontrol Geser Satu Arah Pondasi Tipe 1

Diketahui daerah kritis pilecap terletak pada $d/2$ dari sisi kolom seperti pada gambar dibawah ini



Gambar 4. 64 Area Kritis Geser Satu Arah Pondasi Tipe 1

$$P_u, \text{ pile} = (P_{\text{max}} + 1.2W_{\text{pilecap}})/n$$

$$P_u, \text{ pile} = \frac{1817309.89 + 1.2 \times 57600}{5} = 377285.978 \text{ kg}$$

$$\text{Luas 2 pile} = 1005309.65 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas pile arsir} = 166181.55 \text{ mm}^2$$

$$P_u, \text{ reduce} = \frac{\text{Luas arsir}}{\text{Luas total}} \times P_u, \text{ pile} = \frac{1005309.65}{166181.55} \times 377285.97$$

$$P_u, \text{ reduce} = 55237.79 \text{ kg}$$

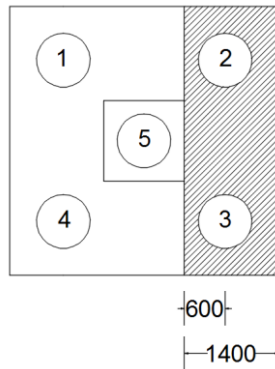
$$\begin{aligned}
 V_u &= 2P_{u, \text{reduce}} - 1.2W_{\text{pilecap}} \\
 &= 2 \times 55237.79 - 1.2 (4 \times 4 \times 1.5 \times 2400) \\
 &= 405698.30 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0.75 \sqrt{f_c'} b o d = 0.75 \sqrt{45} \times 8862 \times 1417.5 \\
 \phi V_c &= 59502180.14 > V_u \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

4.5.8.3 Penulangan Pilecap Tipe 1

Untuk penulangan lentur, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana pilecap dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri pilecap. Sedangkan, kondisi kedua dimana pilecap dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Sebagai contoh perhitungan digunakan Pondasi tipe P1. Karena tipe P1 berbentuk persegi empat sama sisi yang sama simetris, perhitungan tulangan lentur dapat disederhanakan dengan meninjau muka kritis yaitu pada tipe kolom pilecap



Gambar 4. 65 Daerah Kritis untuk Perhitungan Tulangan Lentur

$$M_u = n \cdot P_u \cdot \text{pile} \cdot X - W_u \cdot X$$

$$M_u = 2 \times 334.16 \times 0.6 - 2.4 \times 4 \times 4 \times 1.5 \times 1.4/2$$

$$M_u = 3606.71 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{3606.71 \times 10^6}{0.75 \times 4000 \times 1417.5^2} = 0.6 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.003765$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.003333$$

$$\rho_{\min} \text{ pakai} = 0.003765$$

$$\begin{aligned} \rho_{\square\square\square} &= \frac{0.85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 40}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.6}{0.85 \times 40}} \right) \\ &= 0.003764 \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai } \rho = \rho_{\min} = 0.003765$$

$$A_s = \rho b d = 0.003765 \times 4000 \times 1417.5 = 5328.81 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur bawah D29-100 ($A_s = 6605.19 \text{ mm}^2$
 $> A_s$ butuh OK)

Untuk tulangan lentur atas digunakan setengah dari kebutuhan tulangan lentur bawah yaitu D29-200 ($A_s = 3302.6 \text{ mm}^2$)

- Sebagai contoh perhitungan, direncanakan pilecap jenis P2 dengan spesifikasi data perencanaan sebagai berikut:

P_u shearwall	= 11489.55 ton
P_{\max} (1 tiang)	= 398.67 ton
N pile	= 18 buah
Dimensi poer	= 5.6 m x 11.6 m x 1,5 m
Mutu beton (f_c')	= 40 MPa
Mutu baja (f_y)	= 420 MPa
Diameter tulangan	= 32 mm
Selimut beton	= 70 mm
λ	= 1 (beton normal)

Tinggi efektif (d)

$$d_x = 1500 - 70 - \frac{1}{2} 32 = 1414 \text{ mm}$$

4.5.8.4 Kontrol Geser Ponds Pondasi Tipe 2

1. Akibat Dinding Geser

Karena pengaruh dinding geser sangat besar dalam mengurangi V_u pons, maka geser pons akibat dinding geser dapat diabaikan

2. Akibat Tiang Pancang

Sama seperti perhitungan geser akibat kolom, perencanaan geser pons pada pilecap akibat pancang juga dilakukan berdasarkan ketentuan SNI 2847-2018 Pasal 22.5.6

Maka dihitung v_c

$$v_c = 0.33\lambda\sqrt{f'c} = 0.33 \times 1 \times \sqrt{45}$$

$$v_c = 2.087 \text{ Mpa}$$

$$\phi_{vc} = 0.75 \times 2.087 = 1.56 \text{ MPa}$$

v_u pons yang bekerja akibat tiang pancang dapat dihitung dengan rumus berikut

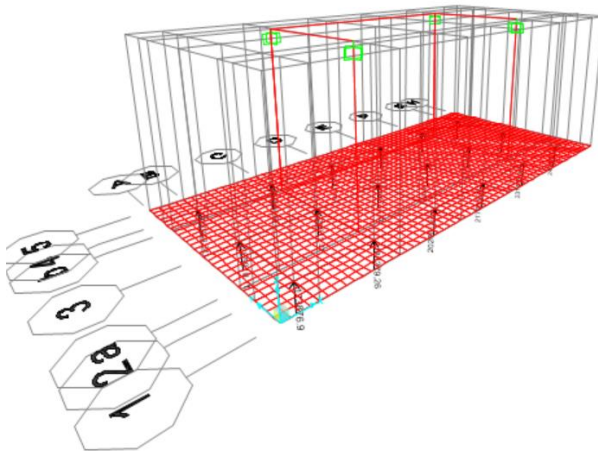
$$U = 6955.49 \text{ mm (AutoCAD)}$$

$$v_u = \frac{Pu \text{ max pile}}{U \times d} = \frac{11489.55 + 1.2W_{pilecap}}{n \times d}$$

$$v_u = \frac{18}{6855.49 \times 1414} = 0.397 \text{ MPa} < \phi_{vc} \text{ (OK)}$$

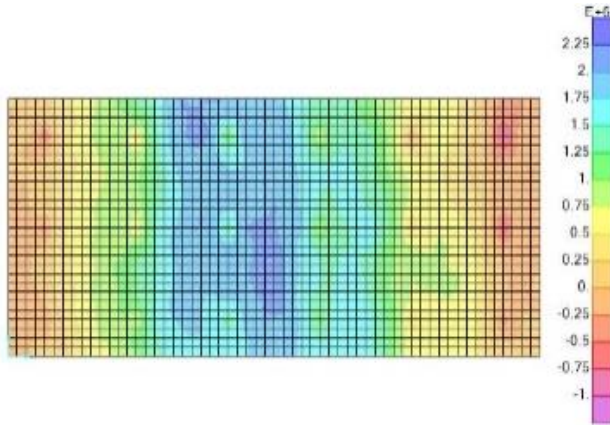
4.5.8.5 Penulangan Pilecap Tipe 2

Karena pilecap tipe 2 menopang dinding geser, maka momen lentur yang bekerja pada pilecap harus dianalisa menggunakan program SAP2000. Pilecap dimodelkan menggunakan *Shell-thick* dengan dinding geser sebagai penyangganya. Gaya yang bekerja adalah P_{max} tiap tiang pancang yang arahnya melawan gravitasi seperti pada gambar dibawah ini



Gambar 4. 66 Permodelan Pilecap Tipe 2

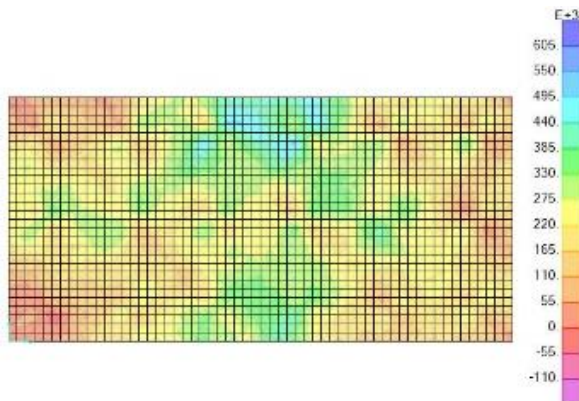
Dari permodelan diatas, didapat momen arah X dan Y sebagai berikut



Gambar 4. 67 Momen Arah X Pondasi Tipe 2

$$M_x (+) = 2179452.41 \text{ Nmm}$$

$$M_x (-) = -1201866.05 \text{ Nmm}$$



Gambar 4. 68 Momen Arah Y Pondasi Tipe 2

$$M_x (+) = 622375.57 \text{ Nmm}$$

$$M_x (-) = -113382.65 \text{ Nmm}$$

- Penulangan Arah X

1. Tulangan Positif

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{2179452.41}{0.9 \times 1000 \times 1414^2} = 0.00121$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.003765$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.003333$$

$$\rho_{\min} \text{ pakai} = 0.003765$$

$$\begin{aligned} \rho_{\square\square\square} &= \frac{0.85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 40}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.00121}{0.85 \times 40}} \right) \\ &= 0.00000288 \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai } \rho = \rho_{\min} = 0.003765$$

$$A_s = \rho b d = 0.003765 \times 1000 \times 1414 = 5323.16 \text{ mm}^2$$

Dipakai D32-125 mm ($A_s \text{ pakai} = 6433.98 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu}$)

2. Tulangan Negatif

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{1201866.05}{0.9 \times 1000 \times 1414^2} = 0.000667$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.003765$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.003333$$

$$\rho_{\min} \text{ pakai} = 0.003765$$

$$\begin{aligned} \rho_{\square\square\square} &= \frac{0.85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 40}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.000667}{0.85 \times 40}} \right) \end{aligned}$$

$$= 0.00000159$$

Dipakai $\rho = \rho_{\min} = 0.003765$

$$A_s = \rho b d = 0.003765 \times 1000 \times 1414 = 5323.16 \text{ mm}^2$$

Dipakai D32-125 mm (A_s pakai = $6433.98 \text{ mm}^2 > A_s$ perlu)

- Penulangan Arah Y

1. Tulangan Positif

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{622375.57}{0.9 \times 1000 \times 1414^2} = 0.000362$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.003765$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.003333$$

$$\rho_{\min} \text{ pakai} = 0.003765$$

$$\begin{aligned} \rho_{\square\square\square} &= \frac{0.85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 40}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.000362}{0.85 \times 40}} \right) \\ &= 0.000000862 \end{aligned}$$

Dipakai $\rho = \rho_{\min} = 0.003765$

$$A_s = \rho b d = 0.003765 \times 1000 \times 1414 = 5323.16 \text{ mm}^2$$

Dipakai D32-125 mm (A_s pakai = $6433.98 \text{ mm}^2 > A_s$ perlu)

2. Tulangan Negatif

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{113382.65}{0.9 \times 1000 \times 1414^2} = 0.000660$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.003765$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.003333$$

$$\rho_{\min} \text{ pakai} = 0.003765$$

$$\rho_{\square\square\square} = \frac{0.85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \times f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0,85 \times 40}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,000660}{0,85 \times 40}} \right)$$

$$= 0,000000157$$

Dipakai $\rho = \rho_{\min} = 0,003765$

$$A_s = \rho b d = 0,003765 \times 1000 \times 1414 = 5323,16 \text{ mm}^2$$

Dipakai D32-125 mm (A_s pakai = 6433,98 mm² > A_s perlu)

4.5.8 Penulangan Tiang Pancang

Sebagai contoh perhitungan akan dihitung penulangan longitudinal dan spiral pada tiang pancang pondasi tipe P1

Diketahui data perencanaan tiang pancang sebagai berikut:

$$D = 800 - (2 \times 120) = 720 \text{ mm}$$

$$f_c' = 52 \text{ MPa}$$

$$E_c = 33892,22 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,729$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$d_b = D29$$

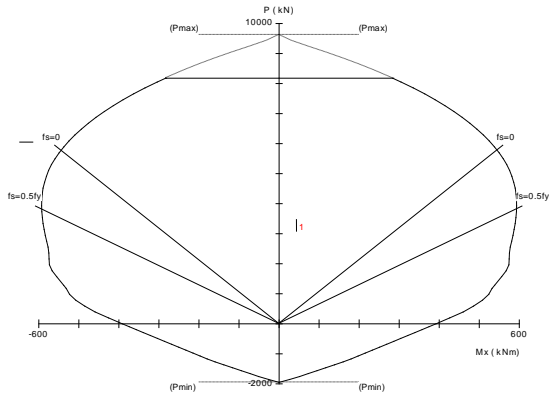
$$c_c = 50 \text{ mm}$$

Beban yang diterima tiang pancang adalah sebagai berikut.

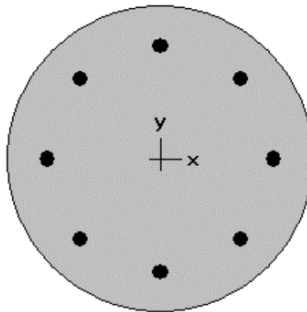
$$P_u = 334159,15 \text{ kg}$$

$$M_u = 43373157,63 \text{ Nmm}$$

Dari spColumn diperoleh diagram interaksi aksial-momen tiang pancang seperti gambar berikut



Gambar 4. 69 Diagram Interaksi Tiang Pancang



560 mm diam.
2.10% reinf.

Gambar 4. 70 Hasil Penulangan Tiang Pancang oleh spColumn

Dari hasil analisis spColumn diperoleh penulangan nilai $\rho = 0.021$ dan digunakan tulangan 8D29 ($A_s = 5284.16 \text{ mm}^2$)

Berdasarkan RSNI 2847:2018 pasal 25.7.3.3, tulangan spiral direncanakan berdasarkan rumus berikut.

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

Ket:

ρ_s = rasio tulangan spiral

A_g = luas bruto penampang (mm^2)

A_{ch} = luas penampang sampai tepi terluar tulangan spiral (mm^2)

f_c' = mutu beton (MPa)

f_{yt} = mutu tulangan spiral (MPa)

Berikut data perhitungan yang akan digunakan:

D spiral = 13 mm

$A_g = 256354 \text{ mm}^2$

$A_{ch} = 246301 \text{ mm}^2$

$f_c' = 52 \text{ MPa}$

$f_{yt} = 420 \text{ MPa}$

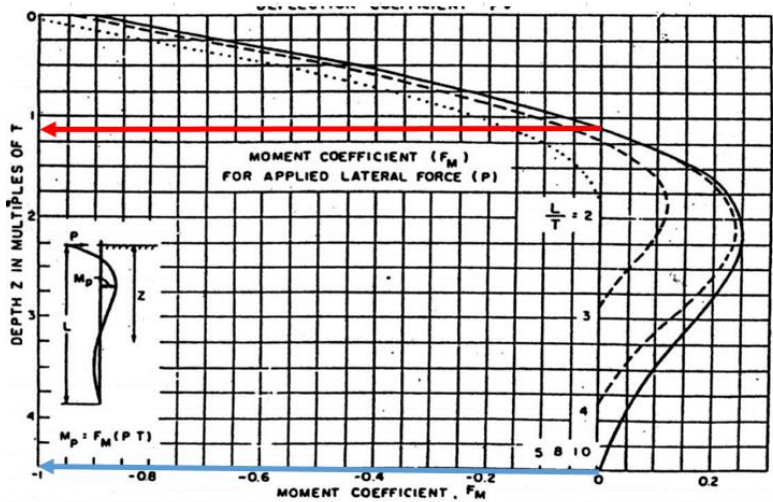
$$\begin{aligned}\rho_s &= 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}} \\ &= 0.45 \times \left(\frac{256354}{246301} - 1 \right) \frac{52}{420} \\ &= 0.00227\end{aligned}$$

$A_{s \text{ perlu}} = \rho_s A_g = 0.00227 \times 256354 = 582.96 \text{ mm}^2$

$$n \text{ perlu} = \frac{0,25x\pi x \emptyset^2}{A_{s \text{ perlu}}} = \frac{0,25x\pi x 13^2}{582.96} = 4.4 \approx 5$$

Sehingga digunakan tulangan spiral D13-200 mm.

Untuk menghitung panjang tulangan longitudinal yang akan dipasang didalam tiang pancang (tusuk konde) dapat digunakan grafik berikut ini

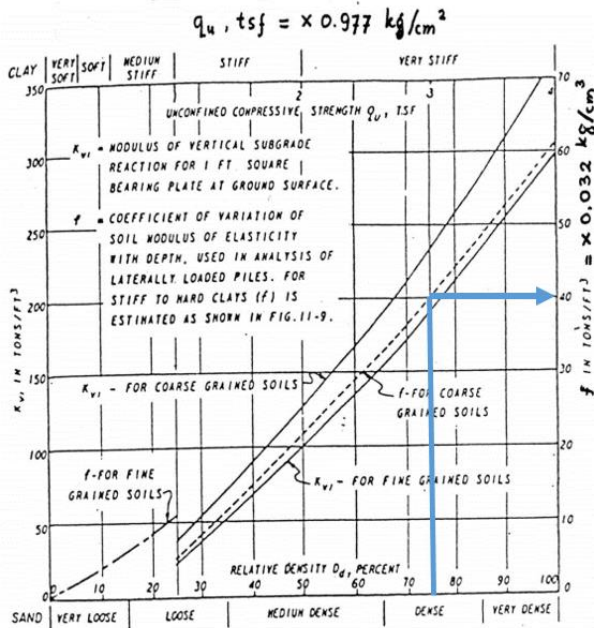


Untuk faktor $F_M = 0$, didapat

$$Z (+) = 4.5 T$$

$$Z (-) = 1.15 T$$

Untuk menghitung nilai T (faktor kekakuan relatif) maka perlu dicari nilai faktor f dari grafik dibawah ini. Diketahui N SPT Tanah = 31 pada kedalaman 52 m, sehingga tanah termasuk dalam kategori Dense



Dari grafik didapat

$$f = 40 \text{ ton/ft}^3 = 40 \times 0.032 = 1.28 \text{ kg/cm}^3$$

Diketahui

$$E_c \text{ pile} = 338921.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$I \text{ pile} = 1527869.6 \text{ cm}^4 \text{ (brosur WIKA spun pile)}$$

Sehingga nilai T dapat dihitung dengan rumus berikut

$$t = \left(\frac{EI}{f}\right)^{1/5} = \left(\frac{338921.82 \times 1527869.6}{1.28}\right)^{1/5} = 1.32 \text{ m}$$

Sehingga panjang tusuk konde yang tertanam didalam pile diambil nilai yang terbesar

$$Z = 4.5 T = 4.5 \times 1.32 = 5.95 \text{ m} \approx 6 \text{ m}$$

4.5.9 Perencanaan Sloof Pondasi

Sloof adalah balok yang berfungsi untuk menjaga agar penurunan yang terjadi pada pondasi (pilecap) bergerak bersama-sama, dengan kata lain balok sloof merupakan pengaku yang menghubungkan antar pondasi (pilecap). Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sloof sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 20% beban aksial kolom.

Berikut data perencanaan sloof pondasi.

Dimensi sloof = 400 mm × 600 mm

Mutu beton = 35 MPa

Mutu baja = 420 MPa

Diameter tulangan = D16

Diameter Sengkang = D10

Selimut beton = 50 mm

Bentang = 9 m

Gaya aksial kolom = 1542.212 ton

Pu sloof = 20% × 1542.212 = 308.44 ton

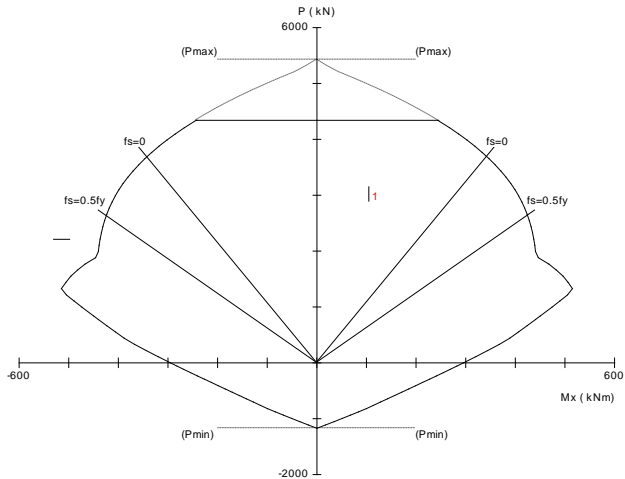
Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom.

$$q_d = 0,4 \times 0,6 \times 2400 = 576 \text{ kg/m}$$

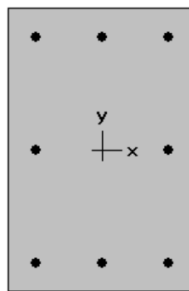
$$q_u = 1,2 \times 576 = 691,2 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} M_{u \text{ tumpuan}} &= \frac{1}{8} \times q_u \times l^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 691,2 \times 9^2 \\ &= 6998,4 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$P_{u \text{ sloof}} = 308442,4 \text{ kg}$$



Gambar 4. 71 Diagram Interaksi Sloof



400 × 600 mm
1.29% reinf.

Gambar 4. 72 Hasil Penulangan Sloof dengan spColumn

Dari hasil analisa spColumn didapat $\rho = 0.0129$

$A_s = \rho b d = 0.0129 \times 400 \times 527.5 = 2721.9 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan 8D25 (dua lapis)

Berdasarkan SNI 2847-2018 Pasal 22.5.6, penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut:

$$A_g = 400 \times 600 = 240.000 \text{ mm}^2$$

$$D = 600 - 50 - 10 - \frac{1}{2}25 = 527.5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{Pu}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times bw \times d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{302298,264}{14 \times 240.000} \right) 1 \sqrt{35} \times 400 \times 527.5 \\ &= 423291,05 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 423291,05 = 317468,3 \text{ N} = 31746,83 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{1}{2} qu \cdot l = \frac{1}{2} 691,2 \times 11 = 3801,6 \text{ kg}$$

$$\phi V_c > V_u$$

31746,83 kg > 3801,6 kg (tidak perlu tulangan geser)

Jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $\frac{d}{2} = \frac{527,5}{2} = 263,75 \text{ mm}$
- $s = 300 \text{ mm}$

Dipasang sengkang 2D10 – 250 mm.

4.6 Perencanaan Basement

Dalam perencanaan gedung ini terdapat 1 lantai basement yang akan dikelilingi oleh dinding penahan tanah dengan jarak sebesar 5 m dari rencana basement. Dinding basement direncanakan menggunakan beton bertulang dengan data-data sebagai berikut.

Tebal dinding basement : 45 cm

Tinggi dinding basement : 4.2 m

Mutu beton (f'_c) : 35 MPa

Diameter tulangan : D16

Mutu baja tulangan : 420 MPa
 Tebal selimut beton : 50 mm

Beban yang bekerja berupa tekanan tanah aktif dan direncanakan dengan kondisi muka air tertinggi dengan adanya *surcharge load* beban kendaraan sebesar $q = 0,8 \text{ t/m}^2$.

Data tanah

$$\begin{aligned} \square &= 1,8 \text{ t/m}^3 \\ c &= 0,72 \text{ t/m}^2 \\ \emptyset &= 0 \end{aligned}$$

4.5.7.1 Perhitungan Tekanan Tanah Aktif

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\emptyset}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{0}{2} \right) = 1$$

$$\square_{\text{air}} = 1 \text{ t/m}^3$$

$$\square_{\text{sat}} = 1,8 - 1 = 0,8 \text{ t/m}^3$$

Tekanan tanah aktif akibat overburden:

Pada $Z = 0 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \square_v' &= qK_a + \gamma' hK_a - 2c_u \sqrt{K_a} \\ &= 0,8 \times 1 + 0 - 2 \times 0,6 \times \sqrt{1} \\ &= -0,4 \text{ t/m}^2 \\ &= 0 \text{ t}^2 \end{aligned}$$

Pada $Z = 4,2 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \square_v' &= qK_a + \gamma' hK_a - 2c_u \sqrt{K_a} \\ &= 0,8 \times 1 + 0,8 \times 4,2 \times 1 - 2 \times 0,72 \times \sqrt{1} \\ &= 2,72 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

4.5.7.2 Perhitungan Tekanan Akibat Air

Pada $Z = 4,2 \text{ m}$

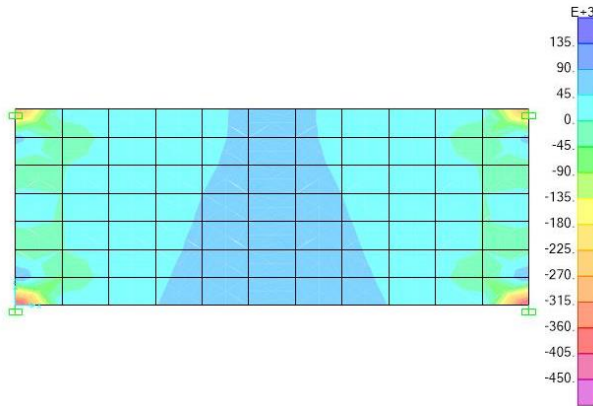
$$\square_{\text{air}} = \square_{\text{air}} h = 1 \times 4,2 = 4,2 \text{ t/m}^2$$

Sehingga jumlah beban yang diterima dinding dapat dihitung sebagai berikut.

Pada $z = 0$ m, $\square = 0$ kg/m².

Pada $z = 4,2$ m, $\square = \square_v' + \square_{\text{air}} = 2,72 + 4,2 = 6,92$ t/m².

Dinding basement tersebut dimodelkan di program SAP2000 dengan tipe model Shell-Thin seperti pada gambar berikut.



Gambar 4. 73 Hasil Permodelan Dinding Basement Menggunakan SAP2000

4.5.7.3 Penulangan Dinding Basement

Perhitungan kebutuhan tulangan lentur berdasarkan momen yang terjadi pada dinding penahan tanah.

Direncanakan tulangan diameter 36 mm

$$M_u = 103330.9 \text{ kgm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - c_c - \frac{1}{2}D \\ &= 450 - 50 - \frac{1}{2}36 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 382 \text{ mm} \\
 R_n &= \frac{M_u}{0,9 \times b d^2} = \frac{103330,9 \times 10^4}{0,9 \times 1.000 \times 382^2} = 7,86 \text{ MPa} \\
 \rho_{\min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{420} = 0,00352 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333 \\
 \rho &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 7,86}{0,85 \times 35}} \right) \\
 &= 0,0295
 \end{aligned}$$

Maka, $\rho = 0,0206$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0,0206 \times 1000 \times 382 = 7891,324 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 36^2 \times 1.000}{8487,11} = 128,98 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D36-125 mm.

4.5.7.4 Perencanaan Pelat Dasar Basement

Data perencanaan pelat lantai *basement*:

Tebal pelat = 300 mm

Tebal selimut = 50 mm

D tulangan = 13 mm

L_x = 400 cm

L_y = 600 cm

$\beta = \frac{L_y}{L_x} = 1,5 < 2$ (pelat dua arah)

Mutu beton = 35 Mpa

Mutu tulangan = 420 MPa

Pada pelat dasar *basement* terdapat dua kondisi maksimum yang terjadi yaitu pada saat musim hujan terjadi dan tidak ada kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu

uplift akibat air serta pada saat musim kemarau yang menyebabkan muka air tanah dibawah elevasi *basement* serta terdapat kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu akibat beban parkir kendaraan.

1) Akibat gaya uplift air

$$\begin{aligned}
 d_x &= h - c_c - \frac{1}{2}D \\
 &= 300 - 50 - \frac{1}{2}13 \\
 &= 243.5 \text{ mm} \\
 d_y &= h - c_c - \frac{1}{2}D - D \\
 &= 300 - 50 - \frac{1}{2}13 - 13 \\
 &= 230.5 \text{ mm} \\
 q_{\text{air}} &= h \times \square_{\text{air}} \\
 &= 4.2 \text{ m} \times 1000 \text{ kg/m}^3 \\
 &= 4200 \text{ kg/m}^2 \\
 w_c &= \text{tb } \textit{basement} \times \square_c \\
 &= 0.3 \times 2400 \\
 &= 720 \text{ kg/m}^2 \\
 q_{\text{uplift}} &= q_{\text{air}} - q_{\text{beton}} \\
 &= 4200 - 720 \\
 &= 3480 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Karena $\frac{L_y}{L_x} = 1,5 < 2$, maka menurut PBI 1971, momen yang terjadi pada tumpuan dan lapangan basement adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 M_{I_x} &= 0.001 \times q \times L_x^2 \times 36 \\
 &= 0.001 \times 3480 \times 4^2 \times 36 \\
 &= 2004.48 \text{ kgm} \\
 M_{I_y} &= 0.001 \times q \times L_y^2 \times 17 \\
 &= 0.001 \times 3480 \times 6^2 \times 17 \\
 &= 2129.76 \text{ kgm} \\
 M_{t_x} &= -0.001 \times q \times L_x^2 \times 76 \\
 &= -0.001 \times 3480 \times 4^2 \times 76
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= -4231.68 \text{ kgm} \\
 M_{ty} &= -0.001 \times q \times L_y^2 \times 57 \\
 &= -0.001 \times 3480 \times 6^2 \times 57 \\
 &= -7140.96 \text{ kgm} \\
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0.0033
 \end{aligned}$$

atau

$$\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25\sqrt{35}}{400} = 0.0035$$

Maka, $\rho_{\min} = 0.0035$

Perhitungan tulangan tumpuan dan lapangan arah X

Lapangan arah X:

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times b d^2} = \frac{2004.48 \times 1000}{0,9 \times 1000 \times 243.5^2} = 0.376 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{0.85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \times f_c'}} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.376}{0.85 \times 35}} \right) \\
 &= 0.0009
 \end{aligned}$$

Maka, $\rho = 0.0035$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0.0035 \times 1000 \times 243.5 = 857.48 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0.25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0.25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{857.48} = 154.8 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D13-150 mm.

Tumpuan arah X:

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times b d^2} = \frac{4231.68 \times 10000}{0,9 \times 1.000 \times 243.5^2} = 0.793 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{0.85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \times f_c'}} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.793}{0.85 \times 35}} \right) \\
 &= 0.00186
 \end{aligned}$$

Maka, $\rho = 0.0035$.

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0.0035 \times 1000 \times 243.5 = 857.48 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0.25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0.25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{857.48} = 154.8 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D13-150 mm.

Perhitungan tulangan tumpuan dan lapangan arah Y

Lapangan arah Y:

$$R_n = \frac{M_u}{0.9 \times b d^2} = \frac{2129.76 \times 10000}{0.9 \times 1.000 \times 230.5^2} = 0.445 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0.85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.445}{0.85 \times 35}} \right) \\ &= 0.001069 \end{aligned}$$

Maka, $\rho = 0.0035$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0.0035 \times 1.000 \times 230.5 = 811.70 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0.25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0.25 \times \pi \times 13^2 \times 1.000}{811.70} = 163.52 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D13-150 mm.

Tumpuan arah Y:

$$R_n = \frac{M_u}{0.9 \times b d^2} = \frac{7140.96 \times 10000}{0.9 \times 1000 \times 230.5^2} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0.85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.5}{0.85 \times 35}} \right) \\ &= 0.00347 \end{aligned}$$

Maka, $\rho = 0.0035$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0.0035 \times 1.000 \times 230.5 = 811.70 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0.25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0.25 \times \pi \times 13^2 \times 1.000}{811.70} = 163.52 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D13-150 mm.

2) Akibat beban parkir

$$q_{\text{parkir}} = 400 \text{ kg/m}^2 \text{ (menurut PPIUG)}$$

$$\begin{aligned} w_c &= d \times \gamma_c \\ &= 0.3 \times 2400 \\ &= 720 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= q_{\text{parkir}} + q_{\text{beton}} \\ &= 400 + 720 \\ &= 1120 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Karena $\frac{L_y}{L_x} = 1,5 < 2$, maka menurut PBI 1971, momen yang terjadi pada tumpuan dan lapangan basement adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} M_{lx} &= 0,001 \times q \times L_x^2 \times 36 \\ &= 0,001 \times 1120 \times 4^2 \times 36 \\ &= 645.12 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} &= 0,001 \times q \times L_y^2 \times 17 \\ &= 0,001 \times 1120 \times 6^2 \times 17 \\ &= 685.44 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{tx} &= -0,001 \times q \times L_x^2 \times 76 \\ &= -0,001 \times 1120 \times 4^2 \times 76 \\ &= -1361.92 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ty} &= -0,001 \times q \times L_y^2 \times 57 \\ &= -0,001 \times 1120 \times 6^2 \times 57 \\ &= -2298.24 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0.0033$$

atau

$$\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25\sqrt{35}}{400} = 0.0035$$

Maka, $\rho_{\min} = 0.0035$

Perhitungan tulangan tumpuan dan lapangan arah X

Lapangan arah X:

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times b d^2} = \frac{685,44 \times 1000}{0,9 \times 1000 \times 243,5^2} = 0,1433 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,1433}{0,85 \times 35}} \right) \\ &= 0,000342 \end{aligned}$$

Maka, $\rho = 0,0035$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,0035 \times 1000 \times 243,5 = 857,48 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{857,48} = 154,8 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D13-150 mm.

Tumpuan arah X:

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times b d^2} = \frac{1361,92 \times 10000}{0,9 \times 1.000 \times 243,5^2} = 0,121 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,121}{0,85 \times 35}} \right) \\ &= 0,000288 \end{aligned}$$

Maka, $\rho = 0,0035$.

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,0035 \times 1000 \times 243,5 = 857,48 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{857,48} = 154,8 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D13-150 mm

Perhitungan tulangan tumpuan dan lapangan arah Y

Lapangan arah Y:

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times b d^2} = \frac{685,44 \times 10000}{0,9 \times 1.000 \times 230,5^2} = 0,143 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85 \times f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0.85 \times 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.143}{0.85 \times 35}} \right)$$

$$= 0.000342$$

Maka, $\rho = 0.0035$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0.0035 \times 1000 \times 230.5 = 811.70 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0.25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0.25 \times \pi \times 13^2 \times 1.000}{811.70} = 163.52 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D13-150 mm.

Tumpuan arah Y:

$$R_n = \frac{M_u}{0.9 \times b d^2} = \frac{2298.24 \times 10000}{0.9 \times 1000 \times 230.5^2} = 0.48 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{0.85 \times f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \times f_c'}} \right)$$

$$= \frac{0.85 \times 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.48}{0.85 \times 35}} \right)$$

$$= 0.001135$$

Maka, $\rho = 0.0035$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0.0035 \times 1.000 \times 230.5 = 811.70 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0.25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0.25 \times \pi \times 13^2 \times 1.000}{811.70} = 163.52 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D13-150 mm.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB V

KESIMPULAN

5.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan struktur dan analisa yang telah dilakukan, maka dapat diperoleh kesimpulan sebagai berikut.

1. Hasil permodelan dan analisa SAP2000 terhadap gedung yang direncanakan di lokasi Surabaya telah memenuhi kontrol gravitasi, kontrol partisipasi massa, kontrol waktu getar alami fundamental, kontrol nilai akhir respon spektrum, dan kontrol simpangan.
2. Hasil perhitungan struktur primer
 - a. Balok Prategang
 - Dimensi
 - Balok Sumbu X: 45/70 cm
 - Balok Sumbu Y: 45/70 cm
 - Gaya Prategang Awal
 - Balok Sumbu X: 2000 kN
 - Balok Sumbu Y: 3500 kN
 - b. Balok non-Prategang: 45/70
 - c. Kolom : 80/80 cm
 - d. Dinding Geser
 - Tebal
 - Tipe 1 : 50 cm
 - Tipe 2 : 50 cm
 - Jumlah Tendon (n strand/tendon)
 - Tipe 1 : 2 buah (5 strand/tendon)
 - Tipe 2 : 2 buah (5 strand/tendon)
3. Hasil perhitungan struktur sekunder
 - a. Pelat Lantai Kantor dan Atap

- Tebal
 - Tipe 1-Tipe 2 : 12 cm
 - Tipe 2.1: 12 cm
 - Tipe 3-Tipe 4 : 12 cm
 - Tipe 5-Tipe 6 : 12 cm
 - b. Balok Lift : WF 350 x 250 x 9 x 14
 - c. Balok Anak :
 - Sumbu X : 35/50 cm
 - Sumbu Y : 25/40 cm
 - d. Tangga
 - Dimensi
 - Tread : 28 cm
 - Riser : 18 cm
 - Tulangan
 - Lentur : D16-100
 - Bagi : D10-150
 - Susut : D10-200
4. Hasil perhitungan struktur bawah
- a. Tiang Pancang : D80 *Spun Pile* Wika Beton
 - b. Kedalaman : 52 m
 - c. Kondisi Tanah: SE (tanah lunak)
 - d. Jumlah Tiang Pancang
 - Tipe 1 : 5
 - Tipe 2 : 18
 - Tipe 3 : 24
5. Hasil dari permodelan dinding geser *self-centering* menunjukkan tegangan pada tendon masih dibawah tegangan leleh tendon (0.85fpu) ketika mengalami beban gempa dengan R=3. Hal ini menunjukkan bahwa tendon masih bersifat elastis dan dapat mengembalikan dinding geser ke posisi semula.

6. Hubungan balok kolom menggunakan sistem *self-centering* dimana kolom tidak mengekang balok. *Fiber-reinforced grout pad* untuk mencegah hubungan balok kolom bersifat kaku sehingga balok dan kolom dapat berdeformasi dengan bebas ketika terkena beban gempa. Tendon prategang nantinya akan mengembalikan balok ke posisi semula. Dari hasil perhitungan didapat tegangan pada hubungan balok kolom masih dibawah batas tegangan ijin.
7. Dinding *basement* direncanakan setebal 450 mm untuk menahan tekanan horizontal tanah aktif dan air. Tulangan yang digunakan yaitu D36-100 mm.
8. Pelat *basement* direncanakan setebal 300 mm dan dihitung berdasarkan dua kondisi yaitu kondisi tanah jenuh dengan air sehingga pelat menerima beban *uplift* dikurangi berat sendiri dan kondisi muka air tanah rendah sehingga pelat menerima beban parkir ditambah berat sendiri. Digunakan tulangan D13-150 mm

5.2 Saran

1. Dikarenakan sistem *self-centering* masih tidak umum diterapkan dalam desain gedung di Indonesia, maka kedepannya harus dilakukan studi lebih lanjut yang lebih mendalam agar desain yang dilakukan sesuai dengan kondisi asli di lapangan dan dapat diterapkan.
2. Permodelan *self-centering* akan lebih membuahkan hasil yang signifikan apabila dianalisis dengan analisa non-linear seperti *Time History*.
3. Kedepannya akan lebih baik apabila dilakukan analisis biaya untuk membandingkan biaya konstruksi gedung dengan sistem *self-centering* dan gedung dengan sistem penahan gempa lainnya.

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. 2018. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung*. SNI 1726 – 2018.
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. *Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain*. SNI 1727 – 2013.
- Badan Standardisasi Nasional. 2018. *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung*. SNI 2847 – 2018.
- Cattanach, A., dan Stefano Pampanin. 2008. *21st Century Precast: The Detailing and Manufacture of NZ's First Multi-Storey PRESS Building*. **New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference 2008**, Rotorua, Selandia Baru
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan. 1983. *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG)*.
- Ei-sheikh, M. T., Richard Sause., Stephen Pessiki., & Le-Wu Lu. (1999). *Seismic Behavior and Design of. Seismic Behavior and Design of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Frames*. **PCI Journal** 44(5) : 54-71
- Fintel, M. 1995. *Performance of Buildings With Shear Walls in Earthquakes of the Last Thirty Years*. **PCI Journal** 40(3) : 62-80
- Gerosa, S., dan Beatrice Meroni. 2015. *Analysis, Design, and Modelling of Unbonded Post-Tensioned Concrete Shear Walls in Seismic Areas*. Master thesis. School of Civil,

Environmental, and Land Management Engineering,
Politecnico di Milano, Italia

Henry, R. S. 2011. *Self-centering Precast Concrete Walls for Buildings in Regions with Low to High Seismicity*. Master thesis. Departemen Teknik Sipil dan Lingkungan, Universitas Auckland, Selandia Baru

Holden, T. J. 2001. A Comparison of The Seismic Performance of Precast Wall Construction: Emulation and Hybrid Approaches. Master thesis. Departemen Teknik Sipil, Universitas Canterbury, Selandia Baru

Kam, W. Y., Stefano Pampanin., dan Ken Elwood. 2011. *Seismic Performance of Reinforced Concrete Buildings in the 22nd February Christchurch (Lyttelton) Earthquake*. **New Zealand Society for Earthquake Engineering** 44(4), 239-278

Kurama, Y. C., Stephen Pessiki, Richard Sause, dan Le-Wu Lu. 1999. *Seismic Behavior and Design of. Seismic Behavior and Design of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls*. **PCI Journal** 44(5) : 72-89

Park, R. 1995. *A Perspective on the Seismic Design of Precast Concrete Structures in New Zealand*. **PCI Journal** 40(3), 40-60

PCI. PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete 5th Edition. Chicago : PCI Industry Handbook Committee.

- Porco, F., Raffaele, D., & Uva, G. 2013. *A Simplified Procedure for the Seismic Design of Hybrid Connections in Precast Concrete Structures*. **The Open Construction and Building Technology Journal** 7(1), 63-73
- Priestley, M. N. 2002. *Direct Displacement-Based Design of Precast/Prestressed Concrete Buildings*. **PCI Journal** 47(6), 66-79
- Priestley, M. N., Calvi, G. M., dan Kowalsky, M. J. 2007. *Displacement-Based Design of Structures*. Italia: IUSS Press
- Priestley, M. N., Sri Sritharan., James R. Conley., dan Stefano Pampanin. 1999. *Preliminary Results and Conclusions From the PRESSS Five-Story Precast Concrete Test Building*. **PCI Journal** 44(6), 42-67
- Rahman, A. M., dan Restrepo, J. I. 2000. *Earthquake Resistant Precast Concrete Buildings: Seismic Performance of Cantilever Walls Prestressed Using Unbonded Tendons*. Laporan Riset. Dept. Teknik Sipil, Universitas Canterbury, Selandia Baru
- Smith, B. J., dan Yahya Kurama. 2008. *Design of Hybrid Precast Concrete Walls for Seismic Regions*. **Proceedings of the 2009 Structures Congress - Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role**, Texas, 30 April – 2 Mei
- Sritharan, S., Sriram Aaleti., dan Derek J. Thomas. 2007. *Seismic Analysis and Design of Precast Concrete Jointed Wall Systems*. Laporan Riset. Dept. Teknik Sipil, Konstruksi, dan Lingkungan, Universitas Iowa

Stevenson, M., Michael Korolyk., Leo Panian., dan David Mar.
2014. *Post-Tensioned Concrete Walls and Frames for Seismic-Resistance – A Case Study of the David Brower Center*. **Proceedings of SEAOC 2008 Convention**. Amerika Serikat, 23-27 September.

Yudi, A. 2018. *Perencanaan Sistem Struktur Balok Beton Pracetak Hibrida*. **Jurnal Rekayasa Sipil** 14(1), 35-48

LAMPIRAN

PASSENGER ELEVATORS



HYUNDAI ELEVATOR



HYUNDAI ELEVATOR CO., LTD.

HEAD OFFICE & FACTORY
 San 136-1, Anri-ro, Bukjeop-dong, 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 Yeongji-dong, Jongno-gu, Seoul 110-754, Korea
 Tel: 82-2-3670-0661/0665 Fax: 82-2-3672-8763-4

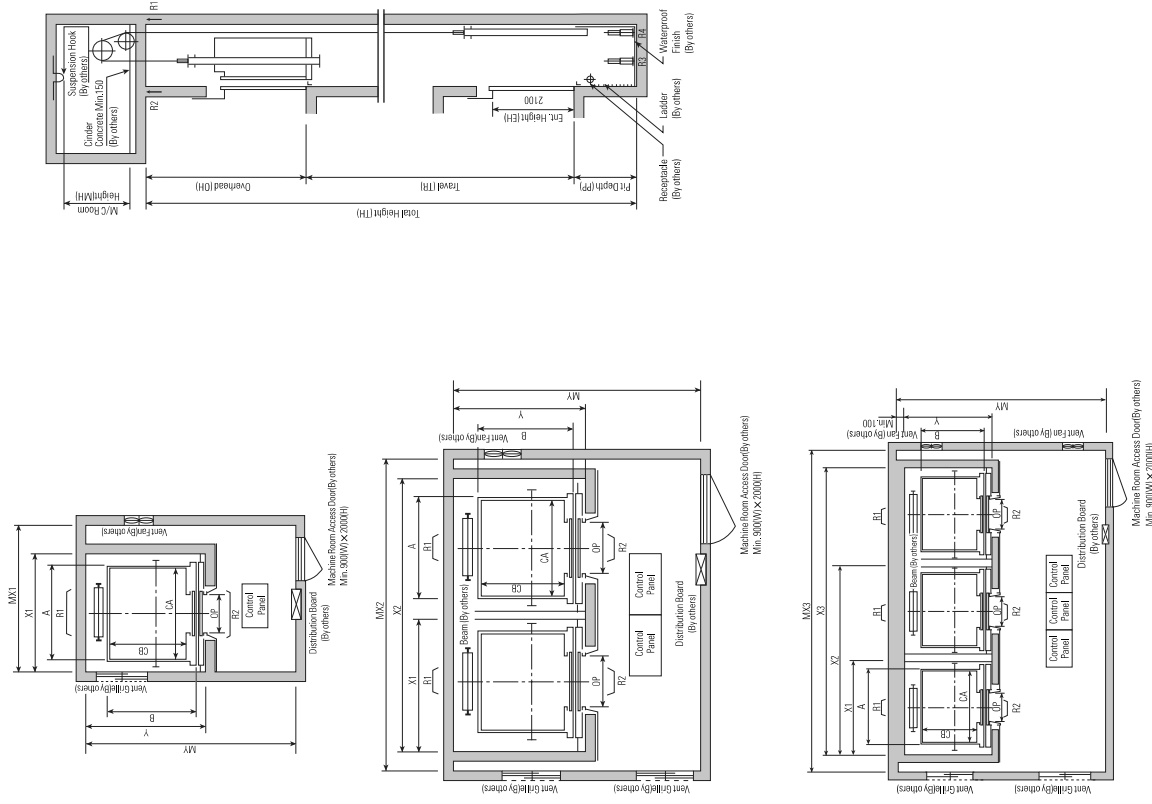
INTERNATIONAL SALES & SERVICE NETWORK

ALGERIA Tel: 213-21-202787 Fax: 213-21-218444	ETHIOPIA Tel: 251-911-851313 Fax: 251-118-606051	GUATEMALA Tel: 502-2386-0000 Fax: 502-2386-0044	INDIA Tel: 91-20-3250-2190 Fax: 91-20-7247-0568	INDONESIA Tel: 984-12-418-0106 Fax: 984-12-557-18-77	IRAN Tel: 98-21-702-648 Fax: 98-21-702-643	BANGLADESH Tel: 880-171-533047 Fax: 880-17-9864332	BOLIVIA Tel: 591-3-343243	BRAZIL Tel: 55-61-3271-6272 Tel: 55-11-9881-0381	CHILE Tel: 562-263-53394	CHINA Tel: 86-21-6485-8600 Fax: 86-21-6485-3511	COLOMBIA Tel: 57-4-444-3237	CUBA Tel: 537-693-3460 Tel: 537-693-3412	DOMINICAN REPUBLIC Tel: 809-566-9426	EQUADOR Tel: 593-2-254-2831 Fax: 593-2-255-2761	EGYPT Tel: 20-2-25050874 Fax: 0020-2-25076503	ETHIOPIA Tel: 251-911-851313 Fax: 251-118-606051	GUATEMALA Tel: 502-2386-0000 Fax: 502-2386-0044	INDIA Tel: 91-20-3250-2190 Fax: 91-20-7247-0568	INDONESIA Tel: 984-12-418-0106 Fax: 984-12-557-18-77	IRAN Tel: 98-21-702-648 Fax: 98-21-702-643	IRAO Tel: 984-770-586-0555	ISRAEL Tel: 972-3-963-0000 Fax: 972-3-963-0050	ITALY Tel: 39-0464-485-333 Fax: 39-0464-485-334	JAPAN Tel: 81-3-3436-5117 Fax: 81-3-3436-5198	JORDAN Tel: 962-79-5526-713 Fax: 962-6-5695-014	KAZAKHSTAN Tel: 7-727-287-6456	KUWAIT Tel: 965-2246-7925 Fax: 965-2242-3510	LIBYA Tel: 218-91-725-0745 Fax: 201-00-354-4237	MEXICO Tel: 52-55-56635246 Fax: 52-55-5663-2392	MONGOLIA Tel: 976-11-7016-3333 Fax: 976-11-7016-3333	MYANMAR Tel: 95-92-7080-83 Fax: 95-92-7080-83	NIGERIA Tel: 234-803-735222 Fax: 0703-4444400	OMAN Tel: 968-9286-4334 Fax: 968-2449-9307	PAKISTAN Tel: 92-21-3432-0601 Fax: 92-21-3432-0617	PANAMA Tel: 507-200-3166 Fax: 507-200-3187	PERU Tel: 51-1-472-6888 Fax: 51-1-472-6838	PHILIPPINES Tel: 632-716-0905 Fax: 632-714-8896	POLAND Tel: 48-61-820-85-51 Fax: 48-61-820-85-52	QATAR Tel: 974-4436-6887 Fax: 974-4436-6889	RUSSIA Tel: 7-495-514-00-32 Fax: 7-495-258-04-18	SAUDI ARABIA Tel: 966-2-662-9000 Fax: 966-2-662-9090	SPAIN Tel: 34-933-779-200 Fax: 34-933-779-401	SOUTH AFRICA Tel: 27-11-777-1455-4770	SUDAN Tel: 249-183-230-389 Fax: 249-183-230-364	SYRIA Tel: 963-114-418-999 Fax: 963-114-405-9686	THAILAND Tel: 66-2-248-8000 Fax: 66-2-249-8483	TUNIS Tel: 216-70-653-231 Fax: 216-71-754-361	TURKEY Tel: 90-216-488-8000 Fax: 90-216-488-9191	TURKMEENISTAN Tel: 993-12-95-0333 Fax: 993-12-95-0330	U.A.E. Abu Dhabi Tel: 971-2-443-8822 Dubai Tel: 971-4-294-4475 Fax: 971-4-294-4476	USA Tel: 1-562-404-1909 Fax: 1-562-404-1902	VENEZUELA Tel: 58-212-232-8263 Fax: 58-212-232-7178	VIETNAM Tel: 84-4-3572-4588 Fax: 84-4-3572-4639	SAUDI ARABIA Tel: 966-2-662-9000 Fax: 966-2-662-9090	SPAIN Tel: 34-933-779-200 Fax: 34-933-779-401	SOUTH AFRICA Tel: 27-11-777-1455-4770
--	---	--	--	---	---	---	-------------------------------------	---	------------------------------------	--	---------------------------------------	---	--	--	--	---	--	--	---	---	--------------------------------------	---	--	--	--	--	---	--	--	---	--	--	---	---	---	---	--	---	--	---	---	--	---	--	---	---	--	---	--	--	--	--	--	---	--	---

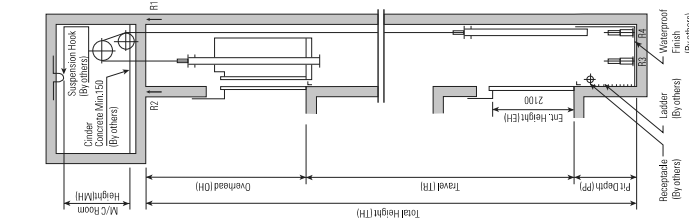
PASSENGER ELEVATORS - We reserve the right to change designs and specifications for the product development without prior notice.
 Copyright © HYUNDAI ELEVATOR CO., LTD. All rights reserved. Printed in Korea.
 CATALOG CODE : C-FEL-EG08/2013.03 Rev.4

Layout Plan - LUXEN(Gearless Elevators) 1 ~ 2.5m/sec

Plan of Hoistway & Machine Room



Section of Hoistway



Standard Dimensions & Reactions

Speed (m/sec)	Capacity		Clear Opening		Car		Hoistway			M/C Room			Pit Reaction (kg)							
	Persons	kg	OP	CA × CB	External	1 Car	2 Cars	3 Cars	1 Car	MX1	MX2	MX3	MY	R1	R2	R3	R4			
1	6	450	800	1400 × 850	1440 × 1005	1800	3700	5600	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY	R1	R2	R3	R4
	8	550	800	1400 × 1030	1440 × 1185	1800	3700	5600	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY	R1	R2	R3	R4
	9	600	800	1400 × 1130	1440 × 1285	1800	3700	5600	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY	R1	R2	R3	R4
1.5	10	700	800	1400 × 1250	1440 × 1405	1800	3700	5600	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY	R1	R2	R3	R4
	11	750	800	1400 × 1350	1440 × 1505	1800	3700	5600	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY	R1	R2	R3	R4
	13	900	900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	6350	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY	R1	R2	R3	R4
1.75	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	6350	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY	R1	R2	R3	R4
	17	1150	1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	7250	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY	R1	R2	R3	R4
	2 ^{max}	17	1150	1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	7850	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY	R1	R2	R3
2.5 ^{max}	20	1350	1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	7250	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY	R1	R2	R3	R4
	24	1600	1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	7850	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY	R1	R2	R3	R4
	24	1600	1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	7850	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY	R1	R2	R3	R4

- Notes:
- Above hoistway dimensions are based on T-stored buildings. For application to over T-stored 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/avg 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.

Speed (m/sec)	Overhead (O H)	Pit (P F)	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 65%.
 - 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 solution pad.
 - For gearless (T) roping elevators, the minimum machine room height should be 2400mm.

MULTISTRAND POST-TENSIONING



STRAND PROPERTIES – TO AS1311

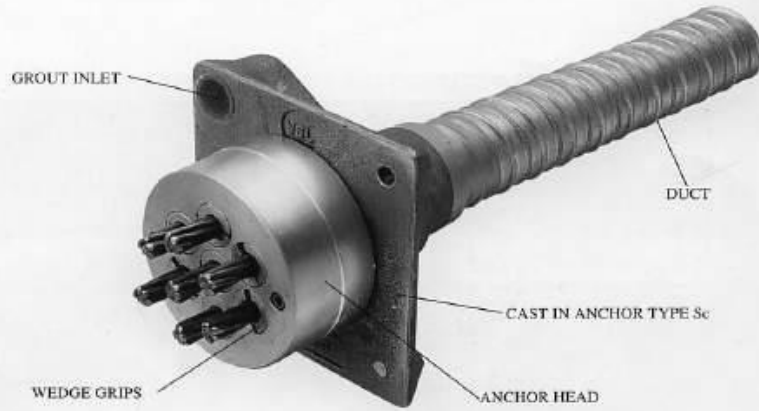
Nominal Diameter	Nominal Steel Area	Nominal Mass	Minimum Breaking Load	Minimum Proof Load (0.2% Offset)	Min. Elong. to Fracture in 600mm	Relaxation After 1,000hrs at 0.7 Breaking Load %	Modulus of Elasticity
mm	mm ²	kg/m	kN	kN	%	%	MPa
12.7	100.1	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180-205
15.2	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	$\times 10^3$

TENDON PROPERTIES

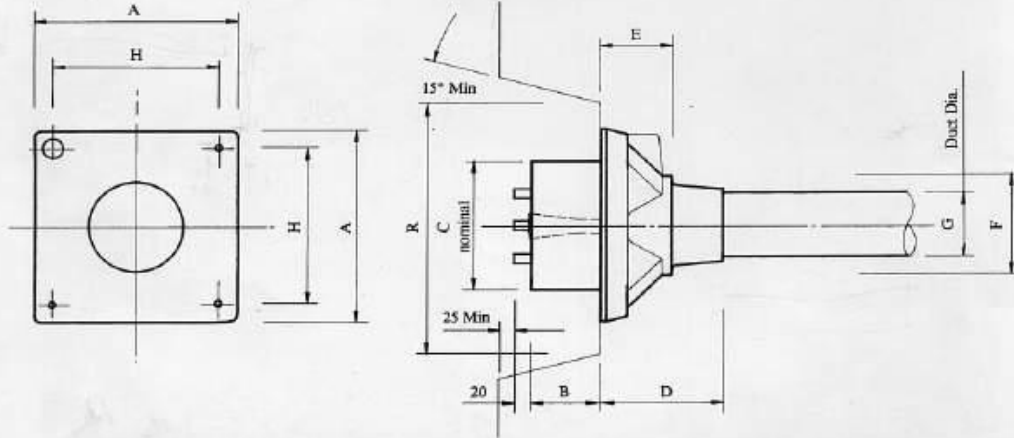
STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
5-3	2	368	39
	3	552	39
5-7	4	736	51
	5	920	51
	6	1100	51
	7	1290	51
5-12	8	1470	69
	9	1660	69
	10	1840	69
	11	2020	69
	12	2210	69
5-19	13	2390	84
	14	2580	84
	15	2760	84
	16	2940	84
	17	3130	84
	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
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
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	13250	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. = I. 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



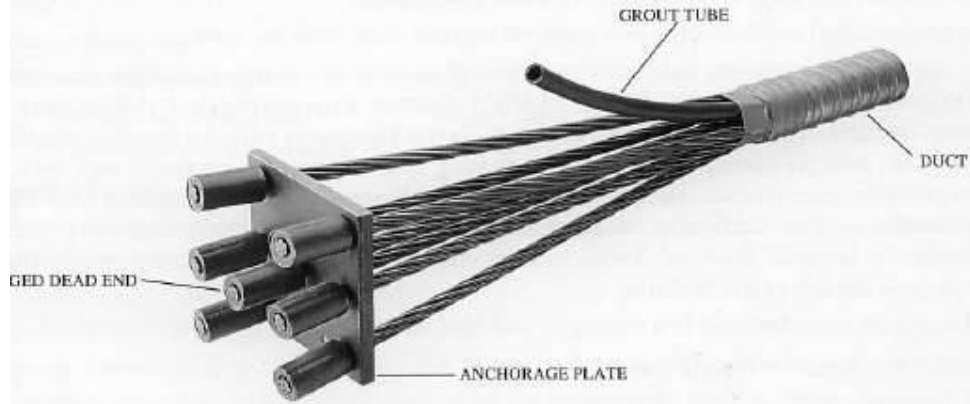
TENDON UNIT	Dimensions (mm)									
	A	B	C	D	E	F	G Int. Dia.	H	R	
STRAND TYPE 12.7mm	*5-3P	135	57	90	191	16	56	39	116	210
	*5-4P	150	57	90	216	16	64	39	125	210
	5-7	165	57	120	100	60	85	51	125	275
	5-12	215	54	160	160	84	120	69	151	320
	5-19	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	5-22	290	77	200	215	140	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	400	750	
STRAND TYPE 15.2mm	*6-3P	150	60	90	190	16	56	39	116	210
	*6-4P	165	54	120	100	60	85	51	125	270
	6-7	215	54	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	135	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.

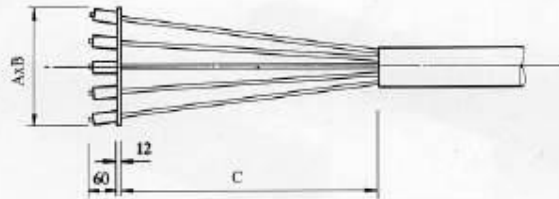
Refer VSL office for details.

*Plate type anchorages (Type P). Also available for other tendon units.

MULTISTRAND POST-TENSIONING



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



Innovation and Trust

BROCHURE

THE PRECAST CONCRETE MANUFACTURER



PC PILES

DESCRIPTION

Type of Piles	Prestressed Concrete Square Piles Prestressed Concrete Spun Piles Prestressed Concrete Spun Square Piles Prestressed Concrete Triangular Piles
System of Joints	Welded at steel joint plate
Type of Shoe	Concrete Pencil Shoe (Standard) for PC Spun Piles, Spun Square Pile & Square Piles Mamira Shoe (Special Order) for PC Spun Pile
Method of Driving	Dynamic Pile Driving : Diesel Hammer and Hydraulic Hammer Static Pile Driving : Hydraulic Static Pile Driver (Jacking Pile)

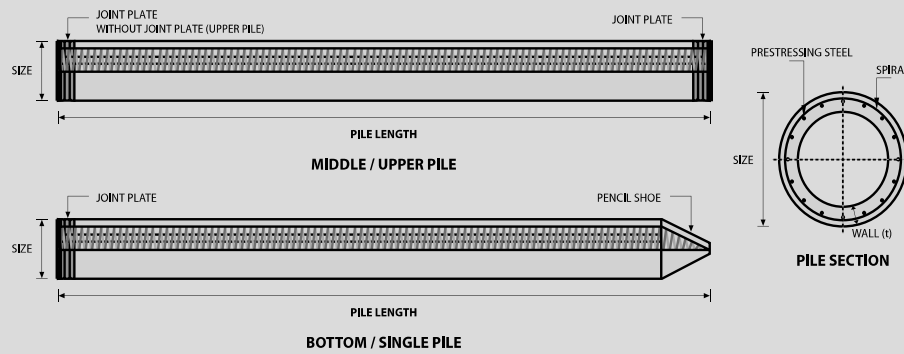
DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

Design	ACI 543R	Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles Chapter-4 Structural design requirement for piles with no seismic loading (In case pile is consider to seismic loading, piles detail should re-design refer to ACI 543R Chapter-5)
	SNI 2847 - 2013	Indonesian Standard Code for Concrete
Manufacturing	WB - PRD - PS - 16	Production Manufacturing Procedure

MATERIAL SPECIFICATION

ITEM	REFERENCE	DESCRIPTION	SPECIFICATION
Aggregate	ASTM C 33 / C 33M-11a	Standard Specification for Concrete Aggregates	
Cement	SNI 2049 - 2015	Portland Cement	Standard Product Type I Special Order : Type II or V
Admixture	ASTM C 494 / C 494M - 99a	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : High Range Water Reducing Admixture
Concrete	SNI 2834 - 2000 SNI 2493 - 2011	Concrete Mix Design Making and Curing Concrete Sample	
PC Strand	ASTM A 416 / A 416M - 99	Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete	Grade 270 (Low Relaxation Type)
PC Wire	JIS G 3536 - 2014	Uncoated Stress-Relieved Steel Wires and Strands for Prestressed Concrete	SWPD1 (Deformed Wire Type)
PC Bar	JIS G 3137 - 2008	Small Size-Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	Grade D - Class 1 - SBPD 1275/1420
Rebar	SNI 2052 - 2014	Reinforcement Steel for Concrete	Steel Class : BJT5 40 (Deformed) Steel Class : BJTP 24 (Round)
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2011	Low Carbon Steel Wires	SWM-P (Round Type) Cold-reduced steel wire for the reinforcement of concrete and the manufacture of welded fabric.
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steels for General Structure	SS400 (Tensile Strength 400 N/mm ²) Applicable steel product for steel plates and sheets, steel strip in coil, sections, flats and bars.
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 900	Structural Welding Code Steel	AWS A5.1/E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent.

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



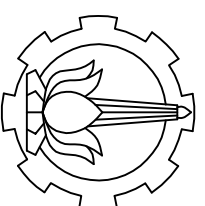
PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

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
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
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
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
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
					A2	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A3	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					B	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					A2	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
					A3	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					B	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					A2	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24
					A2	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24
					A3	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24
					B	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



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEMURNIAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

DESAIN GEDUNG DENGAN
 SISTEM SELF-CENTERING

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

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

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diah Nuryani
 0311154000080

NAMA GAMBAR

Tampak Utara dan Timur
 Eksisting

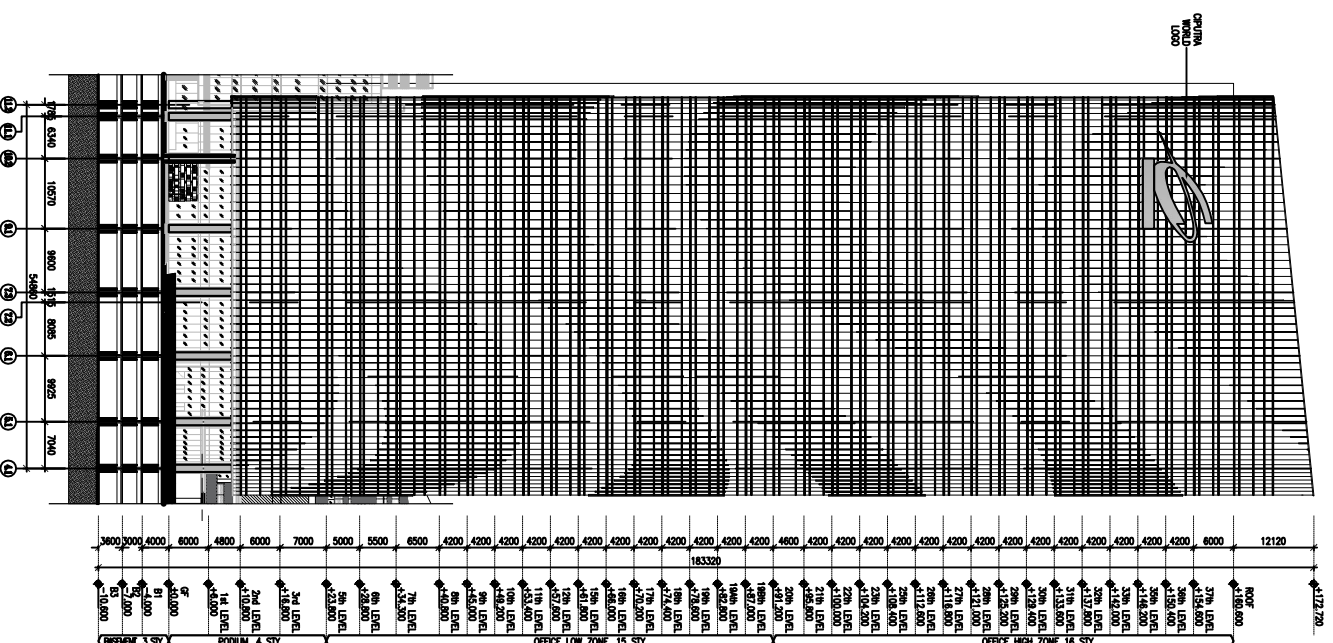
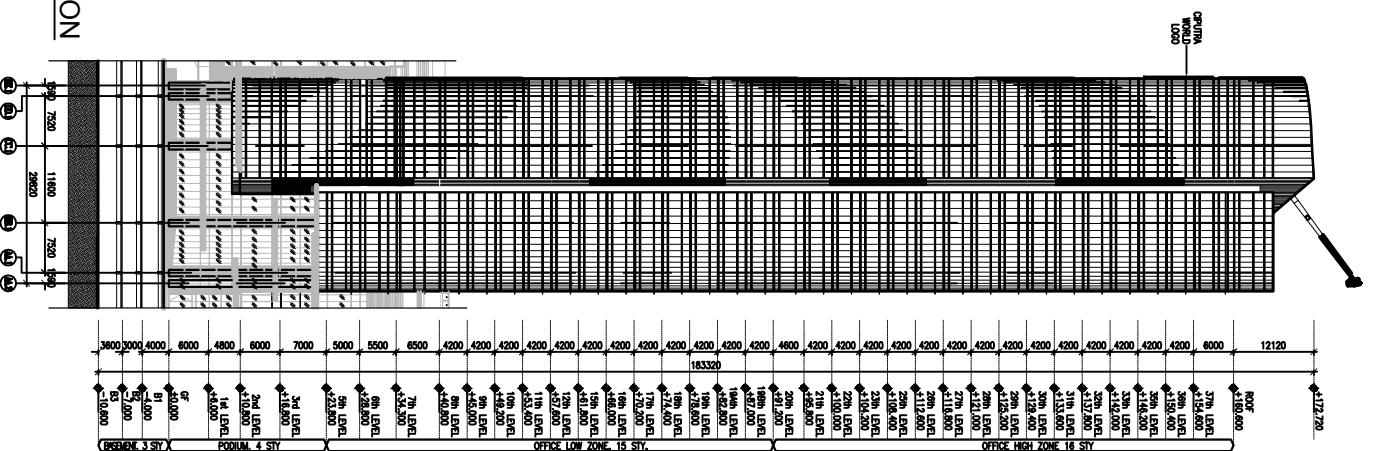
SKALA

1:500

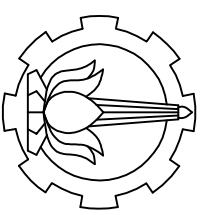
NO. LEMBAR JML. LEMBAR

01 24

NORTH ELEVATION



TAMPAK TIMUR



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

DESAIN GEDUNG DENGAN
 SISTEM SELF-CENTERING

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

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

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diah Nuryani
 0311154000080

NAMA GAMBAR

Denah Lantai Tipikal

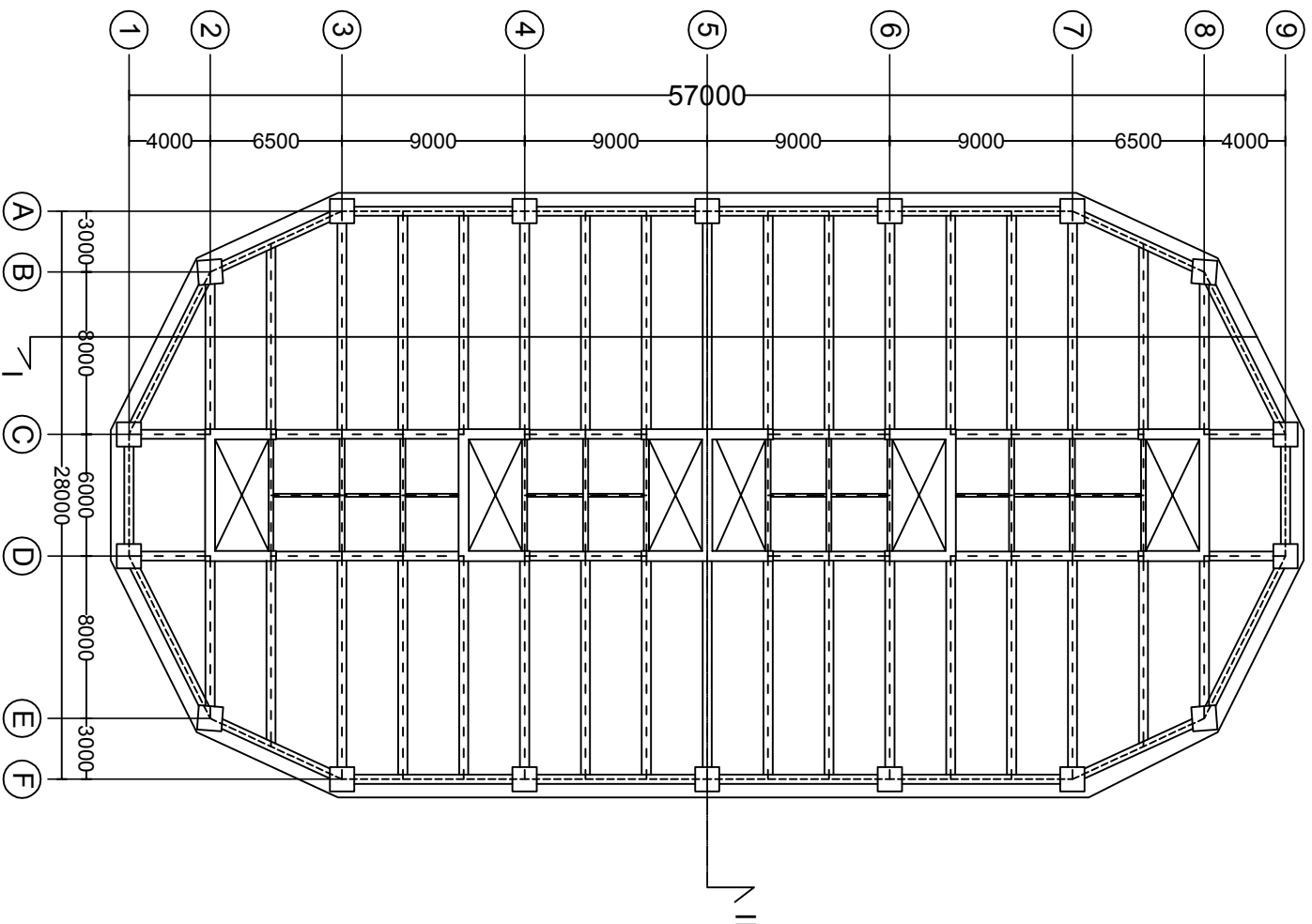
SKALA

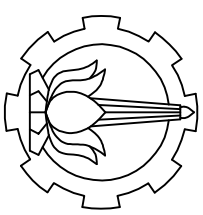
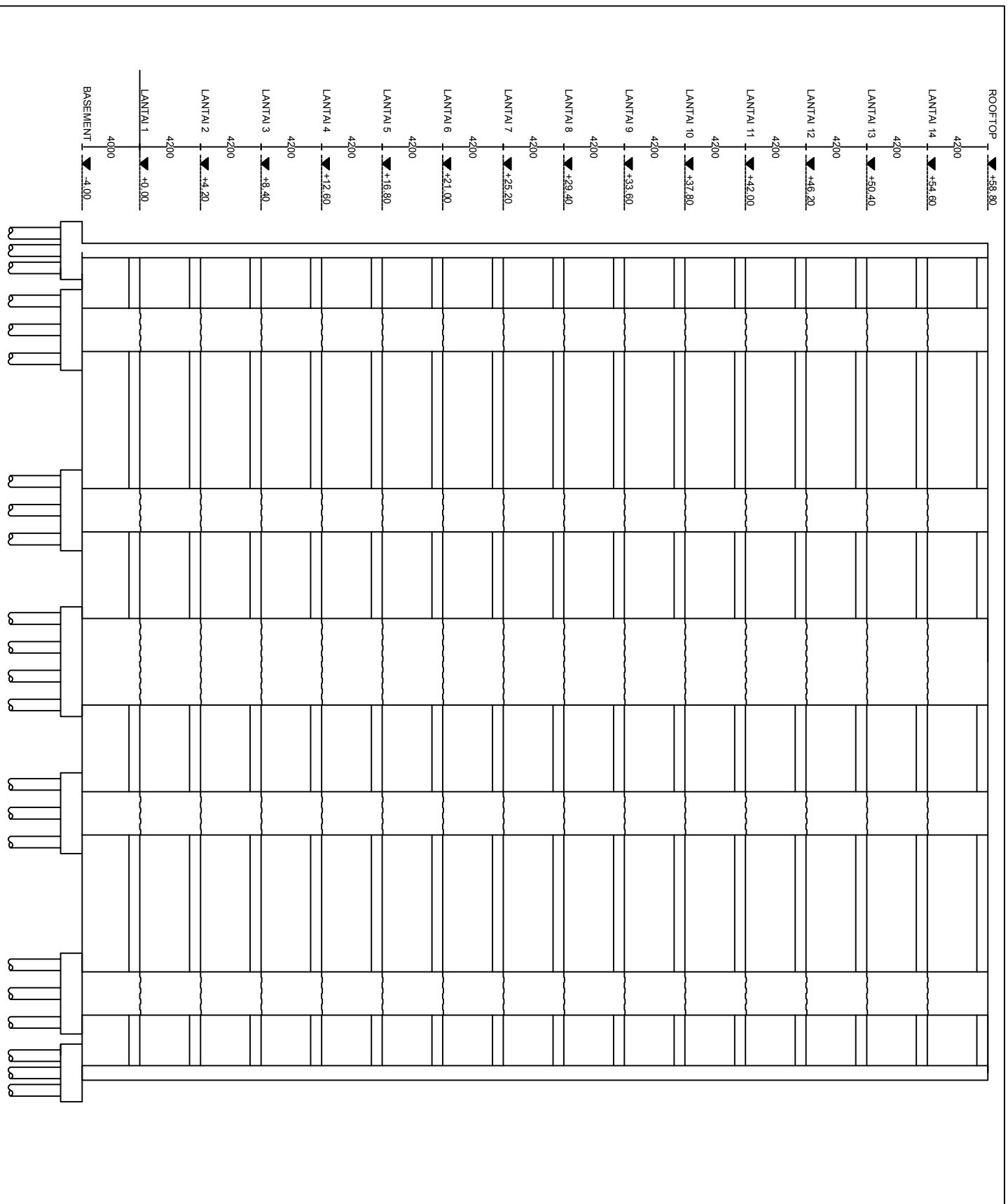
1:350

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

02

24





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL,
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

**DESAIN GEDUNG DENGAN
SISTEM SELF-CENTERING**

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

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

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diah Nuryani
0311154000080

NAMA GAMBAR

**Potongan I-I
(Memanjang)**

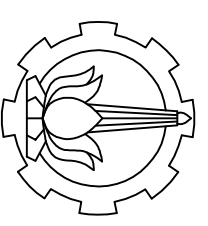
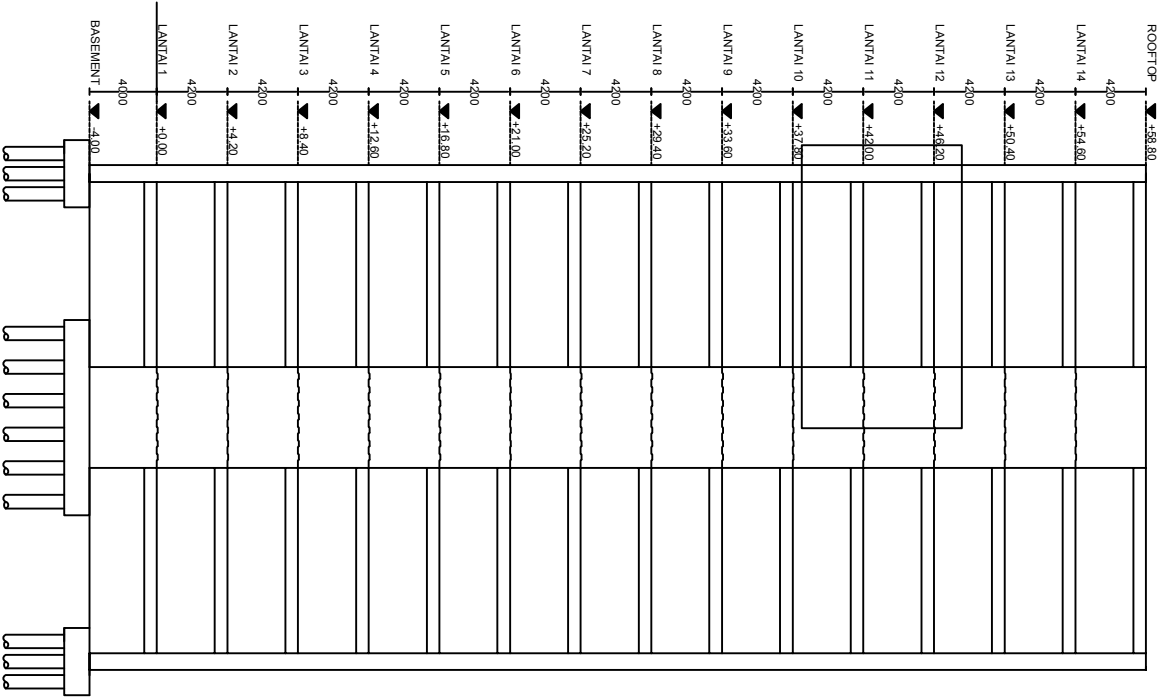
SKALA

1:250

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

03

24



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL,
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

**DESAIN GEDUNG DENGAN
SISTEM SELF-CENTERING**

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Patu Raka, DEA

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diah Nuryani
0311154000080

NAMA GAMBAR

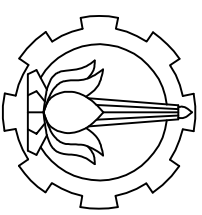
**Potongan II-II
(Melintang)**

SKALA

1:250

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

04 24



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL,
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

**DESAIN GEDUNG DENGAN
SISTEM SELF-CENTERING**

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

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

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diah Nuryani
0311154000080

NAMA GAMBAR

Detail Potongan II-II

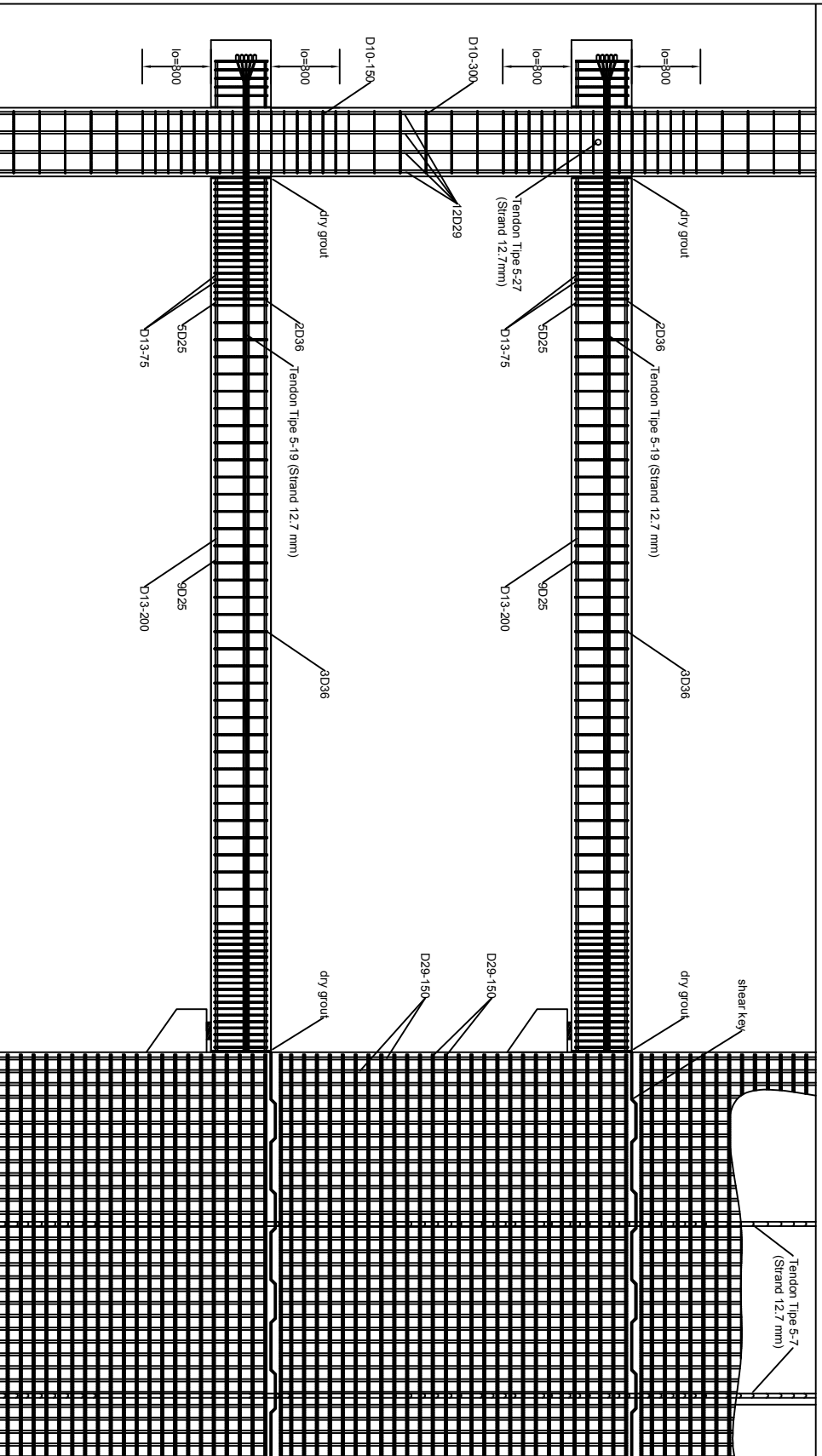
SKALA

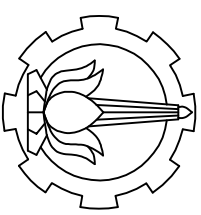
1:50

NO. LEMBAR **JML. LEMBAR**

05

24





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL,
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

**DESAIN GEDUNG DENGAN
SISTEM SELF-CENTERING**

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

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

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diyah Nuryani
0311154000080

NAMA GAMBAR

**Denah Pembalokan dan
Pelat**

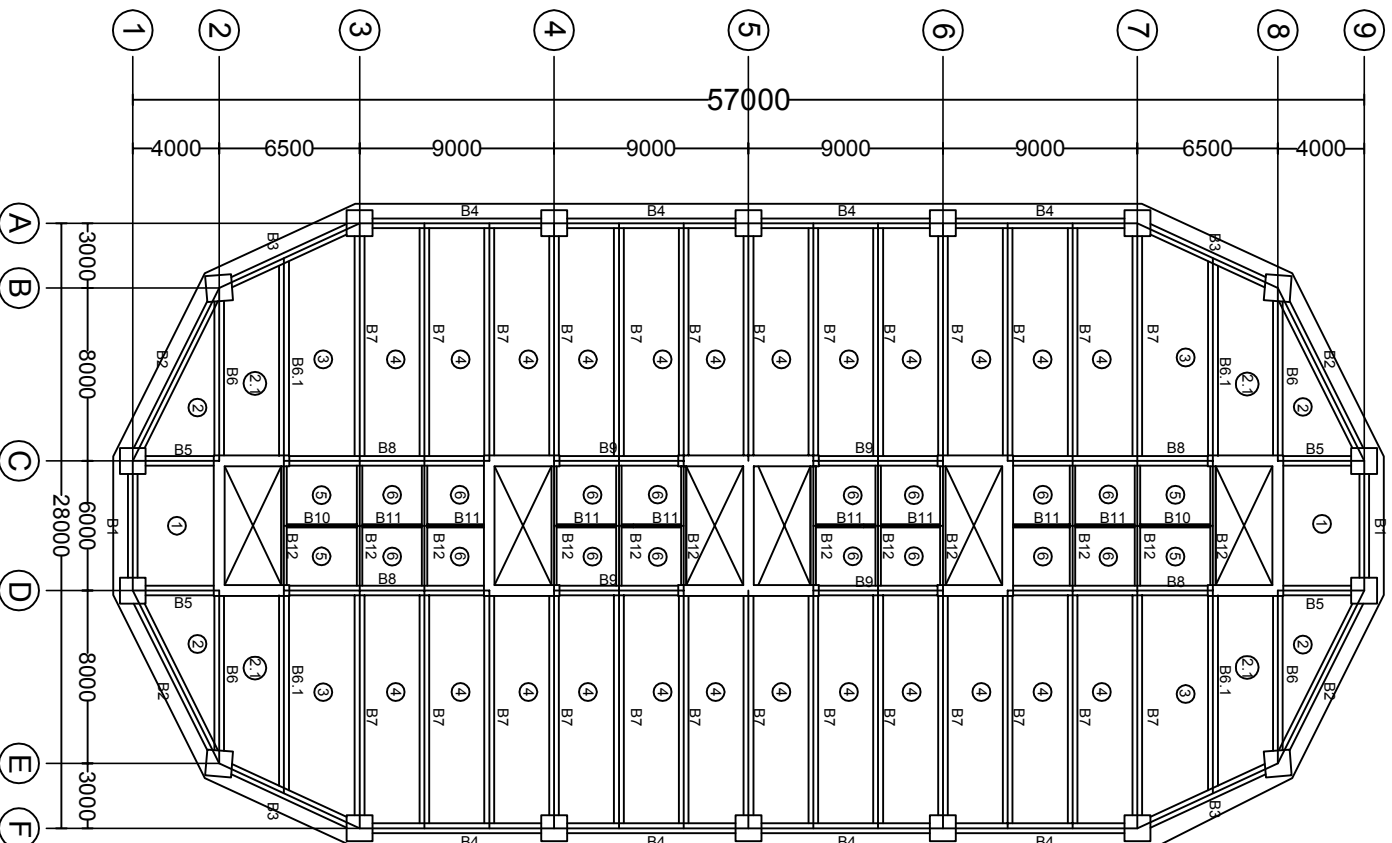
SKALA

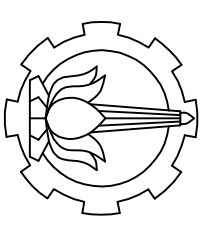
1:350

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

06

24





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL,
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

DESAIN GEDUNG DENGAN
SISTEM SELF-CENTERING

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Patu Raka, DEA

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diah Nuryani
0311154000080

NAMA GAMBAR

Penulangan Pelat Tipe 1, 2
dan 4

SKALA

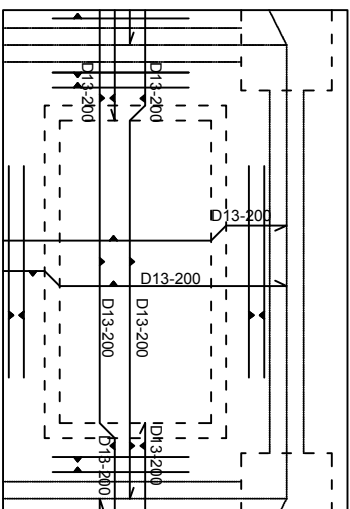
1:100

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

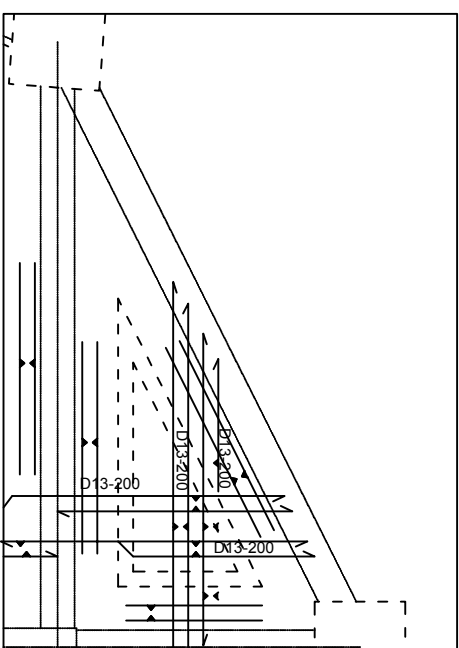
07

24

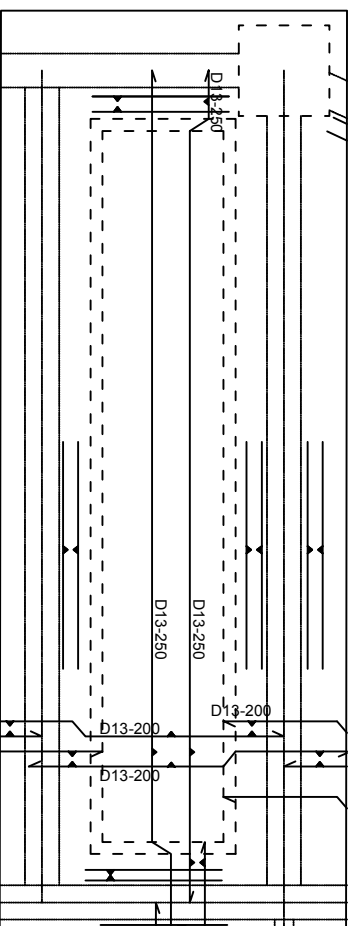
Pelat 1



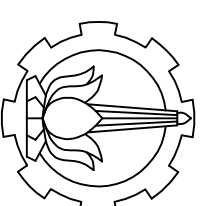
Pelat 2



Pelat 4



Type		Balok Induk Diagonal			
Dimensi (mm)	450 x 700				
Posisi	Tumpuan Negatif	Lapangan	Tumpuan Positif		
Potongan					
Tul Atas	8D36	2D36	3D36		
Tul Bawah	4D36	2D36	5D36		
Sengkang	D13-150	D13-150	D13-150		
Type	Balok Anak Sumbu Y		Balok Anak Sumbu X		
Dimensi (mm)	250 x 400		350 x 500		
Posisi	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	
Potongan					
Tul Atas	6D16	3D16	6D25	4D25	
Tul Bawah	3D16	3D16	4D25	5D25	
Sengkang	D13-150	D13-150	D13-150	D13-150	



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

DESAIN GEDUNG DENGAN
SISTEM SELF-CENTERING

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

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

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diah Nuryani
0311154000080

NAMA GAMBAR

Penulangan Balok
non-Prategang

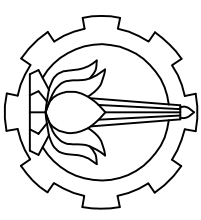
SKALA

1:25

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

08

24



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL,
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEMUDAHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

**DESAIN GEDUNG DENGAN
SISTEM SELF-CENTERING**

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Patu Raka, DEA

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diah Nuryani
0311154000080

NAMA GAMBAR

Rekap Penulangan Kolom

SKALA

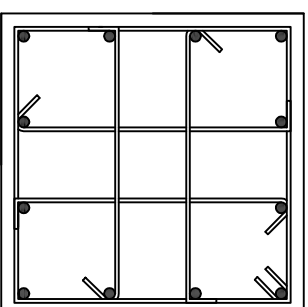
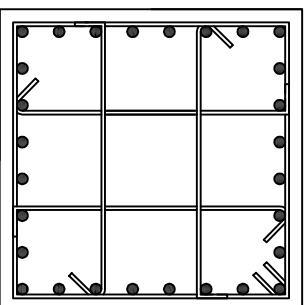
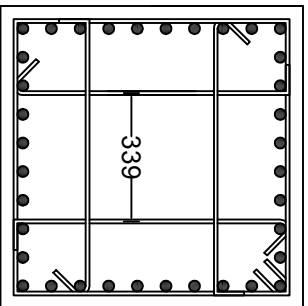
1:20

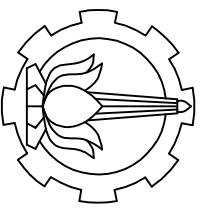
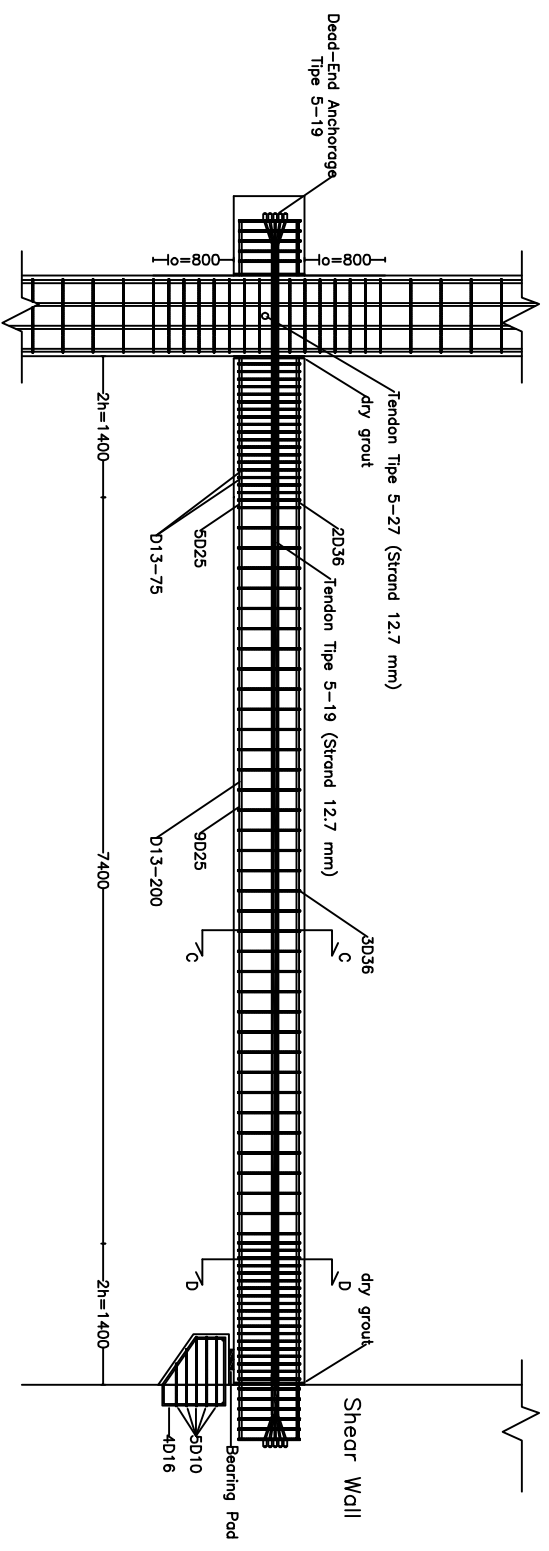
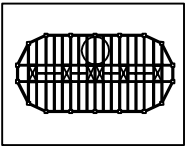
NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

09

24

Lantai	Lt 1-5	Lt 6-10	Lt 11-20
Ukuran	800 x 800 mm	800 x 800 mm	800 x 800 mm
Tul. Longitudinal	36D29	28D29	12D29
Sengkang	D10-150/D10-300	D10-150/D10-300	D10-150/D10-300





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL,
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEMUDAHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

**DESAIN GEDUNG DENGAN
SISTEM SELF-CENTERING**

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Fatmum, M.Sc., Ph.D

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

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diah Nuryani
0311154000080

NAMA GAMBAR

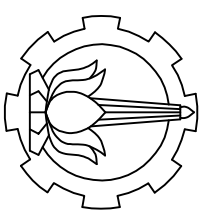
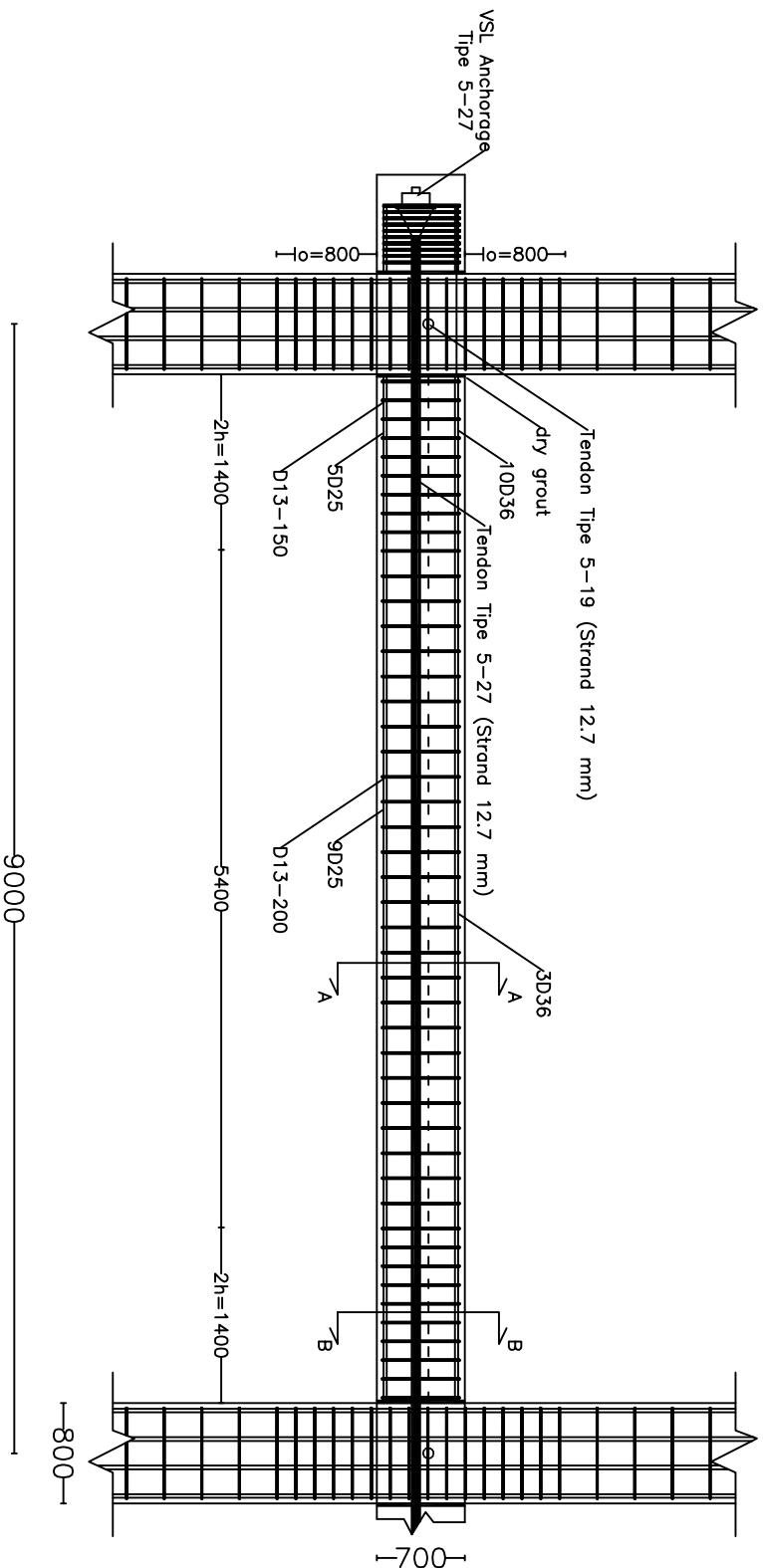
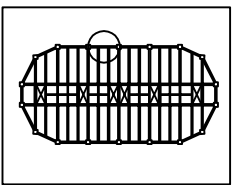
Balok Prategang Sumbu X

SKALA

1:75

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

10	24
----	----



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL,
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEMUDAIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

DESAIN GEDUNG DENGAN
SISTEM SELF-CENTERING

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

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

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diah Nuryani
0311154000080

NAMA GAMBAR

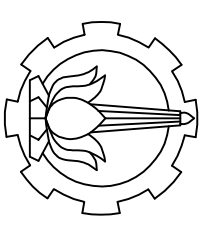
Balok Prategang Sumbu Y

SKALA

1:50

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

11	24
----	----



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL,
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

DESAIN GEDUNG DENGAN
SISTEM SELF-CENTERING

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Patu Raka, DEA

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diah Nuryani
0311154000080

NAMA GAMBAR

Detail Potongan A-A, B-B,
C-C, dan D-D

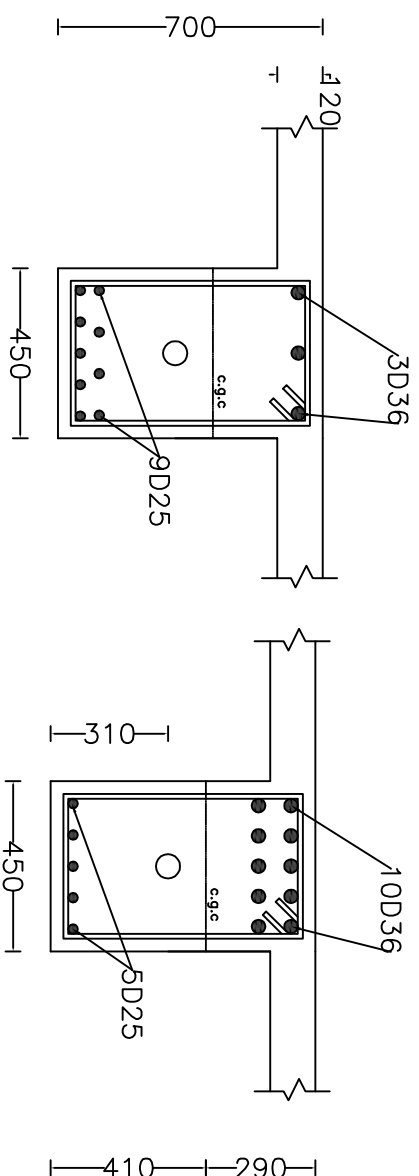
SKALA

1:20

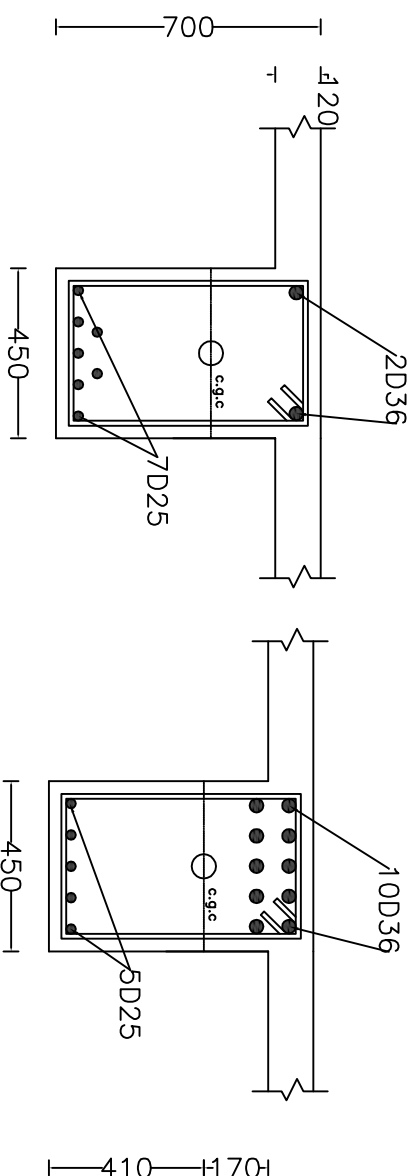
NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

12

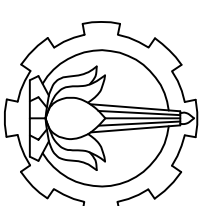
24



POTONGAN A-A POTONGAN B-B



POTONGAN C-C POTONGAN D-D



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

DESAIN GEDUNG DENGAN
SISTEM SELF-CENTERING

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

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

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diah Nuryani
0311154000080

NAMA GAMBAR

Detail Pengangkutan Balok
Prategang

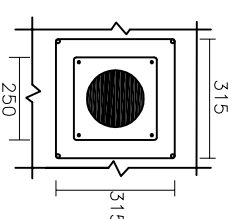
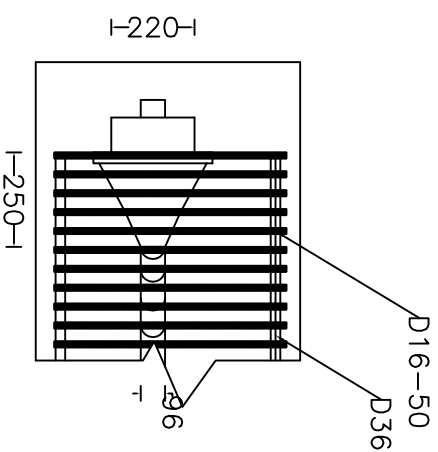
SKALA

1:20

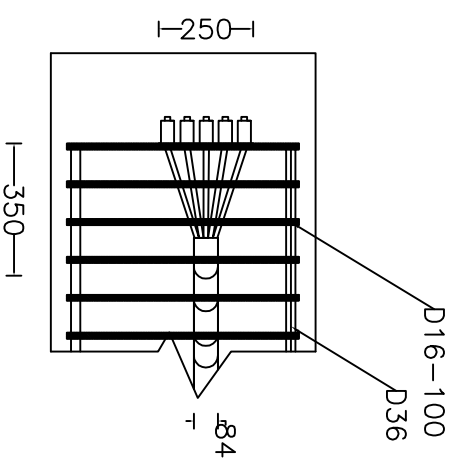
NO. LEMBAR JML. LEMBAR

13

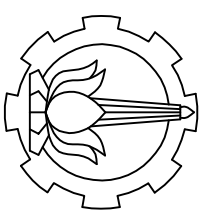
24



VSL Anchorage
Tipe 5-27



VSL Dead-End Anchorage
Tipe 5-19



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL,
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

DESAIN GEDUNG DENGAN
SISTEM SELF-CENTERING

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Patu Raka, DEA

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diah Nuryani
0311154000080

NAMA GAMBAR

Penulangan Shearwall
Type 1

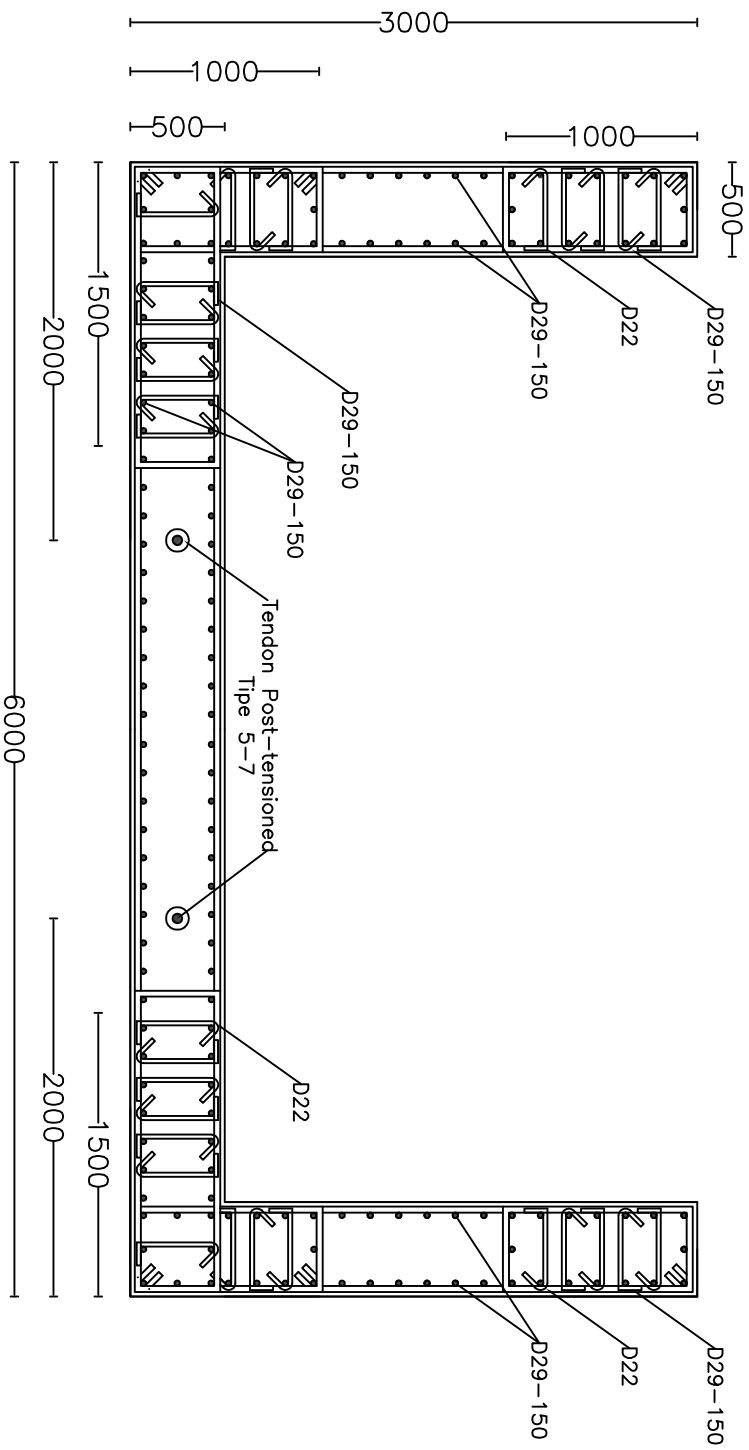
SKALA

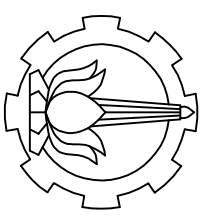
1:50

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

14

24





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL,
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

**DESAIN GEDUNG DENGAN
SISTEM SELF-CENTERING**

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Patu Raka, DEA

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diah Nuryani
0311154000080

NAMA GAMBAR

DENAH TANGGA

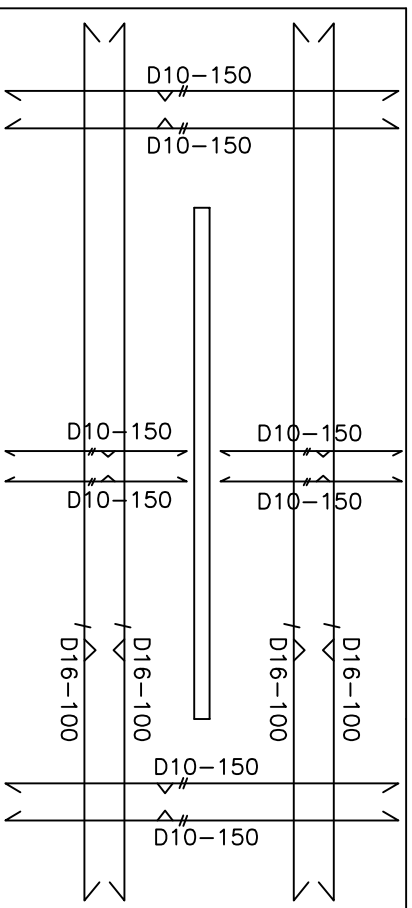
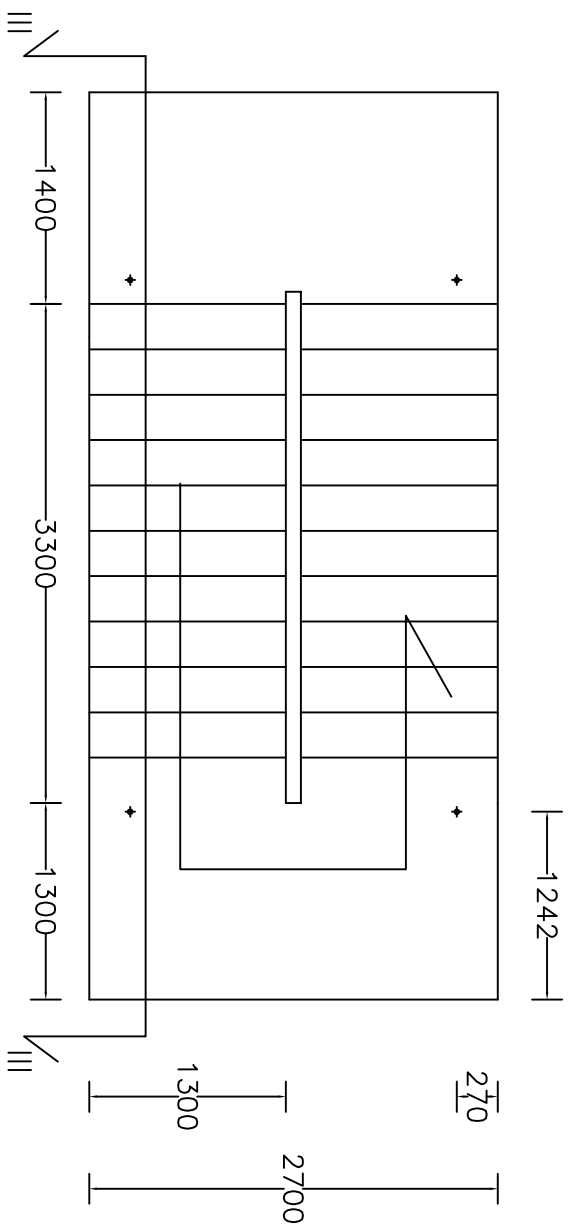
SKALA

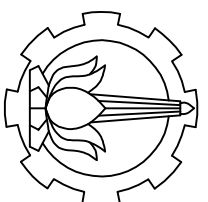
1:50

NO. LEMBAR **JML. LEMBAR**

16

24





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEMUDAIAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

DESAIN GEDUNG DENGAN
 SISTEM SELF-CENTERING

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Fatmum, M.Sc., Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Patu Raka, DEA

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diah Nuryani
 0311154000080

NAMA GAMBAR

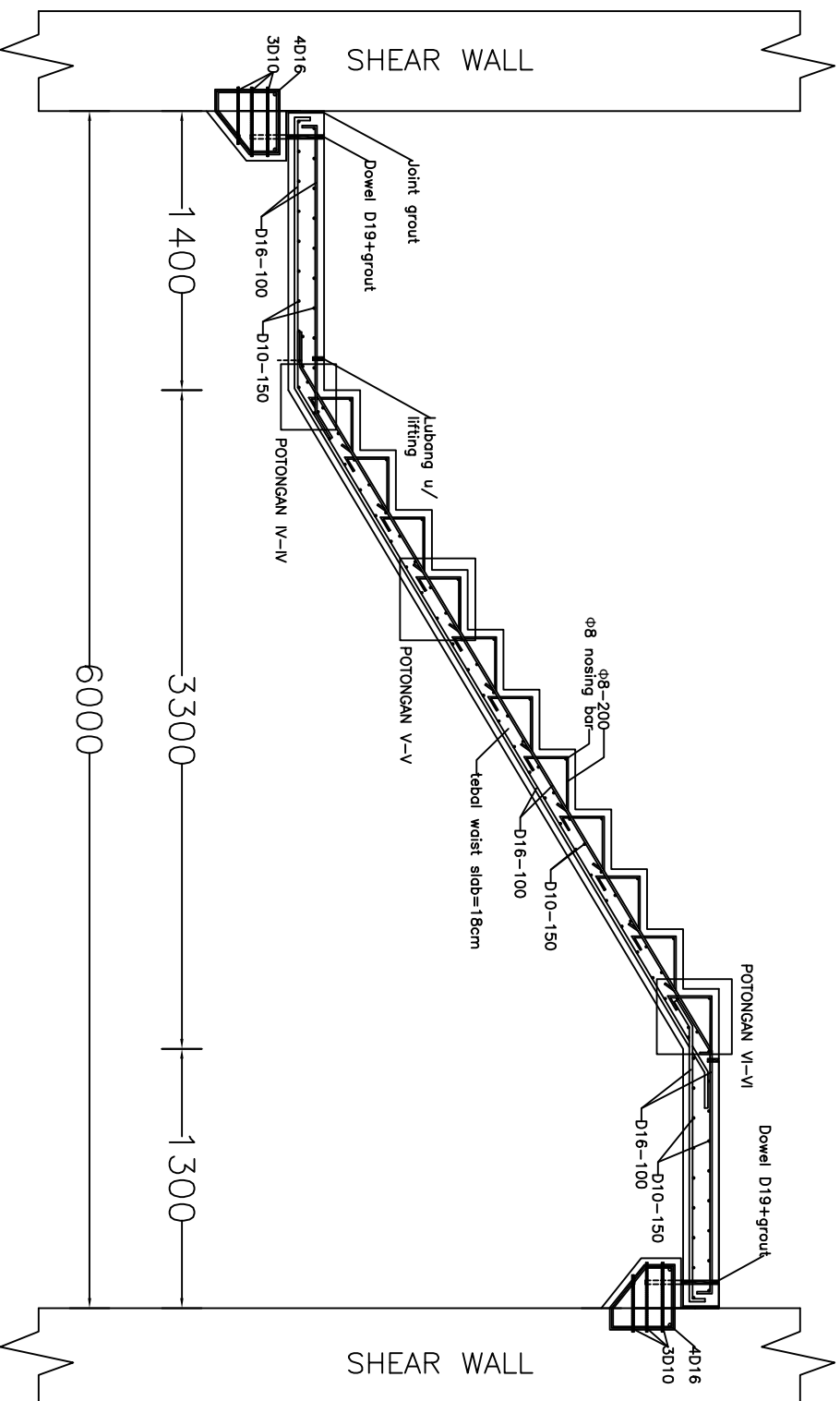
DETAIL POTONGAN III-III

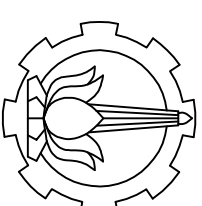
SKALA

1:25

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

17 24





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL,
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

DESAIN GEDUNG DENGAN
SISTEM SELF-CENTERING

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Patu Raka, DEA

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diah Nuryani
0311154000080

NAMA GAMBAR

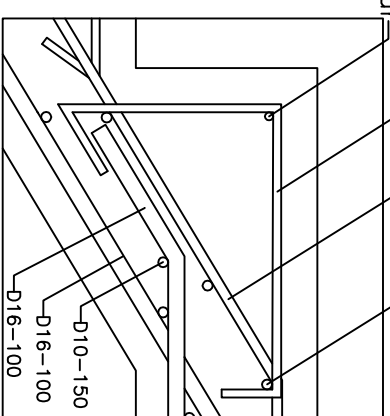
DETAIL POTONGAN IV-IV,
V-V, DAN VI-VI

SKALA

1:20

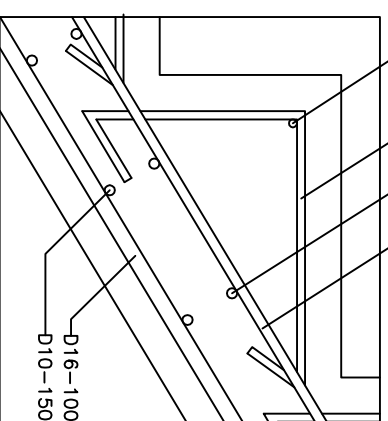
NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
18	24

D10-150
D10-200
Φ8-200
Φ8 nosing bar



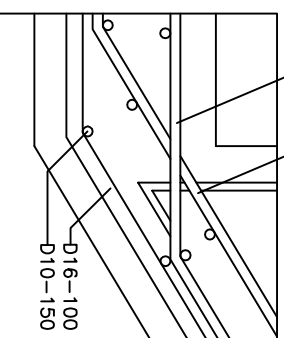
POTONGAN
VI-VI

D10-200
D10-150
Φ8-200
Φ8 nosing bar

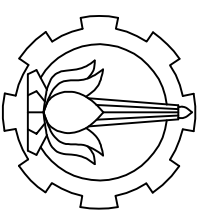


POTONGAN V-V

D10-200
D10-150



POTONGAN
IV-IV



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL,
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

DESAIN GEDUNG DENGAN
SISTEM SELF-CENTERING

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Patu Raka, DEA

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diah Nuryani
0311154000080

NAMA GAMBAR

Denah Pondasi

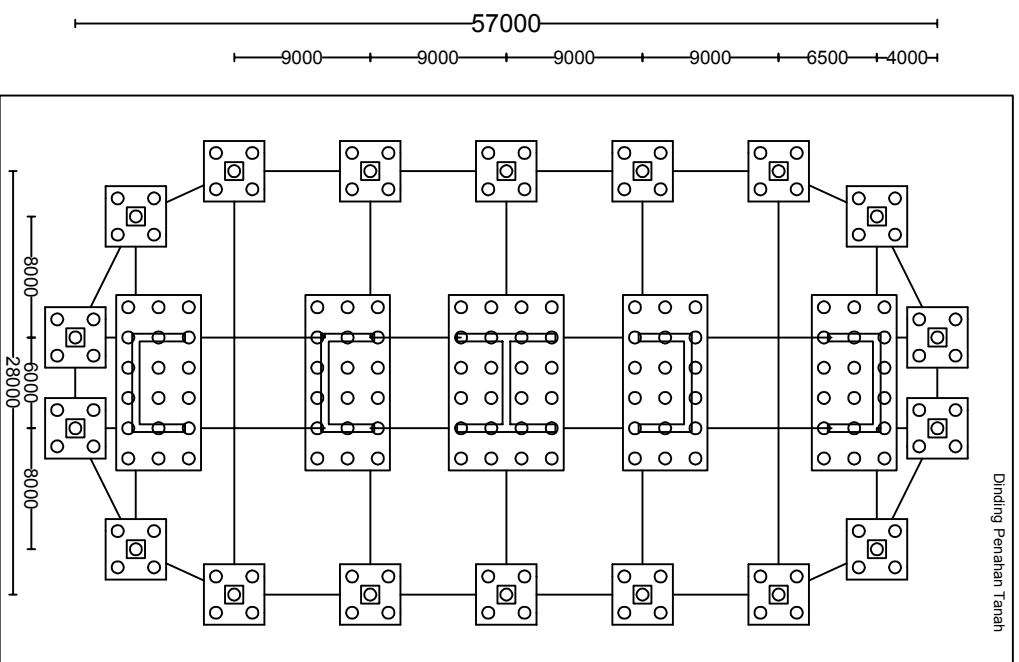
SKALA

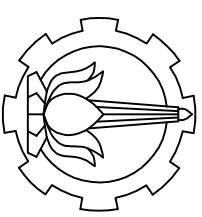
1:500

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

19

24





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL,
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

DESAIN GEDUNG DENGAN
SISTEM SELF-CENTERING

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Patu Raka, DEA

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diah Nuryani
0311154000080

NAMA GAMBAR

Type Pondasi 1 dan 2

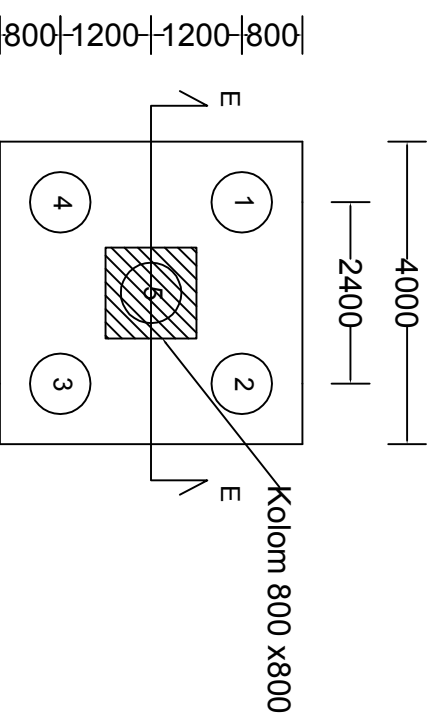
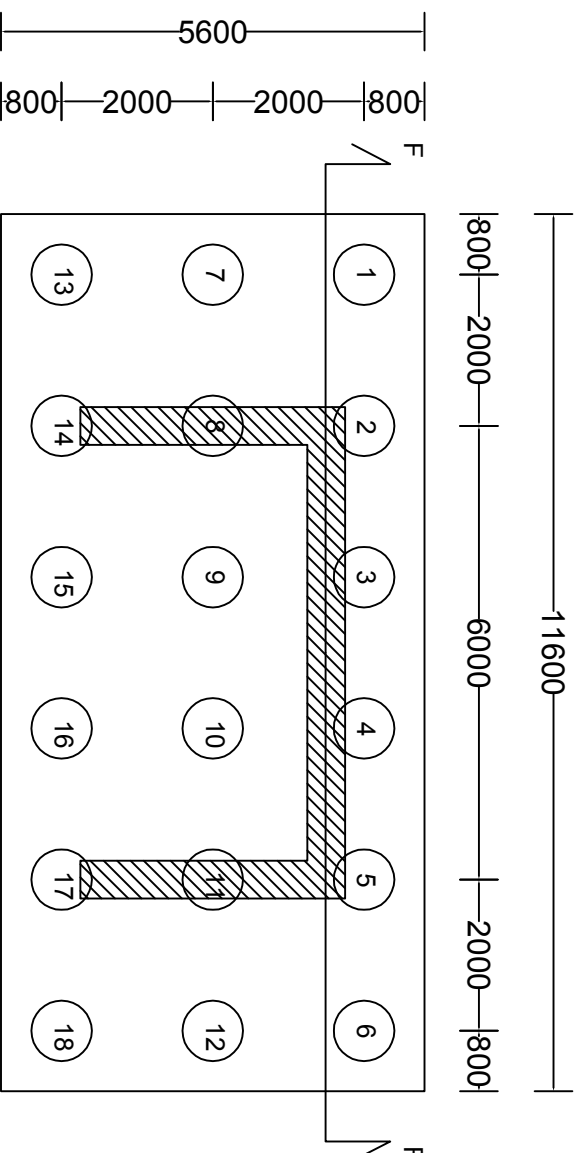
SKALA

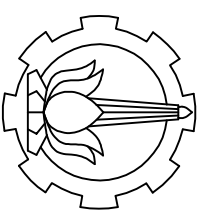
1:100

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
------------	-------------

20

24





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL,
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

DESAIN GEDUNG DENGAN
SISTEM SELF-CENTERING

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Patu Raka, DEA

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diah Nuryani
0311154000080

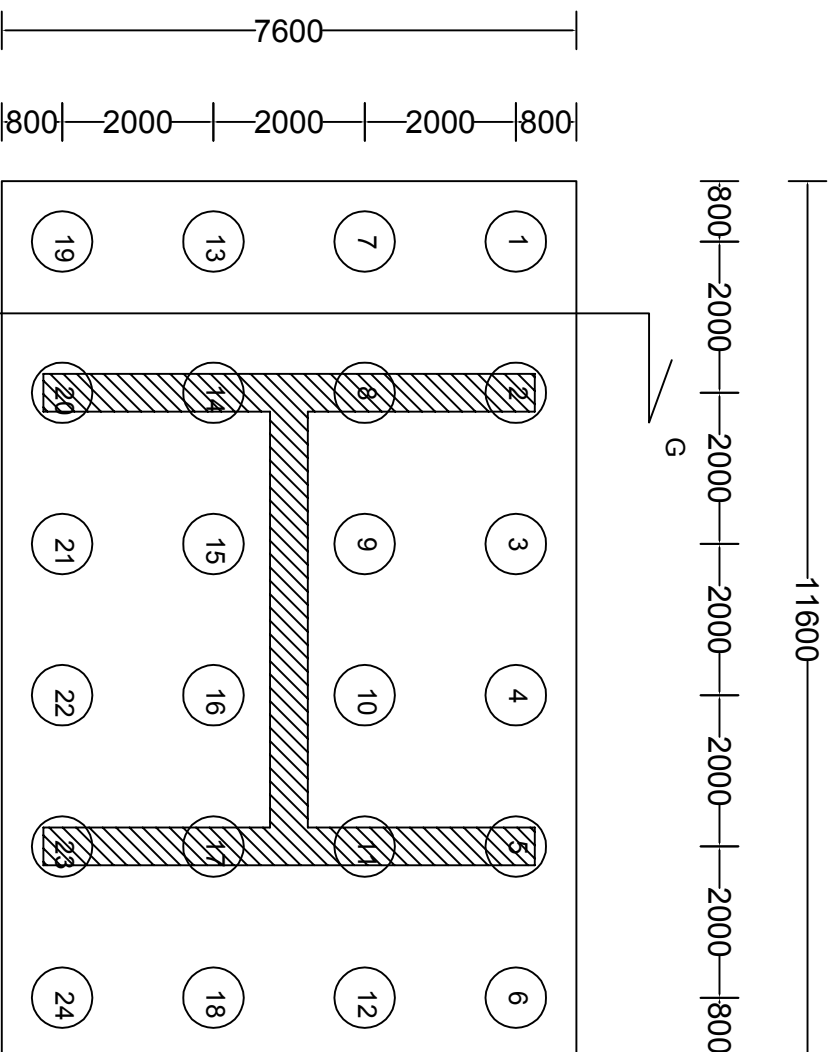
NAMA GAMBAR

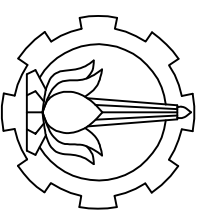
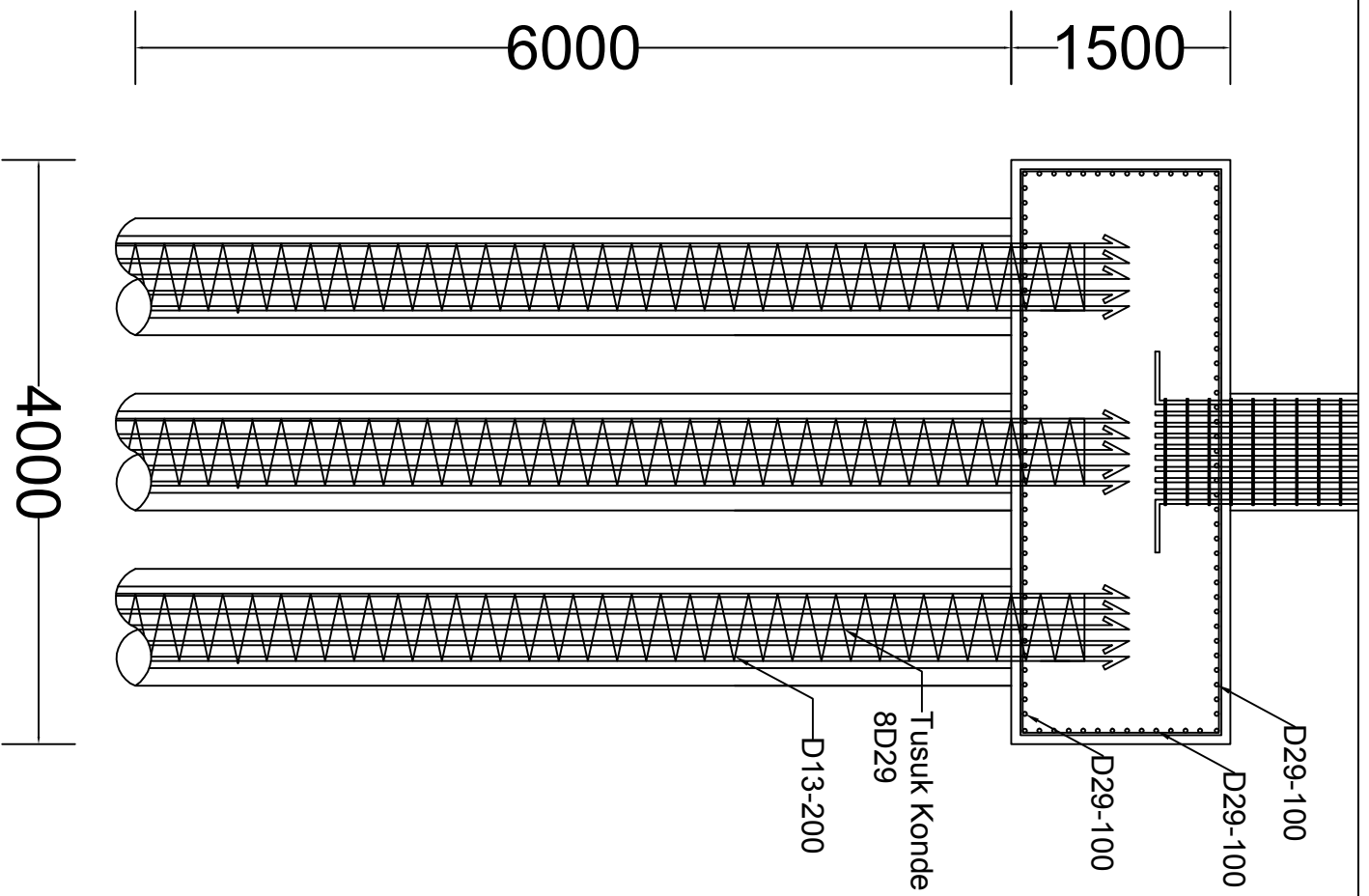
Type Pondasi 3

SKALA

1:100

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
21	24





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

DESAIN GEDUNG DENGAN
SISTEM SELF-CENTERING

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faizun, M.Sc., Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Patu Raka, DEA

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diah Nuryani
0311154000080

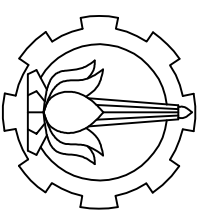
NAMA GAMBAR

Potongan E-E

SKALA

1:50

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
22	24



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL,
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

DESAIN GEDUNG DENGAN
SISTEM SELF-CENTERING

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Prof. Dr. Ir. I Gusti Patu Raka, DEA

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diah Nuryani
0311154000080

NAMA GAMBAR

Potongan F-F

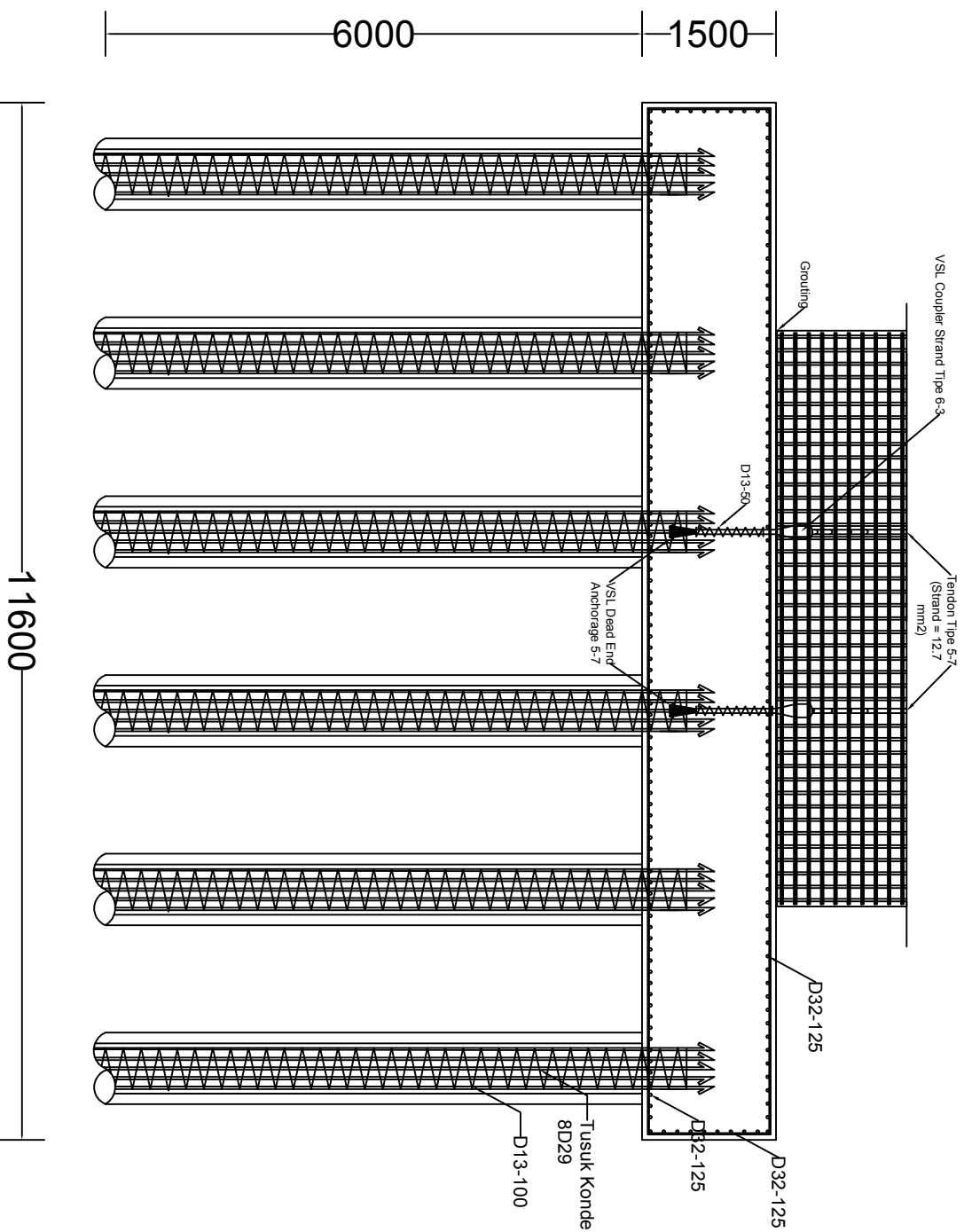
SKALA

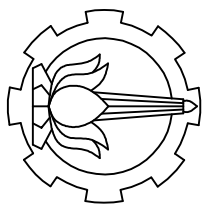
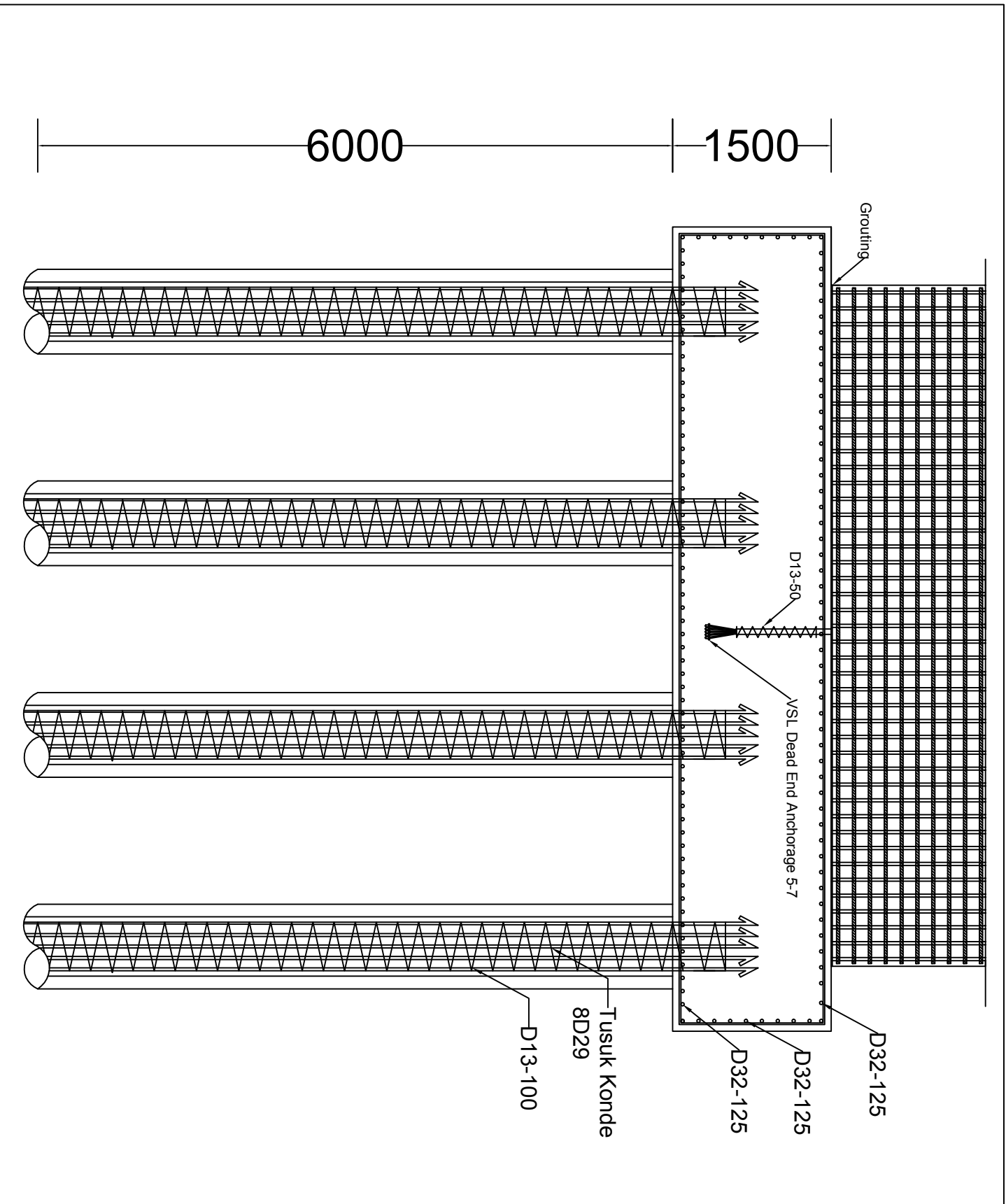
1:75

NO. LEMBAR JML. LEMBAR

23

24





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN, DAN KEBUMIHAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
2019

LAMPIRAN

TUGAS AKHIR (RC18-4830)

DESAIN GEDUNG DENGAN
SISTEM SELF-CENTERING

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

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

NAMA & NRP MAHASISWA

Ayuning Diah Nuryani
0311154000080

NAMA GAMBAR

Potongan G-G

SKALA

1:50

NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
24	24



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukulilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Ir. Faimin, M. Sc., PhD / Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
NAMA MAHASISWA	: Ayuning Diah Nuryani
NRP	: 03111540000080
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain Gedung dengan Sistem Self-Centering
TANGGAL PROPOSAL	: 29 Oktober 2018
NO. SP-MMTA	: /IT2.VI.4.1/PP.05.02.00/2018 086140

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	14-01-2018	Denah, Preliminary Design Permodelan Struktur, Kontrol Base Shear	<ul style="list-style-type: none"> - Denah pembalokan ganti - ketebalan plat ganti - Pakai faktor reduksi beban hidup untuk kontrol base shear - Ganti R - Kontrol Partisipasi Massa <ul style="list-style-type: none"> - " - waktu Getas - " - Drift & Eksentrisitas - Halya kanyan out of 88 00 ad 	
2.	23/01/19	Hasil gaya dari run.	Coba diberi tulangan dulu base-on. <u>force</u>	
3.	02/02/19	<ul style="list-style-type: none"> - analisis struktur dan penampang - hasil selasa minggu dep - gambar Red - Halya kanyan door gaya - analisis struktur / buktu - Halya kanyan kudu bea. 		



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Ir. Faimun, M.Sc, PhD / Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
NAMA MAHASISWA	: Ayuning Diah Nuryani
NRP	: 03111540000090
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain Gedung dengan Sistem Self-Centering
TANGGAL PROPOSAL	: 29 Oktober 2019
NO. SP-MMTA	: IT2.VI.4.1/PP.05.02.00/2019 096140

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
4.	19/02/2019		<p>Buat model:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. ujin² balok disekresi 2. ujin² balok di pusat. 3. ujin² balok persegi, dan panel di buat individual <p>model atau</p> <p>model 1, untuk model balok</p> <p>model 2, untuk penelitian sya masalah</p> <p>model 3, untuk sistem self centering.</p>	
5.	04/03 2019		- Buat test permodelan SW	
6.	11/03 2019		- Elemen link properties di hitung	
7.	19/03 2019 		- Konfigurasi model SW diberi frame (tendon)	



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)


Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Ir. Faimun, Msc., PhD / Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, PhD
NAMA MAHASISWA	: Ayuning Diah Nuryani
NRP	: 0311154000090
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain Gedung dengan Sistem Self-Centering
TANGGAL PROPOSAL	: 29 Oktober 2018
NO. SP-MMTA	: 086140

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
	15/04/2019			
	19/04/2019			
	23/05/2019	<ul style="list-style-type: none"> → Plat → Tumpuan → Balok lift → Pembalokan balok prestress 	<ul style="list-style-type: none"> → Momen nominal balok prestress → Hubungan balok kolom self-centering 	
	13/06/2019			



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Ir. Faimun, MSc., PhD / Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, PhD
NAMA MAHASISWA	: Ayuning Diah Nuryani
NRP	: 03111540000080
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain Gedung dengan Sistem Self-Centering
TANGGAL PROPOSAL	: 29 Oktober 2018
NO. SP-MMTA	: 086140

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU-DEPAN	
	18/06 2018	1) Momen nominal dikoreksi Balok 2) Kolom OK	1) Skenario pelaksanaan ↓ Perhitungan 2) Sambungan ahitung tegangannya 3) Tuscik Konde 4) Asis PPT H-3 siding	
	22/6	telaga tank male	dan detail, K di luga doi partit man tad P dan detail pnce	
	28/06	- Gambar telg baring steel. - telg corbel. (gambar aja) - telg shearwall memanjang.		

BIODATA PENULIS

Ayuning Diah Nuryani



Lahir di Samarinda, pada tanggal 27 September 1997, merupakan anak pertama dari 3 bersaudara pasangan Bambang Sudarmono dan Sri Sudarningsih. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Patra Dharma 3 Balikpapan, SMPN 1 Balikpapan, dan SMAN 1 Balikpapan. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Institut Teknologi

Sepuluh Nopember Jurusan Teknik Sipil (FTSLK-ITS) Surabaya melalui Program Sarjana dan terdaftar dengan NRP. 03111540000080. Selama menempuh studi, penulis aktif di Unit Kegiatan Tari dan Karawitan (UKTK) dan pernah menjabat sebagai Sekretaris Departemen Internal. Selain itu, penulis juga aktif dalam kepanitiaan, salah satunya dengan mengikuti kepanitiaan Civil Expo ITS. Penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur dengan mengambil judul tugas akhir “**Desain Gedung dengan Sistem Self-Centering**”

Narahubung

Email : ayuningdiahnuryani@rocketmail.com