



TUGAS AKHIR (RC18-1501)

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR TOWER
CASPIAN APARTEMEN GRAND SINGKONO
LAGOON MENGGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA**

I NYOMAN ADISURYA WIJAYA
NRP. 03111640000137

Dosen Pembimbing I
Ir. Faimun, MSc, Ph.D.

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

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

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



TUGAS AKHIR (RC18-1501)

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR TOWER
CASPIAN APARTEMEN GRAND SUNGKONO
LAGOON MENGGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA**

I NYOMAN ADISURYA WIJAYA
NRP. 03111640000137

Dosen Pembimbing I
Ir. Faimun, MSc, Ph.D.

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

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

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



FINAL PROJECT (RC18-1501)

**STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN CASPIAN
TOWER GRAND SUNGKONO LAGOON
APARTEMENS USING PRESTRESSED BEAM AND
DUAL SYSTEM**

I NYOMAN ADISURYA WIJAYA
NRP. 03111640000137

Academic Supervisor I
Ir. Faimun, MSc, Ph.D.

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

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
Faculty of Civil Engineering , Environment dan Potential Sepuluh
Nopember Institute of Technology
Surabaya
2020

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR TOWER CASPIAN
APARTEMEN GRAND SUNGKONO LAGOON
MENGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG DAN
SISTEM GANDA**

TUGAS AKHIR

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

Oleh :

NYOMAN ADISURYA WIJAYA

NRP. 031 116 4000 0137

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Ir. Faimun, MSc, Ph.D

(Pembimbing I)

2. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Rahardiana, Ph.D (Pembimbing II)



**SURABAYA
JULI, 2020**

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR TOWER CASPIAN
APARTEMEN GRAND SUNGKONO LAGOON
MENGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG DAN
SISTEM GANDA**

Nama Mahasiswa : Nyoman Adisurya Wijaya
NRP : 03111640000137
Departemen : Teknik Sipil FTSLK – ITS
Dosen Pembimbing : Ir. Faimun, MSc, Ph.D
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

ABSTRAK

Pertumbuhan penduduk yang meningkat pesat setiap tahunnya di kota Surabaya turut mendorong kebutuhan lahan untuk tempat tinggal. Namun keterbatasan lahan yang tersedia di kota Surabaya membuat sulitnya para pengembang properti untuk menyediakan kebutuhan tempat tinggal yang layak dihuni. Hunian vertikal merupakan solusi yang tepat untuk mengatasi permasalahan keterbatasan lahan untuk kebutuhan tempat tinggal. Salah satu property yang menggunakan konsep hunian vertikal adalah Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Surabaya.

Gedung Tower Caspian terdiri atas 50 lantai dan 3 basement yang pada kondisi sebenarnya dibangun menggunakan metode beton bertulang konvensional pada keseluruhan lantainya. Pada tugas akhir ini struktur Tower Caspian akan dimodifikasi ulang menjadi 20 lantai dengan 1 basement yang dirancang dengan menggunakan beton bertulang pada keseluruhan lantai dan direncanakan menggunakan atap datar dengan dak beton yang akan difungsikan sebagai roof garden dan aktivitas semi outdoor yang tumpu menggunakan balok prategang pada lantai 19 yang akan di desain menjadi ballroom tanpa ada struktur

kolom di tengah ruangan sehingga ballroom menjadi lebih luas dan nyaman. Karena jika menggunakan balok beton bertulang yang akan menghasilkan dimensi yang lebih besar.

Perencanaan Tower Caspian ini menggunakan sistem ganda. Sistem ganda adalah salah satu sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul bersama oleh rangka utama sedangkan beban lateralnya dipikul bersama oleh rangka utama dan dinding struktur. Rangka utama dan dinding struktur didesain sebagai Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Dinding Geser. Perencanaan akan memenuhi persyaratan keamanan struktur berdasarkan RSNI 1726 : 2019, RSNI 2847 : 2019 dan SNI 1727:2013.

Dari hasil analisa yang telah dilakukan didapatkan kesimpulan bahwa balok prategang pada atap memiliki dimensi sebesar 500 x 1100 mm dan gaya prategang awal sebesar 3300 kN. Kehilangan gaya prategang yang di alami oleh balok sebesar 18.7% dan tebal dinding geser sebesar 40 cm dengan special boundary element pada ujung-ujung dinding geser tersebut. Pondasi menggunakan tiang pancang diameter 60 cm dengan kedalaman 40 meter.

Kata Kunci : Modifikasi, Tower Caspian, Grand Sungkono Lagoon, Beton Prategang, Beton Bertulang, Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), Dinding Geser

**STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN CASPIAN
TOWER GRAND SUNGKONO LAGOON
APARTEMENS USING PRESTRESSED BEAM AND
DUAL SYSTEM**

Student Name : Nyoman Adisurya Wijaya
NRP : 03111640000137
Department : Civil Engineering FTSLK – ITS
Academic Supervisor : Ir. Faimun, MSc, Ph.D.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

ABSTRACT

Population growth that is increasing rapidly every year in the city of Surabaya has contributed the demand for residential area. However, the limited availability of residential area makes property developers barely able to provide decent homes standard. Vertical living is such an obvious solution to the challenge of housing growing and limited availability of residential area. One of the property who has applied this solution is Caspian Tower of Grand Sungkono Surabaya Apartment.

The Caspian Tower has 50 floors and 3 basement which is using aconvensional reinforced concrete system on all floor. In this final project, The Caspian Tower will be modified to onlu have 20 floors and 1 basement designed using reinforced concrete on the entire floor and using flat concrete roof that will be functioned as ak roof garden and other outdoor activity with prestressed concrete beam on the 19th floor which will be designed to ballroom without any column structure in the middle of the room so that the

ballroom becomes more spacious and comfortable. Because if you use a reinforced concrete beam that will produce a larger dimension.

The planning of the Caspian Tower building uses a dual system. The dual system is a structural system whose gravitational load is carried together by the main frame while the lateral load is carried together by the main frame and the structure wall. The main frame and structure walls are designed as a Special Moment Frame Structure (SRPMK) and Shearwall. Planning will fulfill structural security requirements based on RSNI 1726 : 2019, RSNI 2847: 2019 and SNI 1727: 2013.

From the results of the analysis carried out it was concluded that the prestressed beam on the roof has dimensions of 500x1100 mm and prestressing force of 3300 kN. The loss of prestressed force is 18.7 % and the thickness of the shearwall is 40 cm with a special boundary element at the ends of the shearwall. The foundation uses a pile diameter of 60 cm with a depth of 40 meters.

Key Word : Reinforced Concrete, Prestressed Concrete, Caspian Tower, Grand Sungkono Lagoon, Special Moment Frame Structure (SRPMK), Shearwall

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa karena atas berkat rahmat, kasih dan bimbingan-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul “DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR TOWER CASPIAN APARTEMEN GRAND SUNKONO LAGOON MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG DAN SISTEM GANDA” ini dengan baik dan tepat waktu. Pada akhir kata, penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Kedua orang tua saya yang senantiasa mendukung saya sepenuhnya.
2. Bapak Ir. Faimun, MSc, Ph.D. selaku dosen pembimbing I tugas akhir dan selaku dosen wali.
3. Bapak Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka. selaku dosen pembimbing II tugas akhir.
4. Bapak dan Ibu dosen serta staf pengajar Jurusan Teknik Sipil FTSLK – ITS.
5. Keluarga angkatan S-59, dan rekan-rekan yang telah berjuang bersama dan banyak membantu dalam penyusunan Tugas Akhir ini.

Dalam penulisan Proposal Tugas Akhir ini, saya menyadari bahwa masih ada kekurangan. Maka kritik dan saran yang bersifat membangun sangat saya harapkan demi laporan ini.

Semoga proposal ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca, penulis dan semua pihak yang terkait.

Surabaya, Mei 2020

Penulis

“ Halaman sengaja dikosongkan ”

DAFTAR ISI

Lembar Pengesahan.....	i
Abstrak	iii
Abstract	v
Kata Pengantar	vii
Daftar Isi.....	ix
Daftar Gambar.....	xiii
Daftar Tabel.....	xvii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	5
1.3 Tujuan.....	5
1.4 Batasan Masalah.....	6
1.5 Manfaat Tugas Akhir.....	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Umum.....	7
2.3 Desain Sistem Prategang	8
2.4 Prinsip Dasar Beton Pratekan.....	11
2.5 Dampak Pemberian Pasca Tarik Pada Balok Terhadap Gedung Bertingkat	15
2.6 Balok Prategang Parsial.....	19
2.7 Sistem Ganda.....	19
2.8 Sistem Hubungan Balok Prategang Terhadap Kekekangan Kolom Monolit.....	21
2.9 Perencanaan Basemen	21
2.10 Perencanaan Pondasi	22
BAB III METODOLOGI	28
3.1 Umum.....	28
3.2 Diagram Alir Penyusunan Tugas Akhir	28
3.3 Pengumpulan Data	30
3.4 Studi Literatur.....	31
3.5 Perencanaan Struktur Sekunder.....	32
3.6 Preliminary Desain	40
3.7 Pembebanan.....	43

3.8	Analisa Stuktur	52
3.9	Perencanaan Struktur.....	56
3.10	Sistem Hubungan Balok Kolom.....	74
3.11	Perencanaan <i>Basement</i>	76
3.12	Perencanaan Pondasi	77
3.13	Gambar	84
BAB IV	PRELIMINARY DESIGN.....	85
4.1	Umum.....	85
4.2	Data Perencanaan	85
4.3	Pembebanan.....	86
4.4	Perencanaan Balok	86
4.5	Perencanaan Tebal Pelat.....	89
4.6	Perencanaan Kolom.....	97
4.7	Perencanaan Dinding Geser	104
BAB V	PERMODELAN DAN PEMBEBANAN	
STRUKTUR.....		105
5.1	Umum.....	105
5.2	Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental	115
5.3	Kontrol Gaya Geser Dasar (<i>Base Shear</i>).....	117
5.4	Kontrol Sistem Ganda (<i>Dual System</i>).....	120
5.5	Kontrol Partisipasi Massa.....	120
5.6	Kontrol Simpangan (<i>Drift</i>)	122
BAB VI	PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER	127
6.1	Perencanaan Tangga.....	127
6.2	Perhitungan Pelat.....	142
6.3	Penulangan Balok Anak	151
6.4	Perencanaan Balok Lift	156
BAB VII	PERENCANAAN STRUKTUR PRATEKAN	161
7.1	Umum.....	161
7.2	Data Perencanaan Beton Pratekan.....	161
7.3	Mencari Lebar Efektif	162
7.4	Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton	163
7.5	Perhitungan Pembebanan	165
7.6	Penentuan Gaya Pratekan Balok Prategang	165
7.7	Kontrol Lendutan	180

7.8	Kontrol Momen Nominal	181
7.9	Perhitungan Penulangan Geser Balok Prategang	184
7.10	Perhitungan Penulangan Torsi Balok Prategang	186
7.11	Daerah Limit Tendon	186
7.12	Kontrol Momen Retak (Mcr)	189
7.13	Pengangkuran Ujung	190
7.14	Perencanaan Kolom Sendi.....	191
7.15	Metode Pelaksanaan	193
BAB VIII PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA NON		
PRATEKAN		
8.1	Perencanaan Balok Induk.....	195
8.2	Perencanaan Kolom.....	213
8.3	Perencanaan Dinding Geser	230
8.4	Hubungan Balok Kolom.....	237
BAB IX PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH.....		
9.1	Perencanaan Basement	240
9.2	Perencanaan Pondasi	244
BAB IX PENUTUP		
10.1	Kesimpulan.....	280
10.2	Saran.....	282
Daftar Pustaka		288

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Tampak Depan Eksisting Tower Caspian Grand Sungkono Lagoon	2
Gambar 2. 1 Proses Pratarik	9
Gambar 2. 2 Proses Pasca-Tarik.....	10
Gambar 2. 3 Konsep Beton Pratekan	12
Gambar 2. 4 Tendon dengan Eksentrisitas	12
Gambar 2. 5 Diagram Tegangan Beton Prategang	13
Gambar 2. 6 Perbandingan Penulangan Prategang dan Beton Bertulang	14
Gambar 2. 7 Konsep Beton Pratekan Mencapai Keseimbangan Beban.....	14
Gambar 2. 8 Denah Tipikal dan Potongan Gedung yang Diinvestigasi.....	16
Gambar 2. 9 a) Momen pada Kolom Akibat Pemberian Pasca Tarik pada Lantai Bertingkat, Dasar Kolom Terkekang (Jepit). b) Efek Pemberian Pasca Tarik pada Lantai 10 Terhadap Lantai di Bawahnya	17
Gambar 2. 10 Pemberian Gaya 100 Kips pada Balok, Gaya Dalam pada Balok dan Momen yang Terjadi pada Kolom	17
Gambar 2. 11 Momen pada Kolom dan Gaya Prategang pada Balok Setelah 15 Lantai Diberikan Gaya Pasca Tarik—Dengan Kolom Terkekang pada Dasarnya (Jepit)	18
Gambar 2. 12 Efek dari Reaksi Horizontal	21
Gambar 2. 13 Wall footing	23
Gambar 2. 14 Single column footing	24
Gambar 2. 15 Combined footing	25
Gambar 2. 16 Raft Foundation	26
Gambar 2. 17 Raft Foundation	26
Gambar 3. 1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir	29
Gambar 3. 2 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir (lanjutan) ...	30

Gambar 3. 3 Diagram alir perhitungan penulangan komponen lentur.....	36
Gambar 3. 4 S_s , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCE_R).....	45
Gambar 3. 5 S_1 , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCE_R).....	46
Gambar 3. 6 Perhitungan simpangan tiap lantai.....	55
Gambar 3. 7 Daerah Limit kabel	73
Gambar 3. 8 Bagan Hubungan Balok Kolom.....	75
Gambar 3. 9 (a) Pekerjaan Kolom Sistem Monolit (b) Pemberian Gaya Prategang Pada Balok Prategang Sistem Monolit.....	75
Gambar 3. 10 Konfigurasi Spun Pile pada Pile Cap	78
Gambar 3. 11 Perhitungan Momen Lentur dan Gaya Geser pada Pile Cap	82
Gambar 4. 1 Gambar Denah Pembalokan Lantai 1-19	87
Gambar 4. 2 Ilustrasi bentang efektif	91
Gambar 4. 3 Variasi Pelat Lantai 1-19	93
Gambar 4. 4 Denah pelat tipe 300 x 500 cm	93
Gambar 5. 1 Denah Struktur Lantai Atap	106
Gambar 5. 2 Tampak Struktur dari <i>Elevation View F</i>	107
Gambar 5. 3 Permodelan Struktur 3D pada ETABS	107
Gambar 5. 4 Peta untuk Menentukan Nilai S_s	112
Gambar 5. 5 Peta untuk Menentukan Nilai S_1	112
Gambar 5. 6 Grafik Respon Spektrum Desain	114
Gambar 6. 1 Ilustrasi Tampak Atas Tangga	128
Gambar 6. 2 Ilustrasi Tampak Samping Tangga	128
Gambar 6. 3 Ilustrasi Tebal Pelat Tangga	128
Gambar 6. 4 Tampak 3D Tangga dan Perletakkan.....	130
Gambar 6. 5 Hasil Momen M11	131
Gambar 6. 6 Hasil Momen M22.....	131
Gambar 6. 7 Hasil Geser V13	131
Gambar 6. 8 Hasil Geser V23	131
Gambar 6. 9 Tampak Atas Pelat Lantai Tipe A	145

Gambar 6. 10 Ilustrasi potongan pelat rencana	145
Gambar 6. 11 Denah Lift.....	156
Gambar 6. 12 Pembebanan Balok Penggantung Lift	157
Gambar 7. 1 Diagram Momen Akibat Beban Mati dari ETABS	167
Gambar 7. 2 Diagram Momen Akibat Beban Mati dan Hidup dari ETABS	168
Gambar 7. 3 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Transfer	170
Gambar 7. 4 Diagram Tegangan di Tumpuan Saat Transfer.....	170
Gambar 7. 5 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Beban Layan.....	171
Gambar 7. 6 Diagram Tegangan di Tumpuan Saat Beban Layan	172
Gambar 7. 7 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Beban Layan.....	178
Gambar 7. 8 Diagram Tegangan di Tumpuan Saat Beban Layan	178
Gambar 7. 9 Diagram Momen akibat Gempa dari ETABS.....	179
Gambar 7. 10 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Beban Layan.....	179
Gambar 7. 11 Diagram Equilibrium Kekuatan Nominal Beton	182
Gambar 7. 12 Daerah Limit Tendon	188
Gambar 7. 13 Diagram Axial Akibat Beban Mati dari ETABS	193
Gambar 8.1 Diagram Momen dan Geser Tumpuan	196
Gambar 8.2 Diagram Momen Lapangan	196
Gambar 8. 3 Rasio Tulangan Kolom K1 pada SP Column	215
Gambar 8. 4 Ilustrasi Momen yang Bertemu di HBK.....	216
Gambar 8. 5 Lebar Efektif Pelat yang Digabung dengan Balok	217
Gambar 8. 6 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 1.....	219
Gambar 8. 7 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 2.....	219
Gambar 8. 8 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 1.....	221
Gambar 8. 9 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 2.....	221

Gambar 8. 10 Penentuan gaya geser pada kolom.....	225
Gambar 8. 11 Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas dan Bawah $f_s = 1,25 f_y$	Error! Bookmark not defined.
Gambar 8. 12 Konfigurasi Penulangan <i>Shearwall</i> Pier 1	233
Gambar 8. 13 Diagram Interaksi P-M <i>Shearwall</i> Pier 1 Arah X	233
Gambar 8. 14 Luas Joint Efektif	237
Gambar 9. 1 Bagian Dinding Penahan Tanah yang Dimodelkan	240
Gambar 9. 2 Momen M 11 akibat Tekanan Horizontal Tanah..	241
Gambar 9. 3 Momen M 22 akibat Tekanan Horizontal Tanah..	241
Gambar 9. 4 Denah Pondasi	244
Gambar 9. 5 Grafik Daya Dukung Tanah Terhadap Kedalaman	248
Gambar 9. 6 Pondasi Tiang Pancang Tipe 1	249
Gambar 9. 7 Pondasi Tiang Pancang Tipe 3	249
Gambar 9. 8 Konfigurasi Tiang Pancang Pondasi Tipe 1	252
Gambar 9. 9 Konfigurasi Tiang Pancang Pondasi Tipe 3	254
Gambar 9. 10 Daerah Kritis Geser Ponds Dua Arah.....	260
Gambar 9. 11 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang	262
Gambar 9. 12 Permodelan 3D Pilecap Tipe 1	263
Gambar 9. 13 Momen dari ETABS (M11).....	264
Gambar 9. 14 Momen dari ETABS (M22).....	266
Gambar 9. 15 Daerah Kritis Geser Ponds Dua Arah.....	269
Gambar 9. 16 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang	271
Gambar 9. 17 Permodelan 3D Pilecap Tipe 3	272
Gambar 9. 18 Hasil Momen (M11) Secara Keseluruhan	273
Gambar 9. 19 Hasil Momen (M11) pada Poer	273
Gambar 9. 20 Momen dari ETABS (M22).....	275
Gambar 9. 21 Diagram Interaksi P-M	278
Gambar 9. 22 Spesifikasi Penulangan Sloof	278
Gambar 9. 23 Diagram Interaksi Kolom Diameter 400 mm	281
Gambar 9. 24 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn	281

DAFTAR TABEL

Tabel 3. 1 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior	32
Tabel 3. 2 Tebal Minimum Balok Non-Prategang atau Pelat Satu Arah bila Lendutan Tidak Dihitung	39
Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs.....	44
Tabel 3. 4 Koefisien situs, F_a	47
Tabel 3. 5 Koefisien situs, F_v	47
Tabel 3. 6 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Periode Pendek, S_{DS}	48
Tabel 3. 7 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Periode 1 detik, S_{D1}	48
Tabel 3. 8 Koefisien C_u	53
Tabel 3. 9 Koefisien C_t dan χ	54
Tabel 3. 10 Simpang ijin struktur	55
Tabel 3. 11 Koefisien Friksi (μ) dan <i>Woble Effect</i> (K).....	63
Tabel 3. 12 Koefisien Susut Beton Pasca Tarik	65
Tabel 3. 13 Nilai K_{re} dan J	66
Tabel 3. 14 Nilai C	66
Tabel 3. 15 Base Coefficient α	79
Tabel 3. 16 Shaft Coefficient β	80
Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk	87
Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak	88
Tabel 4. 3 Rekapitulasi Dimensi Balok Prategang	89
Tabel 4. 4 Rekapitulasi Preliminary Desain Pelat Lantai	97
Tabel 4. 5 Beban yang diterima kolom lantai 15 – atap	98
Tabel 4. 6 Beban yang diterima kolom lantai 14-10	100
Tabel 4. 7 Beban yang diterima kolom lantai 9-5	101
Tabel 4. 8 Beban yang diterima kolom lantai 4-basement	103
Tabel 5. 1 Rekapitulasi Pembebanan Gravitasi	109
Tabel 5. 2 Perhitungan Data Tanah untuk Menentukan Kelas Situs.....	110

Tabel 5. 3 Parameter Percepatan Spektral Desain Badung Situs Tanah SE	113
Tabel 5. 4 Hasil Perhitungan Respon Spektrum Desain.....	113
Tabel 5. 5 Koefisien Batas Atas Periode Gedung	115
Tabel 5. 6 Modal Periode dan Frekuensi.....	116
Tabel 5. 7 Berat Efektif Struktur	117
Tabel 5. 8 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y	118
Tabel 5. 9 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS Setelah <i>Scale Factor</i>	119
Tabel 5. 10 Reaksi Perletakan dan Presentase Gaya Geser yang Dipikul akibat Gempa Arah X dan Y	120
Tabel 5. 11 Modal Partisipasi Massa.....	121
Tabel 5. 12 Partisipasi Massa Statis dan Dinamis	122
Tabel 5. 13 Batas Simpangan Antar Lantai Ijin	122
Tabel 5. 14 Simpangan Antar Lantai Gempa Arah X	123
Tabel 5. 15 Simpangan Antar Lantai Gempa Arah Y	123
Tabel 6. 1 Rekapitulasi Penulangan Tangga	141
Tabel 6. 2 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Lantai	150
Tabel 6. 3 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Atap.....	150
Tabel 6. 4 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Basemen	150
Tabel 6. 5 Rekapitulasi Penulangan Balok Anak	155
Tabel 7. 1 Kekuatan tekan beton pada berbagai umur	162
Tabel 7. 1 Rekapitulasi Perhitungan Kehilangan Prategang	177
Tabel 7. 2 Hasil Iterasi c di Lapangan.....	182
Tabel 7. 3 Hasil Iterasi c di Tumpuan	183
Tabel 8. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk	195
Tabel 8. 2 Rekapitulasi Tulangan Balok Induk	213
Tabel 8. 3 $\phi M_n x$ kolom lantai 1	220
Tabel 8. 4 $\phi M_n x$ kolom lantai 2	220
Tabel 8. 5 $\phi M_n y$ kolom lantai 1	222
Tabel 8. 6 $\phi M_n y$ kolom lantai 2	222
Tabel 8. 7 Output program sp Column, ujung bawah dan atas kolom lt.1	Error! Bookmark not defined.

Tabel 8. 8 Rekapitulasi Penulangan Kolom	229
Tabel 8. 9 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan <i>Shearwall</i>	236
Tabel 9. 1 Daya Dukung Tanah Kedalaman 0–51 m	247
Tabel 9. 2 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1	248
Tabel 9. 3 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 3	249
Tabel 9. 4 Hasil Perhitungan P Per Tiang pada Pondasi Tipe 1	252
Tabel 9. 5 Hasil Perhitungan P Per Tiang pada Pondasi Tipe 3	254
Tabel 9. 6 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen.....	Error!

Bookmark not defined.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

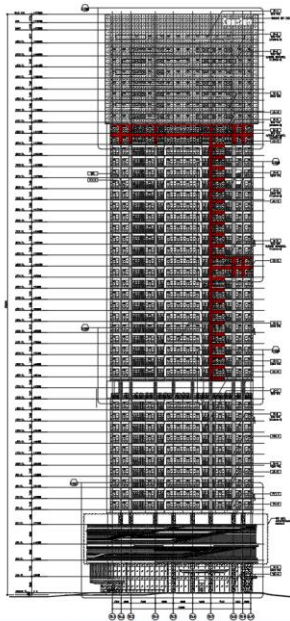
BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia merupakan Negara yang memiliki jumlah penduduk yang bertambah pesat setiap tahunnya, hal tersebut menyebabkan jumlah kebutuhan masyarakat di Indonesia juga semakin meningkat seiring bertambahnya jumlah penduduk di Indonesia, Surabaya merupakan salah satu kota di Indonesia khususnya di Provinsi Jawa Timur yang memiliki angka kepadatan penduduk yang cukup tinggi. Infrastruktur yang memadai merupakan salah satu faktor yang dapat memenuhi kebutuhan tersebut. Namun, dengan terbatasnya lahan yang tersedia pembangunan infrastruktur arah vertikal. Salah satu contoh infrastruktur arah vertikal penunjang kebutuhan masyarakat dalam bidang hunian dan ekonomi adalah gedung apartemen.

Tower Caspian Grand Sungkono Lagoon adalah sebuah Gedung Apartemen yang terletak dipusat Surabaya Barat merupakan salah satu tower dari proyek Grand Sungkono Lagoon yang terdiri dari 50 lantai. Gedung ini dibangun dengan konstruksi beton bertulang konvensional. Pada Tugas Akhir ini, akan direncanakan ulang gedung serupa dengan modifikasi penambahan lantai gedung yang difungsikan sebagai ruang pertemuan (*ballroom*) untuk menyelenggarakan acara-acara formal seperti pernikahan, konferensi, seminar atau acara-acara besar lain. Ruangan ini membutuhkan ruang yang luas dan nyaman yang tidak terhalang kolom sehingga dibutuhkan perencanaan menggunakan beton prategang.



Gambar 1. 1 Tampak Depan Eksisting Tower Caspian Grand Sungkono Lagoon

Dalam sistem beton bertulang, beban eksternal menyebabkan tarik di serat bawah beton yang berdampak pada retakan. Pada penampang retak, momen yang bekerja dilawan dengan tekanan pada beton dan tarikan pada tulangan baja. Walaupun tulangan baja menyediakan kuat tarik bagi beton yang retak, hal itu tidak mencegah retakan dan kehilangan kekakuan akibat retak. Lebar retakan berbanding lurus dengan regangan dan diperkuat dengan tegangan dalam tulangan. Tegangan baja harus dibatasi untuk mencegah melebarnya retakan. Besarnya regangan baja menyebabkan besarnya defleksi. (Gilbert dan Mickleborough, 2005). Dibutuhkan perencanaan menggunakan bentang balok dengan kepanjangan tertentu agar dapat meminimum besar dari defleksi atau lendutan dan mencegah lebarnya retakan yang terjadi pada beton bertulang, maka dari itu di perlukan beberapa struktur

tambahan berupa kolom tambahan ditengah ruangan yang bertujuan untuk menompa balok tersebut. Dengan kolom ditengah ruangan akan mengurangi keindahan dan fungsi dari *Ballroom* yang akan dibangun. Maka dari itu dibutuhkan balok dengan bentang panjang dengan kekuatan yang cukup untuk menahan beban eksternal tanpa memerlukan kolom tambahan ditengahnya.

Beton pratekan merupakan teknologi konstruksi beton yang mengkombinasikan dua jenis bahan mutu tinggi, yaitu beton dan baja, dengan cara menarik baja tersebut dan menahannya ke beton, sehingga membuat beton dalam keadaan tertekan. Kombinasi aktif ini menghasilkan perilaku yang lebih baik dari kedua bahan tersebut. Kemampuan beton dalam menahan tarikan diperbaiki dengan memberikan tekanan, sementara kemampuannya menahan tekanan tidak dikurangi. Sehingga, beton pratekan merupakan kombinasi yang ideal dari dua bahan modern yang berkekuatan tinggi (Lin & Burns, 1988).

Maka dari itu bangunan ini akan direncanakan ulang dengan menggunakan system beton pratekan atau prategang guna untuk memaksimalkan kebutuhan dan fungsi ruang yang cukup besar tanpa menggunakan kolom yang banyak. Sistem beton prategang dapat memaksimalkan fungsi dari ruangan yang akan dibangun.

Selain itu, kelebihan beton prategang dibanding beton bertulang adalah (Vernon Marshall, 2001):

1. Prategang cenderung menetralsisir tegangan tarik dan tekanan yang disebabkan oleh beban sehingga retakan dapat dihilangkan dan sebagai hasilnya seluruh bagian beton menjadi aktif menahan beban. Mekanisme ini jauh lebih efektif daripada beton bertulang di mana bagian yang tidak retak di zona tekan saja yang dapat menahan beban.
2. Deformasi yang disebabkan oleh prategang berfungsi untuk mengimbangi deformasi akibat beban.
3. Beton prategang membutuhkan material dan penampang yang lebih kecil daripada beton bertulang karena seluruh bagian dari material berkekuatan tinggi ini dapat dimanfaatkan secara

efisien dan efektif untuk menahan beban. Fakta ini mengarahkan beton prategang pada keuntungan lain, yaitu:

- Struktur yang lebih kecil dapat menghemat biaya dalam hal penanganan dan transportasi.
- Menciptakan struktur yang lebih estetik.
- Rentang yang lebih panjang dimungkinkan karena pengurangan berat penampang.
- Metode konstruksi inovatif difasilitasi.

Gedung Tower Caspian terdiri akan dimodifikasi ulang menjadi 20 lantai dengan 1 basement yang dirancang dengan menggunakan beton bertulang pada keseluruhan lantai dan direncanakan menggunakan atap datar dengan dak beton yang akan difungsikan sebagai roof garden dan aktivitas semi outdoor yang tumpu menggunakan balok prategang pada lantai 19 yang akan di desain menjadi ballroom tanpa ada struktur kolom di tengah ruangan sehingga ballroom menjadi lebih luas dan nyaman. Karena jika menggunakan balok beton bertulang yang akan menghasilkan dimensi yang lebih besar. Perencanaan Tower Caspian akan menggunakan sistem struktur yaitu sistem ganda dengan rangka utama dan dinding struktur didesain sebagai Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Dinding Geser . Oleh karena itu, dibutuhkan perencanaan *preliminary design* yang sesuai dengan standar kriteria perancangan struktur agar struktur yang direncanakan memiliki penampang yang efektif dan efisien untuk bekerja menahan beban. Selain itu, perubahan suatu struktur juga mempengaruhi beban yang bekerja dan analisa struktur sehingga kedua hal ini sangat penting dihitung ulang demi mendapatkan suatu struktur yang sesuai dan ekonomis. Perencanaan pondasi juga diperlukan agar dimensinya sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah di lapangan. Selain itu, semua perencanaan ini harus dituangkan dalam bentuk Gambar agar orang lain dapat mengerti hal – hal apa yang harus dikerjakan.

1.2 Rumusan Masalah

1.2.1 Masalah Umum

Bagaimana merencanakan struktur Gedung Apartemen Tower Caspian Grand Sungkono Lagoon dengan menggunakan sistem prategang agar mendapat ruangan yang luas tanpa kolom di tengahnya?

1.2.2 Detail Masalah

Detail masalah yang akan ditinjau pada perencanaan ini adalah:

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* struktur primer dan struktur sekunder Gedung Apartemen Tower Caspian Grand Sungkono Lagoon yang dimodifikasi menggunakan sistem prategang?
2. Bagaimana perhitungan pembebanan pada struktur Gedung Apartemen Tower Caspian Grand Sungkono Lagoon?
3. Bagaimana model dan analisa struktur Gedung Apartemen Tower Caspian Grand dengan menggunakan program bantu SAP dan ETABS?
4. Bagaimana merencanakan balok beton prategang yang memenuhi kriteria perancangan struktur?
5. Bagaimana merencanakan basemen dan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah di lapangan?
6. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung ke dalam Gambar teknik sesuai standar?

1.3 Tujuan

Tujuan dari modifikasi perencanaan struktur Gedung Apartemen Tower Caspian Grand Sungkono Lagoon ini adalah:

1. Menentukan *preliminary design* struktur primer dan struktur sekunder pada struktur Gedung Apartemen Tower Caspian.
2. Menghitung pembebanan pada struktur gedung Gedung Apartemen Tower Caspian.

3. Memodelkan dan menganalisa struktur gedung Gedung Apartemen *Tower Caspian* dengan menggunakan program bantu SAP dan ETABS.
 4. Merencanakan dimensi balok beton prategang yang memenuhi kriteria perancangan struktur
 5. Merencanakan basemen dan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah di lapangan
 6. Menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur Gedung Apartemen *Tower Caspian* ke dalam Gambar teknik
- 1.4 Batasan Masalah
- Batasan masalah dalam perencanaan Apartemen adalah :
1. Perencanaan tidak menghitung manajemen konstruksi dan analisis biaya
 2. Meninjau metode pelaksanaan yang hanya berkaitan dengan perhitungan struktur
 3. Analisa struktur dengan menggunakan program bantuan ETABS/SAP2000
 4. Tidak merencanakan utilitas bangunan, sanitasi, *plumbing*, *mechanical*, instalasi listrik, dan *finishing*.
- 1.5 Manfaat Tugas Akhir
- Manfaat dari Tugas Akhir ini adalah
1. Untuk mengurangi penggunaan kolom pada gedung Apartemen *Tower Caspian*, sehingga lebih efisien dan ekonomis
 2. Mengetahui hal-hal yang harus diperhatikan saat perencanaan sehingga kegagalan struktur dapat dihindari.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Dalam tinjauan pustaka ini akan dibahas mengenai pengertian beton pratekan serta beberapa jurnal ilmiah dan dasar teori yang berkaitan dengan perencanaan struktur gedung Apartemen *Tower Caspian Grand Sungkono Lagoon* khususnya pada modifikasi dalam penggunaan sistem beton prategang.

Beton pratekan adalah beton pada bagian internalnya mengalami tegangan yang besar dan juga terdistribusi yang dapat mengimbangi tegangan akibat gaya eksternal (ACI 318M-14, 2014) dan beton prategang adalah beton yang memiliki tulangan yang telah diberikan tegangan intern dengan pendistribusian sedemikian rupa agar tegangan dapat dinetralkan sampai suratu taraf yang diinginkan (PBI – 1971)

2.2 Sistem Beton Bertulang

Beton didalam konstruksi diartikan dengan sebuah batuan yang dibuat atau dicetak dalam suatu alat atau wadah dengan keadaan semi padat dan cair kental kemudian didiamkan sehingga mengeras secara baik. Beton dihasilkan dari pencampuran bahan-bahan agregat halus dan kasar yaitu pasir, batu pecah, atau bahan semacam lainnya, dengan menambahkan secukupnya bahan perekat semen, dan air sebagai bahan pembantu guna keperluan reaksi kimia selama proses pengerasan dan perawatan berlangsung. Bahan pengikat yang dipakai umumnya adalah dari jenis semen portland (s.p.) atau disebut juga Portland Cement (P.C.). Agregat kasar yang dipakai pada umumnya adalah kerikil atau batu pecah kecil (kricak) dan pasir sebagai agregat halus yang biasa digunakan. Untuk mudahnya dapat disebutkan, beton terdiri dari campuran semen portland, pasir dan kerikil atau batu pecah

ditambah dengan air untuk proses pembuatan beton (Wikana & Widayat, 2007).

Beton merupakan sebuah batu buatan yang kuat terhadap gaya tekan namun lemah terhadap gaya tarik, salah satu solusi yang digunakan adalah memadukannya dengan baja tulangan yang kuat terhadap tarik sehingga menjadi suatu kesatuan yang kuat menahan gaya tekan dan tarik yang bisa digunakan pada konstruksi bangunan. Menurut SNI 03-2847-2019 beton bertulang adalah beton yang ditulangi dengan luas dan jumlah tulangan yang tidak kurang dari nilai minimum yang disyaratkan dengan atau tanpa prategang, dan direncanakan berdasarkan asumsi bahwa kedua bahan tersebut bekerja sama dalam memikul gaya-gaya. Dari sifat utama tersebut dapat dilihat bahwa tiap-tiap bahan mempunyai kelebihan dan kekurangan, maka jika kedua bahan (beton dan baja tulangan) dipadukan menjadi satu kesatuan secara komposit, akan diperoleh bahan baru yang disebut beton bertulang. Beton bertulang ini mempunyai sifat sesuai dengan sifat bahan penyusunnya, yaitu sangat kuat terhadap beban tarik maupun beban tekan. Beban tarik pada beton bertulang ditahan oleh baja tulangan, sedangkan beban tekan cukup ditahan oleh beton.

2.3 Desain Sistem Prategang

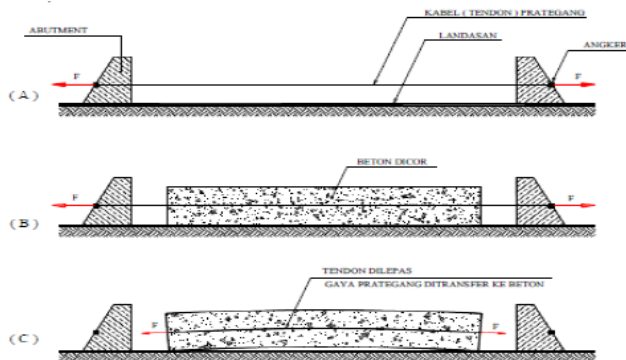
Beton prategang merupakan metode atau sebuah penemuan teknologi dibidang konstruksi beton yang membutuhkan gabungan dari beton berkekuatan tinggi dengan baja tulangan yang berkekuatan tinggi juga dengan cara aktif . Beton prategang merupakan kombinasi yang ideal dari dua buah bahan modern yang berkekuatan tinggi (Lin dan Burns, 1996).

Desain struktur beton pratekan melibatkan banyak pertimbangan, yang paling penting adalah penentuan distribusi tegangan pada masing-masing anggota struktur. Besarnya prategang dan tata letak tendon dalam struktur biasanya ditentukan

dari persyaratan kemampuan dari struktur tersebut. Agar persyaratan terpenuhi, perkiraan yang cukup akurat tentang besarnya gaya prategang diperlukan. Hal ini memerlukan prosedur yang andal untuk penentuan kehilangan langsung dan kehilangan akibat waktu dari gaya prategang yang berada pada kondisi transfer dan layan, dimana kedua kondisi tersebut merupakan dua tahap penting dalam rancangan beton pratekan. (Adewuyi dan Franklin, 2011).

2.3.1 Beton Pratekan metode Pratarik (Pretension)

Beton pratekan metode pratarik adalah beton prategang yang tegangan awal pada bagian internalnya diberikan pada proses sebelum pengecoran. Berikut metode pengerjaan beton pratarik (Gambar 2.1):



Gambar 2. 1 Proses Pratarik

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

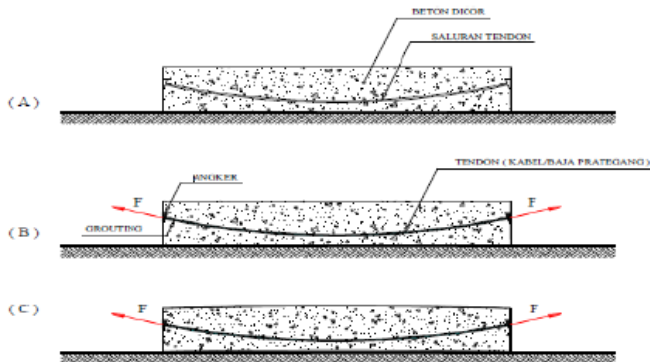
Tahap 2: Beton dicor pada cetakan (*formwork*) dan landasan yang telah disediakan sehingga mencakup tendon yang sudah diberi gaya prategang dan dibiarkan mengering (Gambar B).

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

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

2.3.2 Beton Pratekan Metode Pascatarik (*Post tension*)

Beton pratekan metode pratarik merupakan beton prategang yang proses pemberian gaya pratekannya pada saat kondisi beton yang sudah dicor (dimana beton telah mengeras mencapai sebagian kekuatannya pada waktu yang ditentukan). Berikut merupakan metode pengerjaan pasca tarik (Gambar 2.2):



Gambar 2. 2 Proses Pasca-Tarik

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

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

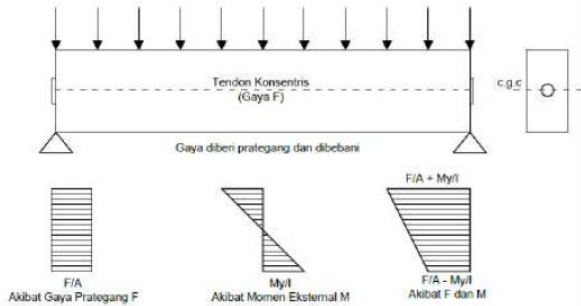
Tahap 3 : Setelah diangkur, balok beton menjadi tertekan, gaya prategang telah ditransfer kebeton. Karena tendon dipasang melengkung, maka akibat gaya prategang tendon memberikan beban merata kebalok yang arahnya keatas, sehingga balok melengkung keatas (Gambar C).

2.4 Prinsip Dasar Beton Pratekan

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

2.4.1 Sistem Pratekan untuk Mengubah Beton menjadi Bahan yang Elastis.

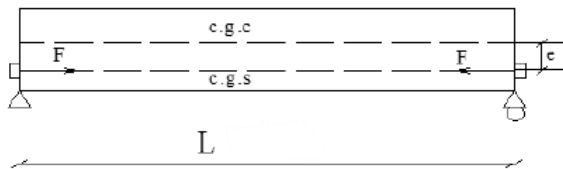
Konsep pengubahan beton menjadi bahan yang elastis ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis, jadi beton yang ditransformasikan dari bahan yang getas (*rigid*) menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan terlebih dahulu pada bahan tersebut (dibutuhkan beton dengan kekuatan tinggi).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



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

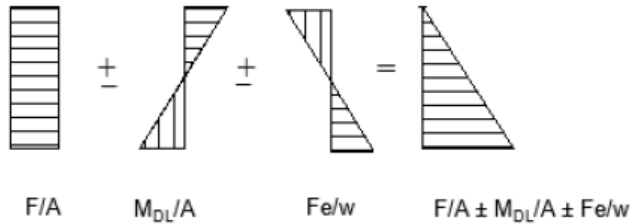
Akibat gaya tekan yang diberikan, gaya F_0 (gaya tekan pada saat pengecoran) yang bekerja akan memberikan tegangan tekan secara merata diseluruh penampang beton sebesar F/A , dimana A adalah luas penampang. Akibat dari beban merata yang memberikan tegangan tarik di bawah garis netral dan tegangan tekan di atas garis netral, maka perumusan sebagai berikut :

Agar kemampuan beton prategang meningkat, dapat ditambahkan eksentrisitas tegangan baja terhadap garis netral beton, Gambar 2.4.



Gambar 2. 4 Tendon dengan Eksentrisitas
 Karena adanya pergeseran eksentrisitas baja terhadap garis pusat, maka terjadi tegangan sebesar $F.e/W$ dimana e merupakan

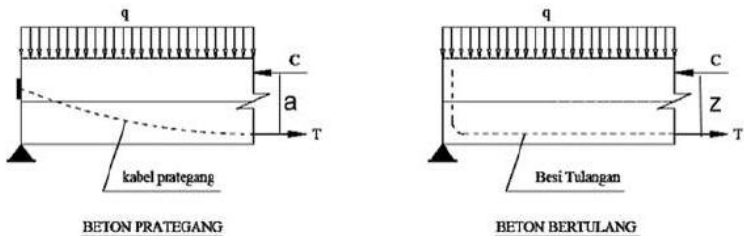
eksentrisitas tegangan dan W adalah momen resisten (I/y) gaya inilah yang menyebabkan tegangan internal pada balok atau beton prategang yang menyebabkan serat atas tertarik dan dapat menahan gaya eksternal agar tidak terjadi tegangan tarik yang berlebihan yang melebihi tegangan tarik ijin (Gambar 2.5).



Gambar 2. 5 Diagram Tegangan Beton Prategang

2.4.2 Sistem Pratekan untuk Kombinasi Baja Mutu Tinggi dengan Beton

Konsep kombinasi baja mutu tinggi dengan beton ini mempertimbangkan beton pratekan sebagai kombinasi dari baja dan beton hal ini dipertimbangkan karena tegangan internal yang diberikan oleh tulangan prategang pada saat proses pembuatan beton prategang harus dapat ditahan oleh beton prategang dan juga pada tulangan itu sendiri, maka dari itu dibutuhkan kombinasi baja dan beton dengan mutu tinggi, dimana baja menahan tarikan dan beton menahan tekanan, dengan demikian kedua bahan membentuk kopel penahan untuk melawan momen eksternal (Lin & Burns, 2000) (Gambar 2.6).

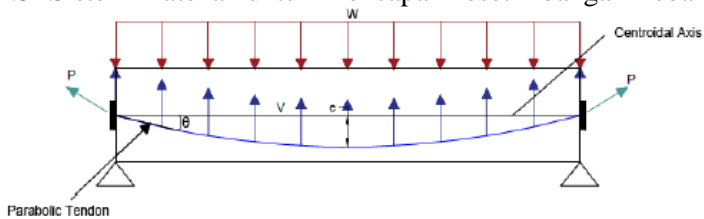


Gambar 2. 6 Perbandingan Penulangan Prategang dan Beton Bertulang

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

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

2.4.3 Sistem Pratekan untuk Mencapai Kesetimbangan Beban



Gambar 2. 7 Konsep Beton Pratekan Mencapai Keseimbangan Beban

Pada (Gambar 2.7) menerangkan konsep ini untuk membuat keseimbangan gaya-gaya pada sebuah contoh batang yang biasanya berbentuk balok. Pada desain beton pratekan, pengaruh pratekan dipandang sebagai keseimbangan berat sendiri sehingga batang yang mengalami lenturan tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi (Lin & Burns, 2000).

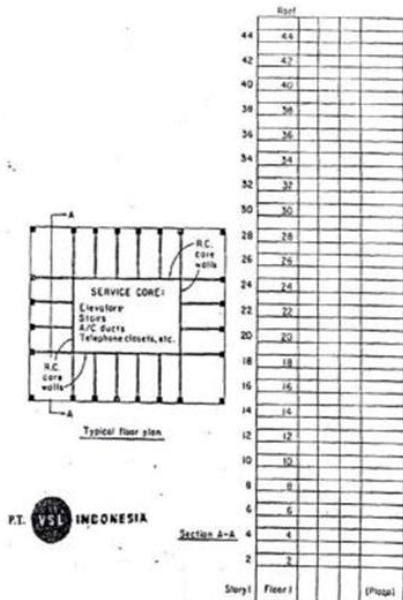
Balok beton yang terletak diatas dua perletakan yang diberi gaya prategang (P) dengan lintasan parabola. Beban akibat gaya prategang terdistribusi secara merata kearah atas. Beban merata akibat beban diimbangi oleh gaya merata akibat prategang.

2.5 Dampak Pemberian Pasca Tarik Pada Balok Terhadap Gedung Bertingkat

Balok prategang dengan metode pascatarik yang digunakan di gedung bertingkat sudah biasa digunakan pada beberapa tahun belakangan pada gedung bertingkat yang sudah menjadi faktor utama dalam konstruksi, dampak pasca tarik pada tingkat tertentu terhadap tingkat lainnya pada saat pembangunan dipelajari oleh Mark Fintel dan S.K.Ghosh pada tahun 1989. Pada studinya digunakan gedung tipikal seperti pada Gambar 2.8.

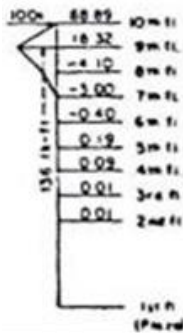
Yang menjadi fokus utama studinya adalah perletakan yang diberikan oleh kolom yang besar dengan kekakuan yang tinggi (tipe kolom yang sering ada pada bangunan bertingkat). Hal ini menghalangi tegangan pasca tarik yang diberikan ke balok, sehingga mengurangi efektifitas pasca tarik.

Pada analisis awal didapat, efek dari pascatarik pada lantai tertentu diperpanjang sampai hanya beberapa tingkat di bawahnya. Sebagai contoh, efek signifikan dari post tension pada lantai 10 diperpanjang sampai ke tingkat 4 dan tidak lebih jauh kebawah. Ditunjukkan pada Gambar 2.9.



Gambar 2. 8 Denah Tipikal dan Potongan Gedung yang Diinvestigasi (Fintel dan Ghosh, 1978)



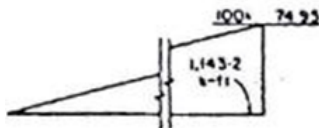


(b)

Gambar 2. 9 a) Momen pada Kolom Akibat Pemberian Pasca Tarik pada Lantai Bertingkat, Dasar Kolom Terkekang (Jepit). b) Efek Pemberian Pasca Tarik pada Lantai 10 Terhadap Lantai di Bawahnya

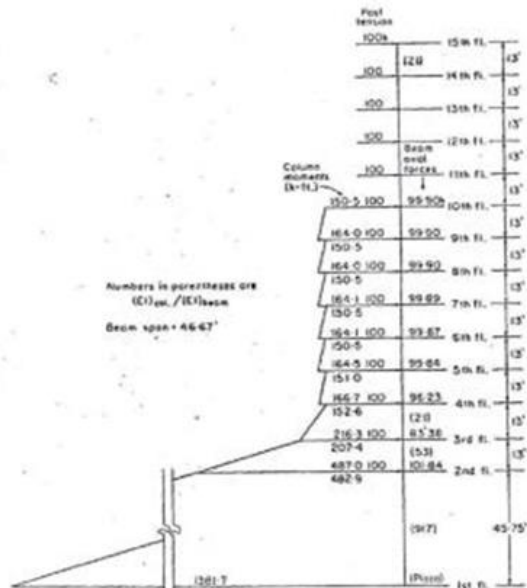
(Fintel dan Ghosh, 1978)

Di hasil yang lain, pada bawah bangunan, (kondisi ketika balok lantai kedua telah di pasca tarik, sedangkan lantai pertama tidak di tarik), perpendekan elastis dari balok lantai kedua menginduksi perpindahan horizontal pada puncak kolom tingkat satu. Jika kolom dikekang pada dasarnya, perpindahan disertai dengan momen pada kolom, dan pada waktu yang sama mengurangi pasca tarik yang masuk ke balok yang ditarik. (Gambar 2.10). Jumlah dari kehilangan prategang ke kolom tergantung dari kekakuan lentur relative dari kolom dan kekakuan aksial dari balok.



Gambar 2. 10 Pemberian Gaya 100 Kips pada Balok, Gaya Dalam pada Balok dan Momen yang Terjadi pada Kolom (Fintel dan Ghosh,1978)

Dalam kondisi ekstrim dari kekakuan yang tinggi, semua gaya akan merengangkan kolom kaku dan tidak akan menekan balok. Hasil studi lainnya menunjukkan apabila semua lantai telah diberikan pasca tarik sebesar 100 kips, maka akan terjadi penumpukan momen yang sangat besar pada kolom paling bawah, dapat dilihat pada Gambar 2.11 dimana superposisi telah dibuat untuk tiap tiap kolom dan tiap tiap balok dari efek pasca tarikan semua balok lantai pada dan tingkat di atasnya, menyajikan gaya dan momen kolom kumulatif dan gaya prategang dibalok. (Fintel dan Ghosh,1978)



Gambar 2. 11 Momen pada Kolom dan Gaya Prategang pada Balok Setelah 15 Lantai Diberikan Gaya Pasca Tarik—Dengan Kolom Terkekang pada Dasarnya (Jepit) (Fintel dan Ghosh, 1978)

2.6 Balok Prategang Parsial

Balok beton prategang parsial merupakan balok beton bertulang yang mengkombinasikan tendon dengan strand prategang dengan baja atau besi tulangan biasa. Sifat lentur balok beton prategang parsial sangat tergantung pada besarnya Partial Prestressing Ratio (PPR). PPR adalah rasio momen batas akibat strand prategang terhadap momen batas total penampang. Apabila PPR terlalu kecil maka balok beton berperilaku seperti balok beton bertulang, yaitu kekuatan rendah tetapi bersifat daktil, sehingga menyebabkan retak permanen dan memungkinkan strand prategang berkarat. Sebaliknya bila PPR terlalu besar maka balok beton berperilaku seperti balok beton prategang penuh, yaitu kekuatan tinggi tetapi bersifat getas. Hasil penelitian menunjukkan bahwa pada batas PPR 40% - 70% balok mempunyai kekuatan yang tinggi tetapi masih bersifat daktil. (Artiningsih, 2008).

Balok beton prategang parsial biasanya digunakan di gedung bertingkat yang memerlukan rentang panjang antar kolom dan secara fungsional atau estetis memerlukan balok dangkal. Balok-balok pratekan parsial ini cocok untuk diterapkan dalam gedung bertingkat yang didominasi beban seismik daripada sistem balok pratekan penuh yang biasanya digunakan untuk jembatan. Dalam penerapan sistem pratekan penuh, tendon prategang dianggap bekerja penuh tanpa memperhitungkan kontribusi baja tulangan ringan dalam menahan beban. Dalam perhitungan analitis seperti itu, baja tulangan dianggap secara praktis disediakan sedemikian rupa sehingga desain struktur akan menjadi tidak ekonomis karena kontribusi baja tulangan dalam menahan beban lentur diabaikan. (Astawa, Tavio, dan Raka, 2015)

2.7 Sistem Ganda

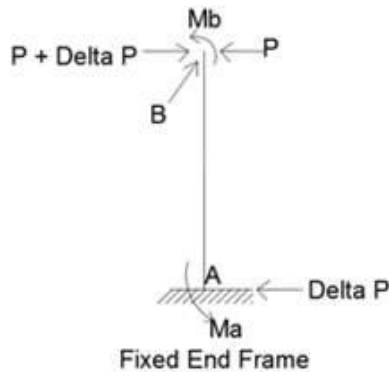
Sistem Ganda adalah sebuah sistem struktur yang beban gravitasinya ya dipikul sepenuhnya oleh rangka gedung tersebut sedangkan beban lateralnya dipikul bersama oleh *Space Frame* dan *Shear Wall* (Dinding Geser/Dinding Struktur). Menurut SNI 03-1726-2019 pasal 7.2.5.1 menyebutkan bahwa, untuk Sistem Ganda, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling

sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya. Karena *Shear Wall* dan *Space Frame* dalam *Dual System* merupakan satu kesatuan struktur maka diharapkan keduanya dapat mengalami defleksi lateral yang sama atau setidaknya *Space Frame* mampu mengikuti defleksi lateral yang terjadi. *Shear Wall* sendiri artinya adalah Dinding Geser yang terbuat dari beton bertulang dimana tulangan-tulangan tersebut yang akan menerima gaya lateral akibat gempa sebesar beban yang telah direncanakan. Penggunaan sistem struktur *Dual System* sendiri sangat cocok dalam pembangunan struktur gedung di wilayah gempa kuat (Tavio & Kusuma, 2009). Sistem Ganda pada dasarnya terdiri dari :

1. Rangka ruang memikul seluruh beban gravitasi.
2. Pemikul beba lateral berupa dinding geser atau rangka bresing (*bracing*) dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25 persen dari seluruh beban lateral, sedangkan sisanya akan dipikul oleh dinding geser.
3. Kedua sistem harus direncanakan untuk memikul bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi antara sistem rangka pemikul momen dengan dinding geser. Untuk daerah dengan resiko gempa tinggi menggunakan Sistem Ganda, rangka utama dan dinding struktur harus didesain sebagai Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Dinding Struktur Beton Khusus (DSBK) (Purwono, 2005).

2.8 Sistem Hubungan Balok Prategang Terhadap Kekangan Kolom

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



Gambar 2. 12 Efek dari Reaksi Horizontal
(Ables, Bardhah dan Turner, 1976)

Pada Gambar 2.12 dapat dilihat bahwa untuk menghasilkan gaya prategang P pada arah longitudinal, gaya $P + \Delta P$, dimana ΔP adalah reaksi horizontal. (Abeles, Bardhah, dan Turner, 1976).

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{l_h}$$

2.9 Perencanaan Basemen

Pada sistem ini, struktur basement dilakukan setelah seluruh pekerjaan galian telah mencapai galian elevasi rencana (sistem konvensional). Pelat basement paling bawah dicor terlebih dahulu sehingga menjadi raft foundation dengan menggunakan metode papan catur, kemudian basement diselesaikan dari bawah keatas, dengan menggunakan scaffolding. Kolom, balok dan slab dicor ditempat (cast in place). Pada sistem ini galian tanah dapat berupa

open cut dan struktur dinding penahan tanahnya bisa sementara maupun permanen dengan perkuatan ground anchor (Kajewski, 1994).

Kekurangan metode konstruksi bottom-up ini diantaranya adalah (Ho Steven, 2014):

- a. Transportasi vertikal membutuhkan lahan yang luasnya sebanding dengan kedalamannya.
- b. Pelaksanaan dewatering perlu lebih intensif.
- c. Penggunaan konstruksi sementara sangat banyak.
- d. Hampir dapat dipastikan diperlukan ground anchor.
- e. Waste material tiang pancang pada saat penggalian.
- f. Tidak memungkinkan pelaksanaan dengan super struktural secara efisien.

Sedangkan kelebihan metode konstruksi bottom-up ini diantaranya sebagai berikut (Ho Steven, 2014):

- a. Sumber daya manusia yang terlatih sudah banyak memadai.
- b. Peralatan yang digunakan adalah peralatan yang umum digunakan misalnya: backhoe, shovel loader dan lainnya, tidak diperlukan peralatan khusus.
- c. Tidak memerlukan teknologi yang tinggi.

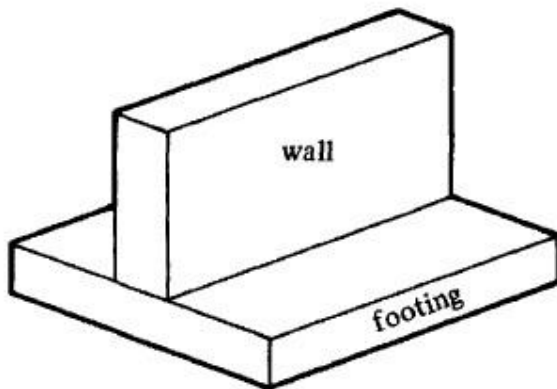
Teknik pengendalian pelaksanaan konstruksi sudah dikuasai karena sudah banyak proyek bangunan basement yang sudah dikerjakan sehingga pengalaman dan contoh cukup mendukung (project documentation).

2.10 Perencanaan Pondasi

Pondasi adalah bagian structural yang berfungsi untuk menahan beban kolom dan dinding kemudian meneruskan beban tersebut ke tanah yang ada di bawahnya. Beton bertulang adalah material yang paling digemari untuk digunakan pada pondasi. Pada umumnya, tegangan yang diizinkan pada tanah di bawah pondasi sebesar beberapa ton per meter persegi sementara tegangan yang dihasilkan oleh kolom dan dinding umumnya lebih

sebesar beberapa ratus ton per meter persegi. Dengan demikian, maka diperlukan luasan tanah yang cukup untuk meneruskan beban-beban ini ke tanah. Selain itu, pondasi juga perlu menahan geser dan guling (McCormac & Nelson, 2005). Berikut adalah beberapa jenis tipe daripada pondasi beton bertulang:

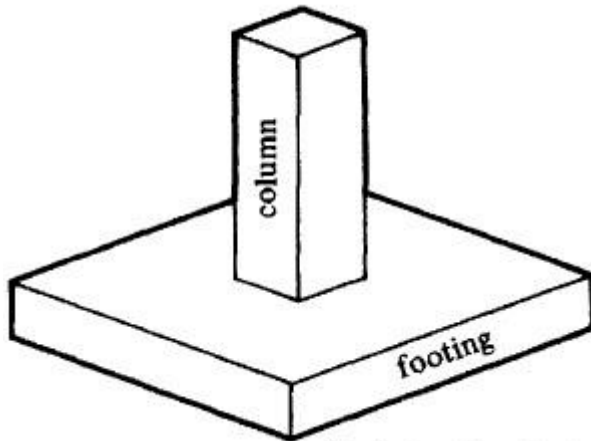
1. *Wall footing*. Pondasi ini secara sederhana adalah perpanjangan dan perbesaran dari dasar dinding untuk meneruskan beban sampai ke tanah. Pada umumnya pondasi ini digunakan pada tepi bangunan dan dapat pula digunakan digunakan pada dinding interior. (McCormac & Nelson, 2005)



Gambar 2. 13 Wall footing
Sumber: (McCormac & Nelson, 2005)

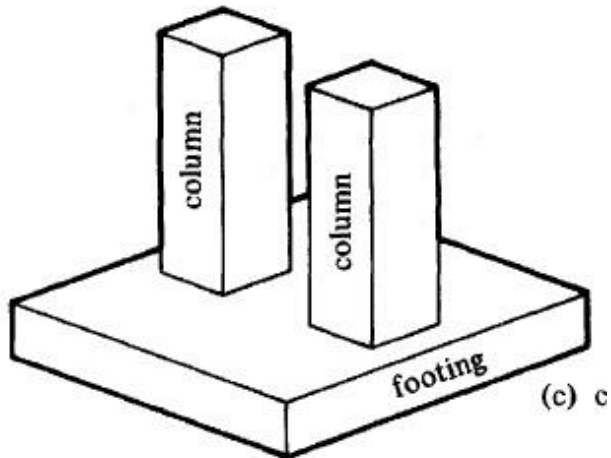
2. *Single column footing*. Pondasi ini digunakan untuk meneruskan beban dari sebuah kolom sampai ke tanah. Tipe pondasi single footing merupakan pondasi yang paling sering digunakan, khususnya ketika beban yang perlu diteruskan tidak

terlalu besar dan jarak antar kolomnya tidak terlalu dekat. (McCormac & Nelson, 2005)



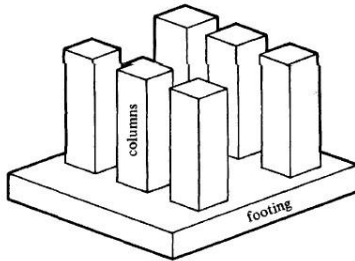
Gambar 2. 14 Single column footing
Sumber: (McCormac & Nelson, 2005)

3. Combined footing. Pondasi ini digunakan untuk meneruskan beban dari dua atau lebih kolom sampai ke tanah. Tipe pondasi ini relative lebih ekonomis apa bila jarak antara kolom tidak terlalu jauh. (McCormac & Nelson, 2005)



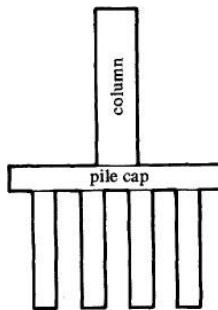
Gambar 2. 15 Combined footing
Sumber: (McCormac & Nelson, 2005)

4. Raft foundation. Pondasi adalah pondasi beton bertulang menerus sampai pada suatu luasan yang besar dan berfungsi meneruskan beban dari banyak kolom. Untuk pondasi jenis ini, penggalian cenderung di lakukan dalam skala yang besar. Tujuan dari penggalian ini adalah untuk memindahkan tanah sampai pada berat yang sama dengan bangunan. Setelah ini dilakukan, secara teori tegangan tanah yang dihasilkan setelah bangunan selesai dibangun akan sama dengan sebelum tanah tersebut digali. (McCormac & Nelson, 2005)



Gambar 2. 16 Raft Foundation
Sumber: (McCormac & Nelson, 2005)

5. Pile and pilecaps. Pondasi ini adalah sebuah pondasi beton bertulang yang berfungsi untuk meneruskan beban kepada pancang yang berada di bawahnya. (McCormac & Nelson, 2005) Pondasi ini, bersama dengan pancangnya, umum digunakan apabila tanah yang berada pada kedalaman yang dangkal tidak cukup kuat untuk menahan beban bangunan sehingga diperlukan untuk meneruskan beban sampai suatu kedalaman dimana tanah sudah cukup kuat.



Gambar 2. 17 Raft Foundation
Sumber: (McCormac & Nelson, 2005)

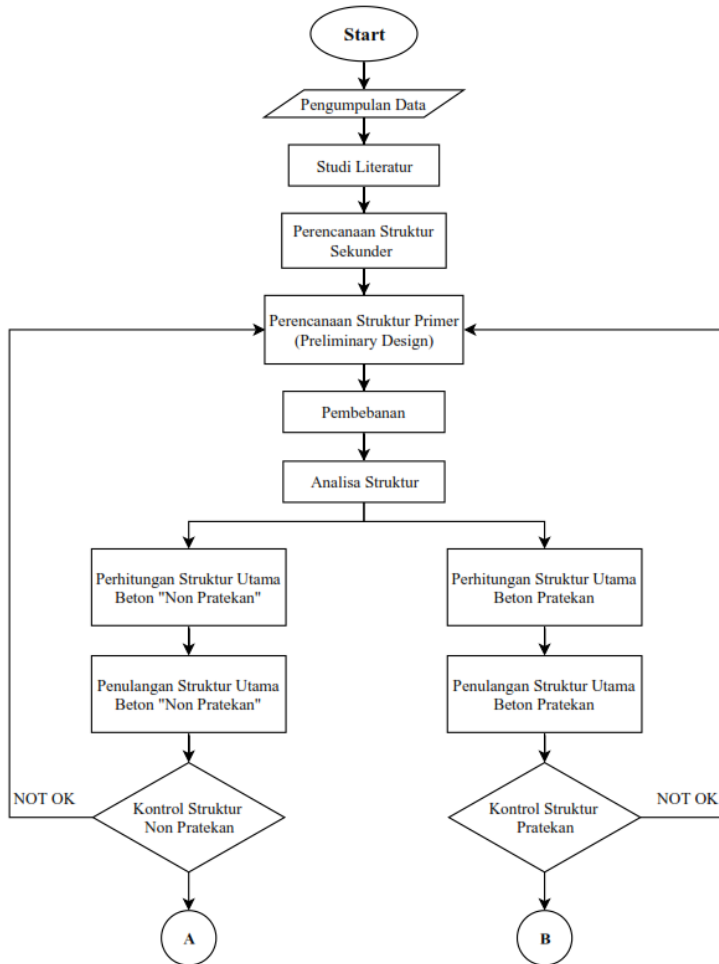
BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

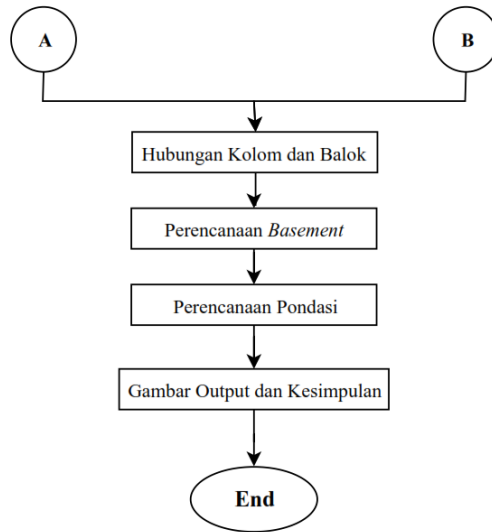
Dalam penyusunan Tugas Akhir, diperlukan langkah – langkah pengerjaan sesuai dengan kegiatan yang akan dilakukan. Urutan pelaksanaannya dimulai dari pengumpulan data, pedoman perancangan, dan sampai tujuan akhir dari analisa struktur yang akan disajikan. Hal ini bertujuan agar penyusunan tugas akhir ini dapat berjalan dengan baik.

3.2 Diagram Alir Penyusunan Tugas Akhir

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



Gambar 3. 1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir



Gambar 3. 2 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir (lanjutan)

3.3 Pengumpulan Data

1. Data Umum

- Nama gedung : *Tower Caspian* Apartemen Grand Sungkono Lagoon
- Lokasi : Jl. KH Abdul Wahab Siamin, Surabaya, Indonesia
- Fungsi : Apartemen
- Jumlah lantai : 50
- Tinggi bangunan : $178.4 \pm m$
- Total luas area : $\pm m^2$
- Struktur utama : Struktur beton bertulang
- Atap : Struktur beton bertulang

2. Data Bahan :

- Kekuatan tekan beton (f_c') : MPa
 - Tegangan leleh baja (f_y) : Mpa
 - Data Tanah : (Lampiran)
3. Data Gambar:
- Gambar Struktur : (Lampiran)
 - Gambar arsitektur : (Lampiran)

Bangunan gedung tersebut akan dimodifikasi menggunakan metode beton prategang dan data bangunan yang direncanakan sebagai berikut :

1. Data Umum Bangunan:
- Nama gedung : *Tower Caspian* Apartemen Grand Sungkono Lagoon
 - Lokasi : Jl. KH Abdul Wahab Siamin, Surabaya, Indonesia
 - Fungsi : Apartemen
 - Jumlah lantai : 20
 - Tinggi bangunan : ± 75 m
 - Total luas area : $\pm m^2$
 - Struktur utama : Struktur beton bertulang
 - Atap : Beton Pratekan
2. Data Bahan :
- Kekuatan tekan beton (f_c') : 40 MPa
 - Tegangan leleh baja (f_y) : 420 Mpa
 - Data Tanah : (Lampiran)
3. Data Gambar
- Gambar Struktur : (Lampiran)
 - Gambar arsitektur : (Lampiran)

3.4 Studi Literatur

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

1. SNI 2847:2019 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 1726:2019 Struktur Gedung Tahan Gempa.

3. SNI 1727:2013 Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain
4. Perancangan Pembebanan Indonesia Untuk Rumah dan Gedung (PPIUG) 1983.
5. ACI 2008 (American Concrete Institute) khusus untuk pendetailan beton pratekan.
6. Beton Prategang edisi ketiga (Lin, 1996).
7. Beton Prategang Jilid I (Edward G Nawy)

3.5 Perencanaan Struktur Sekunder

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

3.5.1 Perencanaan Pelat

3.5.1.1 Perencanaan Dimensi Pelat

- a. Menentukan tebal minimum pelat

Dimensi tebal minimum pelat dengan balok yang membentang di antara tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi syarat SNI 2847:2019 pasal 8.3.1 antara lain:

- 1) Untuk α_{fm} sama atau lebih kecil dari 0,2 menggunakan Tabel 8.3.1.1

Tabel 3. 1 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior

f_y , MPa ^[2]	Tanpa drop panel ^[3]			Dengan drop panel ^[3]		
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi ^[4]		Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi ^[4]	
280	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
520	$\ell_n/28$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/31$	$\ell_n/34$	$\ell_n/34$

^[1] ℓ_n adalah jarak bersih ke arah memanjang, diukur dari muka ke muka tumpuan (mm)

^[2]Untuk f_y dengan nilai diantara yang diberikan dalam tabel, ketebalan minimum harus dihitung dengan interpolasi linear

^[3]Drop panel sesuai 8.2.4

^[4]Pelat dengan balok di antara kolom sepanjang tepi eksterior. Panel eksterior harus dianggap tanpa balok pinggir jika α_f kurang dari 0,8. Nilai α_f untuk balok tepi harus dihitung sesuai 8.10.2.7

(SNI 2847:2019, Tabel 8.3.1.1)

- 2) Untuk α_{fm} lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0, ketebalan pelat minimum harus memenuhi:

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \quad (3.1)$$

(SNI 2847:2019, Tabel 8.3.1.2)

dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

- 3) Untuk α_{fm} lebih besar dari 2, ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari:

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \quad (3.2)$$

(SNI 2847:2019, Tabel 8.3.1.2)

dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

- 4) Pada tepi yang tidak menerus, balok tepi harus mempunyai rasio kekakuan α_f tidak kurang dari 0,8 atau sebagai alternatif ketebalan minimum yang ditentukan pada persamaan 3.1 atau 3.2 harus dinaikan paling tidak 10 persen pada panel dengan tepi yang tidak menerus.

dimana:

- α_{fm} adalah nilai rata - rata dari α_f untuk semua balok pada tepi dari suatu panel, dengan rumus sebagai berikut.

$$\alpha_{fm} = \frac{E_{balok} \times I_{balok}}{E_{pelat} \times I_{pelat}} \quad (3.3)$$

dengan :

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times K \times b \times h^3 \quad (3.4)$$

$$I_{plat} = Ly \times \frac{hf^3}{12} \quad (3.5)$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \times \left(\frac{h_f}{h_w}\right) \times \left[4 - 6 \left(\frac{h_f}{h_w}\right) + 4 \left(\frac{h_f}{h_w}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \times \left(\frac{h_f}{h_w}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \times \left(\frac{h_f}{h_w}\right)} \quad (3.6)$$

- β adalah rasio bentang bersih dalam arah panjang terhadap arah pendek pelat, dengan rumus sebagai berikut.

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} < 2 \text{ (pelat 2 arah)} \quad (3.7)$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} > 2 \text{ (pelat 1 arah)} \quad (3.8)$$

dengan :

L_n = bentang bersih yang lebih panjang

S_n = bentang bersih yang lebih pendek

In adalah panjang bentang bersih dalam arah memanjang diukur muka ke muka balok

b. Menentukan Lebar Efektif

Dimensi lebar efektif dari pelat harus memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 9.2.4.2

• Interior
tidak boleh melebihi :

$$be_1 = \frac{1}{4} \times L \quad (3.9)$$

$$be_2 = bw + 8t \quad (3.10)$$

$$be_3 = bw + \frac{1}{2} S \quad (3.11)$$

• Eksterior tidak boleh melebihi :

$$be_1 = \frac{1}{12} \times L \quad (3.12)$$

$$be_2 = bw + 6t \quad (3.13)$$

$$be_3 = bw + \frac{1}{2} S \quad (3.14)$$

dimana:

be = lebar efektif

L = panjang bentang balok

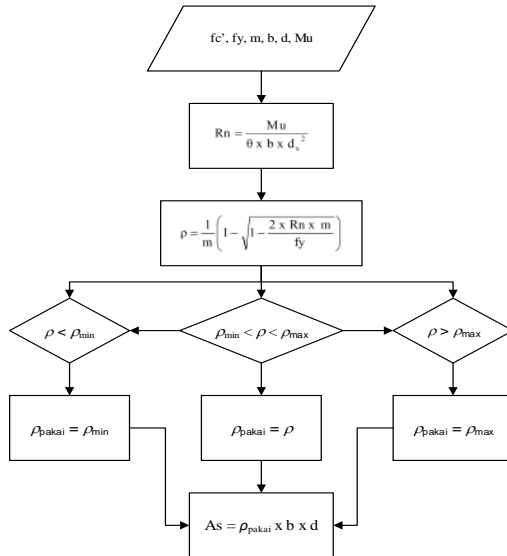
t = tebal slab

S = jarak bersih ke badan di sebelahnya

3.5.1.2 Penulangan Pelat

Perencanaan tulangan pelat terbagi menjadi perhitungan tulangan lentur pelat, perhitungan tulangan geser, dan perhitungan tulangan susut.

a. Perhitungan tulangan lentur pelat



Gambar 3. 3 Diagram alir perhitungan penulangan komponen lentur

b. Perhitungan Tulangan Geser

Perhitungan kebutuhan tulangan geser berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 22.6, antara lain.

- a. Hitung V_u pada titik berjarak d dari ujung perletakan
- b. Cek apakah $V_u \leq \phi (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$. Apabila tidak memenuhi maka diperlukan perbesaran penampang.

c. Kriteria kebutuhan tulangan geser menurut SNI 2847:2019:

- Jika $V_u \leq 0,5 \phi V_c$, maka tidak diperlukan penulangan geser
- Jika $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c$, maka perlu memakai tulangan geser minimum
- Jika $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$, maka diperlukan tulangan geser
- Jika $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u$, maka diperlukan tulangan geser

dimana :

- V_u adalah gaya geser berfaktor
- V_c adalah kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh Beton, dengan rumus sebagai berikut.

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (3.15)$$

- V_s adalah kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh tulangan geser, dengan rumus sebagai berikut.

$$V_s = \sqrt{\frac{f_c'}{3}} \cdot b_w \cdot d \quad (3.16)$$

- V_n adalah kekuatan geser Nominal ($V_c + V_s$)
- ϕ sama dengan 0,6 (untuk geser)

Bila sengkang tertutup tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempa pada kedua ujung harus dispasikan dengan jarak tidak lebih dari $d/2$ sepanjang panjang komponen struktur.

c. Perhitungan Tulangan Susut

Kebutuhan tulangan susut di atur dalam SNI 2847-2019 Pasal 24.4.3.2. Luasan tulangan susut dan suhu harus menyediakan paling sedikit memiliki rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang beton sebagai berikut, tetapi tidak kurang dari 0,0014:

- a. Slab yang menggunakan batang tulangan ulir atau tulangan kawat las Mutu dibawah 420.....
0,0020
- b. Slab yang menggunakan tulangan dengan tegangan leleh melebihi 420 MPa yang diukur pada regangan leleh sebesar 0,35 persen yaitu yang terbesar dari.....
 $0.0018 \left(\frac{420}{f_y} \right)$ atau 0.0014

3.5.2 Perencanaan Dimensi Tangga

Persyaratan dalam perencanaan dimensi tangga adalah sebagai berikut :

$$60 \leq (2t + i) \leq 65 \tag{3.17}$$

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ \tag{3.18}$$

dimana:

t = tinggi tanjakan

i = lebar injakan

Untuk penulangan tangga, perhitungan penulangan bordes dan pelat dasar tangga dilakukan sama dengan perencanaan

tulangan pelat dengan anggapan tumpuan sederhana (sendi dan rol).

3.5.3 Perencanaan Balok Lift

Metode perhitungan yang dilakukan dalam perencanaan balok lift merupakan analisis terhadap konstruksi ruang tempat lift dan katrol lift balok penggantung. Ruang landasan diberi kelonggaran (lift pit) supaya pada saat lift mencapai lantai paling bawah, lift tidak menumbuk dasar landasan. Selain itu, lift pit ini mencakup perencanaan balok penumpu depan, penumpu belakang, dan balok penggantung lift. Asumsi pembebanan balok lift mengacu pada brosur.

3.5.4 Perencanaan Balok Anak

3.5.4.1 Perencanaan dimensi balok anak

Perencanaan balok anak mengikuti peraturan SNI 2847:2019 pasal 9.3

a. Perencanaan Tinggi Balok Anak

Perencanaan tinggi balok menggunakan Tabel 3.2

Tabel 3. 2 Tebal Minimum Balok Non-Prategang atau Pelat Satu Arah bila Lendutan Tidak Dihitung

Komponen struktur	Tebal minimum, h			
	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu-arah	ℓ / 20	ℓ / 24	ℓ / 28	ℓ / 10
Balok atau pelat rusuk satu-arah	ℓ / 16	ℓ / 18,5	ℓ / 21	ℓ / 8

CATATAN:
 Panjang bentang dalam mm.
 Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan tulangan Mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasikan sebagai berikut:
 (a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (*equilibrium density*), w_c , di antara 1440 sampai 1840 kg/m³, nilai tadi harus dikalikan dengan $(1,65 - 0,0003w_c)$ tetapi tidak kurang dari 1,09.
 (b) Untuk f_y selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.

SNI 2847: 2019 Tabel 9.3.1.1

b. Perencanaan Lebar Balok Anak

$$b = \frac{2}{3} \times h \quad (3.19)$$

3.5.4.2 Penulangan Balok Anak

Cara perhitungan penulangan balok anak sama dengan penulangan balok induk.

3.6 Preliminary Desain

Preliminary desain ini dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal dari struktur sesuai dengan ketentuan SNI 2847-2019, yang berupa:

3.6.1 Preliminary desain struktur beton bertulang

3.6.1.1 Perencanaan Dimensi Balok Induk

Perencanaan balok mengikuti peraturan SNI 2847:2019 pasal 9.3. Perencanaan tinggi balok mengikuti Tabel 3.2 dan perencanaan lebar balok mengikuti persamaan 3.19.

3.6.1.2 Penulangan Balok

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

- a. Menentukan data-data d , f_y , f'_c , dan M_u
- b. Menentukan harga β_1 (SNI 2847:2019 pasal (22.2.2.4.3))

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7}$$

(3.20)

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

Menurut SNI 2847:2019 lampiran B (8.4.2) :

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

(3.21)

Menurut SNI 2847:2019 pasal (22.4.2.1):

$$\rho_{\max} = 0.025 \quad (3.22)$$

Menurut SNI 2847:2019 pasal (22.4.2.1):

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b \quad (3.23)$$

Menurut SNI 2847:2019 pasal (9.6.1.2):

$$\rho_{\min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{f_y} \times bw \times d \quad (3.24)$$

dan \geq dari

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} \times bw \times d \quad (3.25)$$

Dari kedua harga ρ_{\min} tersebut, diambil harga yang terbesar sebagai yang menentukan.

d. Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} \quad (3.26)$$

e. Menentukan Rn (SNI 2847:2019 pasal (22.4.2))

$$R_n = \frac{M_n}{\phi b d^2} \quad (3.27)$$

Diketahui harga $\phi = 0.75$

f. Menghitung rasio tulangan yang dibutuhkan:

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmR_n}{f_y}} \right) \quad (3.29)$$

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

g. Menentukan luas tulangan (AS) dari ρ yang didapat

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad (3.28)$$

dimana $A_s = \rho \times b \times d$

h. Menentukan jumlah dan jarak tulangan

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{A_{s\text{perlu}}}{\frac{1}{4} \pi x \phi} \quad (3.29)$$

$$\text{Jarak tulangan} = \frac{b - n \times \phi L - 2d' - 2\phi S}{n - 1} \quad (3.30)$$

dimana:

b = lebar pelat per satuan meter

d = tinggi pelat

ρ = rasio tulangan

A_s = luas tulangan perlu

f_y = mutu baja (MPa)

f'_c = mutu beton (MPa)

3.6.1.3 Perencanaan Dimensi Kolom

Perencanaan kolom awalnya harus menentukan beban yang akan membebani kolom tersebut, kemudian kalikan dengan factor beban, lalu dapat dicari luasan dari kolom tersebut sesuai dengan rumus:

$$A = \frac{W}{\phi \times f'_c} \quad (3.31)$$

dimana:

A = Luas kolom rencana

W = Beban total terfaktor

f'_c = Mutu beton (MPa)

ϕ = 0,5 (factor reduksi)

3.6.2 Preliminary desain struktur beton pratekan

Menentukan dimensi awal balok prategang yang akan digunakan sesuai dengan SNI 2847-2019. Penampang awal beton prategang didesain berdasarkan ketentuan-ketentuan sesuai SNI

2847:2019. Selain itu juga dapat didesain dengan asumsi yang sesuai dengan ketentuan tinggi dimensi balok pada Tabel 3.2.

3.7 Pembebanan

Penggunaan beban yang ada mengikuti peraturan yang ada di SNI 1727:2013 dan kombinasi pembebanan menggunakan SNI 1727:2013 Pasal 2.3.2 antara lain:

3.7.1 Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, kulit bangunan gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. (SNI 1727:2013 Pasal 3.1.1)

3.7.2 Beban Hidup

Beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. (SNI 1727:2013 Pasal 4.1)

3.7.3 Beban Gempa

Menurut SNI 1726:2019, terdapat 2 metode analisa gempa dinamik, yaitu analisis respon spectrum dan analisis respon dinamik riwayat gempa (time history). Pada Tugas Akhir ini digunakan analisis gempa dengan menggunakan respon spectrum. Berikut merupakan tahapan perhitungan analisa respon spectrum untuk mendapatkan nilai gaya gempa lateral yang timbul di semua tingkat.

3.7.3.1 Menentukan Kelas Situs

SNI 1726:2019 pasal 5.3 mengatur tata cara untuk menentukan klasifikasi situs. Salah satu cara yang dapat dilakukan yaitu dengan menentukan nilai N berdasarkan data hasil SPT. Adapun definisi parameter kelas situs yang menggunakan data SPT dapat dilihat pada SNI 1726:2019 pasal 5.4.2 persamaan (2)

Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3m$)		

mengikuti 6.10.1)	<ul style="list-style-type: none"> - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plasitisisitas $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{\sigma}_u < 50$ kPa
----------------------	---

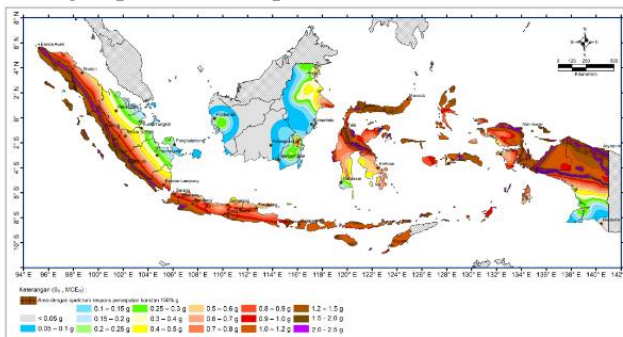
(Tabel 5 SNI 1726:2019)

3.7.3.2 Menentukan Kategori Risiko Bangunan dan Faktor Keutamaan Gempa

Sesuai Tabel 3 SNI 1726-2019, untuk berbagai resiko struktur bangunan gedung dan non gedung, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e menurut Tabel 4 SNI 1726-2019. Faktor keutamaan gempa bergantung pada kategori resiko bangunan mengikuti Tabel 3.7 dan Tabel 3.8.

3.7.3.3 Menentukan Nilai S_s dan S_1

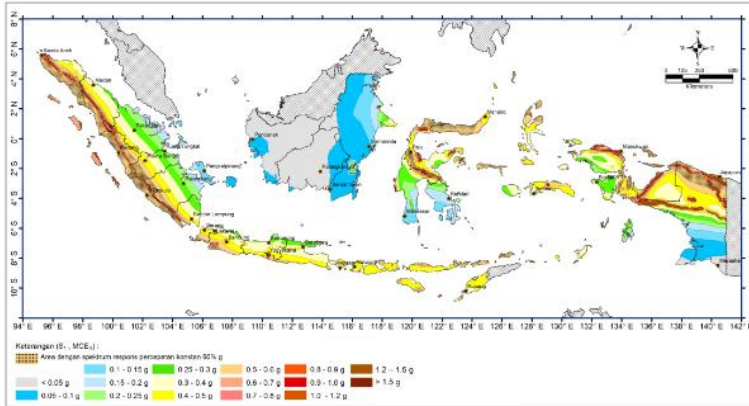
S_s adalah parameter percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada perioda pendek, redaman 5 persen (SNI 1726:2019). Nilai S_s diperoleh dari letak bangunan sesuai dengan peta zona gempa Indonesia pada Gambar 3.3.



Gambar 15 – Parameter gerak tanah S_s , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik (redaman kritis 5 %)

Gambar 3. 4 S_s , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCE_R) (SNI 1726-2019)

S_1 adalah parameter percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada periode 1 detik, redaman 5 persen (SNI 1726:2019). Nilai S_1 diperoleh dari letak bangunan sesuai dengan peta zona gempa Indonesia pada Gambar 3.4.



Gambar 16 – Parameter gerak tanah, S_1 , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2- detik (redaman kritis 5 %)

Gambar 3. 5 S_1 , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCE_R) (SNI 1726-2019)

3.7.3.4 Menentukan Faktor Amplifikasi Getaran

Untuk menentukan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi sesmik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode 1 detik (F_v). Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) bergantung pada nilai situs terdahulu dan nilai S_s , sementara faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode

1 detik (F_v) bergantung pada kelas situs terdahulu dan nilai S_1 . Nilai F_a dan F_1 ditentukan oleh Tabel 3.4 dan Tabel 3.5.

Tabel 3. 4 Koefisien situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS ^(a)					

(SNI1726-2019, Tabel 6)

Tabel 3. 5 Koefisien situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa (MCER) terpetakan pada periode pendek, $T = 1$ detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 1$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS					

(SNI 1726-2019, Tabel 7)

Catatan :

1. Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
2. SS = situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs spesifik

3.7.3.5 Menentukan S_{MS} dan S_{M1}

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

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (3.32)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (3.33)$$

3.7.3.6 Menghitung Nilai S_{D1} dan S_{DS}

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, S_{DS} dan pada perioda 1 detik, S_{D1} harus ditentukan melalui persamaan berikut : (SNI 1726:2019 pasal 6.3)

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.34)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.35)$$

3.7.3.7 Menentukan Kategori Desain Seismik (K_{DS})

Dari nilai S_{DS} , S_{D1} dan ketegori resiko gedung akan didapatkan dua kategori desain seismik. Nilai yang diambil adalah yang paling besar dari kedua K_{DS} tersebut. Nilai tersebut didapatkan harus dari nilai dalam Tabel 3.6 dan Tabel 3.7:

Tabel 3. 6 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Perioda Pendek, S_{DS}

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

(SNI 1726-2019, Tabel 8)

Tabel 3. 7 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Perioda 1 detik, S_{D1}

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	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

(SNI 1726-2019, Tabel 9)

3.7.3.8 Menentukan Sistem Struktur dan Parameter Struktur

Sistem rangka pemikul momen (SRPM) adalah sistem rangka ruang dimana komponen-komponen struktur balok, kolom, dan sambungan menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi letur, geser, dan aksial. SRPM dapat dikelompokkan sebagai berikut :

- a. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB); Suatu sistem rangka yang memenuhi ketentuan-ketentuan SNI beton pasal 1-20 dan 22, serta Pasal 21.1.2 dan 21.2. Sistem rangka ini pada dasarnya memiliki tingkat daktilitas terbatas dan hanya cocok digunakan untuk bangunan yang dikenakan maksimal KDS B
- b. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM); Suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan-ketentuan untuk rangka pemikul momen biasa juga memenuhi ketentuan *detailing* pasal 21.1.2 dan 21.1.8 serta 21.3. Sistem ini pada dasarnya memiliki tingkat daktilitas sedang dan dapat digunakan untuk bangunan yang dikenakan maksimum KDS C.
- c. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK); Suatu sistem rangka yang selain memenuhi ketentuan-ketentuan untuk rangka pemikul momen biasa juga memenuhi ketentuan-ketentuan Pasal 21.1.2 hingga 21.1.8, Pasal 21.5 hingga 21.8, serta Pasal 21.11 hingga 21.13. Sistem ini memiliki tingkat daktilitas penuh dan harus digunakan untuk bangunan yang dikenakan KDS D, E atau F.

Sistem struktur yang dipilih harus sesuai dengan batasan dan memperhatikan koefisien dalam jenis sistem struktur sesuai dengan SNI 1726-2017 Pasal 7.2.2.

3.7.3.9 Menghitung Koefisien Respon Seismik

Koefisien respons seismik, C_s harus ditentukan sesuai dengan ketentuan yang ditetapkan pada SNI 1726:2019 Pasal 7.8.1.1:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.36)$$

dimana :

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

R = faktor modifikasi respons yang ditentukan oleh sistem penahan gempa yang dipilih

I_e = faktor keutamaan gempa yang ditentukan kategori risiko

Nilai C_s yang dihitung \leq dari :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.37)$$

dan $C_s \geq$ dari :

$$C_s = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e > 0,01 \quad (3.38)$$

Untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari :

$$C_s = \frac{0.5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.39)$$

dimana :

S_{D1} = parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda 1,0 detik

T = perioda fundamental struktur (detik)

S_1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum

3.7.3.10 Menghitung Berat Seismik Efektif

Berat seismik efektif struktur, harus menyertakan seluruh beban mati dan beban lainnya, yaitu:

- Daerah yang digunakan untuk penyimpanan : minimum sebesar 25 % beban hidup lantai (beban lantai di garasi public dan struktur parkir terbuka, serta beban, serta beban

penyimpanan yang tidak melebihi 5 persen dari berat seismic efektif pada suatu lantai tidak perlu disertakan);

- Jika ketentuan untuk partisi diisyaratkan dalam desain beban lantai, diambil yang terbesar di antara berat partisi aktual atau berat daerah lantai minimum sebesar 0.46 kN/m²;
- Berat operasional total dari peralatan yang permanen;
- Berat lansekap dan beban lainnya pada taman atap dan luasan sejenis lainnya

3.7.3.11 Menghitung Distribusi Gaya Vertikal

Gaya gempa lateral (F_x), dalam (kN), yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan :

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (3.40)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (3.41)$$

dimana :

- | | | |
|-----------------|---|--|
| C_{vx} | = | faktor distribusi vertikal |
| V | = | gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN) |
| w_i dan w_x | = | bagian berat seismic efektif total struktur pada tingkat i atau x (kN) |
| h_i dan h_x | = | tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x , dalam meter (m) |
| k | = | eksponen yang terkait dengan perioda struktur berikut ini: struktur dengan perioda 0,5 atau kurang, $k=1$ struktur dengan perioda 2,5 atau lebih, $k=2$ struktur dengan perioda 0,5 -2,5 $k = 2$, atau interpolasi linear antara 1 dan 2. |

3.7.4 Kombinasi Pembebanan

Beban-beban yang dibebankan kepada struktur tersebut dibebankan kepada komponen struktur menggunakan kombinasi beban berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 5.3.1 sehingga

- a. $U = 1,4 D$
- b. $U = 1,2 D + 1,6 L$
- c. $U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$
- d. $U = 1,0 D + 1,0 L$
- e. $U = 0,9 D \pm 1,0 E$

dimana:

U = beban ultimate

D = beban mati

L = beban hidup

E = beban gempa

3.8 Analisa Stuktur

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

3.8.1 Kontrol Permodelan Struktur

Kontrol permodelan struktur dilakukan setelah memperoleh analisa dari program bantu, hal ini dilakukan agar mengetahui desain yang dilakukan telah memenuhi syarat keamanan dan sesuai dengan standar yang terdapat pada peraturan. Kontrol permodelan struktur yang dilakukan sebagai berikut:

3.8.1.1 Kontrol Partisipasi Massa (SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.1)

Analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah

ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa actual dalam masing-masing arah horizontal orthogonal dari respons yang ditinjau oleh model.

3.8.1.2 Kontrol Periode Fundamental Struktur (SNI 1726:2019 pasal 7.8.2)

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

$$T_a = C_t \times h_n^x \tag{3.42}$$

dimana:

h_n = ketinggian struktur (m)

C_t = koefisien yang ditentukan dari Tabel 3.9

x = koefisien yang ditentukan dari Tabel 3.9

Tabel 3. 8 Koefisien C_u

Parameter percepatan respons spectral desain pada 1 detik, SD1	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

(SNI 1726:2019, Tabel 17)

Tabel 3. 9 Koefisien Ct dan x

Tipe Struktur	Ct	x
Rangka Baja Pemikul Momen	0,0724	0,8
Rangka Beton Pemikul Momen	0,0466	0,9
Rangka Baja dengan Bresing Eksentris	0,0731	0,75
Rangka Baja dengan Bresing Terkekang Terhadap Tekuk	0,0731	0,75
Semua Sistem Struktur Lainnya	0,0488	0,75

(SNI 1726:2019, Tabel 15)

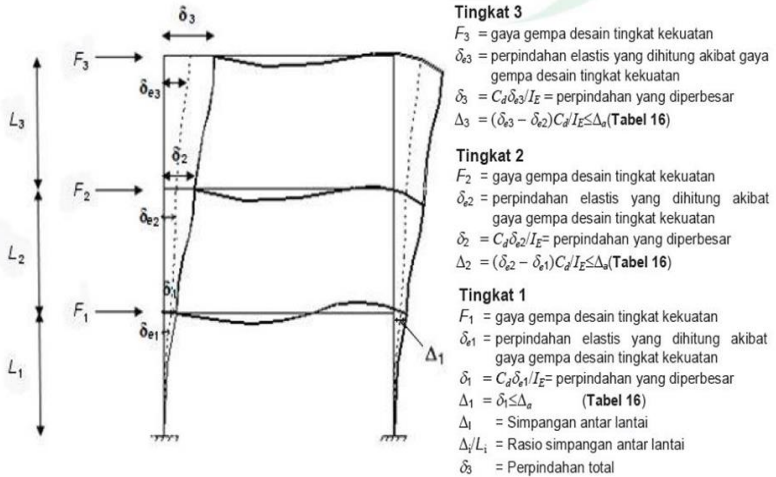
3.8.1.3 Kontrol Skala Gaya Dinamis (SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.4.1)

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

3.8.1.4 Kontrol Drift / Defleksi Bangunan (SNI 1726:2019 pasal 7.8.6)

Penentuan Simpangan antar lantai tingkat desain harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa terletak tidak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertika dari pusat massa tingkat di atasnya. Jika desain tegangan ijin digunakan,

defleksi harus dihitung menggunakan gaya gempa tingkat kekuatan yang ditetapkan tanpa reduksi untuk desain tegangan ijin.



Gambar 3. 6 Perhitungan simpangan tiap lantai (SNI 1726:2019 Gambar 10)

Tabel 3. 10 Simpang ijin struktur

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

Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010 h	0,010 h	0,010 h
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h	0,007 h	0,007 h
Semua struktur lainnya	0,020 h	0,015 h	0,010 h

(SNI 1726:2019 Tabel 20)

3.9 Perencanaan Struktur

Perencanaan struktur yang digunakan merupakan konsep desain yang hendak digunakan pada perhitungan perencanaan gedung.

3.9.1 Perencanaan Struktur Utama Non Prategang

Setelah memperoleh analisa gaya dalam menggunakan program bantu dilakukan kontrol desain serta penulangan struktur utama sesuai dengan aturan yang terdapat pada SNI 2847:2019. Kontrol desain dilakukan untuk analisa struktur bangunan, sehingga memenuhi syarat keamanan dan sesuai dengan standar yang terdapat pada pertauran. Kontrol desain yang dilakukan berupa pengecekan terhadap kontrol geser, kontrol lentur, momen nominal, beban layan (servisibility) dan beban ultimate. Apabila desain memenuhi, maka dilanjutkan ke output Gambar. Apabila tidak memenuhi, maka harus mendesain ulang dimensi struktur bangunan.

3.9.1.1 Perencanaan Tulangan Balok

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

a. Perencanaan tulangan lentur balok

Balok merupakan komponen struktur yang terkena beban lentur. Perhitungan penulangan lentur untuk komponen balok

harus memenuhi ketentuan SRPMK yang tercantum dalam SNI 2847:2019 Pasal 9.6.

b. Perhitungan tulangan geser balok

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai dengan SNI 2847:2019. Pasal 9.5.1.1 bagian (b) yaitu harus memenuhi:

$$\Phi V_n \geq V_u \quad (3.43)$$

dimana :

V_n = kuat geser nominal penampang

V_u = kuat geser terfaktor pada penampang

Φ = reduksi kekuatan untuk geser = 0,75 (SNI 2847:2019, Pasal 21)

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

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.44)$$

$$V_c = 0,17 \alpha \sqrt{f'c} b_w d \quad (3.45)$$

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.46)$$

dimana :

V_u = Geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

V_n = Kuat geser nominal

V_c = Kuat geser beton

V_s = Kuat geser nominal tulangan geser

c. Kontrol torsi

Pengaruh torsi harus diperhitungkan apabila:

$$T_u \leq \frac{\phi \sqrt{f'c}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}^2} \right) \quad (3.47)$$

Perencanaan penampang terhadap torsi:

$$T_u \leq \phi T_n \quad (3.48)$$

Tulangan sengkang untuk puntir:

$$T_n = \frac{2 \cdot A_0 \cdot A_t \cdot f_y}{s} \cot \theta \quad (3.49)$$

dimana :

T_u = Momen torsi terfaktor

T_n = Kuat momen torsi

T_c = Kuat torsi nominal yang disumbang oleh beton

T_s = Kuat momen torsi nominal tulangan geser

A_0 = Luas yang dibatasi oleh lintasan aliran geser mm^2

3.9.1.2 Perencanaan Tulangan Kolom

Detail penulangan kolom akibat beban aksial tekan harus sesuai SNI 2847:2019 Pasal 22.4. Sedangkan untuk perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal 22.5 dan torsi sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 22.6.

3.9.1.3 Perencanaan Struktur Dinding Geser

a. Kuat aksial rencana

Dihitung berdasarkan (SNI 2847:2019 pasal 11.5.3.1)

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

b. Pemeriksaan tebal dinding

Tebal dinding dianggap cukup bila memenuhi (SNI 2847:2019, pasal 11.5.4.3.)

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

Dimana: $d = 0,8 I_w$

c. Kuat geser beton

Dihitung menurut SNI 2847:2019, pasal 11.5.4.6.

d. Keperluan penulangan geser

Penulangan geser dihitung berdasarkan SNI 2847:2019, pasal 11.6.1 dan 11.6.2.

- e. Penulangan geser horisontal
Dihitung berdasarkan pada SNI 2847:2019, pasal 11.5.4.4.
- f. Penulangan geser vertikal
Dihitung berdasarkan SNI 2847:2009, pasal 11.5.4.8.

3.9.2 Perhitungan Struktur Utama Prategang

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

3.9.2.1 Gaya Prategang

Penentuan gaya prategang awal berpengaruh pada momen total, gaya tersebut kemudian akan disalurkan ke penampang. Gaya prategang mempengaruhi tendon dan baja sesuai dengan esentrisitas yang digunakan, terdefiniskan pada persamaan di bawah. (Nawy, 2001).

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{Fey}{I} \pm \frac{My}{I} \quad (3.50)$$

3.9.2.2 Pemilihan Tendon Baja Prategang

Pemilihan tendon baja prategang sangat dipengaruhi oleh gaya prategang yang ada. Pemilihan tendon harus disesuaikan dengan tegangan ijin yang berlaku pada SNI 2847:2019 pasal 24.5.3.

Tegangan baja yang digunakan tidak boleh melampaui nilai berikut :

- a. Tegangan ijin saat penarikan kabel (*Jacking*) (SNI 2847:2019 pasal 24.5.3.1)

$$0,94f_{py} \text{ atau } < 0,8f_{pu} \quad (3.51)$$

dan nilai maksimum direkomendasikan pabrik yang membuat tendon prategang dan perangkat angkur.

b. Tegangan ijin pada saat segera setelah peralihan gaya prategang:

$$0,70 f_{pu} \quad (3.52)$$

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut :

a. Tegangan ijin tekan pada saat pemberian gaya prategang (sebelum kehilangan) :

$$0.60 f_{ci} \text{ (SNI 2847:2019 pasal 24.5.3.1)} \quad (3.53)$$

$$0.5 \sqrt{f_{ci}} \text{ (SNI 2847:2019 pasal 24.5.3.2)} \quad (3.54)$$

dimana:

f'_{ci} = kuat tekan beton saat jacking

b. Tegangan ijin tarik pada saat beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya prategang (SNI 2847:2019 pasal 24.5.2.1):

$$0.45 f'_c \quad (\text{Tegangan tekan serat terluar})$$

$$ft \leq 0.62 \sqrt{f'_c} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar kelas U})$$

$$0.62 \sqrt{f'_c} < ft \leq \sqrt{f'_c} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar kelas T})$$

$$ft > \sqrt{f'_c} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar kelas C})$$

Setelah memilih tendon baja prategang, maka dilanjutkan dengan menentukan tata letak kabel sesuai dengan batas yang telah ditetapkan pada peraturan SNI 2847:2019. Tata letak kabel sangat ditentukan oleh jenis kabel yang digunakan, agar tidak melebihi batas yang telah ditetapkan.

3.9.2.3 Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 22.3.2.6 dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu :

1) Kehilangan segera (Kehilangan langsung)

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

a. Kehilangan akibat pengangkuran (SNI 2847:2019 pasal 22.3.2.6)

Perhitungan kehilangan prategang akibat pengangkuran, sebagai berikut :

$$\Delta = \frac{\text{Srata-rata}}{\Delta a} \times 100\% \quad (3.55)$$

$$\Delta a = \frac{\sigma L}{E_s} \quad (3.56)$$

dimana:

Δ = kehilangan gaya prategang (%)

Δa = deformasi pada ankur

σ = tegangan pada beton

E_s = modulus elastisitas baja prategang

L = panjang kabel

$Srata^2$ = harga rata-rata slip ankur (2.5mm)

b. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2019 pasal 22.3.2.6).

Perhitungan kehilangan prategang akibat perpendekan elastis, sebagai berikut:

$$ES = Kes \times n \times F_{cir} \quad (3.57)$$

dimana:

Kes = 1 untuk komponen pratarik 0.5 untuk komponen pasca tarik (digunakan)

n = Perbandingan modulus elastisitas beton dan baja (Es/Ec)

Es = Modulus elastisitas baja

Es = Modulus elastisitas beton

F_{cir} = Tegangan pada penampang beton (Fo/A)

c. Kehilangan akibat gesekan (*Woble Effect*) (SNI 2847:2019 pasal 22.3.2.6)

Perhitungan kehilangan prategang akibat gesekan, sebagai berikut:

$$P_s = P_x \cdot e^{-\Sigma(\mu\alpha_i + KL_i)} \quad (3.58)$$

$$\Delta = (1 - e^{-\mu\alpha - KL}) \times 100\% \quad (3.59)$$

$$\alpha = 8 \times \frac{f}{L} \quad (3.60)$$

dimana:

P_s = Gaya prategang setelah terjadi kehilangan akibat *friction*

P_x = Gaya awal prategang di tengah bentang

K = Koefisien *Woble Effect*, sesuai Tabel 3.11

L = Panjang bersih balok

α = Sudut kelengkungan

μ = Koefisien gesekan

f = Fokus tendon (eksetrisitas dari c.g.s)

Tabel 3. 11 Koefisien Friksi (μ) dan *Woble Effect* (K)

Type Tendon	Wobble effect Coefficient		Curvature Coefficient
	K/foot	K/meter	μ /radial
Tendon in flexible metal sheathing:			
-Wire tendon	0.0010-0.0015	0.0033-0.0049	0.15-0.25
-7-wires strand	0.0005-0.0020	0.0016-0.0066	0.15-0.25
-Hight-strength bars	0.0001-0.0006	0.0003-0.0020	0.08-0.30
Tendon in Rigid Metal Duct			
7-wires strand	0.0002	0.00066	0.15-0.25
Pregreased tendons			
Wire tendons and 7-wire strand	0.0003-0.0020	0.0010-0.0066	0.05-0.15
Mastic-Coated Tendons			
Wire tendons and 7-wire strand	0.0010-0.0020	0.0033-0.0066	0.05-0.15

(Lin dan Burns, 1996)

d. Kehilangan akibat kekangan kolom

Kehilangan ini perlu diperhitungkan untuk desain cor monolit, karena pada saat jacking beton terkekang oleh kolom. Kehilangan ini didasarkan pada sistem pengecoran cast in place.

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h} \quad (3.61)$$

dimana:

M_B dan M_A = Momen muka kolom pada titik A dan B akibat gaya P yang bekerja

h = tinggi kolom

- 2) Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian prategang), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah:

- a. Kehilangan akibat rangkak (SNI 2847:2019 pasal 22.3.2.6)

Perhitungan kehilangan prategang akibat rangkak untuk *bounded tendon*, sebagai berikut :

$$CR = K_{cr} \cdot \left(\frac{E_s}{E_c} \right) \cdot [f_{cir} - f_{cds}] \quad (3.62)$$

dimana :

K_{cr} = 2 untuk pratarik 1,69 untuk pascatarik (digunakan)

f_{cds} = tegangan beton didaerah c.g.s akibat beban tetap (dead load)

f_{cir} = tegangan beton didaerah c.g.s akibat gaya awal prategang

- b. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2019 pasal 22.3.2.6)

Untuk komponen pascatarik dihitung dengan rumus :

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \cdot K_{sh} \cdot E_s \cdot \left(1 - 0,06 \frac{V}{S} \right) \times (100 - RH) \quad (3.63)$$

dimana :

$\frac{V}{S}$ = V adalah ratio volume dan S adalah luas permukaan

Koefisien $0,06 \frac{V}{S}$, dalam satuan inci = $0,0236 \frac{V}{S}$ dalam satuan cm.

K_{sh} = 1 (metode pratarik), lihat Tabel 3.12 (metode pasca tarik)

RH = Kelembaban relatif udara sekitar

Tabel 3. 12 Koefisien Susut Beton Pasca Tarik

K_{SH}	Waktu akhir perawatan hingga pemberian gaya prategang (hari)
0.92	1
0.85	3
0.8	5
0.77	7
0.73	10
0.64	20
0.58	30
0.45	60

(Lin dan Burns, 1988)

- c. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2019 pasal 22.3.2.6)

Perhitungan kehilangan prategang akibat relaksasi baja, sebagai berikut:

$$RE = [K_{re} - J](SH + CR + ES) \times C \quad (3.64)$$

dimana:

K_{re} = Koefisien Relaksasi baja, terdapat pada Tabel 3.13

J = Koefisien Relaksasi, terdapat pada Tabel 3.14

SH = Kehilangan prategang akibat susut

CR = Kehilangan prategang akibat rangkai

ES = Kehilangan prategang akibat perpendekan elastis

C = Koefisien batang stress relieved

Tabel 3. 13 Nilai K_{re} dan J

Tipe Tendon	K_{re} (psi)	J
Kabel wires atau strand stress-relieved mutu 270	20.000	0,15
Kabel wires atau strand stress-relieved mutu 250	18.500	0,14
Kabel wires stress-relieved mutu 240 atau 235	17.600	0,13
Kabel strand relaksasi rendah mutu 270	5000	0,04
Kabel wires relaksasi rendah mutu 250	4630	0,037
Kabel wires relaksasi rendah mutu 240 atau 235	4400	0,035
Bar relaksasi rendah mutu 145 atau 160	6000	0,05

(Lin dan Burns, 1988)

Tabel 3. 14 Nilai C

f_y/f_{pu}	Tegangan Kabel	Tegangan Batang (Bar) atau Kabel Relaksasi Rendah
0,80		1,28
0,79		1,22
0,78		1,16
0,77		1,11
0,76		1,05
0,75	1,45	1,00
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,90
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,80
0,70	1,00	0,75
0,69	0,94	0,70
0,68	0,89	0,66
0,67	0,83	0,61
0,66	0,78	0,57
0,65	0,73	0,53
0,64	0,68	0,49
0,63	0,63	0,45
0,62	0,58	0,41
0,61	0,53	0,37
0,60	0,49	0,33

(Lin dan Burns, 1988)

3.9.2.4 Kontrol Kuat Batas Beton Prategang

Kuat batas balok prategang yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai sesuai SNI 2847:2019.

a. Kontrol Momen Nominal

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada saat penampang mencapai kuat nominal (f_{ps}) yang menghasilkan nilai momen nominal. Nilai f_{ps} pada balok dihitung dengan rumus pada SNI 2847:2019 yang di bandingkan dengan perhitungan sesuai dengan ACI 2008.

Momen nominal merupakan momen batas yang dimiliki oleh penampang beton yang fungsinya menahan momen ultimate dan momen retak yang terjadi. Momen nominal dapat dihitung dengan rumus, sebagai berikut

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - 0.59 \frac{A_{ps} f_{ps}}{b f'_c} \right) \quad (3.65)$$

dengan syarat :

$$\phi M_n > M_u \quad ; \quad \phi M_n > 1.2 M_{cr} \quad (3.66)$$

dimana:

M_n = Momen nominal

M_u = Momen ultimate (1.2MD + 1.6ML)

A_{ps} = luasan tendon prategang

f_{ps} = tegangan pada tulangan prategang disaat penampang mencapai kuat nominal

d_p = jarak penampang baja ke serat atas beton

b = lebar penampang beton

f'_c = mutu beton

ϕ = angka reduksi (0.9)

b. Kontrol Kuat Batas Beton Prategang

Kuat batas balok prategang yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai berikut

$$1.2M_{cr} \leq M_u \leq \phi M_n \quad (3.67)$$

dimana :

M_{cr} = momen retak yang terjadi pada balok prategang

M_u = momen ultimate balok prategang

M_n = Kapasitas penampang

Φ = Faktor reduksi

c. Kontrol Momen Retak

Momen retak adalah momen yang menghasilkan retakan-reatakan kecil pertama pada balok beton prategang yang dihitung dengan teori elastic, dengan menganggap bahwa retakan mulai terjadi saat tegangan tarik pada serat terluar beton mencapai modulus keruntuhannya (f_r). Momen retak dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$M_{cr} = M_1 + M_2 \quad (3.68)$$

$$M_1 = F \times (e + Kt) \quad (3.69)$$

$$M_2 = F_r \times Wb \quad (3.70)$$

$$F_r = 0,7\sqrt{f'_c} \quad (3.71)$$

dimana:

M_{cr} = Momen Crack

F = gaya prategang pada saat servis

e = eksentrisitas tendon terhadap garis netral penampang beton

Kt = daerah kern diatas sumbu netral beton

f_r = tegangan tarik pada serat terluar beton

Wb = momen resisten bawah (I/Yb)

d. Kontrol Lentur

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada tahap yang kritis, baik pada saat jacking atau tahap beban layan. Hal ini bertujuan untuk mengetahui apakah dimensi dari balok mampu untuk memikul tegangan yang diberikan, dimana tegangan ijin yang diberikan berdasarkan (SNI 2847:2019).

$$\sigma_{ct,b} = -\frac{F}{A} \mp \frac{F \cdot e}{W_{t,b}} \pm \frac{M_{DL}}{W_{t,b}} \pm \frac{M_{LL}}{W_{t,b}} \leq \sigma_{ijin \ ct,b} \quad (3.72)$$

dimana :

$\sigma_{ct,b}$ = Tegangan lentur yang terjadi pada serat atas dan bawah

F = Gaya prategang efektif setelah kehilangan

A = Luas penampang

W_{t, b} = Modulus elastis penampang

e = Eksentrisitas dari garis netral beton prategang (c.g.c) ke tendon baja (c.g.s)

M_{DL} = Momen akibat berat sendiri

M_{LL} = Momen akibat beban hidup

$\sigma_{ijin \ ct,b}$ = Tegangan ijin sesuai ketentuan pada SNI.

e. Kontrol Geser

Kontrol geser dan perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2019, dimana dapat digunakan dua perumusan yaitu perumusan secara umum dan perumusan secara rinci. Perhitungan geser dilakukan agar struktur mampu memikul gaya geser yang diterima. Rumus untuk perhitungan kontrol geser, sebagai berikut:

$$\phi V_c \geq V_u \quad (3.73)$$

dimana:

$$V_c = \left(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8 \frac{V_u \cdot dp}{M_u} \right) \times b_w \times d \quad (3.74)$$

serta V_c harus memenuhi persyaratan berikut :

$$0,17\lambda\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \leq V_c \leq 0,42\lambda\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3.75)$$

Bila diperlukan perhitungan geser secara rinci, dapat digunakan ketentuan SNI 2847:2019 Pasal 11.3.31 dan 11.3.3.2 dengan V_c harus terkecil dari V_{ci} dan V_{cw}

$$V_{ci} = \left(0.05\lambda\sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot dp + V_d + \frac{V_i \cdot M_{cro}}{M_{max}} \right) \quad (3.76)$$

dimana $dp \geq 0.8h$ dan

$$V_{ci} \geq 0,17\lambda\sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d \quad (3.77)$$

dengan ,

$$M_{cro} = \frac{1}{y_t} (0.05\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) \quad (3.78)$$

Dan nilai-nilai M_{max} dan V_i harus dihitung dari kombinasi beban yang menimbulkan momen maksimum pada penampang yang ditinjau.

V_{cw} harus dihitung dengan:

$$V_{cw} = (0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})bw \cdot dp + V_p \quad (3.79)$$

dimana:

- V_c : Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton
- V_u : Kuat geser ultimate dari kombinasi beban yang ada
- V_{ci} : Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadi keretakan diagonal akibat kombinasi momen dan geser
- V_{cw} : Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadi keretakan diagonal akibat

		tegangan tarik utama yang berlebihan pada badan penampang
V_d	:	Gaya geser pada penampang akibat beban mati tidak terfaktor
V_i	:	Gaya geser terfaktor pada penampang akibat beban luar yang terjadi bersamaan dengan M_{max}
V_p	:	Komponen vertikal gaya prategang efektif pada penampang
I	:	Momen inersia penampang yang menahan beban luar terfaktor yang bekerja
y_t	:	Garis netral
bw	:	Lebar badan / garis tengah penampang
D	:	Jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik
M_{cro}	:	Momen yang menyebabkan terjadinya retak lentur pada penampang akibat beban luar
M_{ma}	:	Momen terfaktor maksimum pada penampang akibat beban luar
x		
f_d	:	Tegangan akibat beban mati tak terfaktor, pada serat terluar penampang dimana tegangan tarik disebabkan oleh beban luar
f_{pc}	:	Tegangan tekan pada beton setelah kehilangan pada titik berat penampang yang menahan beban luar atau pertemuan antara badan dan flens jika titik berat terletak dalam flens
f_{pe}	:	Tegangan tekan pada beton akibat gaya prategang efektif saja setelah memperhitungkan kehilangan pada serat terluar penampang dimana tegangan tarik terjadi akibat beban luar

3.9.2.5 Kontrol Lendutan

Lendutan merupakan tanda akan terjadinya kegagalan struktur, sehingga kita perlu untuk menghitung lendutan struktur agar tidak melebihi batas-batas yang telah ditetapkan. Lendutan dihitung menurut pembebanan, dimana berat sendiri dan beban eksternal mempengaruhi. Berikut adalah kontrol lendutan yang harus dilakukan sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 24.2.5 yaitu:

- Lendutan akibat tekanan tendon

Perhitungan lendutan akibat tekanan tendon dapat dihitung, sebagai berikut:

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} \times \frac{P_o \times l^4}{E_c \times I} \quad (3.80)$$

Dengan nilai P_o sebesar

$$P_o = \frac{8 \times F_o \times f}{l^2} \quad (3.81)$$

dimana:

P_o = Gaya Prategang (N)

f = Fokus tendon (eksentrisitas dari c.g.s)

l = panjang efektif (mm)

E_c = Modulus elastisitas beton (MPa)

I = Inersia balok (mm^4)

- Lendutan akibat eksentrisitas tepi balok

Eksentrisitas terhadap c.g.c pada letak tendon menyebabkan lendutan kearah bawah (karena menyebabkan momen negatif)

$$\Delta l_{me} = \frac{P_o \times e \times l^2}{8 \times E_c \times I} \quad (3.84)$$

dimana:

P_o = Gaya Prategang (N)

e = eksentrisitas dari c.g.c dari tepi balok (mm)

l = panjang efektif (mm)

E_c = Modulus elastisitas beton (MPa)

I = Inersia balok (mm⁴)

- Lendutan akibat beban sendiri

Berat sendiri menyebabkan balok terletak kebawah sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke bawah

$$\Delta l_{q_0} = \frac{5}{384} \times \frac{q_0 \times l^4}{E_c \times I} \quad (3.83)$$

dimana:

q_0 = Beban terbagi merata (N/m)

e = eksentrisitas dari c.g.c dari tepi balok (mm)

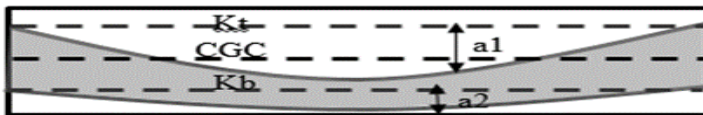
l = panjang efektif (mm)

E_c = Modulus elastisitas beton (MPa)

I = Inersia balok (mm⁴)

3.9.2.6 Daerah Limit Kabel

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



Gambar 3. 7 Daerah Limit kabel

dimana :

$$a1 \text{ (atas)} = \frac{M \text{ max}}{F} \quad (3.84)$$

$$a2 \text{ (bawah)} = \frac{M \text{ min}}{F_0} \quad (3.85)$$

3.9.2.7 Pengangkuran

Kegagalan pada balok prategang 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 prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengangkuran global disyaratkan oleh SNI 2847:2019. Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencair, belah dan pecah yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai SNI 2847:2019.

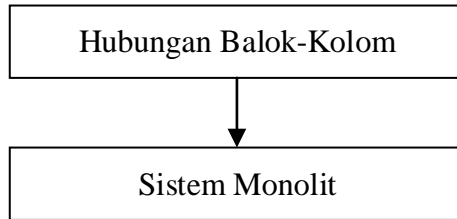
Daerah pengangkuran dianggap tersusun dari dua buah daerah, yaitu:

- a. Daerah local : Prisma persegi (atau prisma persegi ekuivalen untuk angkur oval) dari beton yang langsung mengelilingi alat angkur dan sebagian tulangan pengekang,
- b. Daerah umum : Daerah tempat pengangkuran dimana gaya prategang terpusat disalurkan ke beton dan disebarakan secara merata pada seluruh penampang.

3.10 Sistem Hubungan Balok Kolom Non Prategang

Sistem yang digunakan untuk balok prategang dengan kolom yaitu sistem monolit, struktur monolit merupakan salah satu dari tiga penentu komponen struktur puntir (SNI 2847:2019 Pasal 16.9). Struktur monolit diasumsikan mampu menahan geser

vertikal, akan tetapi desain harus dengan bentuk penampang yang sama (SNI 2847:2019).



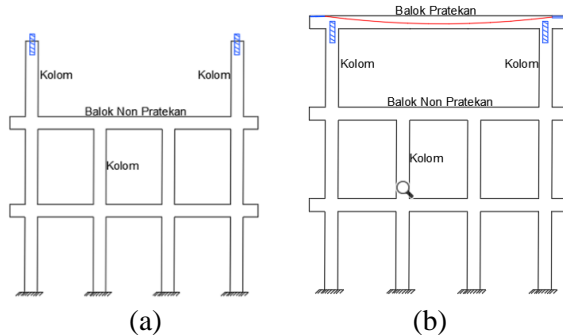
Gambar 3. 8 Bagan Hubungan Balok Kolom

3.10.1 Metode Pelaksanaan Beton Prategang dengan Sistem Sendi

Balok prategang dengan hubungan balok – kolom sistem sendi pada kepala kolom atau bagian atas kolom dan post-tension. Urutan pelaksanaan adalah sebagai berikut:

1. Dimulai dengan pekerjaan penulangan kolom lantai 20 dan kemudian dilanjutkan dengan penulangan sendi spiral pada kolom bagian atas seperti pada gambar 3.9 (a).
2. Setelah tulangan siap dilanjutkan dengan pengecoran kolom dan sendi spiral lantai 20.
3. Setelah beton di cor dan cukup umur (7 hari) dilanjutkan dengan penulangan lunak balok prategang berupa tulangan longitudinal dan transversal.
4. Setelah semua tulangan terpasang dilanjutkan dengan pemasangan beton decking dan strand tendon prategang serta pemasangan angkur mati sesuai koordinat yang telah diberikan.
5. Lalu dilanjutkan dengan pengecoran balok prategang dengan mutu beton $f'c$ 45 MPa, dan curing dilakukan pada 7 hari.
6. Setelah beton berumur 14 hari, dilanjutkan dengan pemberian gaya prategang pada balok prategang dimana angkur hidup diletakkan dimuka joint.

7. Setelah diberikan gaya prategang celah pada decking tendon prategang di grouting sesuai kebutuhan seperti pada gambar 3.9 (b).



Gambar 3. 9 (a) Pekerjaan Kolom Sistem Sendi (b) Pemberian Gaya Prategang Pada Balok Prategang Sistem Sendi

Dapat dilihat pada Gambar 3.9 merupakan ilustrasi pengerjaan balok prategang dengan dimulai dari pemasangan penulangan sendi spiral pada kolom bagian atas seperti pada gambar 3.9 (a) sampai dengan pemberian gaya prategang pada balok prategang dimana angkur hidup diletakkan dimuka joint sesuai gambar 3.9 (b)

3.11 Perencanaan *Basement*

Perencanaan struktur dinding *basement* menggunakan pelat beton. Berikut merupakan langkah – langkah dalam merencanakan dinding basement dengan pelat beton:

1. Menentukan beban – beban yang akan bekerja pada pelat basement
2. *Preliminary design* dinding dan pelat *basement*
3. Penulangan dan desain dinding basement

Penulangan dinding basement dihitung sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 2847:2019.

4. Penulangan dan desain pelat 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 SNI 2847:2019.

3.12 Perencanaan Pondasi

Setelah menghitung beban struktur atas secara keseluruhan, maka kita harus meneruskan beban tersebut ke struktur bawah (pondasi). Pondasi yang direncanakan menggunakan tiang pancang dengan perhitungan daya dukung pondasi berdasarkan Standard Penetration Test (SPT). Langkah-langkah yang dikerjakan dalam perencanaan struktur bawah adalah:

1. Menghitung beban total dari struktur atas
2. Mencari dan menganalisa daya dukung tanah
Data tanah dari Gedung Apartemen *Tower Caspian Grand Sungkono Lagoon* terletak di lampiran.
3. Menentukan desain dimensi tiang pancang dan jarak antara tiang pancang

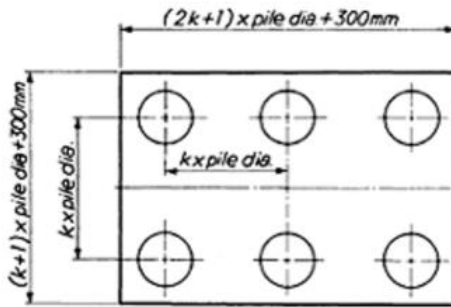
Pada penentuan jarak antar tiang pancang terdapat beberapa ketentuan yang harus terpenuhi seperti pada persamaan di bawah ini.

$$2.5 D \leq S \leq 5D \quad (3.75)$$

Dimana:

D = diameter tiang pancang (m)

S = jarak antar tiang pancang (m)



Gambar 3. 10 Konfigurasi Spun Pile pada Pile Cap

(Sumber: *Pile Design and Construction 4th Edition*)

4. Menganalisa daya dukung tiang pancang

Analisa daya dukung tiang pancang dibedakan menjadi dua, yaitu daya dukung satu tiang pancang dan daya dukung tiang pancang kelompok.

- Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Perhitungan daya dukung tanah memakai metode Luciano Decourt.

$$Q_L = Q_p + Q_s \quad (3.76)$$

dimana :

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_p = *Resistance ultimate* di dasar pondasi

Q_s = *Resistance ultimate* akibat tekanan lateral

Berikut merupakan rumus untuk mencari daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p).

$$Q_p = q_p \cdot A_p = \alpha \cdot \bar{N}_p \cdot K \cdot A_p \quad (3.77)$$

dimana :

\bar{N}_p = Harga rata-rata SPT di sekitar 4B di atas hingga 4B di bawah dasar tiang pondasi (B= diameter pondasi)

$$= \sum_{i=1}^n \frac{Ni}{n}$$

K = Koefisien karakteristik tanah di dasar pondasi
 12 t/m² = 117,7 kPa, untuk lempung (clay)
 20 t/m² = 196 kPa, untuk lempung berlanau (silty clay)
 25 t/m² = 245 kPa, untuk pasir berlanau (silty sand)
 40 t/m² = 392 kPa, untuk pasir (sand)

A_p = Luas penampang dasar tiang

q_p = Tegangan di ujung tiang

Berikut merupakan rumus untuk mencari daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s).

$$Q_s = q_s \cdot A_s = \beta \cdot \left(\frac{\bar{N}_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s \quad (3.78)$$

dimana :

q_s = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

N_s = Harga rata-rata sepanjang tiang yang terbenam, dengan batasan: $3 \leq N \leq 50$, khusus untuk aspek *friction*

A_s = Keliling x panjang tiang yang terbenam (luas selimut tiang)

Koefisien α dan β adalah merupakan berturut-turut base coefficient dan shaft coefficient menurut Decourt et all (1996) yang nilai seperti pada Tabel 3.15 dan Tabel 3.16 dibawah ini:

Tabel 3. 15 Base Coefficient α

Soil/ Pile	Driven	Bored	Bored	Continuous	Root	Injected pile
	Pile	Pile	Pile (bentonite)	hollow sugar	pile	(high pressure)
Clay	1.0	0.85	0.85	0.30	0.85	1.0
Intermediate Soils	1.0	0.60	0.60	0.30	0.60	1.0
Sands	1.0	0.50	0.50	0.30	0.50	1.0

(Decourt et all, 1996)

Tabel 3. 16 Shaft Coefficient β

Soil/ Pile	Driven	Bored	Bored	Continuous	Root	Injected pile
	Pile	Pile	Pile (bentonite)	hollow sugar	pile	(high pressure)
Clay	1.0	0.80	0.90	1.00	1.5	3.0
Intermediate Soils	1.0	0.65	0.75	1.00	1.5	3.0
Sands	1.0	0.50	0.60	1.00	1.5	3.0

(Decourt et all, 1996)

- Daya Dukung Tiang Pancang Grup
Untuk kasus daya dukung tiang pancang grup, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi C_e .

$$QL \text{ (group)} = QL \text{ (1 tiang)} \times n \times C_e \quad (3.79)$$

dimana :

N = jumlah tiang dalam grup

C_e = koefisien efisiensi

$QL \text{ (group)}$ = daya dukung tiang pancang kelompok

$QL \text{ (1 tiang)}$ = daya dukung 1 tiang pancang

Untuk menghitung koefisien efisiensi C_e dapat digunakan beberapa teori dibawah ini, yaitu :

- Converse-Labarre :

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{s}\right)}{90^\circ} \times \left(2 \times \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (3.80)$$

dimana :

ϕ = diameter tiang pondasi

S = jarak as ke as antar tiang dalam group

m = jumlah baris tiang dalam group

n = jumlah kolom tiang dalam group

$C_e = 0,9 - 1,0$ (untuk jarak antar tiang pancang $\geq 3 \phi$)

- Los Angeles

$$C_e = 1 - \frac{B}{L} \times \frac{1}{\pi \cdot m \cdot n} \times (m \times (n-1) + (m-1) + \sqrt{2(m-1)(n-1)}) \quad (3.81)$$

dimana:

B = Lebar grup tiang

L = Panjang grup tiang

m = jumlah baris tiang dalam group

n = jumlah kolom tiang dalam group

- c. Di sisi lain Terzaghi telah memberikan perumusan untuk menghitung daya dukung kelompok untuk lempung

$$Q_G = \beta^2 \cdot C_u \cdot N_c + 4 \cdot \beta \cdot C_u \cdot D \quad (3.81)$$

$$B = (n-1) \cdot S + d \quad (3.82)$$

dimana :

D = Kedalaman tiang pondasi

S = Jarak antar as tiang (*spacing*)

Cu = Undrained cohesion

n = Jumlah tiang dalam grup

Untuk grup tiang pancang pada tanah tanpa kohesi. Pemakaian praktis harga koefisien efisiensi Ce adalah sebagai berikut:

Pasir lepas :

- Untuk tiang-tiang pendek, Ce = 1,5 (untuk S = 2d) hingga 1 (untuk S = 4d)
- Untuk tiang-tiang panjang, Ce = 2 (untuk S = 2d) hingga 1 (untuk S = 6d)

Pasir Padat :

Ce = 0,7 (untuk S = 3d) hingga 1 (untuk S ± 8d)

5. Menghitung gaya maksimum yang dipikul satu tiang pancang dalam kelompok menggunakan persamaan di bawah ini.

$$P_{max} = \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\Sigma X_i^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\Sigma Y_i^2} \leq P_{ijin} \text{ (1 tiang)} \quad (3.83)$$

Dimana:

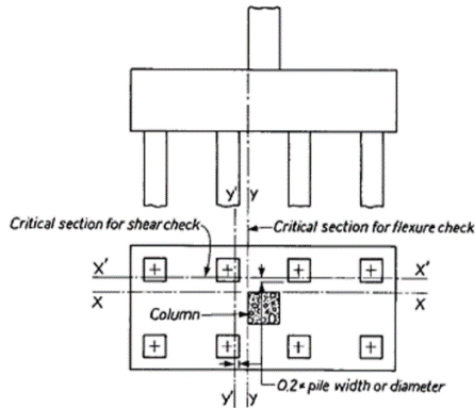
Pi = Gaya aksial satu tiang pancang (ton)

ΣVo = Jumlah beban vertical (ton)

n = Jumlah tiang pancang

Mx = Momen yang bekerja di dasar poer dalam arah sumbu x

- M_y = Momen yang bekerja di dasar poer dalam arah sumbu y
 X_i = Jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang searah sumbu X
 Y_i = Jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang searah sumbu Y
 X_{max} = Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang (m)
 Y_{max} = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang (m)



Gambar 3. 11 Perhitungan Momen Lentur dan Gaya Geser pada Pile Cap
 (Sumber: *Pile Design and Construction 4th Edition*)

6. Merencanakan pile cap

Dalam perancangan pile cap pada tugas akhir ini penulis meninjau gaya geser pons dan penulangan momen lentur.

- Kontrol Tebal Minimum Pile Cap

Menurut SNI 2847:2019 tebal pondasi tapak diatas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150 mm untuk pondasi diatas tanah, atau kurang dari 300 mm untuk pondasi tapak (footing) diatas tiang pondasi.

- Kontrol Geser Pons

Dalam merencanakan pile cap harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2019. Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan dengan perumusan sebagai berikut, dimana V_c harus yang terkecil diantara:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.84)$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.85)$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.86)$$

dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi

b_o = keliling dari penampang kritis pada pile cap
 $= 2 (b_k + d) + 2(h_k + d)$

dimana :

b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif pile cap

α_s = 20 untuk kolom sudut

= 30 untuk kolom tepi

= 40 untuk kolom interior

dimana :

b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif pile cap

- Penulangan Pile Cap

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

7. Merencanakan Sloof Pondasi (*Tie Beam*)

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

3.13 Gambar

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

BAB IV

PRELIMINARY DESIGN

4.1 Umum

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

4.2 Data Perencanaan

Perencanaan Gedung Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon menggunakan beton bertulang pada keseluruhan struktur gedung dengan system balok prategang pada lantai atap. Data bangunan yang akan digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir yaitu:

- Tipe Bangunan : Gedung Apartemen
- Lokasi : Surabaya, Jawa Timur
- Ketinggian Lantai
 - Basement : 3 m
 - Lantai 1 : 4 m
 - Lantai 2-19 : 3,5 m
 - Lantai Atap : 5 m
- Mutu Beton (f'_c) :
 - Balok induk : 40 MPa
 - Balok anak : 40 MPa
 - Pelat Lantai : 40 MPa
 - Kolom : 40 MPa
 - Balok Prategang : 45 Mpa
 - Pelat Atap : 40 MPa
 - Dinding Geser : 45 Mpa
- Mutu Baja (f_y) : 420 Mpa

- Data Tanah : Terlampir
- Data Gambar : Terlampir

4.3 Pembebanan

1. Beban Gravitasi

- Beban Mati (SNI 1727:2013)
 - Berat sendiri beton bertulang : 24 kN/m³
 - Tegel : 0,24 kN/m²
 - Dinding bata ringan : 4,9 kN/m³
 - Plafond : 0,11 kN/m²
 - Penggantung : 0,07 kN/m²
 - Pumbing + ducting : 0,30 kN/m²
- Beban Hidup
 - Lantai atap : 0,96 kN/m²
 - Lantai ruang seminar : 4,79 kN/m²
 - Lantai kamar : 8,00 kN/m²

2. Beban Gempa

Perencanaan dan perhitungan struktur terhadap gempa berdasarkan RSNI 1726 : 2019

4.4 Perencanaan Balok

4.4.1. Perencanaan Balok Induk

Penentuan tinggi balok minimum (h.min) dihitung berdasarkan RSNI 2847 : 2018 pasal 9.3.1.1. (tabel 9.3.1.1 Tinggi minimum balok non-prategang).

Persamaan 3.19: untuk f_y 420 MPa

$$h = \frac{l}{16}$$

Persamaan 3.20:

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

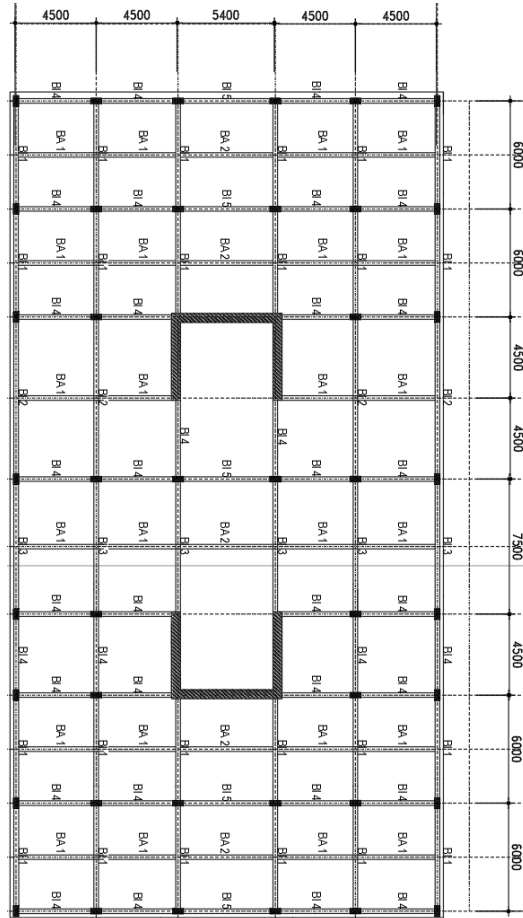
dimana:

l = panjang balok (mm)

h = tinggi balok (mm)

b = lebar balok (mm)

Gedung yang direncanakan memiliki panjang balok induk yang bervariasi pada arah memanjang dan melintang yaitu pada gambar 4.1.



Gambar 4. 1 Gambar Denah Pembalokan Lantai 1-19
Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Nama Balok	Arah	Bentang	h min	b min	h pakai	b pakai
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
B1	Memanjang	6000	364.29	242.86	550	350
B2	Memanjang	9000	546.43	364.29	600	400
B3	Melintang	7500	455.36	303.57	550	350
B4	Melintang	4500	242.86	161.90	550	350
B5	Melintang	5400	327.86	218.57	550	350

Dapat disimpulkan dari Tabel 4.1, dimensi balok induk memanjang dan melintang adalah 35/55 dan 40/60.

4.4.2. Perencanaan Balok Anak

Perencanaan dimensi balok anak untuk mutu beton 40 MPa dan mutu baja 420 MPa direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan menerus, sehingga digunakan perumusan:

$$h_{\min} = \frac{l}{21}$$

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

Dimana :

L = panjang balok (mm)

h = tinggi balok (mm)

b = lebar balok (mm)

Dimensi balok anak dengan panjang yang berbeda diperoleh sebagai berikut.

Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak

Nama Balok	Arah	Bentang	h min	b min	h pakai	b pakai
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
BA1	Melintang	4500	231.29	154.20	400	250

BA2	Melintang	5400	185.03	123.36	400	250
-----	-----------	------	--------	--------	-----	-----

Dapat disimpulkan dari Tabel 4.2, dimensi balok anak memanjang dan melintang adalah 25/40

4.4.3. Perencanaan Balok Pratekan

Dimensi balok pratekan pada preliminary desain direncanakan sebagai berikut:

$$h_{\min} = \frac{1}{20}$$

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

Dimana :

L = panjang balok (mm)

h = tinggi balok (mm)

b = lebar balok (mm)

Tabel 4. 3 Rekapitulasi Dimensi Balok Prategang

Nama	Bentang (mm)	Arah	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
B1B	23400	Melintang	1170	780	1100	500

Direncanakan balok pratekan dengan dimensi 50/110 untuk melintang.

4.5 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.

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

Perhitungan dimensi pelat berdasarkan syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat harus memenuhi persyaratan RSNI 2847 : 2019 pasal 8.3.1.2.

- Untuk $\alpha_m \leq 0.2$ menggunakan pasal 8.3.1.1
- Untuk $0.2 < \alpha_m < 2$ ketebalan minimum pelat harus memenuhi

$$h1 = \frac{Ln \times (0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 5\beta (\alpha_m - 0.2)} \text{ dan tidak boleh kurang dari 120 mm}$$

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

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

dimana:

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:

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

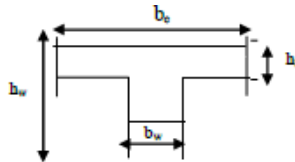
$$I_{balok} = 1/12 \times K \times b \times h^3$$

$$\beta = L_n / S_n$$

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

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

Balok tengah:



Gambar 4. 2 Ilustrasi bentang efektif

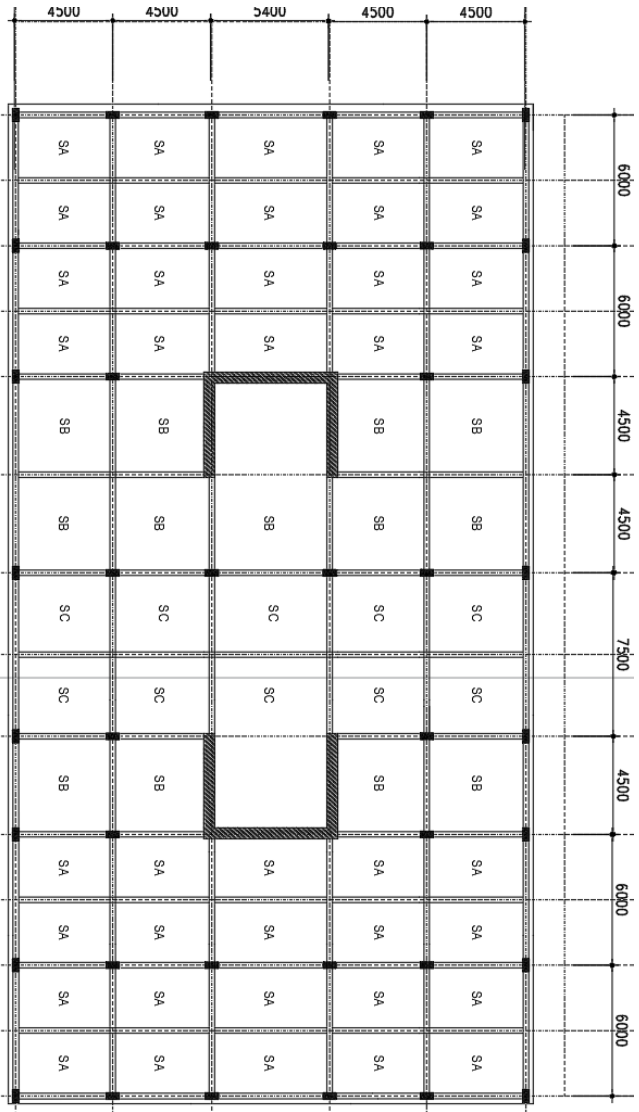
- Nilai
- $be_1 = \frac{1}{4} \times L$
 - $be_2 = bw + 8t$
 - $be_2 = bw + \frac{1}{2} S$

Dari ketiga nilai be tersebut diambil yang terkecil.

4.5.1 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai

Pelat yang direncanakan pada bangunan ini memiliki spesifikasi sebagai berikut:

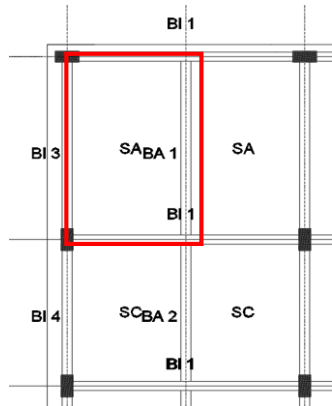
- Mutu beton
 - Pelat lantai : 40 Mpa
 - Pelat atap : 40 Mpa
 - Pelat basement : 40 MPa
- Mutu baja : 400 Mpa
- Rencana tebal pelat lantai : 12 cm
- Rencana tebal pelat atap : 15 cm
- Rencana tebal pelat basement : 30 cm



Gambar 4. 3 Variasi Pelat Lantai 1-19

4.5.2 Perhitungan Tebal Pelat

1. Contoh perhitungan tipe 300 x 500 cm:



Gambar 4. 4 Denah pelat tipe 300 x 500 cm

Direncanakan :

$$hf = 12 \text{ mm}$$

$$S_n = 500 - (35+35) / 2$$

$$S_n = 465 \text{ cm}$$

$$L_n = 300 - (35+25) / 2$$

$$L_n = 270 \text{ cm}$$

$$\beta = L_n / S_n = 465/270 = 1.72 < 2 \text{ (Pelat 2 arah)}$$

Balok BI 1

Perhitungan lebar efektif :

- $be = bw + 2 \times (hw - hf)$

$$be = 35 + 2 \times (55 - 12)$$

$$be = 121 \text{ cm}$$

- $be = bw + 8 \times hf$

$$be = 35 + 8 \times 12$$

$$be = 131$$

- $be = \frac{1}{4} \times L$

$$be = \frac{1}{4} \times 300$$

be = 75 cm (menentukan)

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{75}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{55}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{55}\right) + 4 \left(\frac{12}{55}\right)^2 + \left(\frac{75}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{55}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{75}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{55}\right)}$$

$$k = 1.378$$

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

$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} \times 1.378 \times 35 \times 55^3$$

$$I_{\text{balok}} = 668616.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{pelat}} = \frac{t^3}{12} \times bs$$

$$I_{\text{pelat}} = \frac{12^3}{12} \times 300$$

$$I_{\text{pelat}} = 43200 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{668616.67}{43200} = 15.47$$

Balok BI 3

Perhitungan lebar efektif :

- $be = bw + 2 \times (hw - hf)$
 $be = 35 + 2 \times (55 - 12)$
 $be = 161 \text{ cm}$
- $be = bw + 8 \times hf$
 $be = 35 + 8 \times 12$
 $be = 475 \text{ cm}$
- $be = \frac{1}{4} \times L$
 $be = \frac{1}{4} \times 500$
 $be = 125 \text{ cm (menentukan)}$

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{125}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{55}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{55}\right) + 4 \left(\frac{12}{55}\right)^2 + \left(\frac{125}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{55}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{125}{55} - 1\right) \left(\frac{12}{55}\right)}$$

$$k = 1.686$$

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

$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} \times 1,686 \times 35 \times 55^3$$

$$I_{\text{balok}} = 818026.66 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{pelat}} = \frac{t^3}{12} \times bs$$

$$I_{\text{pelat}} = \frac{12^3}{12} \times 500$$

$$I_{\text{pelat}} = 72000 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{818026.66}{72000} = 11.3619$$

Balok BA 1

Perhitungan lebar efektif :

- $be = bw + 0.5 \times S$
 $be = 25 + 0.5 \times 465$
 $be = 2675 \text{ cm}$
- $be = bw + 8 \times hf$
 $be = 25 + 8 \times 12$
 $be = 121 \text{ (menentukan)}$
- $be = \frac{1}{4} \times L$
 $be = \frac{1}{4} \times 500$
 $be = 125 \text{ cm}$

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{121}{25} - 1\right)\left(\frac{12}{40}\right) \left[4 - 6\left(\frac{12}{40}\right) + 4\left(\frac{12}{40}\right)^2 + \left(\frac{121}{25} - 1\right)\left(\frac{12}{40}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{121}{25} - 1\right)\left(\frac{12}{40}\right)}$$

$$k = 1.891$$

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

$$I_{\text{pelat}} = \frac{t^3}{12} \times bs$$

$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} \times 1,891 \times 25 \times 40^3$$

$$I_{\text{pelat}} = \frac{12^3}{12} \times 500$$

$$I_{\text{balok}} = 252079.27 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{pelat}} = 72000 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_m = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{252079.27}{72000} = 3.501$$

Jadi α_m rata-rata adalah

$$\alpha_m = \frac{15.47 + 15.47 + 11.36 + 3.501}{4} = 11.45 > 2 \text{ (Ok)}$$

Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2019 tabel 8.3.1.2

$$h_{\min} = \frac{Ln \times \left(0,8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$$

$$= \frac{465 \times \left(0,8 + \frac{420}{1400}\right)}{36 + 9(1.722)} = 9.8031 \text{ cm}$$

Preliminary desain pelat lantai memenuhi persyaratan sehingga dipakai tebal pelat lantai 12 cm. Berikut merupakan rekapitulasi preliminary pelat lantai.

Tabel 4. 4 Rekapitulasi Preliminary Desain Pelat Lantai

Nama Pelat	Ln (mm)	Sn (mm)	β	Arah	t_{\min} (cm)	t_{rencana} (cm)	Kontrol
SA	4150	2700	1.5	2	9.80	12	OK
SB	4100	4200	1.0	2	11.29	12	OK
SC	4150	3450	1.2	2	9.29	12	OK
SD	5050	2700	1.9	2	9.81	12	OK
SE	5050	3450	1.5	2	11.57	12	OK
SF	5050	4200	1.2	2	11.45	12	OK

4.6 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.

Kolom yang akan direncanakan memikul beban pada pelat SA (3 m x 5 m) dan SB (4.5 m x 5 m) dari setengah masing-masing luasan pelat yang di atasnya.

Direncanakan:

- Tebal Pelat Lantai = 12 cm
- Tebal Pelat Atap = 15 cm
- Tinggi lantai basement = 300 cm
- Tinggi tiap lantai 1 = 400 cm
- Tinggi lantai 2-19 = 350 cm
- Tinggi lantai atap = 500 cm

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. Untuk efisiensi dan keefektifan dimensi struktur dibuat beberapa variasi kolom. Diambil satu dimensi kolom yang berbeda setiap 5 tingkatnya.

Untuk beban hidup kolom diijinkan untuk beban hidup tereduksi berdasarkan SNI 1727:2013 pasal 4.8 dengan syarat

komponen struktur yang memiliki $KLL.AT \geq 37,16 \text{ m}^2$ dapat dihitung dengan cara sebagai berikut:

$$ATT = (5) \text{ m} \times (9) \text{ m} = 45 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} = 3.5$$

$$K_{LL} \times A_{TT} = 3.5 \times 45 \text{ m}^2 = 157.5 \text{ m}^2 \geq 37,16 \text{ m}^2 \text{ (OK)}$$

- Reduksi beban hidup pelat lantai atap

$$R_1 = 1,2 - (0,011 \times 45) = 0.705 \text{ (untuk } 18,58 \text{ m}^2 \geq AT \geq 55,74 \text{ m}^2)$$

$$R_2 = 1$$

$$L_r = L_o \cdot R_1 \cdot R_2 = 0.678 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Syarat} = 0,58 \leq L_r \leq 0,96$$

- Reduksi beban hidup pelat lantai kamar

$$L_o = 1,92 \text{ kN/m}^2$$

$$L = 1,92 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \times AT}} \right) \geq 0,4 \times L_o$$

$$L = 1,92 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{157,5}} \right) \geq 0,4 \times L_o$$

$$L = 1.179 \text{ kN/m}^2 \geq 0.77 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 4. 5 Beban yang diterima kolom lantai 15 – atap

BEBAN LANTAI ATAP							
PELAT ATAP							
Jenis Beban	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai Atap	2400	5	9	0.15	1	16200	kg
Plafon + Penggantun g	18	5	9	-	1	810	kg
Spesi (2 cm)	42	5	9	-	1	1890	kg
Aspal	14	5	9	-	1	630	kg
Ducting + Plumbing	40	5	9	-	1	1800	kg

BALOK ATAP							
Balok Prategang	2400	1	2.5	1.50	1	9000	kg
Balok BA 1	2400	0.25	2.5	0.40	1	600	kg
Balok BA 2	2400	0.25	2.5	0.40	1	600	kg
Balok BI 4	2400	0.35	4.5	0.55	1	2079	kg
Balok BI 2	2400	0.4	4.5	0.60	1	2592	kg
Balok BI 3	2400	0.35	2.5	0.55	1	1155	kg
TOTAL BEBAN MATI ATAP(WD)						37356	kg
Beban Hidup	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Lantai Atap	67.68	5	9	-	1	3045.6	Kg
Air Hujan	20	5	9	-	1	900	Kg
TOTAL BEBAN HIDUP ATAP (WL)						3945.6	Kg
BEBAN LANTAI 19-15							
PELAT LANTAI							
Jenis Beban	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai	2400	5	9	0.15	5	81000	kg
Plafon + Penggantun g	18	5	9	-	5	4050	kg
Spesi (2 cm)	42	5	9	-	5	9450	kg
Tegel	24	5	9	-	5	5400	kg
Dinding Batu Bata	250	14	-	-	5	17500	kg
Ducting + Plumbing	40	5	9	-	5	9000	kg
KOLOM DAN BALOK ATAP							
Kolom	2400	0.5	0.5	3.50	5	10500	kg
Balok BA 1	2400	0.25	5.0	0.40	5	6000	kg
Balok BA 2	2400	0.25	5.0	0.40	5	6000	kg
Balok BI 1	2400	0.35	4.5	0.55	5	10395	kg

Balok BI 2	2400	0.4	4.5	0.60	5	12960	kg
Balok BI 3	2400	0.35	2.5	0.55	5	5775	kg
Balok BI 4	2400	0.35	2.5	0.55	5	5775	kg
TOTAL BEBAN MATI LANTAI (WD)						183805	kg
Beban Hidup	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Lantai Kamar	117.91	5	9	-	5	26531.1 2086	Kg
TOTAL BEBAN HIDUP LANTAI(WL)						26531.1	Kg

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

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

$$= 314155.953 \text{ kg}$$

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

$$\text{Dimensi: A} = 3 \times P / f_c' = 3 \times (314155.953 / 400) = 2356.2 \text{ cm}^2$$

Direncanakan:

$$b = h$$

$$= \sqrt{2356.2} = 48 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk lantai 15 – lantai atap adalah 70/70 cm.

Tabel 4. 6 Beban yang diterima kolom lantai 14-10

BEBAN LANTAI 14-10							
PELAT LANTAI							
Jenis Beban	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai	2400	5	9	0.15	5	81000	kg
Plafon + Penggantun g	18	5	9	-	5	4050	kg
Spesi (2 cm)	42	5	9	-	5	9450	kg
Tegel	24	5	9	-	5	5400	kg

Dinding Batu Bata	250	14	-	-	5	17500	kg
Ducting + Plumbing	40	5	9	-	5	9000	kg
KOLOM DAN BALOK ATAP							
Kolom	2400	0.6	0.6	3.50	5	15120	kg
Balok BA 1	2400	0.25	5.0	0.40	5	6000	kg
Balok BA 2	2400	0.25	5.0	0.40	5	6000	kg
Balok BI 1	2400	0.35	4.5	0.55	5	10395	kg
Balok BI 2	2400	0.4	4.5	0.60	5	12960	kg
Balok BI 3	2400	0.35	2.5	0.55	5	5775	kg
Balok BI 4	2400	0.35	2.5	0.55	5	5775	kg
TOTAL BEBAN MATI LANTAI (WD)						188425	kg
Beban Hidup	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Lantai Kamar	117.91	5	9	-	5	26531.1 2086	Kg
TOTAL BEBAN HIDUP LANTAI(WL)						26531.1	Kg

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

$$W = (1,2 DL + 1,6 LL) \\ = 582715.747 \text{ kg}$$

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

$$\text{Dimensi: A} = 3 \times P / f_c' = 3 \times (582715.747 / 400) = 4370.3 \text{ cm}^2$$

Direncanakan:

$$b = h \\ = \sqrt{4370.3} = 66.1 \text{ cm} \approx 80 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk lantai 14 – lantai 10 adalah 80/80 cm.

Tabel 4. 7 Beban yang diterima kolom lantai 9-5

BEBAN LANTAI 9-5							
PELAT LANTAI							
Jenis Beban	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai	2400	5	9	0.15	5	81000	kg

Plafon + Penggantung g	18	5	9	-	5	4050	kg
Spesi (2 cm)	42	5	9	-	5	9450	kg
Tegel	24	5	9	-	5	5400	kg
Dinding Batu Bata	250	14	-	-	5	17500	kg
Ducting + Plumbing	40	5	9	-	5	9000	kg
KOLOM DAN BALOK ATAP							
Kolom	2400	0.7	0.7	3.50	5	20580	kg
Balok BA 1	2400	0.25	5.0	0.40	5	6000	kg
Balok BA 2	2400	0.25	5.0	0.40	5	6000	kg
Balok BI 1	2400	0.35	4.5	0.55	5	10395	kg
Balok BI 2	2400	0.4	4.5	0.60	5	12960	kg
Balok BI 3	2400	0.35	2.5	0.55	5	5775	kg
Balok BI 4	2400	0.35	2.5	0.55	5	5775	kg
TOTAL BEBAN MATI LANTAI (WD)						193885	kg
Beban Hidup	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Lantai Kamar	117.91	5	9	-	5	26531.1 2086	Kg
TOTAL BEBAN HIDUP LANTAI(WL)						26531.1	Kg

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

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

$$= 857827.540 \text{ kg}$$

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

$$\text{Dimensi: A} = 3 \times P / f_c' = 3 \times (857827.54 / 400) = 6433.17 \text{ cm}^2$$

Direncanakan:

$$b = h$$

$$= \sqrt{6433.17} = 80.01 \text{ cm} \approx 90 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk lantai 9 – lantai 5 adalah 90/90 cm.

Tabel 4. 8 Beban yang diterima kolom lantai 4-basement

BEBAN LANTAI 9-5							
PELAT LANTAI							
Jenis Beban	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai	2400	5	9	0.15	5	81000	kg
Plafon + Penggantungan	18	5	9	-	5	4050	kg
Spesi (2 cm)	42	5	9	-	5	9450	kg
Tegel	24	5	9	-	5	5400	kg
Dinding Batu Bata	250	14	-	-	5	17500	kg
Ducting + Plumbing	40	5	9	-	5	9000	kg
KOLOM DAN BALOK ATAP							
Kolom	2400	0.8	0.8	3.50	5	36680	kg
Balok BA 1	2400	0.25	5.0	0.40	5	6000	kg
Balok BA 2	2400	0.25	5.0	0.40	5	6000	kg
Balok BI 1	2400	0.35	4.5	0.55	5	10395	kg
Balok BI 2	2400	0.4	4.5	0.60	5	12960	kg
Balok BI 3	2400	0.35	2.5	0.55	5	5775	kg
Balok BI 4	2400	0.35	2.5	0.55	5	5775	kg
TOTAL BEBAN MATI LANTAI (WD)						200185	kg
Beban Hidup	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Lantai Kamar	117.91	5	9	-	5	26531.1 2086	Kg
TOTAL BEBAN HIDUP LANTAI(WL)						26531.1	Kg

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

$$W = (1,2 DL + 1,6 LL) \\ = 1140499.3 \text{ kg}$$

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

$$\text{Dimensi: A} = 3 \times P / f_c' = 3 \times (1140499.3 / 400) = 8553.75 \text{ cm}^2$$

Direncanakan:

$$b = h \\ = \sqrt{8553.75} = 91.2 \text{ cm} \approx 100 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk lantai 4 – lantai basement adalah 100/100 cm.

4.7 Perencanaan Dinding Geser

Menurut RSNI 2847 : 2019 pasal 11.3.1.1, ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek atau kurang dari 100 mm.

Direncanakan :

- Tebal rencana dinding geser = 40 cm
- Panjang bentang = 540 cm
- Tinggi lantai = 500 cm
- $50 \text{ cm} \geq H / 25 = 500/25 = 20 \text{ cm (OK)}$
- $50 \text{ cm} \geq L / 25 = 540/25 = 21.5 \text{ cm (OK)}$

Jadi, tebal *shearwall* sebesar 40 cm telah memenuhi syarat 2847:2019 pasal 11.3.1.1.

BAB V

PERMODELAN DAN PEMBEBANAN STRUKTUR

5.1 Umum

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban-beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 1727:2013, PPIUG 1983 dan SNI 2843:2013, dan pembebanan gempa mengacu pada SNI 1726:2019, yang didalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

5.1.1. Permodelan Struktur

Dalam perhitungan analisis beban gempa, perlu suatu pemodelan struktur. Struktur dimodelkan tiga dimensi sebagai portal terbuka dengan penahan gaya lateral (gempa) menggunakan sistem ganda yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Dinding Geser. Struktur pemodelan gedung yang akan dianalisa memiliki 20 lantai dan 1 basement dengan tinggi total gedung ± 75 m. Tinggi basemen 3 meter, tinggi lantai pertama 4 meter, tinggi lantai *ballroom* 7 meter sedangkan tinggi lantai lainnya 3,5 meter. Pemodelan gedung berlokasi di Surabaya, Jawa Timur dengan kelas situs SE. pemodelan struktur ini dilakukan dengan menggunakan *software* ETABS 17.0.1.

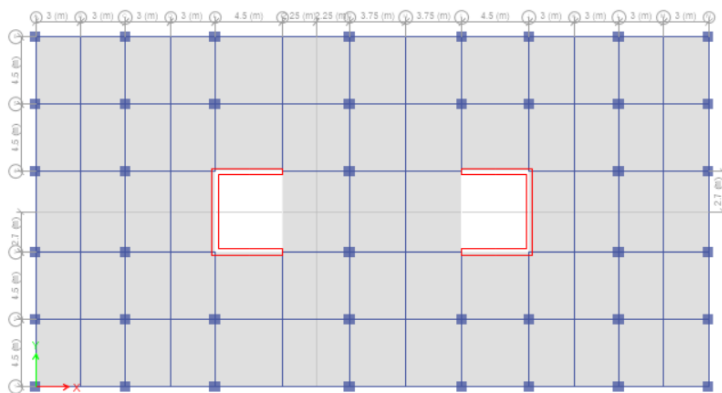
Permodelan pada ETABS untuk masing-masing elemen struktur adalah sebagai berikut:

- a. Permodelan pondasi dilakukan dengan menganggap bahwa pondasi memberikan kekangan translasi dan rotasi yang cukup pada semua arah sumbu bangunan. Berdasarkan asumsi yang digunakan tersebut, pondasi dimodelkan sebagai perletakan jepit pada lantai dasar bangunan, yaitu pada ujung-ujung bawah kolom basemen.
- b. Balok dan kolom dimodelkan sebagai elemen *frame* dengan memiliki hubungan (joint) yang kaku. Tetapi khusus untuk

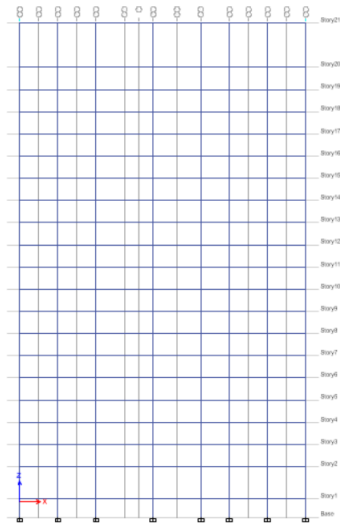
balok pratekan pada lantai atap dimodelkan sebagai elemen *frame release* sedangkan kolom lantai 15 ujung atasnya juga dimodelkan *frame release* sehingga momen pada muka join balok pratekan sebesar nol.

- c. Dinding geser dimodelkan sebagai elemen *shell* dengan diberi label *pier* pada setiap segmen dinding geser. Dinding geser memiliki hubungan (joint) yang kaku.
- d. Pelat lantai dan atap dimodelkan sebagai elemen *shell*.
- e. Pada struktur beton, pengaruh keretakan beton harus diperhitungkan terhadap kekakuannya. Maka, momen inersia penampang struktur dapat ditentukan sebesar momen inersia penampang utuh dikalikan dengan persentase efektivitas penampang berdasarkan RRSNI 2847 : 2019 tabel 6.6.3.1.1 (a). Sehingga untuk balok digunakan sebesar 0,35 I_g , kolom digunakan sebesar 0,7 I_g , pelat digunakan sebesar 0,25 I_g dan dinding geser digunakan sebesar 0,35 I_g .

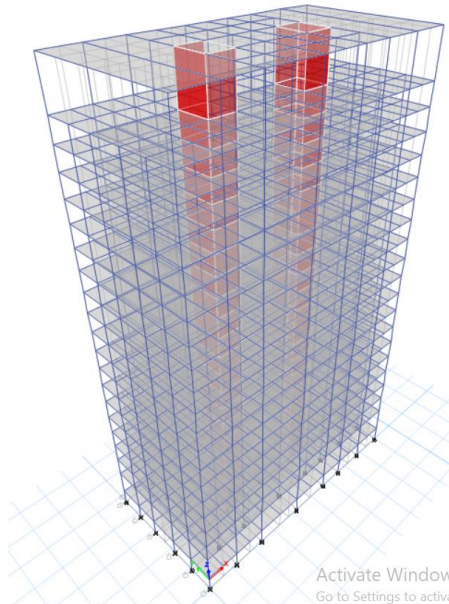
Denah struktur, tampak dan gambar 3D permodelan struktur ini dapat dilihat pada gambar berikut



Gambar 5. 1 Denah Struktur Lantai Atap



Gambar 5. 2 Tampak Struktur dari *Elevation View F*



Gambar 5. 3 Permodelan Struktur 3D pada ETABS

5.1.2 Pembebanan Gravitasi

Data-data perencanaan pembebanan Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Input beban sendiri:

Mutu beton ($F'c$)	: 40 Mpa dan 45 Mpa
Mutu baja (F_y)	: 420 Mpa
Dimensi Balok	:
Balok induk	: 40/60; 35/55
Balok anak	: 25/40
Balok Pratekan	: 50/110
Tebal Pelat Lantai	: 12 cm
Tebal Pelat Atap	: 15 cm
Tebal Pelat Basement	: 30 cm
Dimensi Kolom	:
Basement – Lt.4	: 100/100
Lt 5 – 9	: 90/90
Lt 10 – 14	: 80/80
Lt 15-Atap	: 70/70
Faktor keutamaan	: 1 (Apartemen)

Beban mati struktur ini dikalkulasi sendiri oleh ETABS.

- Input beban hidup:

Lantai Kamar	: 1,92 kN/m ²
Lantai Ballroom	: 4,79 kN/m ²
Lantai Atap	: 0,96 kN/m ²
- Input beban mati tambahan (superdead):

Input beban mati tambahan pada pelat lantai:

Penggantung	: 0,07 kN/m ²
Plafond	: 0,11 kN/m ²
Spesi ($t = 2$ cm)	: 0,42 kN/m ²
Tegel ($t = 1$ cm)	: 0,24 kN/m ²
Ducting & Plumbing	: <u>0,40 kN/m²</u>

1,24 kN/m²

- Input beban mati tambahan pada pelat atap:
 - Penggantung : 0,07 kN/m²
 - Plafond : 0,11 kN/m²
 - Spesi (t = 2 cm) : 0,42 kN/m²
 - Aspal (t = 1 cm) : 0,14 kN/m²
 - Ducting & Plumbing : 0,40 kN/m²

1,14 kN/m²

Pembebanan yang diinput pada ETABS haruslah mendekati perhitungan manual ($\pm 5\%$) sehingga pembebanan pada ETABS dapat dinyatakan benar. Berikut merupakan rasio selisih pembebanan gravitasi yang didapat dari ETABS dan Manual (**Tabel 5.1**).

Tabel 5. 1 Rekap Pembebanan Gravitasi

Keterangan	n Lantai	W _D	W _L
		(kg)	(kg)
Lt. Atap	1	1,143,919	184,654
Lt. 19-15	5	5,215,050	1,241,656
Lt. 14-10	5	5,479,650	1,241,656
Lt. 9-5	5	5,779,530	1,241,656
Lt. 4- Basement	4	4,891,752	993,325
Total		22,509,901.20	4,902,948.61
W _D + W _L		27,412,849.81	
W _D + W _L ETABS		26,326,171.86	
Kontrol Selisih		4.13% (OK)	

Didapatkan total beban mati dan beban hidup (1D + 1L) yang dihitung manual sebesar 27,412,849.81 kg. Pembebanan yang diinputkan pada ETABS harus mendekati dengan hasil perhitungan manual dengan batas toleransi 5%.

Dari hasil pembebanan melalui program bantu ETABS didapat sebesar 26,326,171.86 kg. Maka, didapatkan selisih perhitungan beban secara manual dan ETABS sebesar 4.13%.

5.1.3 Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa dinamis direncanakan menggunakan grafik respon spectrum pada aplikasi ETABS dengan menggunakan parameter-parameter respon spectrum mengacu pada peraturan SNI 1726-2019

5.1.3.1 Faktor Keutamaan Gempa

Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung apartemen termasuk dalam kategori resiko II dengan faktor keutamaan gempa (I) 1,0

5.1.3.2 Kelas Situs

Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapatkan dari hasil pengumpulan data tanah. Pada proyek pembangunan gedung tower Caspian didapatkan nilai N (tes NSPT) yang termasuk dalam kelas situs SE (Tanah Lunak).

Tabel 5. 2 Perhitungan Data Tanah untuk Menentukan Kelas Situs

Kedalaman	Tebal	N	Tebal/N
1	2	4.2	0.48
3	2	4.4	0.45
5	2	5.3	0.38
7	2	6.0	0.33
9	2	8.0	0.25
11	2	9.3	0.22

13	2	9.3	0.21
15	2	10.0	0.2
17	2	12.4	0.16
19	2	13.2	0.15
21	2	13.6	0.15
23	2	14.0	0.14
25	2	14.0	0.14
27	2	15.0	0.13
29	2	14.0	0.14
31	2	14.7	0.14
	30		3.68

$$\bar{N} = \frac{30}{3,68} = 8.157$$

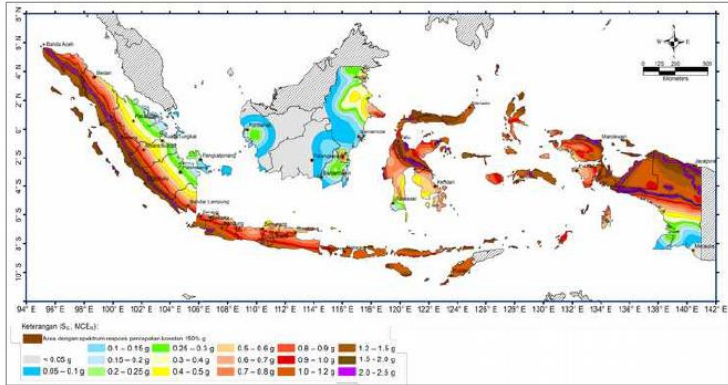
Mengacu pada tabel 3 SNI 1726:2012, dengan nilai

$\bar{N} = 8,157 < 15$, lokasi bangunan berada pada kelas situ SE (Tanah lunak).

5.1.3.1 Parameter Respon Spektral

Sebagai input data pada ETABS, diperlukan data Percepatan Respon Spektrum (MCE).

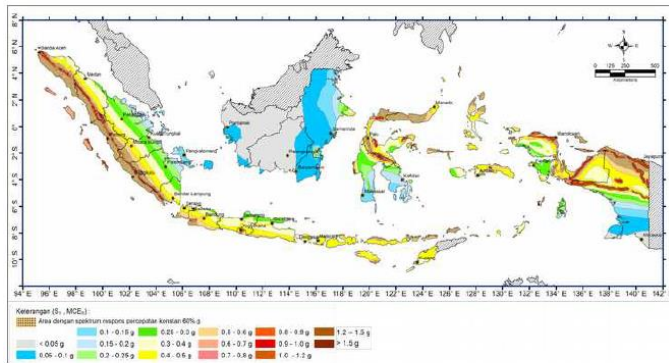
Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada gambar dibawah ini :



Gambar 12 – Parameter gerak tanah S_a gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_a) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik (redaman kritis 5%), pada kelas situs BC (S_{bc})

Gambar 5. 4 Peta untuk Menentukan Nilai S_s

S_s , Gempa Maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCE_R). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spectral, 0,2 detik dalam g, (5% redaman kritis), Kelas situs SE. Dari Gambar 5.2 untuk daerah Surabaya, Jawa Timur didapatkan nilai $S_s = 0.663$ g.



Gambar 13 – Parameter gerak tanah, S_1 gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_a) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik (redaman kritis 5%), pada kelas situs BC (S_{bc})

Gambar 5. 5 Peta untuk Menentukan Nilai S_1

S_1 , Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaikan (MCER) parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spectral 1 detik dalam g (5% redaman kritis), kelas situs SE. Dari Gambar 5.3 untuk wilayah Badung Surabaya $S_1 = 0,362$ g.

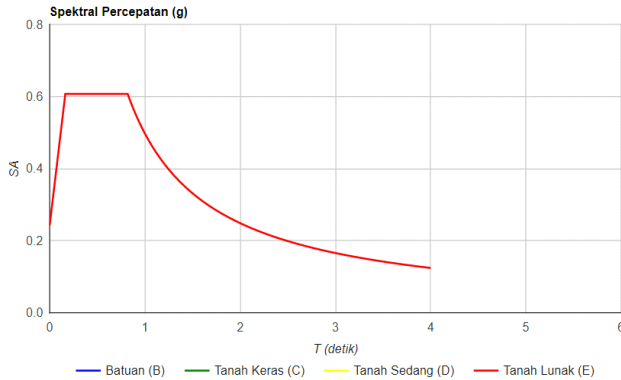
Tabel 5. 3 Parameter Percepatan Spektral Desain Badung Situs Tanah SE

Parameter	Nilai
PGA (g)	0.326
SS (g)	0.663
S1 (g)	0.248
FPGA	1.123
FA	1.373
FV	3.009
SMS (g)	0.911
SM1 (g)	0.745
SDS (g)	0.607
SD1 (g)	0.497
T0 (detik)	0.164
TS (detik)	0.818

Tabel 5. 4 Hasil Perhitungan Respon Spektrum Desain

T (s)	Sa (g)	T (s)	Sa (g)
0	0.243	$T_{S+1.5}$	0.205
T_0	0.607	$T_{S+1.6}$	0.197
T_S	0.607	$T_{S+1.7}$	0.19
T_{S+0}	0.541	$T_{S+1.8}$	0.183
$T_{S+0.1}$	0.488	$T_{S+1.9}$	0.176
$T_{S+0.2}$	0.444	T_{S+2}	0.17
$T_{S+0.3}$	0.408	$T_{S+2.1}$	0.165
$T_{S+0.4}$	0.377	$T_{S+2.2}$	0.159
$T_{S+0.5}$	0.35	$T_{S+2.3}$	0.154
$T_{S+0.6}$	0.327	$T_{S+2.4}$	0.15
$T_{S+0.7}$	0.307	$T_{S+2.5}$	0.145
$T_{S+0.8}$	0.289	$T_{S+2.6}$	0.141

$T_S+0.9$	0.273	$T_S+2.7$	0.137
T_S+1	0.259	$T_S+2.8$	0.134
$T_S+1.1$	0.246	$T_S+2.9$	0.13
$T_S+1.2$	0.235	T_S+3	0.127
$T_S+1.3$	0.224	4	0.124



Gambar 5. 6 Grafik Respon Spektrum Desain

5.1.3.2 Kategori Desain Seismik

Berdasarkan RSNI 1726 : 2019 Tabel 3, bangunan dengan fungsi Apartemen masuk ke dalam kategori resiko II dengan $I_e = 1$. Penentuan Kategori desain gempa sesuai dengan RSNI 1726 : 2019, dimana, $S_{DS} = 0,607$ g dan $S_{D1} = 0,497$ g sehingga diketahui bahwa kategori desain seismik masuk dalam kategori D.

5.1.3.3 Koefisien Modifikasi Response

Struktur Gedung Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon direncanakan akan menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus. Untuk memperoleh R^a (Koefisien Modifikasi Respon), Ω_0^g (Faktor Kuat Lebih Sistem), dan C_d^b

(Faktor Pembesaran Defleksi), tabel 12 pada SNI 1726-2018 akan digunakan.

Dengan kategori desain seismik D, diperoleh :

$$R^a = 7$$

$$\Omega_0^g = 2,5$$

$$C_d^b = 5,5$$

5.2 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

$$T = C_u \times T_a$$

Berdasarkan RSNI 1726 : 2019 Tabel 18, tipe struktur sistem rangka pemikul momen menggunakan nilai parameter periode pendekatan C_t adalah 0,0466, nilai x digunakan 0,9 dan ketinggian gedung 75 m.

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

$$T_a = 0,0466 \times 75^{0,9}$$

$$T_a = 2.27 \text{ s}$$

Dimana :

T_a = Periode fundamental pendekatan

C_t = Koefisien Pendekatan

h_n = Ketinggian Struktur

Tabel 5. 5 Koefisien Batas Atas Periode Gedung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Perhitungan waktu getar alami fundamental menggunakan rumus sebagai berikut :

$$T = C_u \times T_a$$

$$T = 1,4 \times 2.27$$

$$T = 3.178 \text{ s}$$

Periode fundamental struktur, T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u).

$$T_a < C_u \times T_a$$

Nilai T didapat dari permodelan ETABS yang telah diinput gaya gempa dinamik.

Tabel 5. 6 Modal Periode dan Frekuensi

Case	Mode	Period (sec)
Modal	1	2.533
Modal	2	1.946
Modal	3	1.71
Modal	4	0.695
Modal	5	0.577
Modal	6	0.49
Modal	7	0.311
Modal	8	0.284
Modal	9	0.235
Modal	10	0.18
Modal	11	0.177
Modal	12	0.146

Nilai T yang didapat dari ETABS sebesar 2.533 s, maka

$$T_a < T_{ETABS} < C_u \times T_a$$

$$2.27 \text{ s} < 2.533 \text{ s} < 3.178 \text{ s} \dots \text{OK!}$$

Sehingga diambil nilai T sebesar = 2.533 s sesuai dengan perhitungan menggunakan aplikasi ETABS 17

5.3 Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Koefisien respon seismic, C_s , harus ditentukan sesuai dengan RSNI 1726 : 2019 pasal 7.8.1.1.

$$C_s = \frac{S_{Ds}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)}; S_{Ds} = 0,607; I_e = 1; R = 7$$
$$C_s = \frac{0,607}{\frac{7}{1}} = 0.0867$$

Nilai R yang dipakai yaitu R untuk sistem ganda dengan Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus dan Dinding Geser Beton Bertulang Khusus = 7. (RSNI 1726 : 2019 Tabel 12) dan nilai C_s tidak lebih dari :

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

Dimana :

$$S_{Ds} = 0,607$$

$$R = 7$$

$$T = 2,45$$

$$I_e = 1$$

$$C_s = \frac{0,607}{2,533 \left(\frac{7}{1} \right)}$$
$$C_s = 0,03423$$

Dan nilai C_s tidak kurang dari :

$$C_s = 0,044 \times S_{Ds} \times I_e \geq 0,01$$

$$C_s = 0,044 \times 0,607 \times 1 = 0.0267 \geq 0,01$$

Maka nilai C_s diambil **0.03423**

Untuk perhitungan gempa factor reduksi beban hidup untuk bangunan apartemen sebesar 0,3 sehingga didapatkan berat seismic efektif bangunan (W) sebagai berikut :

Tabel 5. 7 Berat Efektif Struktur

Load Case/Combo	FZ
	kN
D+0.3L	245835.8728

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan RSNI 1726 : 2019.

$$\begin{aligned} C_s &= 0,03423 \\ W &= 245835.87 \text{ kN} \\ V &= C_s \times W \\ &= 0,03423 \times 245835.87 \\ &= 8415.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam (V_t) kurang dari 100% dari gaya geser V yang dihitung melalui metode statik ekuivalen, maka gaya tersebut harus dikalikan dengan $\frac{V}{V_t}$ (RSNI 1726 : 2019 Pasal 7.9.1.4.1.). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS didapatkan gaya geser dasar ragam (V_t) sebagai berikut yang sudah dikalikan dengan factor redundansi sebesar 1.3 (SNI 1726-2019 Pasal 7.3.4):

Tabel 5. 8 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y

Load	FX	FY
Case/Combo	kN	kN
Eq x Max	5278.1457	6871.7767
Eq y Max	5278.239	6871.8981

$$\begin{aligned} V &= 8415.9 \text{ kN} \\ V_{xt} &= 5278.1457 \text{ kN} \\ V_{yt} &= 6871.898 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka untuk arah x,

$$\begin{aligned} V_{xt} &> V \\ 5278.1457 \text{ kN} &< 8415.9 \text{ kN} \dots \text{NOT Ok!} \end{aligned}$$

Maka untuk arah y,

$$\begin{aligned} V_{yt} &> V \\ 6871.898 \text{ kN} &< 8415.9 \text{ kN} \dots \text{NOT Ok!} \end{aligned}$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 03-1726:2019 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 :

$$\frac{V}{V_{xt}} = \frac{8415.9}{5257.63} = 1.59$$

Arah y :

$$\frac{V}{V_{yt}} = \frac{8415.9}{6871.898} = 1.22$$

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 sesuai dengan tabel berikut ini.

Tabel 5. 9 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS Setelah *Scale Factor*

Load Case/Combo	FX	FY
	kN	kN
Eq x Max	8415.90	6871.77
Eq y Max	5278.24	8415.90

$$V = 8415.9 \text{ kN}$$

$$V_{xt} = 8415.9 \text{ kN}$$

$$V_{yt} = 8415.9 \text{ kN}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} \geq V$$

$$8415.9 \text{ kN} = 8415.9 \text{ kN} \dots \text{Ok!}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} \geq V$$

$$8415.9 \text{ kN} = 8415.9 \text{ kN} \dots \text{Ok!}$$

Hasil dari running ulang tersebut sudah memenuhi persyaratan RSNI 1726 : 2019 Pasal 7.9.1.4.1 dengan besar gaya V Dinamis = V Statis 100%. Selanjutnya geser dasar ragam hasil running ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

5.4 Kontrol Sistem Ganda (*Dual System*)

Persyaratan sistem ganda mengacu pada (RSNI 1726 : 2019 pasal 7.2.5.1). Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut. Berikut total reaksi perletakan SPRM dan Dinding Geser (*Shearwall*).

Tabel 5. 10 Reaksi Perletakan dan Presentase Gaya Geser yang Dipikul akibat Gempa Arah X dan Y

No.	Kombinasi	Presentase Dalam Menahan Gempa (%)			
		FX		FY	
		SRPM	<i>Shearwall</i>	SRPM	<i>Shearwall</i>
1	Eq x	25.29	74.71	28	72
2	Eq y	26.35	73.65	28.03	71.97

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

5.5 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan RSNI 1726 : 2018 pasal 7.9.1.1, perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang-kurangnya adalah 90%.

Tabel 5. 11 Modal Partisipasi Massa

Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
		sec			
Modal	1	1.868	0.7016	0	0
Modal	2	1.643	0.7016	0.2958	0
Modal	3	1.6	0.7016	0.6865	0
Modal	4	0.568	0.8304	0.6865	0
Modal	5	0.512	0.8304	0.6883	0
Modal	6	0.471	0.8304	0.8395	0
Modal	7	0.279	0.8877	0.8395	0
Modal	8	0.264	0.8877	0.8396	0
Modal	9	0.229	0.8877	0.9006	0
Modal	10	0.17	0.8877	0.9006	0
Modal	11	0.165	0.9198	0.9006	0
Modal	12	0.143	0.9198	0.9307	0
...
Modal	50	0.039	0.9708	0.9735	0
Modal	51	0.038	0.9708	0.9751	0
Modal	52	0.038	0.9708	0.9751	0
Modal	53	0.037	0.9708	0.9751	0
Modal	54	0.037	0.9708	0.9751	0
Modal	55	0.036	0.9734	0.9751	0
Modal	56	0.036	0.9734	0.9758	0
Modal	57	0.036	0.9734	0.9758	0
Modal	58	0.036	0.9734	0.9758	0
Modal	59	0.036	0.9734	0.9758	0
Modal	60	0.036	0.9734	0.9758	0

Tabel 5. 12 Partisipasi Massa Statis dan Dinamis

Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	97.34	97.34
Modal	Acceleration	UY	97.58	97.58

Dari 2 tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai lebih dari 90% untuk arah X dan arah Y, maka ketentuan menurut SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.1 telah terpenuhi.

5.6 Kontrol Simpangan (*Drift*)

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan pengguna jasa, mencegah kerusakan non-struktur, serta membatasi keretakan beton yang berlebihan. Nilai dari simpangan antar lantai ini dihitung dengan aplikasi program bantu struktur yang selanjutnya batasan simpangan dinyatakan tabel batas simpangan pada RSNI 1726 : 2019, sebagai berikut :

Tabel 5. 13 Batas Simpangan Antar Lantai Ijin

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

Untuk sistem struktur rangka pemikul momen khusus termasuk kedalam semua struktur lainnya, drift dibatasi sebesar:

$$\begin{aligned}\Delta_{ijin} &= 0,020 \times h_{sx} \\ &= 0,020 \times 3000 = 60 \text{ mm (Lantai basement)} \\ &= 0,020 \times 5000 = 100 \text{ mm (Lantai 1)} \\ &= 0,020 \times 3500 = 70 \text{ mm (Lantai 2-19)} \\ &= 0,020 \times 7000 = 140 \text{ mm (Lantai Atap)}\end{aligned}$$

Tabel 5. 14 Simpangan Antar Lantai Gempa Arah X

Story	hsx	Simpangan	Drift	Δ_i	Δ_{ijin}	Ket.
	mm				mm	
20	7000	149.104	10.691	58.8005	140	OK
19	3500	138.413	5.304	29.172	70	OK
18	3500	133.109	5.505	30.2775	70	OK
17	3500	127.604	5.777	31.7735	70	OK
16	3500	121.827	6.124	33.682	70	OK
15	3500	115.703	6.453	35.4915	70	OK
14	3500	109.25	6.823	37.5265	70	OK
13	3500	102.427	7.198	39.589	70	OK
12	3500	95.229	7.565	41.6075	70	OK
11	3500	87.664	7.91	43.505	70	OK
10	3500	79.754	8.238	45.309	70	OK
9	3500	71.516	8.459	46.5245	70	OK
8	3500	63.057	8.641	47.5255	70	OK
7	3500	54.416	8.721	47.9655	70	OK
6	3500	45.695	8.667	47.6685	70	OK
5	3500	37.028	8.432	46.376	70	OK
4	3500	28.596	7.945	43.6975	70	OK
3	3500	20.651	7.238	39.809	70	OK
2	3500	13.413	6.155	33.8525	70	OK
1	5000	7.258	7.258	39.919	100	OK
0	3000	1.265	1.265	6.9575	60	OK

Tabel 5. 15 Simpangan Antar Lantai Gempa Arah Y

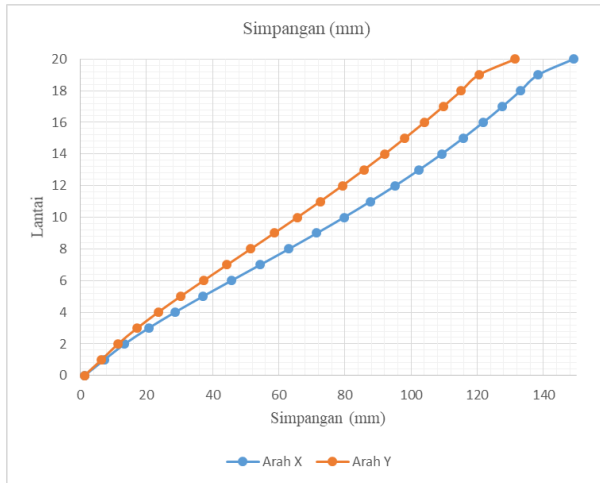
Story	hsx	Simpangan	Drift	Δ_i	Δ_{ijin}	Ket.
	mm				mm	
20	7000	131.475	10.971	60.3405	140	OK

19	3500	120.504	5.302	29.161	70	OK
18	3500	115.202	5.492	30.206	70	OK
17	3500	109.71	5.68	31.24	70	OK
16	3500	104.03	5.915	32.5325	70	OK
15	3500	98.115	6.077	33.4235	70	OK
14	3500	92.038	6.301	34.6555	70	OK
13	3500	85.737	6.51	35.805	70	OK
12	3500	79.227	6.704	36.872	70	OK
11	3500	72.523	6.878	37.829	70	OK
10	3500	65.645	7.04	38.72	70	OK
9	3500	58.605	7.091	39.0005	70	OK
8	3500	51.514	7.144	39.292	70	OK
7	3500	44.37	7.118	39.149	70	OK
6	3500	37.252	6.995	38.4725	70	OK
5	3500	30.257	6.75	37.125	70	OK
4	3500	23.507	6.32	34.76	70	OK
3	3500	17.187	7.238	39.809	70	OK
2	3500	11.404	6.155	33.8525	70	OK
1	5000	6.4	7.258	39.919	100	OK
Base	3000	1.204	1.265	6.9575	60	OK

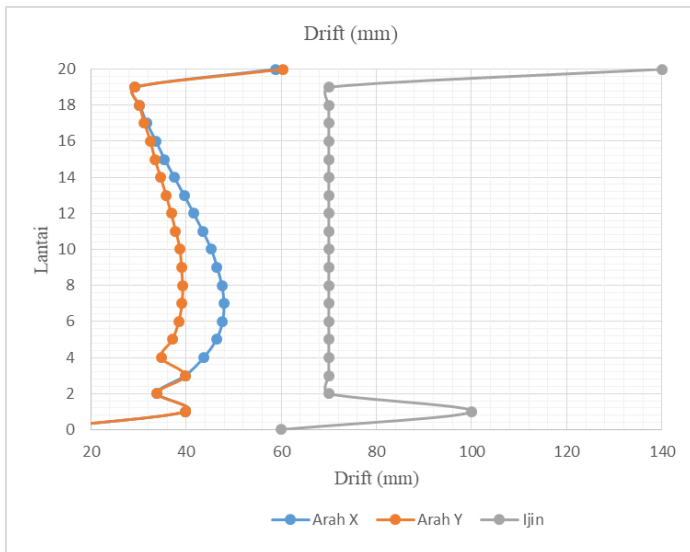
Simpangan yang terjadi didapat dari hasil program bantu ETABS. Berdasarkan persyaratan besarnya kinerja layan yang terjadi pada RSNi 1726 : 2019 pasal 7.9.1.3, yaitu:

$$\Delta n = \frac{(\delta_2 - \delta_1)cd}{l} < \Delta a$$

Sehingga berdasarkan simpangan yang terjadi searah sumbu X dan Sumbu Y memenuhi persyaratan



Gambar 5. 7 Grafik Besar Simpangan pada Tiap Lantai



Gambar 5. 8 Grafik Besar Drift pada Tiap Lantai

5.7 Analisa Eksentrisitas

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana e_d sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2017 pasal 7.8.4.2 dengan jarak sama dengan 5% dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang diterapkan.

$$e_{dx} = e_x + (0,05B_x)$$

$$e_{dy} = e_y + (0,05B_y)$$

Dimana :

e_{0x} dan e_{0y} = eksentrisitas bawaan gedung

$0,05 B_x$ dan $0,05 B_y$ = eksentrisitas tak terduga

B_x = panjang gedung arah x

B_y = panjang gedung arah y

Berdasarkan hasil dari ETABS maka didapatkan eksentrisitas pada Tabel berikut:

Tabel 5. 16 Kontrol Eksentrisitas Aktual

Lantai	Pusat Massa		Pusat Rotasi		Eksentrisitas (e)		0.05b _x	0.05b _y	Kontrol	
	X	Y	X	Y	X	Y			X	Y
Base	22.61	11.70	22.70	11.70	-0.09	0.00	1.17	2.25	OK	OK
Story1	22.63	11.70	22.64	11.70	0.00	0.00	1.17	2.25	OK	OK
Story2	22.62	11.70	22.64	11.70	-0.02	0.00	1.17	2.25	OK	OK
Story3	22.62	11.70	22.66	11.70	-0.04	0.00	1.17	2.25	OK	OK
Story4	22.61	11.70	22.68	11.70	-0.07	0.00	1.17	2.25	OK	OK
Story5	22.60	11.70	22.70	11.70	-0.10	0.00	1.17	2.25	OK	OK
Story6	22.60	11.70	22.73	11.70	-0.13	0.00	1.17	2.25	OK	OK
Story7	22.60	11.70	22.75	11.70	-0.15	0.00	1.17	2.25	OK	OK
Story8	22.60	11.70	22.78	11.70	-0.18	0.00	1.17	2.25	OK	OK
Story9	22.59	11.70	22.80	11.70	-0.21	0.00	1.17	2.25	OK	OK
Story10	22.58	11.70	22.82	11.70	-0.24	0.00	1.17	2.25	OK	OK
Story11	22.58	11.70	22.84	11.70	-0.26	0.00	1.17	2.25	OK	OK
Story12	22.58	11.70	22.86	11.70	-0.28	0.00	1.17	2.25	OK	OK
Story13	22.58	11.70	22.89	11.70	-0.30	0.00	1.17	2.25	OK	OK
Story14	22.58	11.70	22.91	11.70	-0.32	0.00	1.17	2.25	OK	OK
Story15	22.57	11.70	22.93	11.70	-0.35	0.00	1.17	2.25	OK	OK
Story16	22.57	11.70	22.95	11.70	-0.38	0.00	1.17	2.25	OK	OK
Story17	22.57	11.70	22.97	11.70	-0.41	0.00	1.17	2.25	OK	OK
Story18	22.57	11.70	22.99	11.70	-0.43	0.00	1.17	2.25	OK	OK
Story19	22.60	11.70	23.01	11.70	-0.42	0.00	1.17	2.25	OK	OK
Story20	22.56	11.70	23.04	11.70	-0.48	0.00	1.17	2.25	OK	OK

Dari Hasil perhitungan dan kontrol eksentrisitas aktual akibat eksentrisitas tak terduga di atas, didapatkan bahwa eksentrisitas arah X dan arah Y sudah memenuhi syarat $e > 0,05 B$

BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

6.1 Perencanaan Tangga

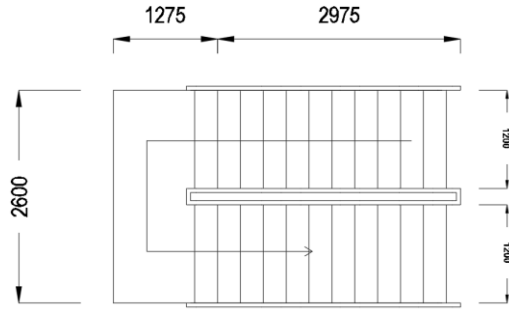
Pada perencanaan struktur tangga pada Gedung Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon, tangga dimodelkan menggunakan program bantu SAP2000. Perletakan jepit diletakkan pada ujung bordes dan sisi samping anak tangga. Contoh perhitungan menggunakan tangga dengan ketinggian 3.5m.

6.1.1 Data Perencanaan Tangga Tipe 1

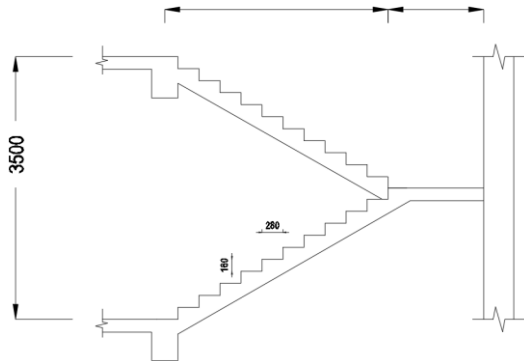
- Tinggi lantai : 350 cm
- Tinggi tanjakan (t) : 16 cm
- Lebar injakan (i) : 28 cm
- Tebal pelat tangga : 17 cm
- Tebal pelat bordes : 17 cm
- Elevasi bordes : 175 cm
- Lebar bordes : 260 cm
- Panjang bordes : 127.5 cm
- Lebar tangga : 120 cm
- Panjang horizontal tangga : 297.5 cm
- Kemiringan tangga : $\text{arc tan} \left(\frac{175}{297.5} \right) = 30.47^\circ$
- Panjang total : 420 cm

Cek Syarat

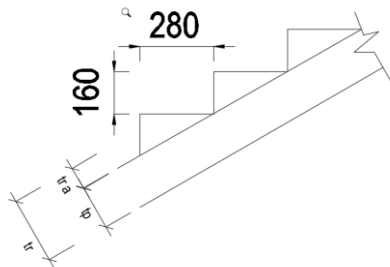
- $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$
 $25^\circ \leq 30.47^\circ \leq 40^\circ$ (OK)
- Tebal pelat anak tangga rata-rata (tr a)
 $\frac{i}{2} x \sin \alpha = \frac{28}{2} x \sin 30.47 = 7.1 \text{ cm}$



Gambar 6. 1 Ilustrasi Tampak Atas Tangga



Gambar 6. 2 Ilustrasi Tampak Samping Tangga



Gambar 6. 3 Ilustrasi Tebal Pelat Tangga

- Tebal Pelat rata-rata
 $Tr = 17 + 7,1 = 24,1 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$

6.1.2 Pembebanan Tangga dan Plat Bordes

➤ Pembebanan Pada Plat Tangga

Beban Mati

Keramik	$= (24 \text{ Kg/m}^2 \times 0.28 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 10) + (24 \text{ Kg/m}^2 \times 0.17 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 11)$ $= 134.496 \text{ Kg}$
Spesi (2 cm)	$= (2 \times 21 \text{ Kg/m}^2 \times 0.28 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 10) + (2 \times 21 \text{ Kg/m}^2 \times 0.17 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 11)$ $= 235.368 \text{ Kg}$
Railing	$= 50 \text{ Kg/m} \times 3.452 \text{ m} = 172.6 \text{ Kg}$
Trap Beton	$= 2400 \times 0.5 \times 0.28 \text{ m} \times 0.17 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 10$ $= 685.44 \text{ Kg}$
Total Beban	$= 1227.9 \text{ Kg}$
Luas Plat Tangga	$= 1.2 \text{ m} \times 3.452 \text{ m} = 4.1424 \text{ m}^2$
Berat Uniform	$= 296.422 \text{ Kg/m}^2$

Beban Hidup

$$\text{Beban hidup tangga} = 479 \text{ Kg/m}^2$$

➤ Pembebanan Pada Plat Bordes

Beban Mati

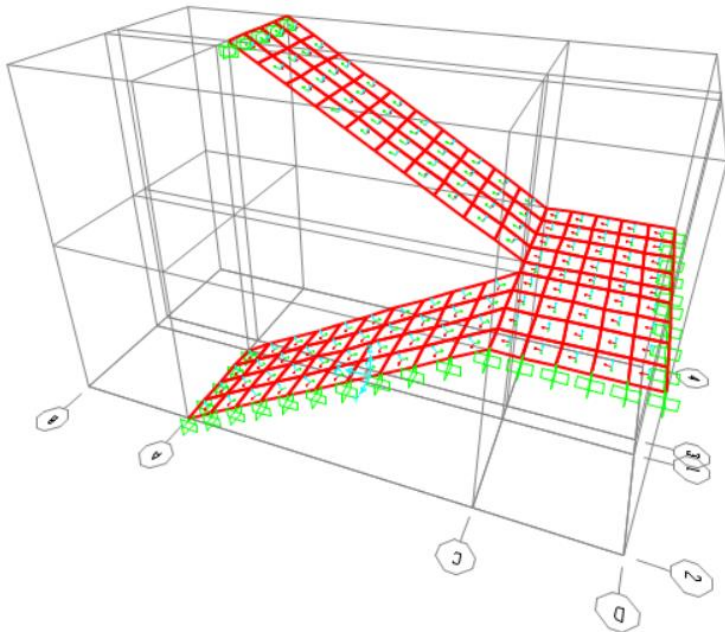
Keramik	$= 24 \text{ Kg/m}^2$
Spesi (2 cm)	$= 2 \times 21 \text{ Kg/m}^2 = 42 \text{ Kg/m}^2$
Railing	$= (50 \text{ Kg/m} \times 0.2 \text{ m}) : (2.6 \text{ m} \times 1.275 \text{ m})$ $= 3.017 \text{ Kg/m}^2$
Berat uniform	$= 69.017 \text{ Kg/m}^2$

Beban Hidup

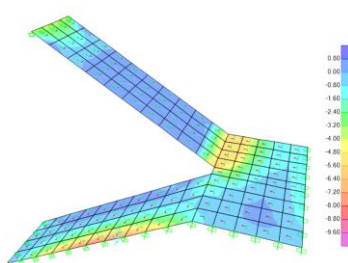
$$\text{Beban hidup tangga} = 479 \text{ Kg/m}^2$$

6.1.3 Permodelan dan Hasil Output SAP 2000

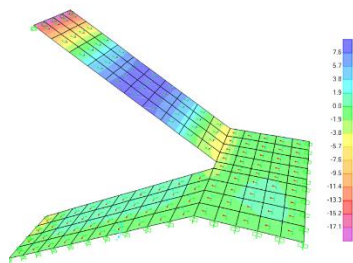
Perletakkan tangga menggunakan jepit-jepit yang menumpu pada balok dan dinding geser. Pembebanan yang telah dihitung sebelumnya, diinput ke dalam program bantu dengan menggunakan *area loads* untuk beban *uniform*. Kombinasi beban yang digunakan adalah $1.2D+1.6L$. Penulangan lentur diperoleh dari nilai momen $M11$ dan $M22$



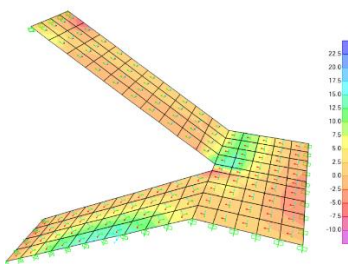
Gambar 6. 4 Tampak 3D Tangga dan Perletakkan



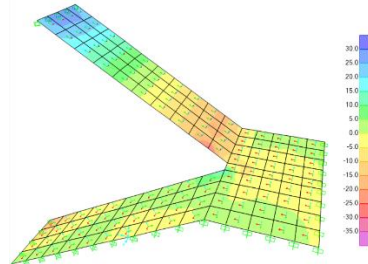
dalam satuan kNm
Gambar 6. 5 Hasil Momen M11



dalam satuan kNm
Gambar 6. 6 Hasil Momen M22



dalam satuan kN
Gambar 6. 7 Hasil Geser V13



dalam satuan kN
Gambar 6. 8 Hasil Geser V23

6.1.4 Perhitungan Tulangan Tangga

a. Pelat Tangga Atas:

➤ Data Perencanaan Penulangan Tangga

- f_c' : 40 Mpa
- f_y : 420 Mpa
- Tulangan (D) : D 13
- d : $t_{\text{pelat}} - \text{cover} - (D/2)$
: $170 - 20 - (13/2)$
: 143,5 mm
- ρ_{min} : $\frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420}$
: 0,0033
- ρ_{min} : $\frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y}$

$$\begin{aligned}
 &: \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} \\
 &: 0,003765 \\
 - \beta_1 &: 0,85 - 0,05 \frac{(f_{c'} - 28)}{7} \\
 &: 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} \\
 &: 0,764 \\
 - m &: \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,353
 \end{aligned}$$

1) Arah Memanjang (M11)

➤ Penulangan Lentur

$$M_u = 3.7748 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{3.7748 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 143,5^2} = 0,20368 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 0,20368}{420}} \right) \\
 &= 0,00048
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,003765 \quad (\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{pakai}})$$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho_{\text{pakai}} \times b \times d \\
 &= 0,003765 \times 1000 \times 143,5 \\
 &= 540,22 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As (D13)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\
 &= 132,73 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{ntulangan} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As (D13)}} \\
 &= \frac{540,22 \text{ mm}^2}{132,73 \text{ mm}^2} \\
 &= 4,07 \text{ buah} \\
 &\approx 5 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

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

Sehingga digunakan Tulangan Lentur D13-200 mm

2) Arah Memendek (M22)

➤ Penulangan Lentur

$$M_u = 18.874 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{18.874 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 143,5^2} = 0,997 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 12,353 x 0,997}{420}} \right)$$

$$= 0,00241$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,003765 \quad (\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{pakai}})$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho_{\text{pakai}} \times b \times d \\ &= 0,003765 \times 1000 \times 143,5 \\ &= 540,22 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ (D13)} &= \frac{1}{4} x \pi x D^2 \\ &= \frac{1}{4} x \pi x 13^2 \\ &= 132,73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ (D13)}} \\ &= \frac{540,22 \text{ mm}^2}{132,73 \text{ mm}^2} \\ &= 4,07 \text{ buah} \\ &\approx 5 \text{ buah} \end{aligned}$$

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

Sehingga digunakan Tulangan Lentur D13-200 mm

➤ Penulangan Geser (V13)

$V_u \leq 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$ (tidak membutuhkan tulangan geser)

$$V_c = \frac{1}{6} x \sqrt{f_c'} x b_w x d$$

$$V_c = \frac{1}{6} x \sqrt{40} x 1000 x 143,5 = 151262,3 \text{ N}$$

$$0,5 \phi \cdot V_c = 0,5 x 0,75 x 151262,3 \text{ N}$$

$$= 56723.4 \text{ N}$$

$$V_u = 8.38 \text{ kN} = 8380.0 \text{ N}$$

$$8380.0 \text{ N} < 56723.4 \text{ N}$$

Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser

➤ **Penulangan Geser (V23)**

$$V_u \leq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c \text{ (tidak membutuhkan tulangan geser)}$$

$$V_c = \frac{1}{6} x \sqrt{f'c'} x b_w x d$$

$$V_c = \frac{1}{6} x \sqrt{40} x 1000 x 143 = 151262.3 \text{ N}$$

$$0.5 \phi \cdot V_c = 0,5 x 0,75 x 151262.3 \text{ N}$$

$$= 56723.4 \text{ N}$$

$$V_u = 30.87 \text{ kN} = 30870 \text{ N}$$

$$30870 \text{ N} < 56723.4 \text{ N}$$

Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser

➤ **Penulangan Susut**

$$\rho_{\min} = 0.0018$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho x b_w x d$$

$$= 0,0018 x 1000 x 143,5$$

$$= 258,3 \text{ mm}^2$$

$$A_s (D 10) = \frac{1}{4} x \pi x D^2$$

$$= \frac{1}{4} x \pi x 10^2$$

$$= 78,54 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ tulangan} = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s (D 10)}$$

$$= \frac{258,3 \text{ mm}^2}{78,54 \text{ mm}^2}$$

$$= 3,29 \approx 4 \text{ buah}$$

$$S = \frac{1000}{4}$$

$$= 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan susut D10-250 mm

b. Pelat Tangga Bawah:

➤ Data Perencanaan Penulangan Tangga

$$\begin{aligned} - f_c' & : 40 \text{ Mpa} \\ - f_y & : 420 \text{ Mpa} \\ - Tulangan (D) & : D 13 \\ - D & : t_{\text{pelat}} - \text{cover} - (D/2) \\ & : 170 - 20 - (13/2) \\ & : 143,5 \text{ mm} \\ - \rho_{\min} & : \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} \\ & : 0,0033 \\ - \rho_{\min} & : \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \\ & : \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} \\ & : 0,003765 \text{ (dipakai)} \\ - \beta_1 & : 0,85 - 0,05 \frac{(f_c' - 28)}{7} \\ & : 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} \\ & : 0,764 \\ - m & : \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,353 \end{aligned}$$

1) Arah Memanjang (M11)

➤ Penulangan Lentur

$$M_u = 8.0802 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{8.0802 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 143,5^2} = 0,435 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho & = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ & = \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 0,428}{420}} \right) \\ & = 0,00104 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,003765 \quad (\rho_{\min} > \rho_{\text{pakai}})$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} & = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d \\ & = 0,003765 \times 1000 \times 143,5 \\ & = 540,22 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As (D13)} &= \frac{1}{4} x \pi x D^2 \\ &= \frac{1}{4} x \pi x 13^2 \\ &= 132,73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As (D13)}} \\ &= \frac{540,22 \text{ mm}^2}{132,73 \text{ mm}^2} \\ &= 4,07 \text{ buah} \\ &\approx 5 \text{ buah} \end{aligned}$$

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

Sehingga digunakan Tulangan Lentur D13-200 mm

2) Arah Memendek (M22)

➤ Penulangan Lentur

$$Mu = 8.79 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{8.79 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 143.5^2} = 0.474 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 12,353 x 0.474}{420}} \right) \\ &= 0,00137 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,003765 \quad (\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{pakai}})$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\text{pakai}} \times b \times d \\ &= 0,003765 \times 1000 \times 143,5 \\ &= 540,22 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As (D13)} &= \frac{1}{4} x \pi x D^2 \\ &= \frac{1}{4} x \pi x 13^2 \\ &= 132,73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{\text{As perlu}}{\text{As (D13)}}$$

$$= \frac{540,22 \text{ mm}^2}{132,73 \text{ mm}^2}$$

$$= 4,07 \text{ buah}$$

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

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

Sehingga digunakan Tulangan Lentur D13-200 mm

➤ **Penulangan Geser (V13)**

$V_u \leq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$ (tidak membutuhkan tulangan geser)

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

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 1000 \times 143.5 = 151262.3 \text{ N}$$

$$0.5 \phi \cdot V_c = 0.5 \times 0.75 \times 151262.3 \text{ N}$$

$$= 56723.4 \text{ N}$$

$$V_u = 15.68 \text{ kN} = 15680 \text{ N}$$

$$15680 \text{ N} < 56723.4 \text{ N}$$

Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser

➤ **Penulangan Geser (V23)**

$V_u \leq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c$ (tidak membutuhkan tulangan geser)

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

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 1000 \times 125 = 151262.3 \text{ N}$$

$$0.5 \phi \cdot V_c = 0.5 \times 0.75 \times 151262.3 \text{ N}$$

$$= 56723.4 \text{ N}$$

$$V_u = 20.97 \text{ kN} = 20970 \text{ N}$$

$$20970 \text{ N} < 56723.4 \text{ N}$$

Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser

➤ **Penulangan Susut**

$$\rho_{\text{min}} = 0.0018$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho \times b_w \times d$$

$$= 0,0018 \times 1000 \times 143,5$$

$$= 258,3 \text{ mm}^2$$

$$A_s (D 10) = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2$$

$$= 78,54 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 n_{\text{ tulangan}} &= \frac{As_{\text{ perlu}}}{As (D 10)} \\
 &= \frac{258,3 \text{ mm}^2}{78,54 \text{ mm}^2} \\
 &= 3,29 \approx 4 \text{ buah} \\
 S &= \frac{1000}{4} \\
 &= 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan susut D10-250 mm

c. Pelat Bordes:

➤ Data Perencanaan Penulangan Bordes

- f_c'	: 40 Mpa
- f_y	: 420 Mpa
- Tulangan (D)	: D 13
- D	: $t_{\text{bordes}} - \text{cover} - (D/2)$
	: $170 - 20 - (13/2)$
	: 143,5 mm
- ρ_{min}	: $\frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420}$
	: 0,0033
- ρ_{min}	: $\frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y}$
	: $\frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420}$
	: 0,003765 (dipakai)
- β_1	: $0,85 - 0,05 \frac{(f_c' - 28)}{7}$
	: $0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7}$
	: 0,764
- m	: $\frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,353$

1) Arah Memanjang (M11)

➤ Penulangan Lentur

$$Mu = 10.2458 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{10.2458 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 143.5^2} = 0.5528 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 12,353 x 0,5528}{420}} \right)$$
$$= 0,001327$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,003765 \quad (\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{pakai}})$$

$$\text{As perlu} = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d$$
$$= 0,003765 \times 1000 \times 143,5$$
$$= 540,22 \text{ mm}^2$$

$$\text{As (D13)} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$
$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2$$
$$= 132,73 \text{ mm}^2$$

$$\text{ntulangan} = \frac{\text{As perlu}}{\text{As (D13)}}$$
$$= \frac{540,22 \text{ mm}^2}{132,73 \text{ mm}^2}$$
$$= 4,07 \text{ buah}$$
$$\approx 5 \text{ buah}$$

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

Sehingga digunakan Tulangan Lentur D13-200 mm

2) Arah Memendek (M22)

➤ Penulangan Lentur

$$Mu = 16.5773 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{16.5773 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 143.5^2} = 0.8945 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 12,353 x 0,8945}{420}} \right)$$
$$= 0,0021585$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{pakai}} &= 0,003765 \quad (\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{pakai}}) \\ \text{As perlu} &= \rho_{\text{pakai}} \times b \times d \\ &= 0,003765 \times 1000 \times 143,5 \\ &= 540,22 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{As (D13)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\ &= 132,73 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{ntulangan} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As (D13)}} \\ &= \frac{540,22 \text{ mm}^2}{132,73 \text{ mm}^2} \\ &= 4,07 \text{ buah} \\ &\approx 5 \text{ buah}\end{aligned}$$

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

Sehingga digunakan Tulangan Lentur D13-200 mm

➤ **Penulangan Geser (V13)**

$V_u \leq 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$ (tidak membutuhkan tulangan geser)

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times b \times w \times d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 1000 \times 125 = 151262,3 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}0,5 \phi \cdot V_c &= 0,5 \times 0,75 \times 151262,3 \text{ N} \\ &= 56723,4 \text{ N}\end{aligned}$$

$$V_u = 24,87 \text{ kN} = 24870 \text{ N}$$

$$24870 \text{ N} < 56723,4 \text{ N}$$

Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser

➤ **Penulangan Geser (V23)**

$V_u \leq 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$ (tidak membutuhkan tulangan geser)

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times b \times w \times d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 1000 \times 125 = 151262,3 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}0,5 \phi \cdot V_c &= 0,5 \times 0,75 \times 151262,3 \text{ N} \\ &= 56723,4 \text{ N}\end{aligned}$$

$$V_u = 39.75 \text{ kN} = 39750 \text{ N}$$

$$39750 \text{ N} < 56723.4 \text{ N}$$

Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser

➤ **Penulangan Susut**

$$\rho_{\min} = 0.0018$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho \times b_w \times d$$

$$= 0,0018 \times 1000 \times 143,5$$

$$= 258,3 \text{ mm}^2$$

$$A_s (D 10) = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2$$

$$= 78,54 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ tulangan} = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_s (D 10)}$$

$$= \frac{258,3 \text{ mm}^2}{78,54 \text{ mm}^2}$$

$$= 3,29 \approx 4 \text{ buah}$$

$$S = \frac{1000}{4}$$

$$= 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan susut D10-250 mm

Tabel 6. 1 Rekapitulasi Penulangan Tangga

Nama Struktur	Tulangan			
	Longitudinal Memanjang	Longitudinal Memendek	Geser	Susut
Pelat Tangga Atas	D13 – 200	D13 – 200	tidak butuh	Ø10 – 250
Pelat Tangga Bawah	D13 – 200	D13 – 200	tidak butuh	Ø10 – 250
Pelat Bordes	D13 – 200	D13 – 200	tidak butuh	Ø10 – 250

6.2 Perhitungan Pelat

Pelat yang direncanakan adalah pelat cor in situ yang dibagi menjadi tiga yaitu pelat atap, pelat lantai dan pelat basement.

6.2.1 Data 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. Mutu bahan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan preliminary desain sebagai berikut :

- Mutu beton = 40 MPa
- Mutu baja = 420 MPa
- Tebal pelat atap = 15 cm
- Tebal pelat lantai = 12 cm
- Tebal pelat basement = 30 cm
- Diameter tulangan rencana = 10 dan 13 mm
- Tebal selimut di atap (d') = 40 mm
- Tebal selimut di lantai (d') = 40 mm

6.2.2 Pembebanan Pelat

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

6.2.2.1 Pelat atap

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

- Beban Mati:
 - Pelat atap = $0,15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$
 - Penggantungan = 7 kg/m^2
 - Plafond = 11 kg/m^2
 - Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) = $21 \times 2 = 42 \text{ kg/m}^2$

Aspal (t = 1 cm)		= 14 kg/m ²
Plumbing & Ducting		= 15 kg/m ² +
	qDT	= 449 kg/m ²

- Beban Hidup

		qLT = 96 kg/m ²
--	--	----------------------------
- Kombinasi

		= 1,2 qDT + 1,6 qLT
		= (1,2 x 449 kg/m ²) + (1,6 x 96 kg/m ²)
		= 692,4 kg/m ²

6.2.2.2 Pelat Lantai

Beban yang bekerja pada pelat lantai juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (qD) dan beban hidup (qL). Pelat lantai menerima beban hidup berupa beban ruang kamar dan ruang *ballroom*.

- Beban Mati

Pelat lantai		= 0,12 x 2400 = 288 kg/m ²
Penggantung		= 7 kg/m ²
Plafond		= 11 kg/m ²
Spesi (t = 2 cm) = 21 x 2		= 42 kg/m ²
Tegel (t = 1 cm)		= 24 kg/m ²
Ducting & Plumbing		= 40 kg/m ² +
	qDT	= 412 kg/m ²
- Beban Hidup

qLT		= 192 kg/m ² (Lantai kamar)
qLT		= 479 kg/m ² (Lantai <i>ballroom</i>)
- Kombinasi

Lantai kamar		= 1,2 qDT + 1,6 qLT
		= 801,6 kg/m ²
Lantai <i>ballroom</i>		= 1260,8 kg/m ²

6.2.2.3 Pelat Basement

Beban yang bekerja pada pelat basement juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (qD) dan beban hidup (qL). Pada pelat dasar *basement* terdapat 2 kondisi maksimum yang terjadi yaitu 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 serta pada saat musim hujan terjadi dan tidak ada kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu uplift akibat air.

Akibat beban parkir

- **Beban Mati**

Pelat basement	$= 0,3 \times 2400$	$= 720 \text{ kg/m}^2$
Spesi (t = 2 cm)	$= 21 \times 1$	$= 21 \text{ kg/m}^2$
	qDT	$= 741 \text{ kg/m}^2$
- **Beban Hidup**

Lantai Basement	qLT	$= 800 \text{ kg/m}^2$
-----------------	-------	------------------------
- **Kombinasi**

Lantai basement	$= 1,2 qDT + 1,6 qLT$	
		$= 2169,2 \text{ kg/m}^2$

Akibat beban uplift

- **Beban Mati**
- **Beban uplift air**

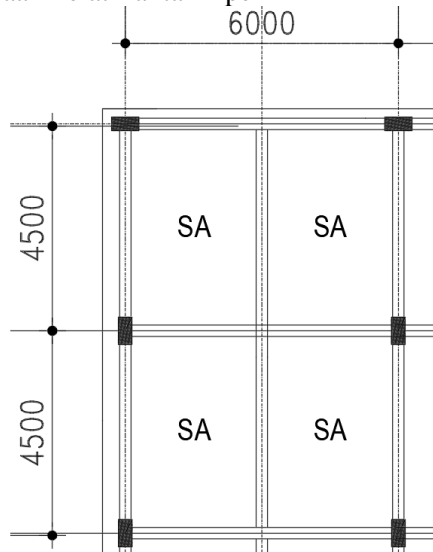
Elevasi Muka Air Tanah	$= 0 \text{ m}$
Elevasi Basement	$= -3 \text{ m}$
Beban uplift	$= 3 \times 1000$
	$= 3000 \text{ kg/m}^2 \text{ (Pakai)}$

6.2.3 Perhitungan Penulangan Pelat

6.2.3.1 Pelat Lantai

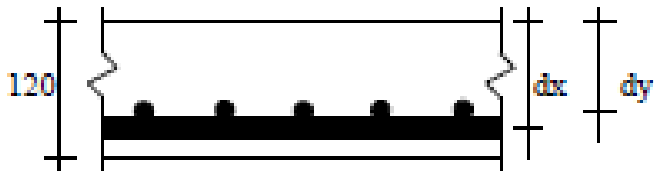
Perhitungan pelat terdiri dari berbagai tipe yaitu tipe pelat SA, SB, SC, dan SD. Selanjutnya akan ditampilkan contoh perhitungan penulangan pada pelat lantai tipe SA dengan dimensi total adalah 3,35 x 4 m. Berikut ini merupakan contoh penulangan pada pelat tipe SA.

Data Perencanaan Pelat Lantai Tipe A



Gambar 6. 9 Tampak Atas Pelat Lantai Tipe A

Dimensi pelat : 3000 mm x 4500 mm
 Tebal pelat : 120 mm
 Selimut beton : 40 mm
 Diameter tul. Arah X : D 10
 Diameter tul. Arah Y : D 10



Gambar 6. 10 Ilustrasi potongan pelat rencana

$$\begin{aligned}
dx & : t_{\text{pelat}} - \text{cover} - (D_{\text{tul.bawah}}/2) \\
& : 120 - 40 - (10/2) \\
& : 75 \text{ mm} \\
dy & : t_{\text{pelat}} - \text{cover} - D_{\text{tul.bawah}} - (D_{\text{tul.atas}}/2) \\
& : 120 - 40 - 8 - (10/2) \\
& : 67 \text{ mm} \\
\rho_{\text{min}} & : 0.0018 \frac{f_y}{420} \\
& : 0.0018 \\
\beta_1 & : 0,85 - 0,05 \frac{(F_{cr}-28)}{7} \\
& : 0,85 - 0,05 \frac{(40-28)}{7} \\
& : 0,764 \\
m & : \frac{f_y}{0.85 \times f_{cr}} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12,35 \\
L_x & : 300 - \left(\frac{35+25}{2}\right) = 270 \text{ cm} \\
L_y & : 450 - \left(\frac{35+35}{2}\right) = 415 \text{ cm} \\
\beta & : \frac{L_y}{L_x} = \frac{415}{270} = 1.5 < 2 \text{ (2 arah)} \\
qu & : 1260.8 \text{ kg/m}^2
\end{aligned}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel

13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut: ($L_y/L_x = 1.5$)

$$M_{lx} = 0.001 \cdot qu \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot qu \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{ly} = 0.001 \cdot qu \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{ty} = -0.001 \cdot qu \cdot L_x^2 \cdot X$$

Keterangan: M_{lx} = Momen lapangan arah x

M_{ly} = Momen lapangan arah y

M_{tx} = Momen tumpuan arah x

M_{ty} = Momen tumpuan arah y

X = Nilai konstanta dari perbandingan L_y/L_x

a. Perhitungan penulangan arah x lapangan dan tumpuan

➤ $\beta = 1.5$ (terjepit penuh)

$$\text{Mulx (+)} = X1 = 36$$

$$\text{Mutx (-)} = X2 = 76 \text{ (PBI Tabel 13.3.1)}$$

- Lapangan

$$\begin{aligned} \text{➤ } M_{lx} &= 0.001 \times q_u \times Lx^2 \times X \\ &= 0.001 \times 1260.8 \times 2.7^2 \times 36 \\ &= 330.884 \text{ kg.m} \\ &= 3308844 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{➤ } R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{3308844}{0.9 \times 1000 \times 75^2} = 0,654 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 12,35 x 0,654}{420}} \right) \\ &= 0.00157 < \rho_{\min} = 0.0018 \end{aligned}$$

➤ Maka dipakai $\rho_{\text{pakai}} = 0.0018$

$$\begin{aligned} \text{➤ } A_s \text{ perlu} &= \rho b d \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 75 = 135 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

➤ S_{\max} (SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.2)

$$\text{- } S_{\max} = 3h = 3(120) = 360 \text{ mm (menentukan)}$$

$$\text{- } S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \text{Jumlah tulangan} &= \frac{A_s \text{ perlu}}{\frac{1}{4} x \pi x \phi^2} \\ &= \frac{135}{\frac{1}{4} x \pi x 10^2} = 1.8 \approx 2 \text{ (per meter)} \end{aligned}$$

➤ Jarak tulangan (S pakai) = $1000/n = 1000/2 = 500 \text{ mm} > S_{\max} = 360$

Jadi digunakan tulangan lentur lapangan arah x **D10-350**

- Tumpuan

$$\begin{aligned} \text{➤ } M_{lx} &= -0.001 \times q_u \times Lx^2 \times X \\ &= -0.001 \times 1260.8 \times 2,7^2 \times 76 \\ &= -698.533 \text{ kg.m} \\ &= -6985336 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{➤ } R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{6985336}{0.9 \times 1000 \times 76^2} = 1.38 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 12,35 x 1,38}{420}} \right)$$

$$= 0,00335 > \rho_{\min} = 0,0018$$
- Maka dipakai $\rho_{\text{pakai}} = 0,00335$
- As perlu = $\rho \cdot b \cdot d$

$$= 0,00335 \times 1000 \times 75 = 251,61 \text{ mm}^2$$
- $S_{\max} = 360 \text{ mm}$ (SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.2)
- Jumlah tulangan = $\frac{As \text{ perlu}}{\frac{1}{4} x \pi x \phi^2}$

$$= \frac{251,61}{\frac{1}{4} x \pi x 8^2} = 3,2036 \approx 4 \text{ (per meter)}$$
- Jarak tulangan (s) = $1000/n = 1000/4 = 250 \text{ mm}$

Jadi digunakan tulangan lentur tumpuan arah x **D10-250**

b. Perhitungan penulangan arah y lapangan dan tumpuan

- $\beta = 1.5$ (terjepit penuh)
- Muly (+) = Y1 = 17
- Muty (-) = Y2 = 57 (PBI Tabel 13.3.1)

- Lapangan

- $Mly = 0.001 \times qu \times Lx^2 \times X$

$$= 0.001 \times 1260.8 \times 2,7^2 \times 17$$

$$= 156.25 \text{ kg.m}$$

$$= 1562509 \text{ Nmm}$$
- $Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{1562509}{0.9 \times 1000 \times 68^2} = 0.411 \text{ N/mm}^2$
- $\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x Rn}{fy}} \right)$

$$= \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 12,35 x 0,411}{420}} \right)$$

$$= 0,00098 < \rho_{\min} = 0,0018$$

- Maka dipakai $\rho_{\text{pakai}} = 0,0018$
- As perlu = $\rho \cdot b \cdot d$
 $= 0,0018 \times 1000 \times 75 = 135 \text{ mm}^2$
- S_{max} (SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.2)
 - $S_{\text{max}} = 3h = 3 (120) = 360 \text{ mm}$ (menentukan)
 - $S_{\text{max}} = 450 \text{ mm}$
- Jumlah tulangan = $\frac{135}{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2}$
 $= \frac{135}{\frac{1}{4} \times \pi \times 8^2} = 1.8 \approx 4$ (per meter)
- Jarak tulangan (S pakai) = $1000/n = 1000/2 = 500 \text{ mm} >$
 $S_{\text{max}} = 360$

Jadi digunakan tulangan lentur tumpuan arah x **D10-350**

- Tumpuan

- $M_l x = -0.001 \times q_u \times Lx^2 \times X$
 $= -0.001 \times 1260.8 \times 2,7^2 \times 57$
 $= -523.9 \text{ kg.m}$
 $= -5239002 \text{ Nmm}$
- $R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{5239002}{0.9 \times 1000 \times 67^2} = 1.378 \text{ N/mm}^2$
- $\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right)$
 $= \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 12,35 x 1,378}{420}} \right)$
 $= 0,00335 > \rho_{\text{min}} = 0,0018$
- Maka dipakai $\rho_{\text{pakai}} = 0,00335$
- As perlu = $\rho \cdot b \cdot d$
 $= 0,00335 \times 1000 \times 75 = 251.61 \text{ mm}^2$
- $S_{\text{max}} = 360 \text{ mm}$ (SNI 2847:2019 pasal 8.7.2.2)
- Jumlah tulangan = $\frac{As \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2}$
 $= \frac{251.61}{\frac{1}{4} \times \pi \times 8^2} = 3.2036 \approx 4$ (per meter)
- Jarak tulangan (s) = $1000/n = 1000/4 = 250 \text{ mm}$

Jadi digunakan tulangan lentur tumpuan arah x **D10-250**

Berikut merupakan rekapitulasi penulangan pelat lantai kamar dan atap.

Tabel 6. 2 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Lantai 1-19

Tipe	Arah X		Arah Y	
	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
SA	Ø10 – 350	Ø10 – 250	Ø10 – 350	Ø10 – 250
SB	Ø10 – 350	Ø10 – 250	Ø10 – 350	Ø10 – 200
SC	Ø10 – 350	Ø10 – 250	Ø10 – 350	Ø10 – 250
SD	Ø10 – 350	Ø10 – 250	Ø10 – 350	Ø10 – 250
SE	Ø10 – 350	Ø10 – 250	Ø10 – 350	Ø10 – 250
SF	Ø10 – 350	Ø10 – 200	Ø10 – 350	Ø10 – 200

Tabel 6. 3 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Atap

Tipe	Arah X		Arah Y	
	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
SB	Ø10 – 450	Ø10 – 250	Ø10 – 450	Ø10 – 250
SC	Ø10 – 450	Ø10 – 250	Ø10 – 450	Ø10 – 250
SE	Ø10 – 450	Ø10 – 250	Ø10 – 450	Ø10 – 250
SF	Ø10 – 450	Ø10 – 250	Ø10 – 450	Ø10 – 200
SG	Ø10 – 250	Ø10 – 125	Ø10 – 450	Ø10 – 125

Tabel 6. 4 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Basemen Atas Akibat Uplift

Tipe	Arah X		Arah Y	
	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
SA	Ø13-250	Ø13-125	Ø13-250	Ø13-125
SB	Ø13-125	Ø13-125	Ø13-250	Ø13-125
SC	Ø13-200	Ø13-125	Ø13-250	Ø13-125
SD	Ø13-250	Ø13-125	Ø13-250	Ø13-125
SD	Ø13-250	Ø13-125	Ø13-250	Ø13-125
SF	Ø13-250	Ø13-125	Ø13-250	Ø13-125

Tabel 6. 5 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Basemen Bawah Akibat Beban Parkir

Tipe	Arah X		Arah Y	
	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
SA	Ø13-250	Ø13-200	Ø13-250	Ø13-250
SB	Ø13-200	Ø13-100	Ø13-250	Ø13-125
SC	Ø13-250	Ø13-125	Ø13-250	Ø13-200
SD	Ø13-250	Ø13-250	Ø13-250	Ø13-250
SD	Ø13-250	Ø13-250	Ø13-250	Ø13-250
SF	Ø13-250	Ø13-250	Ø13-250	Ø13-250

6.3 Penulangan Balok Anak

Pada perencanaan penulangan balok anak ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok anak BA1.

a. Data perencanaan:

L	= 4500 mm
Mu tumpuan	= -44.189 KN.m (ETABS)
Mu lapangan	= 39.7086 KN.m (ETABS)
Vu	= 36.3185 KN (ETABS)
F'c	= 40 Mpa
Fy	= 420 Mpa
Tulangan lentur (D)	= 13 mm
As tulangan lentur	= 132,73 mm ²
Tulangan sengkang (D)	= 13 mm
As tulangan	= 132,73mm ²
B	= 250 mm
H	= 400 mm
Decking	= 40 mm
d	= h - (decking + Øsengkang + ½ Ølentur)
	= 340,5 mm

b. Perhitungan tulangan negatif tumpuan

Ø = 0,9 untuk asumsi kondisi *tension controlled section*; 0,75 untuk geser dan torsi.

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

$$= 0,85 - 0,05 \frac{(40-28)}{7}$$

$$= 0,764$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{0,25x\sqrt{f'c}}{fy} \\ &= \frac{0,25x\sqrt{40}}{420} = 0,00376 \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$m = \frac{fy}{0,85 f'c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{44.189 \times 10^6}{0,9 \times 250 \times 340,5^2} = 1.694 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmRn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 1.694}{420}} \right) \\ &= 0,00414 \end{aligned}$$

➤ Maka dipakai $\rho = 0,00414$ ($\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}}$)

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,00414 \times 250 \times 340,5 = 353.332 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n \text{ (jumlah)} = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{352.332}{132,73} = 2.6454 \approx 3 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{- Jarak tulangan (s)} &= \frac{b - n \times \phi D - 2 \times \text{Deck} - 2 \times \phi S}{n - 1} \\ &= \frac{250 - 3(13) - 2(40) - 2(13)}{3 - 1} \\ &= 52,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

➤ **Dipakai 3D13** (As = 398,2 mm²)

c. Perhitungan tulangan positif tumpuan

$$\text{➤ As.min} = \frac{1}{2} \times As = \frac{1}{2} \times 398,2 = 199,1 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{➤ n (jumlah)} &= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} \\ &= \frac{199,1}{132,73} = 1,5 \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

➤ **Dipakai 2D13**

d. Perhitungan tulangan positif lapangan

- $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(F'c-28)}{7}$
 $= 0,85 - 0,05 \frac{(40-28)}{7}$
 $= 0,764$
- $\rho_{max} = 0,025$ (menentukan)
- $\rho_{min} = \frac{0,25x\sqrt{f'c}}{fy}$
 $= \frac{0,25x\sqrt{40}}{420} = 0,00376$ (menentukan)
- $\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$
- $m = \frac{fy}{0,85 f'c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$
- $Rn = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{39.7086 \times 10^6}{0,9 \times 250 \times 340,5^2} = 1.522 \text{ N/mm}^2$
- $\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mxRn}{fy}} \right)$
 $= \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 1.522}{420}} \right)$
 $= 0,00371$
- Maka dipakai $\rho = 0,00376$ ($\rho_{min} > \rho_{pakai}$)
- As perlu $= \rho \cdot b \cdot d$
 $= 0,00376 \times 250 \times 340,5 = 320,46 \text{ mm}^2$
- n (jumlah) $= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{320,46}{132,73} = 2,41 \approx 3$ buah
- Jarak tulangan (s) $= \frac{b - n \times \phi D - 2 \times Deck - 2 \times \phi S}{n-1}$
 $= \frac{250 - 3(13) - 2(40) - 2(13)}{3-1}$
 $= 52,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$ (OK)
- **Dipakai 3D13** ($As = 398,2 \text{ mm}^2$)

e. Perhitungan tulangan negative lapangan

- As.min $= \frac{1}{2} \times As = \frac{1}{2} \times 398,2 = 199,1 \text{ mm}^2$
- n (jumlah) $= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}}$
 $= \frac{199,1}{132,73} = 1,5 \approx 2$ buah

➤ **Dipakai 2D13**

f. Kontrol apakah termasuk balok tekan persegi atau “T” (Tengah Bentang)

➤ $b_{eff} \leq \frac{1}{4} \text{ bentang balok}$

$$b_{eff} \leq \frac{1}{4} \times 4500 \text{ mm} = 1125 \text{ mm}$$

➤ $b_{eff} \leq 8 \times \text{tebal pelat} + b_w$

$$b_{eff} \leq 8 \times 120 \text{ mm} + 250 \text{ mm} = 1210 \text{ mm}$$

➤ $b_{eff} \leq \frac{1}{2} \text{ jarak bersih antara balok bersebelahan}$

$$b_{eff} \leq \frac{1}{2} \times (4500 - 250) = 2000 \text{ mm}$$

➤ $b_{eff} = 1125 \text{ mm}$ (dipilih yang terkecil)

➤ $a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b_{eff}} = \frac{398,2 \times 420}{0,85 \times 40 \times 1125}$
 $= 4.372 \text{ mm} < h_f = 120 \text{ mm}$ (balok persegi)

Maka, $\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$
 $= 0,9 \times 398,2 \times 420 \times \left(340,5 - \frac{4.372}{2} \right)$
 $= 50922460.65 \text{ Nmm} = 50922.5 \text{ kNm}$

$M_u \leq \phi M_n$ (desain memenuhi)

g. Perhitungan tulangan geser

➤ $V_u = 36.3185 \text{ KN} = 36318.5 \text{ N}$

➤ $V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d$
 $= 89.729,63 \text{ N}$

➤ $V_{smax} = \frac{2}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d$
 $= 358.918,51 \text{ N}$

➤ $V_{smin} = \frac{1}{16} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d$
 $= 33.648,61 \text{ N}$

➤ $V's = \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d$
 $= 179.459,26 \text{ N}$

Persyaratan

- $Vu \leq \frac{1}{2} \emptyset Vc$ (tidak perlu tulangan geser)
36318.5 N \leq 40378.5 N (**OK**)
- $\frac{1}{2} \emptyset Vc \leq Vu \leq \emptyset Vc$ (Perlu tulangan geser minimum)
40378.5 N \geq 36318.5 N \leq 80756.66 N (**Tidak OK**)
- $\emptyset Vc \leq Vu \leq \emptyset (Vc + Vsmin)$ (Perlu tulangan geser minimum; $s_{max} \leq \frac{d}{2}$ atau 600 mm)
80756.66 N \geq 36318.5 N \leq 111040.154 N (**Tidak OK**)
- $\emptyset (Vc + Vsmin) \leq Vu \leq \emptyset (Vc + V's)$ (Perlu tulangan geser minimum; $s_{max} \leq \frac{d}{2}$ atau 600 mm)
111040.154 N \geq 36318.5 N \leq 242269.99 N (**Tidak OK**)
- $\emptyset (Vc + V's) \leq Vu \leq \emptyset (Vc + Vs max)$ (Perlu tulangan geser minimum; $s_{max} \leq \frac{d}{4}$ atau 300 mm)
242269.99 N \geq 36318.5 N \leq 403783.33 N (**Tidak OK**)
- Termasuk kategori tidak membutuhkan tulangan geser tetapi tetap diberi tulangan geser minimum
- $Av = n \times As \text{ D13; Dipasang D13}$
 $= 132,73 \text{ mm}^2$
- $s = \frac{Av \cdot Fy \cdot d}{Vs \text{ min}}$
 $= \frac{132 \times 420 \times 340,5}{33.648,61} = 564.125 \text{ mm}$
- $s = D/4 = 340.5/4 = 85.125$
 $s_{pakai} = 100 \text{ mm}$

Dipakai D13-100 mm

Tabel 6. 5 Rekapitulasi Penulangan Balok Anak

Nama Balok	Tumpuan		Lapangan		Tulangan Geser (mm)
	Negatif	Positif	Positif	Negatif	
BA 1	3D13	2D13	3D13	2D13	D13-100

6.4 Perencanaan Balok Lift

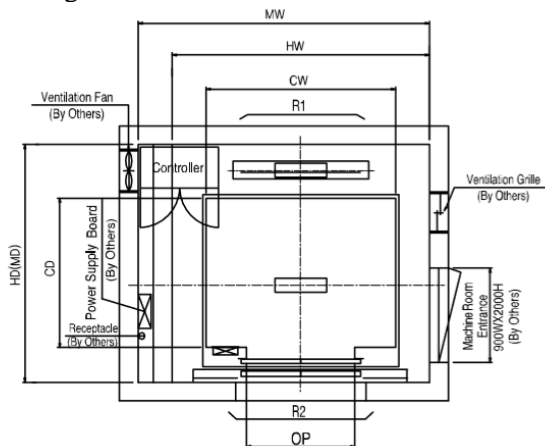
Balok *lift* yang direncanakan merupakan balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin *lift* dan beban yang terjadi pada *lift* yang terdiri dari balok penggantung dan balok penumpu *lift*.

6.4.1 Spesifikasi *lift*

Lift yang digunakan dalam perencanaan ini adalah *lift* yang diproduksi oleh sigma elevator company dengan data sebagai berikut:

Tipe lift	= General type simplex (standard)
Merek	= Sigma
Kapasitas	= 17 orang (1150 kg)
Lebar pintu	= 1100 mm
<i>Car size</i>	= 1600x2150 mm ²
<i>Hostway size</i>	= 2300x2700 mm ²
Beban reaksi ruang mesin =	
R1	= 10200 kg
R2	= 7000 kg

[Simplex]



Gambar 6. 11 Denah Lift

6.4.2 Perencanaan balok penggantung lift

Balok penggantung lift direncanakan menggunakan profil WF 500x200x11x19 dengan BJ 41, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 103 \text{ kg/m}$	$r = 20 \text{ mm}$	$h = d-2(t+r)$
$A = 131,3 \text{ cm}^2$	$Z_x = 2462 \text{ cm}^3$	$= 428 \text{ mm}$
$d = 506 \text{ mm}$	$Z_y = 398 \text{ cm}^3$	$S_x = 2230 \text{ cm}^3$
$b_f = 201 \text{ mm}$	$i_x = 20,7 \text{ cm}$	$S_y = 257 \text{ cm}^3$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$i_y = 4,43 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 19 \text{ mm}$	$I_x = 56500 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 2580 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

1. Perhitungan Pembebanan Balok Lift

➤ Beban merata

- Beban mati

Berat profil balok penggantung lift = 103 kg/m

Berat sambungan (10%) = $10,3 \text{ kg/m}+$

Total (q_D) = $113,3 \text{ kg/m}$

- Beban berfaktor

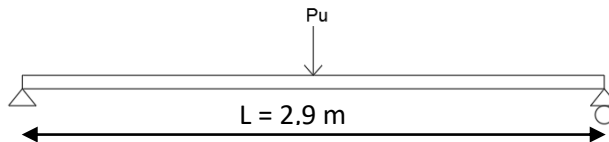
$q_U = 1,4q_D = 1.4 \times 113,3 = 158,62 \text{ kg/m}$

➤ Beban terpusat

Pada pasal 4.6 SNI 1727:2013 tentang beban minimum untuk perancangan gedung dan struktur lain menyatakan bahwa semua beban mesin harus ditingkatkan 50% untuk unit mesin yang bergerak maju mundur atau unit tenaga driven.

$PU_1 = R_1 \cdot (1 + 50\%) = 10200 (1+0.5) = 15300 \text{ kg}$

$PU_2 = R_2 \cdot (1 + 50\%) = 7000 (1+0.5) = 10500 \text{ kg}$



Gambar 6. 12 Pembebanan Balok Penggantung Lift

2. Gaya dalam pada balok penggantung

- Momen yang terjadi

$$Mu = \frac{1}{8}xq_UxL^2 + \frac{1}{4}xP_UxL=$$

$$Mu = \frac{1}{8}x113,3x2,9^2 + \frac{1}{4}x15300x2,9$$

$$= 11.232,6 \text{ kgm}$$

- Gaya geser yang terjadi

$$Vu = \frac{1}{2}xq_UxL + \frac{1}{2}xP_U=$$

$$Vu = \frac{1}{2}x113,3x2,9 + \frac{1}{2}x15300= 7814 \text{ kg}$$

3. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{201}{38} = 5,28$$

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

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

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{428}{11} = 38,9$$

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

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

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 2462 \times 2500 = 6155000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1.123.260 \text{ kgcm} \leq 0.9 \times 6.155.000 \text{ kgcm}$$

$$1.123.260 \text{ kgcm} \leq 5.539.500 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 290 \text{ cm}$$

$$L_p = 220,527 \text{ cm}$$

$$L_r = 694,296 \text{ cm}$$

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

$$M_A = 4079,43 \text{ kgm}$$

$$M_{maks} = 11.232,6 \text{ kgm}$$

$$M_A = 4079,43 \text{ kgm}$$

$$M_B = 8089,24 \text{ kgm}$$

$$M_C = 4079,43 \text{ kgm}$$

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

$$= \frac{12,5 \times 11233}{2,5 \times 11233 + 3 \times 5616 + 4 \times 11233 + 3 \times 5616}$$

$$= 1,32 \leq 2.3$$

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

$$= 1.32 \left[5.539.500 - (5.539.500 - 0,7 \times 2500 \times 2230) \left(\frac{290 - 220,527}{694,296 - 220,527} \right) \right] < 5.539.500$$

$$= 6.973.159 \text{ kgcm} \geq 5.539.500 \text{ kgcm (Tidak OK), maka}$$

$$M_n = M_p$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1123260 \text{ kgcm} \leq 0.9 \times 6.155.000 \text{ kgcm}$$

$$1123260 \text{ kgcm} \leq 5.539.500 \text{ kgcm (OK)}$$

4. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{428}{11} = 38,9$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.356$$

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

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

$$= 0,6 \times 2500 \times 42,8 \times 1,1 \times 1$$

$$= 70620 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$V_u \leq 1 V_n$$

$$7814 \text{ kg} \leq 70620 \text{ kg (OK)}$$

5. Kontrol lendutan

$$L = 290 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 f_{ijin} &= \frac{L}{360} = \frac{290}{360} = 0,805 \text{ cm} \\
 f^0 &= \left[\frac{5}{384} \times \frac{(q_D).L^4}{E.I_x} \right] + \left[\frac{23PL^3}{648.E.I_x} \right] = \\
 &= \left[\frac{5}{384} \times \frac{(1,13).265^4}{2000000.56500} \right] + \left[\frac{23.12000.265^3}{648.2000000.56500} \right] = 0,126 \text{ cm} \\
 f^0 &< f_{ijin} \rightarrow 0,126 \text{ cm} < 0,805 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

BAB VII

PERENCANAAN STRUKTUR PRATEKAN

7.1 Umum

Beton pratekan merupakan komponen struktur yang menggabungkan kekuatan baja mutu tinggi dan beton mutu tinggi. Penggunaan pratekan ini juga didasari oleh efisiensi yang mampu diberikan balok pratekan untuk bentang panjang tanpa kolom di tengahnya dibandingkan beton bertulang biasa.

Pada desain balok, dilakukan permodelan *frame-release* pada setiap hubungan balok kolom. Tujuan dari permodelan ini adalah untuk mengurangi kekangan pada kolom akibat momen negative balok. 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.

Perencanaan beton pratekan pada lantai atap karena akan dibuat ruang pertemuan atau *Ballroom* pada lantai 20. Balok prategang dibuat pada arah melintang dengan panjang bentang 23.4 meter. Jumlah balok arah melintang sebanyak 4 buah. Perencanaan lebih difokuskan pada balok yang lokasinya berada di tengah karena merupakan balok paling kritis. Sebelum dilakukan perhitungan perencanaan balok pratekan, maka akan ditentukan terlebih dahulu spesifikasi mutu bahan, tahap pembebanan, jenis tendon yang digunakan, tegangan ijin komponen struktur, kehilangan pratekan, serta kontrol struktur yang meliputi kontrol batas layan (*servisability*), dan penggambaran output.

7.2 Data Perencanaan Beton Pratekan

Berikut ini adalah data data perencanaan beton pratekan pada lantai atap balok:

- Panjangm g bentang : 23.4 m
- Dimensi balok pratekan : 1100/500 mm
- $f'c$ beton prategang : 45 Mpa
- $f'c$ beton pelat atap : 40 Mpa

- d' (jarak serat terluar tarik hingga titik berat tendon) = 20 cm

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu curing 14 hari, sehingga nilai f_{ci} dihitung dengan cara sebagai berikut (acuan koefisien berdasarkan PBI) :

Tabel 7. 1 Kekuatan tekan beton pada berbagai umur

Umur beton (hari)	3	7	14	21	28	90	365
Sement Portland Biasa	0,40	0,75	0,88	0,95	1,00	1,15	1,35

- $f_{ci} = 0,88 \times 45 = 39,6$ MPa
- $t_f = 15$ cm

Untuk tebal pelat yang digunakan, perencanaan pada tiap lantai atap dengan balok pratekan ketebalan yang digunakan yaitu 15 cm.

- Jarak antar balok pratekan (s) = 6 m

7.3 Mencari Lebar Efektif

Dalam mencari lebar efektif (b_w), lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, dan lebar efektif sayap dari masing - masing sisi badan balok tidak boleh melebihi:

- Delapan kali tebal pelat
- Setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan

Perhitungan lebar efektif balok ialah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 b_{\text{eff}} &= L/4 \\
 &= 23400/4 \\
 &= 5850 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_{\text{eff}} &= b + (8 \times t_f) \\
 &= 500 + (8 \times 150) \\
 &= 1700 \text{ mm} \\
 b_{\text{eff}} &= 0,5 \times (L - b) \\
 &= 0,5 \times (6000 - 500) \\
 &= 2600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga nilai b_{eff} yang terkecil adalah 1700 mm. Sesuai dengan persyaratan pertama dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok atau 4,5 m. Penggunaan lebar efektif di dalam perhitungan beton pratekan hanya digunakan pada saat analisa tegangan yang terjadi pada beton pratekan sendiri, sementara untuk perhitungan beban yang ada lebar yang digunakan ialah sebesar 6 m, sesuai dengan jarak antar balok pratekan yang sesungguhnya.

7.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut:

- a. Tegangan ijin akibat gaya pengangkutan tendon $0,94 f_{py}$, tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari $0,8 f_{pu}$ dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon pratekan atau perangkat angkur.
- b. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya pratekan $0,70 f_{pu}$

Namun berdasarkan T.Y Lin dan Burns perumusan diatas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya pratekan.

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut:

- a. Segera setelah peralihan gaya pratekan (sebelum kehilangan), tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut:
 - Tegangan tekan : $0,60 \times f_{ci}$ (SNI 2847:2019 pasal 24.5.3.1)
 $\sigma_{tk} = 0,6 \times f_{ci} = 0,6 \times 39,6 = 23,76 \text{ Mpa}$
 - Tegangan tarik terluar direncanakan untuk dapat terjadi retak, sehingga diklasifikasikan sebagai kelas T :
 $\sigma_{tr} = f_t > 0,5\sqrt{f_{ci}}$ (SNI 2847:2019 pasal 24.5.3.2)

$$\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{39,6} = 3,15 \text{ MPa}$$

- Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $0,70 \times f_{ci}$ (SNI 2847:2019 pasal 24.5.3.1)

$$\sigma_{tk} = 0,7 \times f_{ci} = 0,7 \times 39,6 = 27,72 \text{ Mpa}$$

- Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $(0,5) \times \sqrt{f_{ci}}$ (SNI 2847:2019 pasal 24.5.3.2)

$$\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{39,6} = 3,15 \text{ Mpa}$$

b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya pratekan.

- Tegangan tekan (beban tetap): $0,45 \times f'_c$ (SNI 2847:2019 pasal 24.5.4.1)

$$\sigma_{tk} = 0,45 \times f'_c = 0,45 \times 45 = 20,25 \text{ Mpa}$$

- Tegangan tekan (beban tetap + beban hidup): $0,6 \times f'_c$ (SNI 2847:2019 pasal 24.5.4.1)

$$\sigma_{tk} = 0,6 \times f'_c = 0,6 \times 45 = 27 \text{ Mpa}$$

- Tegangan tarik (SNI 2847:2019 pasal 24.5.2.1)

$$\text{Kelas U} = ft \leq 0,62\sqrt{f'_c}$$

$$= ft \leq 0,62\sqrt{45}$$

$$= ft \leq 4,16 \text{ MPa}$$

$$\text{Kelas T} = 0,62\sqrt{f'_c} < ft \leq \sqrt{f'_c}$$

$$= 0,62\sqrt{45} < ft \leq \sqrt{45}$$

$$= 4,16 < ft \leq 6,71 \text{ MPa}$$

$$\text{Kelas C} = ft > \sqrt{f'_c}$$

$$= ft > \sqrt{45}$$

$$= ft > 6,71 \text{ MPa}$$

Pada perencanaan ini beton pratekan diijinkan tarik berdasarkan kelas T dengan tegangan ijin tarik sebesar

$$0,8\sqrt{f'_c} = 5,37 \text{ MPa.}$$

Dimana :

f_{pu} = kuat tarik tendon pratekan yang diisyaratkan, Mpa

f_{py} = kuat leleh tendon pratekan yang diisyaratkan, Mpa

f_c = kuat tekan beton saat pemberian pratekan awal, MPa

f_{ci} = kuat tekan beton yang diisyaratkan, MPa

7.5 Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan dilakukan dalam 2 tahapan, yaitu:

- Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya pratekan sehingga hanya beban mati dan beban mati tambahan yang bekerja.

- Tahap Akhir

Merupakan tahap dimana beban mati tambahan dan beban hidup telah bekerja pada struktur (Lin & Burns, 1996).

7.6 Penentuan Gaya Pratekan Balok Prategang

7.6.1 Analisa Penampang Global

Balok pratekan memiliki ukuran yang sama sehingga analisa penampang dapat memiliki nilai yang sama. Penampang balok pratekan menjadi penampang balok T, karena ada pelat lantai. Perhitungan dapat menggunakan perumusan dibawah

$$E_{\text{pelat}} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{40} = 29275,41 \text{ Mpa}$$

$$E_{\text{balok}} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{45} = 31528,56 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_{\text{balok}}}{E_{\text{pelat}}} = \frac{31528,56}{29275,41} = 1.061$$

Luas penampang balok pratekan didapat sebagai berikut:

be pakai= be/n

$$= 1700 \text{ mm} / 1.061$$

$$= 1602.775 \text{ mm}$$

A pelat = be x tf

$$= 1602.775 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$$

$$= 240416.306 \text{ mm}^2$$

A balok= b x (h-tf)

$$= 500 \times (1100 - 150)$$

$$\begin{aligned}
&= 475000 \text{ mm}^2 \\
A_{\text{tot}} &= 715416.3056 \text{ mm}^2 \\
y_b &= \frac{\text{Apelat} \times Y_b \text{ pelat} + \text{Abalok} \times Y_b \text{ balok}}{\text{Apelat} + \text{Abalok}} \\
Y_b &= \frac{(240416.306 \times (500 + \frac{150}{2})) + (475000 \times 250)}{715416.3056} \\
&= 660 \text{ mm} \\
Y_t &= (h - Y_b) \\
&= 1000 - 660 \\
&= 440 \text{ mm} \\
I_1 &= 1/12 \times b \text{ balok} \times (h \text{ balok})^3 + A \text{ balok} \times d^2 \\
I_2 &= 1/12 \times b \text{ pelat} \times (h \text{ pelat})^3 + A \text{ pelat} \times d^2 \\
I_{\text{komp}} &= I_1 + I_2 = 84461055056.56 \text{ mm}^4 \\
W_t &= \frac{I}{Y_t} \\
&= 191881936.8 \text{ mm}^3 \\
W_b &= \frac{I}{Y_b} \\
&= 128004653.5 \text{ mm}^3 \\
K_t &= \frac{W_b}{A_{\text{total}}} \\
&= 179.92 \text{ mm} \\
K_b &= \frac{W_t}{A_{\text{total}}} \\
&= 268.20 \text{ mm}
\end{aligned}$$

7.6.2 Mencari Gaya Prategang Awal (Fo)

Besar gaya prategang yang dibutuhkan harus memenuhi tegangan beton yang diijinkan.

Tegangan pada beton yang diijinkan

- Pada saat transfer

Tengah bentang:	Tarik ijin	= -3,15 MPa
	Tekan ijin	= 23,76 MPa
Tumpuan:	Tarik ijin	= -3,15 MPa
	Tekan ijin	= 27,72 MPa

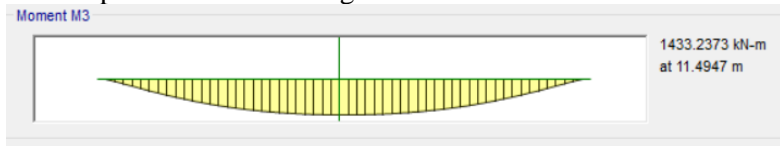
- Pada saat beban layan
Tengah bentang: Tarik ijin = -5,37 MPa
Tekan ijin = 20,25 MPa
Tumpuan: Tarik ijin = 20,25 MPa
Tekan ijin = -5,37 MPa
- Eksentrisitas rencana:
 - Eksentrisitas tengah bentang (e) = $y_b - d'$
= 659.83 – 200
= 459.83 mm
 - Eksentrisitas tumpuan (e) = 100 mm (di atas cgc)

Besar gaya prategang yang dibutuhkan diambil berdasarkan beberapa persamaan, yaitu persamaan pada serat atas dan bawah tengah bentang saat transfer dan saat beban layan.

Keterangan : Tekan = (+)
Tarik = (-)

a. Kondisi saat transfer gaya prategang (tengah bentang)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D



Gambar 7. 1 Diagram Momen Akibat Beban Mati dari ETABS

- Momen tumpuan kiri (+) = 0 kNm
- Momen lapangan (-) = 1433.2373 kNm
- Momen tumpuan kanan (+) = 0 kNm

• Serat atas:

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

$$-3146.43 \geq \frac{F_o}{0.715} - \frac{F_o \times 0.460}{0.191882} + \frac{1433.2373}{0.191882}$$

$F_o = 10630.43 \text{ kN}$

• Serat bawah:

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

$$23760 \leq \frac{F_o}{0.715} + \frac{F_o \times 0.460}{0.128} - \frac{1433.2373}{0.128}$$

$$F_o = 7005.293 \text{ kN}$$

b. Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

- Serat atas:

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

$$27720 \geq \frac{F_o}{0.715} + \frac{F_o \times 0.1}{0.191882} - \frac{0}{0.191882}$$

$$F_o = 14445.47 \text{ kN}$$

- Serat bawah:

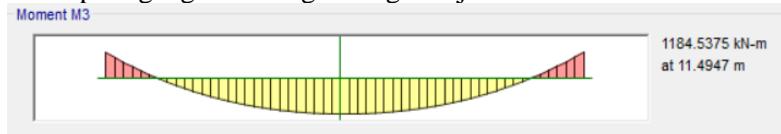
$$\sigma_b \leq \frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$-3146.43 \leq \frac{F_o}{0.715} - \frac{F_o \times 0.1}{0.128} + \frac{0}{0.128}$$

$$F_o = -5103.146 \text{ kN}$$

c. Kondisi saat layan gaya prategang (tengah bentang)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L dengan kondisi balok prategang sudah digROUTING menjadi monolit.



Gambar 7. 2 Diagram Momen Akibat Beban Mati dan Hidup dari ETABS

$$\text{Momen tumpuan kiri (+)} = -857.287 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen lapangan (-)} = 1184.5375 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen tumpuan kanan (+)} = -857.287 \text{ kNm}$$

- Serat atas:

$$\sigma_t \geq \frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$20250 \geq \frac{F}{0.715} - \frac{F \times 0.460}{0.191882} + \frac{1184.54}{0.191882}$$

$$F = -14096.14 \text{ kN (asumsi kehilangan prategang 20\%)}$$

$$F_o = -16915.37 \text{ kN}$$

- Serat bawah:

$$\sigma_b \leq \frac{F}{A} + \frac{F_o x e}{Wb} - \frac{Mlapangan}{Wb}$$

$$-5366.55 \leq \frac{F}{0.715} + \frac{F_o x 0.460}{0.128} - \frac{1184.54}{0.128}$$

F = 779.008 kN (asumsi kehilangan prategang 20%)

F_o = 934.809 kN

d. Kondisi saat layan gaya prategang (Tumpuan)

- Serat atas:

$$\sigma_t \leq \frac{F}{A} + \frac{F_o x e}{Wt} - \frac{Mlapangan}{Wt}$$

$$-5366.55 \leq \frac{F}{0.715} + \frac{F_o x 0.1}{0.191882} - \frac{857.287}{0.191882}$$

F = -468.38 kN (asumsi kehilangan prategang 20%)

F_o = -562.047 kN

- Serat bawah:

$$\sigma_b \geq \frac{F}{A} - \frac{F_o x e}{Wb} + \frac{Mlapangan}{Wb}$$

$$20250 \geq \frac{F}{0.715} - \frac{F_o x 0.1}{0.128} + \frac{857.287}{0.128}$$

F = 21980.925 kN (asumsi kehilangan prategang 20%)

F_o = 26377.1096 kN

7.6.3 Kontrol Gaya Prategang

Kontrol dilakukan dengan memasukkan satu persatu F_o dan F pada semua kondisi, maka F_o yang membuat tegangan yang terjadi tidak melebihi tegangan ijinnya baik tarik maupun tekan adalah F_o = 3000 kN. F_e = 2400 kN (asumsi kehilangan prategang 20%)

a. Kondisi saat transfer gaya prategang (tengah bentang)

- Serat atas:

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

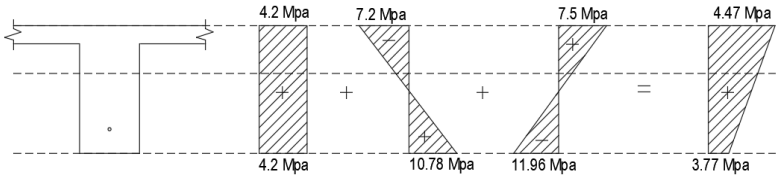
$$-3146.43 \leq \frac{3000}{0.715} - \frac{3000 x 0.460}{0.191882} + \frac{1433.2373}{0.191882}$$

$$-3146.43 \leq 4473.498 \text{ kN/m}^2$$

- Serat bawah:

$$\begin{aligned}\sigma_b &\geq \frac{F_o}{A} + \frac{F_o x e}{Wb} - \frac{M_{lapangan}}{Wb} \\ 23760 &\geq \frac{3000}{0.715} + \frac{3000 \times 0.460}{0.128} - \frac{1433.2373}{0.128} \\ 23760 &\geq 3773.433 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan



Gambar 7. 3 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Transfer

- b. Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

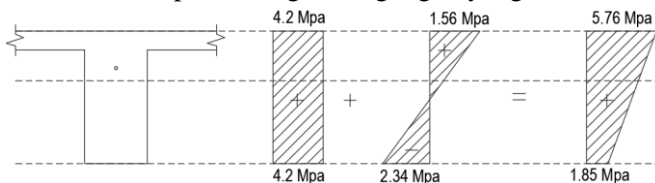
- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &\geq \frac{F_o}{A} + \frac{F_o x e}{Wt} - \frac{MTumpuan}{Wt} \\ 27720 &\geq \frac{3000}{0.715} + \frac{3000 \times 0.1}{0.191882} - \frac{0}{0.191882} \\ 27720 &\geq 5756.83 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

- Serat bawah:

$$\begin{aligned}\sigma_b &\leq \frac{F_o}{A} - \frac{F_o x e}{Wb} + \frac{MTumpuan}{Wb} \\ -3146.43 &\leq \frac{3000}{0.715} - \frac{3000 \times 0.1}{0.128} + \frac{0}{0.128} \\ -3146.43 &\leq 1849.698 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan



Gambar 7. 4 Diagram Tegangan di Tumpuan Saat Transfer

c. Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

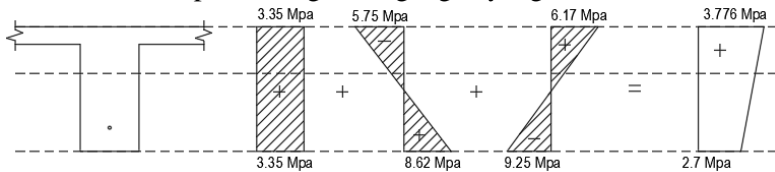
- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &\geq \frac{F}{A} - \frac{F x e}{Wt} + \frac{M_{\text{lapangan}}}{Wt} \\ 20250 &\geq \frac{2400}{0.715} - \frac{2400 \times 0.460}{0.191882} + \frac{1184.538}{0.191882} \\ 20250 &\geq 3776.566 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

- Serat bawah:

$$\begin{aligned}\sigma_b &\leq \frac{F}{A} + \frac{F o x e}{Wb} - \frac{M_{\text{lapangan}}}{Wb} \\ -5366.55 &\leq \frac{2400}{0.715} + \frac{2400 \times 0.460}{0.128} - \frac{1184.538}{0.128} \\ -5366.55 &\leq 2722.289 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan



Gambar 7. 5 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Beban Layan

d. Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

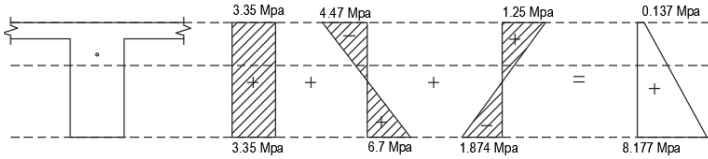
- Serat atas:

$$\begin{aligned}\sigma_t &\leq \frac{F}{A} + \frac{F x e}{Wt} - \frac{M_{\text{Tumpuan}}}{Wt} \\ -5366.55 &\leq \frac{2400}{0.715} + \frac{2400 \times 0.1}{0.191882} - \frac{857.287}{0.191882} \\ -5366.55 &\leq 137.676 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

- Serat bawah:

$$\begin{aligned}\sigma_b &\geq \frac{F}{A} - \frac{F x e}{Wb} + \frac{M_{\text{Tumpuan}}}{Wb} \\ 20250 &\geq \frac{2400}{0.715} - \frac{2400 \times 0.1}{0.128} + \frac{857.287}{0.128} \\ 20250 &\geq 8177.069 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan



Gambar 7. 6 Diagram Tegangan di Tumpuan Saat Beban Layan

7.6.4 Penentuan Tendon yang Digunakan

Dipakai tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu} = 1860$ (strand stress-relieved).

$$- F_{p_{max}} = 0,74 \times 1860 = 1376.4 \text{ MPa}$$

Luas tendon yang diperlukan adalah:

$$A_{perlu} = \frac{F_o}{f_{p_{max}}} = \frac{3000000}{1376.4} = 2179.6 \text{ mm}^2$$

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

- Tendon unit : 5-19
- Jumlah strand : 18
- *Minimum breaking load* : 3310 kN
- Diameter strand: 12,7 mm
- Jumlah tendon : 1
- Luas tendon yang digunakan
- $A_{pakai} = \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12,7^2 \times 18$
 $= 2280.184 \text{ mm}^2 > A_{perlu} = 2179.6 \text{ mm}^2$
- Nilai tegangan pakai :

$$f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{3000000}{2280.184} = 1315.68 \text{ Mpa}$$

7.6.5 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang

Berikut merupakan perhitungan kehilangan prategang pada balok:

1. Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

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

a. Kehilangan akibat slip anker

Perhitungan kehilangan pratekan akibat pengangkuran harus dicek apakah kehilangan pratekan akibat pengangkuran berpengaruh sampai ke tengah bentang :

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

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

$$g = 2.5 \text{ mm}$$

$$f_{pakai} = 1315.68 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,15 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,016 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$f = 359,11 + 100 = 459,11 \text{ mm}$$

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon} \left(\frac{8f}{L}\right) = 0,23$$

$$L = 23.4 \text{ m}$$

$$x = \sqrt{\frac{200000 \times 2.5}{1315.68 \times \left(0,15 \frac{0,23}{23400} + 0,016\right)}} = 154.11 \text{ mm}$$

Sehingga diperoleh nilai dari $x = 154.11 \text{ mm}$. Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan kantilever $x < 8 \text{ m}$, maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi.

b. Kehilangan akibat perpendekan elastis

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya pratekan akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

c. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect)

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

$$F_{pf} = F_i \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

$$F_{pf} = 3000 \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$$\mu = 0,15 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,016 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon} \left(\frac{8y}{x} \right) = 0,02 \text{ rad}$$

$$L = 23,4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai } F_{pf} &= 3000 \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)} \\ &= 3000 \cdot e^{-(0,15 \times 0,23 + 0,016 \times 16)} \\ &= 2879,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Delta F_{pf} = 3000 - 2879,5 = 120,512 \text{ kN}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat gesekan ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{120,5}{3000} \times 100\% = 4,02 \%$$

d. Kehilangan akibat kekangan kolom

Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya pratekan akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut :

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h}$$

Dari hasil perhitungan ETABS, diperoleh nilai maksimum nilai momen ialah sebagai berikut.

Perhitungan pada kolom kanan.

$$M_B = 0 \text{ kNm}$$

$$M_A = -100,65 \text{ kNm}$$

$$\Delta P = \frac{(0 - (-100,65))}{5} = 14,38 \text{ kN}$$

$$\Delta f_p = \frac{14,38 \times 1000}{2280,184} = 6,3 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat kekangan kolom kanan ialah :

$$\Delta f_p = \frac{6.3}{1315.68} \times 100\% = 0.479\%$$

Perhitungan pada kolom kiri.

$$M_B = 0 \text{ kNm}$$

$$M_A = -100.65 \text{ kNm}$$

$$\Delta P = \frac{(0 - (-100.65))}{5} = 14.38 \text{ kN}$$

$$\Delta f_p = \frac{14.38 \times 1000}{2280.184} = 6.3 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat kekangan kolom kiri ialah :

$$\Delta f_p = \frac{6.3}{1315.68} \times 100\% = 0.479\%$$

Persentase total akibat kekangan kolom adalah 0.9587 %

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

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya pratekan), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut:

a. Kehilangan akibat rangkai

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat rangkai:

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}]$$

dimana :

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

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

$f_{c_{ds}}$ = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat seluruh beban mati pada struktur setelah diberi gaya prategang

$f_{c_{ir}}$ = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat gaya awal pratekan

$$\begin{aligned} f_{c_{ir}} &= \frac{3000000}{715416.3056} + \frac{3000000 \times 459.7^2}{70.691.563.190} \\ &= 11.7 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$f_{c_{ds}} = \frac{1433237000 \times 459.7}{84461055056.56} = 7.81 \text{ MPa}$$

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}]$$

$$= 1,6 \times 6,34 \times (11.7 - 7.81)$$

$$= 39.56 \text{ Mpa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat rangkai adalah:

$$\Delta f_{cr} = \frac{39.56}{1315.68} \times 100\% = 3.01 \%$$

b. Kehilangan akibat susut

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat susut:

$$SH = (8,2 \times 10^{-6}) K_{SH} \cdot E_s \cdot \left[1 - 0,0236 \left(\frac{V}{S}\right)\right] \cdot [100 - RH]$$

$$RH = 80\%$$

$$K_{sh} = 0.694 \text{ (14hari)}$$

$$\frac{V}{S} = \frac{\text{volume beton}}{\text{luas penampang beton}}$$

$$= \frac{16740742}{1309244}$$

$$= 127.86 \text{ mm} = 12.786 \text{ cm}$$

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

$$SH = 9.009 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat susut ialah :

$$\Delta f_{sh} = \frac{9.009}{1315.68} \times 100\% = 0.68 \%$$

c. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.e)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat relaksasi baja.

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

$$K_{re} = 138 \text{ MPa}$$

$$J = 0,15$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1315.68}{1860} = 0.707, \text{ sehingga diambil nilai } C \text{ harus}$$

diinterpolasi

$$C = 1$$

$$RE = [138 - 0,15. (9.009 + 39.561)] \times 1$$

$$= 130.714 \text{ Mpa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat relaksasi baja ialah :

$$\Delta f_{re} = \frac{130.714}{1315.64} \times 100\% = 10.04 \%$$

Sehingga, total kehilangan pratekan :

$$4.02 + 0.95 + 3.01 + 0.68 + 10.04 = \mathbf{18.7 \%$$

Besar gaya prategang setelah terjadi kehilangan prategang ialah sebagai berikut:

$$F_e = \frac{100 - 18.7}{100} \times 3000 = 2440.21 \text{ kN}$$

Tabel 7. 2 Rekapitulasi Perhitungan Kehilangan Prategang

Jenis Kehilangan	Besar Kehilangan	% Kehilangan Total	Fo (kN)	Fe (kN)
Friksi	4.02	18.7	3000	2440.21
Kekangan	0.95			
Rangkak	3.01			
Susut	0.68			
Relaksasi	10.04			

7.6.6 Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan

Berikut merupakan perhitungan kontrol gaya prategang setelah kehilangan.

a. Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

- Serat atas:

$$\sigma_t \geq \frac{F}{A} - \frac{F \times e}{Wt} + \frac{M_{lapangan}}{Wt}$$

$$20250 \geq \frac{2440.21}{0.715} - \frac{2440.21 \times 0.460}{0.191882} + \frac{1184.538}{0.191882}$$

$$20250 \geq 3736.412 \text{ kN/m}^2$$

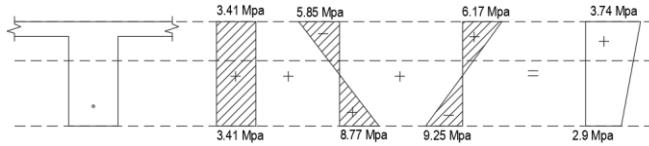
- Serat bawah:

$$\sigma_b \leq \frac{F}{A} + \frac{F \times e}{Wb} - \frac{M_{lapangan}}{Wb}$$

$$-5366.55 \leq \frac{2440.21}{0.715} + \frac{2440.21 \times 0.460}{0.128} - \frac{1184.538}{0.128}$$

$$-5366.55 \leq 2922.936 \text{ kN/m}^2$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan



Gambar 7. 7 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Beban Layan

b. Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

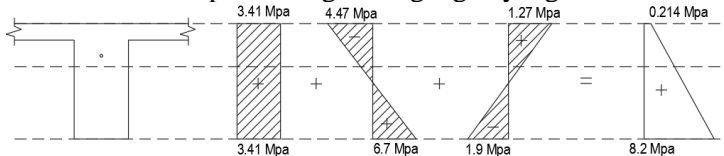
• Serat atas:

$$\begin{aligned} \sigma_t &\leq \frac{F}{A} + \frac{F x e}{Wt} - \frac{M_{lapangan}}{Wt} \\ -5366.55 &\leq \frac{2440.21}{0.715} + \frac{2440.21 \times 0.1}{0.191882} - \frac{857.238}{0.191882} \\ -5366.55 &\leq 214.835 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

• Serat bawah:

$$\begin{aligned} \sigma_b &\geq \frac{F}{A} - \frac{F x e}{Wb} + \frac{M_{lapangan}}{Wb} \\ 20250 &\geq \frac{2440.21}{0.715} - \frac{2440.21 \times 0.1}{0.128} + \frac{857.238}{0.128} \\ 20250 &\geq 8201.860 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan



Gambar 7. 8 Diagram Tegangan di Tumpuan Saat Beban Layan

7.6.7 Kontrol terhadap RSNi 2847 : 2019 pasal 21.5.2.5

Prategang rata-rata, f_{pc} , yang dihitung untuk luas yang sama dengan dimensi penampang komponen struktur terkecil yang dikalikan dengan dimensi penampang tegak lurus tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari 3,5 MPa dan $f'c/10$.

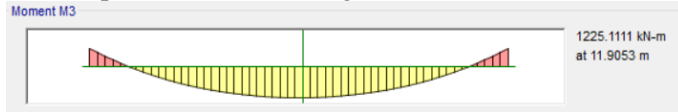
Dimana:

$$\frac{F_c}{10} = \frac{45}{10} = 4,5 \text{ Mpa dan } 3,5 \text{ Mpa, maka diambil nilai } 3,5 \text{ Mpa}$$

$$F_{pc} = \frac{F_e}{A} = \frac{2440.21}{0.715} = 3.41 \text{ Mpa} < 3,5 \text{ Mpa (OK)}$$

7.6.8 Kontrol gaya prategang akibat gempa

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L+1E



Gambar 7. 9 Diagram Momen akibat Gempa dari ETABS

Momen tumpuan kiri = -712.136 kNm

Momen lapangan = 1225.11 kNm

Momen tumpuan kanan = -712.136 kNm

a. Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

- Serat atas:

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

$$20250 \geq \frac{2440.21}{0.715} - \frac{2440.21 \times 0.460}{0.191882} + \frac{1225.11}{0.191882}$$

$$20250 \geq 3947.862 \text{ kN/m}^2$$

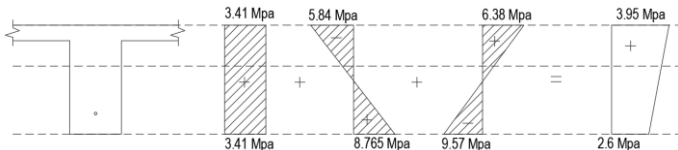
- Serat bawah:

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

$$-5366.55 \leq \frac{2440.21}{0.715} + \frac{2440.21 \times 0.460}{0.128} - \frac{1225.11}{0.128}$$

$$-5366.55 \leq 2605.967 \text{ kN/m}^2$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan



Gambar 7. 10 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Beban Layan

7.7 Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton pratekan ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton pratekan memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang disyaratkan pada SNI 2847:2019 tabel 9.5.b.

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{23400}{480} = 48.75 \text{ mm}$$

a. Lendutan saat jacking

1) Lendutan akibat tekanan tendon dan berat sendiri

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

$$\begin{aligned}w &= 8 \times F_o \times f / L^2 \\ &= 8 \times 3000 \times 0.56 / (23.4)^2 \\ &= 24.538 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}q &= w - \text{berat sendiri balok} \\ &= 24.538 - 2400 \times 0.715 / 100 \\ &= 24.538 - 17.17 \\ &= 7.368\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta 0' &= 5/384 \times (p' \times l^4 / (E_c \times I)) \\ &= 5/384 \times (7.368 \times (23.4)^4 / (31528558.48 \times 0.084)) \\ &= 10.801 \text{ mm (keatas)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M (-) &= F_o \times e_o \\ &= 3000 \times (-0.1) \\ &= -300 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta M (-) &= M \times L^2 / (8 \times E_c \times I) \\ &= -3000 \times 23.4^2 / (8 \times 31528558.48 \times 0.084) \\ &= -7.71 \text{ mm (ke bawah)}\end{aligned}$$

$$\Delta \text{ total} = 10,801 - 7.71 = 3.090 \text{ mm (ke atas)} < 48.75 \text{ mm (OK)}$$

b. Lendutan saat beban layan

1) Lendutan akibat tekanan tendon dan beban sendiri

$$\begin{aligned}w &= 8 \times f_e \times f / L^2 \\ &= 8 \times 2440.21 \times 0.56 / (23.4)^2 \\ &= 19.959 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}q &= w - \text{berat sendiri balok} \\ &= 19.959 - 2400 \times 0.715 / 100 \\ &= 19.959 - 17.17 \\ &= 2.789\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta 1' &= 5/384 \times (p' \times l^4 / (E_c \times I)) \\ &= 5/384 \times (2.789 \times (23.4)^4 / (31528558.48 \times \\ &0.084)) \\ &= 7.360 \text{ mm (keatas)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M (-) &= f_e \times e_o \\ &= 2440.21 \times (-0.1) \\ &= -244 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta M (-) &= M \times L^2 / (8 \times E_c \times I) \times 1.8 \\ &= -244 \times 23.4^2 / (8 \times 31528558.48 \times 0.084) \times 1.8 \\ &= -11.290 \text{ mm (ke bawah)}\end{aligned}$$

$$\Delta \text{ total} = 7.360 - 11.290 = 3.930 \text{ mm (ke bawah)}$$

2) Lendutan akibat beban hidup

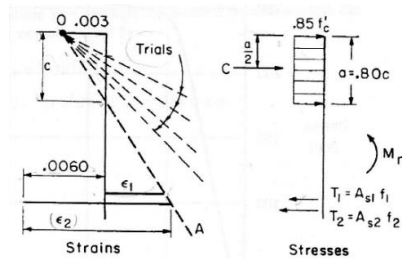
$$M (-) = -248.699 \text{ kNm (ETABS)}$$

$$\begin{aligned}\Delta M (-) &= M \times L^2 / (8 \times E_c \times I) \times 1.8 \\ &= -248.699 \times 23.4^2 / (8 \times 31528558.48 \times 0.084) \times \\ &1.8 \text{ (akibat rangkai)} \\ &= -11.506 \text{ mm (ke bawah)}\end{aligned}$$

$$\Delta \text{ total} = -3.930 + (-11.506) = 15.436 \text{ mm (ke bawah)} < 48.75 \text{ mm (OK)}$$

7.8 Kontrol Momen Nominal

Nilai momen nominal dapat dihitung dengan menggunakan cara dari ACI Notes, dimana nilai c balok didapat dari iterasi, dimana nilai c dimisalkan terlebih dahulu dan nilai C sama dengan $T1+T2$.



Gambar 7. 11 Diagram Equilibrium Kekuatan Nominal Beton
(Sumber: ACI Notes)

7.8.1 Kontrol Momen Nominal Lapangan Tengah Bentang

Di bawah ini merupakan hasil iterasi $c = 354.99$ mm di daerah lapangan dengan data sebagai berikut :

- Tulangan atas = 2 D29
- Tulangan bawah = 4 D29
- Tulangan Sengkang = D13
- f_y = 420 MPa
- A_{ps} = 2280.18 mm²
- F_{ps} = 1315.64 MPa
- E = 200000 MPa
- d (tendon) = 900 mm
- d_t (tulangan biasa) = 1032.5 mm
- d' = 40 mm

Tabel 7. 3 Hasil Iterasi c di Lapangan

No	Asumsi c (mm)	ϵ_1	ϵ_2	f_1 (Mpa)	f_2 (Mpa)	a (mm)		T1 (kN) (Pressstress Tendon)	T2 (kN) (Non Pressstress Tendon)	T (kN) T1 + T2
						$\beta_1 x c$	$0.85 x f_c x a x b$			
1	100.00	0.0297	0.0280	1893.02	1881.89	83.79	2084.34	4316.43	4972.11	9288.54
2	200.00	0.0162	0.0125	1803.28	1777.03	167.57	4168.67	4111.82	4695.06	8806.88
3	300.00	0.0117	0.0073	1768.89	1452.21	251.36	6253.01	4033.39	3836.87	7870.25
4	343.76	0.0105	0.0060	1750.58	1201.10	288.02	7165.11	3991.63	3173.40	7165.03
5	400.00	0.0094	0.0047	1708.17	948.70	335.14	8337.34	3894.94	2506.55	6401.49
6	500.00	0.0081	0.0032	1570.95	639.00	418.93	10421.68	3582.05	1688.29	5270.33

Dapat dilihat pada table diatas sesuai dengan perhitungan menggunakan ACI NOTES dengan mengasumsikan letak c maka

didapatkan nominal yang sama antara C (kN) dan juga gaya akibat tulangan T (kN) sehingga mendapatkan $a = 288.02$ mm.

$$\text{Sehingga } M_n = T \left(dt - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 5891367.465 \text{ kNmm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 5891367.465 \text{ kNmm}$$

$$= 4713093.975 \text{ kNmm}$$

$$= 4713.1 \text{ kNm} > 1225.11 \text{ kNm (OK)}$$

7.8.2 Kontrol Momen Nominal Lapangan Tumpuan

Di bawah ini merupakan hasil iterasi $c = 289.86$ mm di daerah lapangan dengan data sebagai berikut :

- Tulangan atas = 2 D29
- Tulangan bawah = 4 D29
- Tulangan Sengkang = D13
- f_y = 420 MPa
- A_{ps} = 2280.18 mm²
- F_{ps} = 1315.64 MPa
- E = 200000 MPa
- d (tendon) = 900 mm
- dt (tulangan biasa) = 1032.5 mm
- d' = 40 mm

Tabel 7. 4 Hasil Iterasi c di Tumpuan

No	Asumsi c (mm)	ϵ_1	ϵ_2	f1 (Mpa)	f2(Mpa)	a (mm)	C (kN)	T1 (kN)	T2 (kN)	T (kN)
						$\beta 1 x c$	$0.85 x f_c x a x b$	(Presstress Tendon)	(Non Presstress Tendon)	T1 + T2
1	100.00	0.0297	0.0280	1893.02	1881.89	83.79	2084.34	4316.43	2486.06	6802.48
2	200.00	0.0162	0.0125	1803.28	1777.03	167.57	4168.67	4111.82	2347.53	6459.35
3	289.86	0.0120	0.0077	1772.22	1514.34	242.86	6041.65	4041.00	2000.50	6041.50
4	300.00	0.0117	0.0073	1768.89	1452.21	251.36	6253.01	4033.39	1918.43	5951.82
5	400.00	0.0094	0.0047	1708.17	948.70	335.14	8337.34	3894.94	1253.27	5148.22
6	500.00	0.0081	0.0032	1570.95	639.00	418.93	10421.68	3582.05	844.14	4426.19

Dapat dilihat pada table diatas sesuai dengan perhitungan menggunakan ACI NOTES dengan mengasumsikan letak c maka didapatkan nominal yang sama antara C (kN) dan juga gaya akibat tulangan T (kN) sehingga mendapatkan $a = 242.86$ mm.

$$\text{Sehingga } M_n = T \left(dt - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 5002929.912 \text{ kNmm}$$

$$\begin{aligned}\phi Mn &= 0.9 \times 5002929.912 \text{ kNm} \\ &= 4502636.921 \text{ kNm} \\ &= 4502.636 \text{ kNm} > 712.136 \text{ kNm (OK)}\end{aligned}$$

7.9 Perhitungan Penulangan Geser Balok Prategang

Gaya geser rencana didapat dengan menggunakan program bantu ETABS, yaitu sebagai berikut:

$$\begin{aligned}V_u &= 264.2376 \text{ kN} = 264237.6 \text{ N} \\ M_u &= 1225.11 \text{ kNm} = 1225110000 \text{ Nmm} \\ V_c &= (0,05\lambda\sqrt{f_c} + 4,8 \frac{V_u \cdot dp}{M_u}) \cdot bw \cdot d \\ b &= 500 \text{ mm} \\ h &= 1100 \text{ mm} \\ dp &= y_b + e = 659.83 + 100 = 759.83 \text{ mm} \\ \lambda &= 1 \\ d &= h - d' - 0.5 \times D \\ &= 1100 - 40 - 0.5 \times 13 \\ &= 1053.5 \text{ mm} \\ V_c &= (0,05 \cdot 1 \cdot \sqrt{45} + 4,8 \frac{264237.6 \times 759.8}{1607683900}) \cdot 500 \times 1054 \\ &= 315897.04 \text{ N} \\ V_{c \text{ min}} &= 0,17 \cdot \lambda \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d \\ &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{45} \times 500 \times 1053.5 \\ &= 600702.8916 \text{ N} \\ V_{c \text{ max}} &= 0,42 \cdot \lambda \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d \\ &= 0,42 \times 1 \times \sqrt{45} \times 500 \times 1053.5 \\ &= 1484089.497 \text{ N}\end{aligned}$$

$$V_c \text{ pakai} = 600702.892 \text{ (} V_{c \text{ min}} < V_c \text{)}$$

Berikut persyaratan pemasangan tulangan geser

1. $V_u \leq 0,5\phi V_c$ (tidak butuh tulangan geser)

$$264237.6 \text{ N} \leq 0,5 \cdot 0,75 \cdot V_c$$

$$264237.6 \text{ N} \leq 0,5 \cdot 0,75 \cdot 600702.89$$

$$264237.6 \text{ N} \geq 225263.59 \text{ N (Tidak OK)}$$

- sehingga butuh tulangan geser
2. $0,5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$ (Butuh tulangan geser minimum)
 $225263.59 \text{ N} \leq 264237.6 \text{ N} \leq 0,75 (600802.89)$
 $225263.59 \text{ N} \leq 264237.6 \text{ N} \leq 450527.2 \text{ N (OK)}$
 sehingga butuh tulangan geser minimum
 3. $\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c + 0,66\sqrt{f_c'} bw \cdot d$ (butuh tulangan geser)
 $450527.2 \text{ N} \geq 264237 \text{ N} \leq 2782667.838 \text{ N (tidak OK)}$
 sehingga butuh tulangan geser

Berdasarkan persyaratan tulangan geser, maka dibutuhkan tulangan geser.

Direncanakan tulangan sengkang berdiameter 13 dengan jarak 200 mm

$$\begin{aligned} \text{As tulangan sengkang} &= \frac{1}{4}\pi D^2 \\ &= \frac{1}{4}\pi 13^2 \\ &= 132,78 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{v_{\min}} = 0,062 \sqrt{f_c} \frac{bw \cdot s}{f_{yt}}$$

$$s = 200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{v_{\min}} &= 0,062 \sqrt{f_c} \frac{bw \cdot s}{f_{yt}} \\ &= 128,73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai D13 ($A_v = 132,78 \text{ mm}^2 \geq A_{v \min}$)

Jadi tulangan geser pakai = D13-200

Pada daerah sendi plastis, jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi RSNI 2847 : 2019 Pasal. 21.5.3.2:

1. $d/4 = 934,5/4 = 233,625 \text{ mm}$
2. $6 \times D \text{ utama} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
3. $150 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu = 150 mm. Sengkang dipasang sepanjang $2h = 2 \times 1100 = 2200 \text{ mm}$ dari muka kolom. Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

7.10 Perhitungan Penulangan Torsi Balok Prategang

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 2847:2019 Pasal 11.5.1. yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor T_u memenuhi syarat sebagai berikut:

$$T_u < \phi \cdot 0,083\lambda\sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,33\lambda\sqrt{f_c}}}$$

A_{cp} = Luas penampang keseluruhan

P_{cp} = Keliling penampang keseluruhan

λ = 1 (beton)

ϕ = 0,75 (faktor reduksi beban torsi)

F_{cp} = 2,59 Mpa

Kontrol kebutuhan torsi:

$$A_{cp} = b \times h = 650 \times 1100 = 715000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(b+h) = 2 \times (650 + 1100) = 3500 \text{ mm}$$

$$T_u = 207.5845 \text{ kN.m} = 207584.5 \text{ N.mm}$$

$$T_u < 0,75 \times 0,083 \times 1 \times \sqrt{45}$$

$$\left(\frac{715000^2}{3500}\right) \sqrt{1 + \frac{2,59}{0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{45}}}$$

$$207584.5 \text{ Nmm} < 89849946.31 \text{ N.mm (OK)}$$

Persyaratan diatas terpenuhi, maka balok prategang **tidak memerlukan** tulangan torsi.

7.11 Daerah Limit Tendon

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

pada penampang beton. Tegangan tarik diperbolehkan sebesar tegangan ijin beton prategang sehingga terdapat perluasan daerah limit kabel dengan menaikkan atau menurunkan daerah limit sesuai dengan rumus di bawah ini:

$$e_t = \frac{f_{b'} \times A \times k_t}{F}$$

$$e_b = \frac{f_{t'} \times A \times k_b}{F_o}$$

e_t = batas atas yang memperbolehkan terjadinya tarik

e_b = batas atas yang memperbolehkan terjadinya tarik

$f_{t'}$ = tegangan tarik ijin pada serat atas saat transfer

$f_{b'}$ = tegangan tarik ijin pada serat bawah akibat beban

kerja

F = gaya prategang efektif

F_o = gaya prategang awal

k_t = kern atas

k_b = kern bawah

Berikut merupakan contoh perhitungan daerah limit kabel.

- Limit atas kabel dipengaruhi oleh momen maksimum yang terdiri dari beban mati dan beban hidup dan gaya prategang efektif (F_e).

Momen pada koordinat $x = 11.7$ m pada balok

$$a_1 \text{ (atas)} = \frac{M_{max}}{F_e} = \frac{1184537.5}{2440.21} = 485.43 \text{ mm}$$

$$k_t = 178.92 \text{ mm}$$

$$El_{kt} = y_b + k_t = 838.75$$

$$\text{Limit Atas} = El_{kt} - a_1 = 353.33$$

- Limit bawah kabel dipengaruhi oleh momen minimum yang terdiri dari beban mati dan gaya prategang (F_o).

Momen pada koordinat $x = 11.7$ m pada balok

$$a_2 \text{ (bawah)} = \frac{M_{min}}{F_o} = \frac{1433.24}{3000} = 477.75 \text{ mm}$$

$$k_b = 268.21 \text{ mm}$$

$$El_{k_b} = y_b - k_b = 391.62$$

$$\text{Limit Bawah} = El_{k_b} - a_2 = -46.13$$

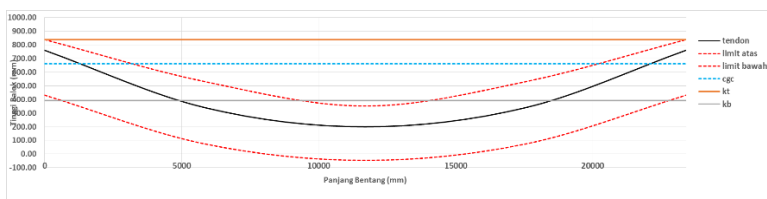
Berikut adalah table dan grafik perletakan tendon dan juga daerah dari limit tendon yang direncanakan.

Tabel 7. 5 Hasil Perhitungan Limit Tendon

x	M mati	M total	a2	a1
	(kNm)	(kNm)		
(mm)	1D	1D+1L	(Mg/Fo)	(Mt/Fe)
0	0	-857	0	0
5850	1073	749	358	307
11700	1433	1185	478	485
17550	1073	749	358	307
23400	0	-857	0	0

Tabel 7. 6 Perhitungan Letak Tendon

x	el Kt	el Kb	Limit	Limit	cgs	y cgs act
			atas	bawah		
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0	839	392	839	432	0	760
5850	839	392	532	74	420	340
11700	839	392	353	-46	560	200
17550	839	392	532	74	420	340
23400	839	392	839	432	0	760



Gambar 7. 12 Daerah Limit Tendon

7.12 Kontrol Momen Retak (M_{cr})

Perhitungan kuat ultimate dari beton pratekan adalah jumlah total baja tulangan non pratekan dan pratekan harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar $0,62 \sqrt{f'_c}$ sehingga didapatkan $\phi M_n > 1.2 M_{cr}$, dengan nilai $\phi = 0.9$.

a. Tumpuan

$$\begin{aligned} F &= 2440.21 \text{ kN} \\ K_b &= 268.21 \text{ mm} \\ e &= 100 \text{ mm} \\ W_T &= 191881900 \text{ mm}^3 \\ f_r &= 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{45} \\ &= 4,16 \text{ MPa} \\ M_1 &= F (e + K_b) \\ &= 2440.21 \times 10^3 (100 + 268.21) \\ &= 898509724.1 \text{ Nmm} \\ M_2 &= f_r \times W_T \\ &= 4,16 \times 191881900 \\ &= 798228704 \text{ Nmm} \\ M_{cr} &= M_1 + M_2 \\ &= 1696738428 \text{ Nmm} \\ &= 1696.738 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Berdasarkan persyaratan kontrol momen retak dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \phi M_n &> 1.2 M_{cr} \\ 4502.636 &> 1,2 \times 1696.738 \\ 4502.636 \text{ kNm} &> 2036.1 \text{ kNm (OK)} \end{aligned}$$

b. Lapangan

$$\begin{aligned} F &= 2440.21 \text{ kN} \\ K_t &= 178.92 \text{ mm} \\ e &= 460 \text{ mm} \\ W_B &= 128004700 \text{ mm}^3 \\ f_r &= 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{45} \\ &= 4,16 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_1 &= F (e+Kt) \\
&= 2440.21 \times 10^3 (460 + 178.92) \\
&= 1559098973 \text{ Nmm} \\
M_2 &= fr \times W_B \\
&= 4,16 \times 128004700 \\
&= 532499552 \text{ Nmm} \\
M_{cr} &= M_1 + M_2 \\
&= 2091598525 \text{ Nmm} \\
&= 2091.6 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Berdasarkan persyaratan kontrol momen retak dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
\phi M_n &> 1.2M_{cr} \\
4713.1 &> 1,2 \times 2091.6 \\
4713.1 \text{ kNm} &> 2509.91 \text{ kNm (OK)}
\end{aligned}$$

7.13 Pengankuran Ujung

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. Bila diperlukan, pada daerah pengankuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencair, pengelupasan dan gaya tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengankuran tendon.

Dalam studi ini digunakan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya pratekan dengan sistem pasca tarik. Penulangan pengekangan di seluruh pengankuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur.

$$\begin{aligned}
P_u &= 1,2 \times P \\
P &= 3000 \text{ kN} = 3000000 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$P_u = 1,2 \times 3000000 = 3600000 \text{ N}$$

$$T_{\text{pencar}} = 0,25 \times P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right)$$

$$d_{\text{pencar}} = 0,5 (h - 2e)$$

Dimana:

Pu = 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:

$$a = 265 \text{ mm (angkur strand 5-19, VSL tabel)}$$

$$e = 100 \text{ mm}$$

$$h = 1100 \text{ mm}$$

Maka:

$$T_{\text{pencar}} = 0,25 \times 3000000 \left(1 - \frac{265}{1000}\right) = 551.250 \text{ N}$$

$$d_{\text{pencar}} = 0,5 (1100 - 2 \times 100) = 450 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{\text{pencar}}}{f_y} = \frac{551.250}{420} = 1.312,5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2D16 ($A_v = 402,12 \text{ mm}^2$), maka kebutuhan tulangan ialah sebanyak

$$n = \frac{1312,5}{402,12} = 3,264 = 4 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara sebagai berikut

$$S = \frac{d_{\text{pencar}}}{n} = \frac{450}{4} = 112,5 \text{ mm}$$

7.14 Perencanaan Kolom Sendi

Sebagai usaha mengeliminasi kehilangan pratekan oleh kekangan kolom dan menghindari momen komulatif yang terjadi pada dasar kolom paling bawah akibat post tension yang di kenakan setiap lantainya, maka desain dasar kolom harus didesain sendi sementara.

untuk kolom dengan penampang 700x700 mm direncanakan:

$$\text{-diameter sendi (Dc)} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{-tulangan kolom sendi (Asumsi D)} = 13 \text{ mm}$$

- senggang spiral (db) = 10 mm
- decking = 20 mm
- jarak senggang (s) = 112.5 mm

Kekuatan tulangan spiral adalah

$$T_s = 2 \rho_s A_c f_y$$

Dimana ρ_s = presentasi tulangan spiral.

Dengan tulangan spiral, kuat tekan beton semakin meningkat

$$f'_c = f'_c + 4,1 (\sigma_s)$$

dimana s adalah jarak spiral

$$s = \frac{4.A_s (Dc - db)}{Dc^2 . \rho_s}$$

$$\rho = \frac{4.A_s (Dc - db)}{Dc^2 . s}$$

dimana:

A_s = luas penampang spiral

db = diameter tulangan spiral

Dc = diameter inti beton luar keluar dari spiral

$$A_s = 0,25\pi \times 10^2 = 78,57 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 0,25\pi \times (200-20)^2 = 25446.9 \text{ mm}^2$$

Rasio tulangan

$$\rho = \frac{4 \times 78,53 (200 - 10)}{200^2 \cdot 100} = 0.0132$$

tegangan yang dihasilkan senggang

$$T_s = 2 \times 0,0132 \times 25446.9 \times 420 = 282155.23 \text{ N}$$

untuk mendapat tegangan, maka T_s dibagi dengan luasan penampang beton

$$\sigma_s = 282155.23 / 25446.9 = 11.14 \text{ N/mm}^2$$

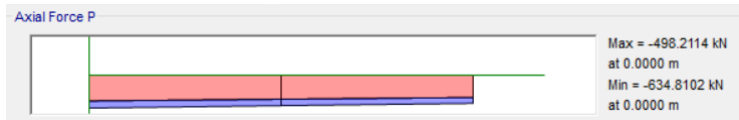
Sehingga peningkatan kemampuan beton yang terjadi adalah

$$f'_c = 40 + 4,1 (\sigma_s) = 85.68 \text{ Mpa}$$

7.14.1 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Dalam pembuatan sendi tersebut harus mempertimbangkan kemampuannya dalam menahan beban searah gravitasi, sehingga dalam tahap pelaksanaan sejak dasar kolom berupa sendi mampu menahan beban konstruksi yang terjadi (E.G. Nawy, 2000)

Kapasitas beban aksial tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur. Gaya tekan axial maksimum didapatkan dari output program bantu ETABS sebagai berikut.



Gambar 7. 13 Diagram Axial Akibat Beban Mati dari ETABS

$$Pu \text{ Max} = 634.81 \text{ kN}$$

$$Ag = 0,25\pi \times (200)^2 = 31415,93 \text{ mm}^2$$

$$As = 6 \text{ D } 13 = 796,393 \text{ mm}^2$$

$$\phi Pn = 0,8 \times \phi \times (0,85 \times f'c \times (Ag - Ast) + fy \times Ast) > Pu \text{ max}$$

$$\phi Pn = 0,8 \cdot 0,7 (0,85 \cdot 85,68 \cdot (31415,93 - 796,393) + 420 \cdot 796,393)$$

$$\phi Pn = 1432.132 \text{ kN} > Pu \text{ max} = 634.81 \text{ kN (OK)}$$

7.15 Metode Pelaksanaan

Metode pelaksanaan beton prategang sistem bawah adalah sebagai berikut :

1. Dimulai dengan pekerjaan penulangan kolom lantai 20 dan kemudian dilanjutkan dengan penulangan sendi spiral pada kolom bagian atas.
2. Setelah tulangan siap dilanjutkan dengan pengecoran kolom dan sendi spiral lantai 20.
3. Setelah beton di cor dan cukup umur (7 hari) dilanjutkan dengan penulangan lunak balok prategang berupa tulangan longitudinal dan transversal.
4. Setelah semua tulangan terpasang dilanjutkan dengan pemasangan beton decking dan strand tendon prategang serta

pemasangan angkur mati sesuai koordinat yang telah diberikan.

5. Lalu dilanjutkan dengan pengecoran balok prategang dengan mutu beton $f'c$ 45 MPa, dan curing dilakukan pada 7 hari.
6. Setelah beton berumur 14 hari (direncanakan) , dilanjutkan dengan pemberian gaya prategang pada balok prategang dimana angkur hidup diletakkan dimuka joint.
7. Setelah diberikan gaya prategang celah pada decking tendon prategang di grouting sesuai kebutuhan.

BAB VIII PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA NON PRATEKAN

8.1 Perencanaan Balok Induk

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Di dalam preliminary desain direncanakan beberapa balok induk seperti :

Tabel 8. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Nama	Bentang (mm)	Arah	H min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
BI 1	6000	Memanjang	364	243	550	350
BI 2	9000	Memanjang	546	364	600	400
BI 3	7500	Melintang	455	304	550	350
BI 4	4500	Melintang	243	162	550	350
BI 5	5400	Melintang	328	219	550	350

8.2.1 Perhitungan Penulangan Lentur Balok Induk

Pada perencanaan penulangan lentur balok induk ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk BI 1.

8.1.1.1 Data perencanaan:

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

$$F'_c = 40 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\text{As tulangan} = 490,87 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan sengkang (D)} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{As tulangan} = 132,73 \text{ mm}^2$$

$$b = 350 \text{ mm}$$

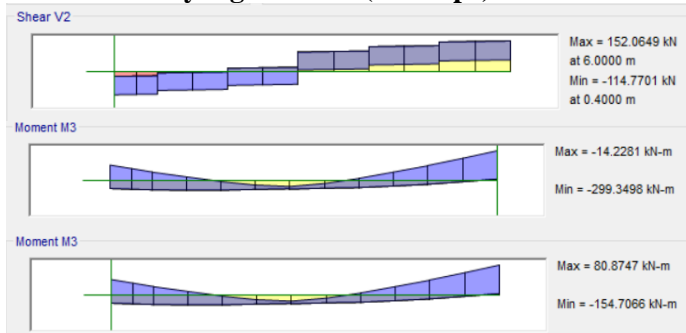
$$h = 550 \text{ mm}$$

$$\text{Decking} = 40 \text{ mm}$$

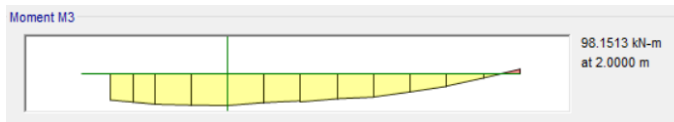
$$d' = \text{decking} + \text{Øsengkang} + \frac{1}{2} \text{Ølentur} = 65,5 \text{ mm}$$

$$d = h - (\text{decking} + \text{Øsengkang} + \frac{1}{2} \text{Ølentur}) = 484,5 \text{ mm}$$

Data hasil momen dan gaya geser dari ETABS akibat kombinasi beban yang terbesar (envelope)



Gambar 8.1 Diagram Momen dan Geser Tumpuan



Gambar 8.2 Diagram Momen Lapangan

Mu tumpuan (-)	= -299.3498 kN.m
Mu tumpuan (+)	= 80.8747 kN.m
Mu lapangan (+)	= 98.1513 kN.m
Tu	= 138.4152 kN.m
Vu (envelope)	= 152.0649 kN
Vu (1.2D+L)	= 110.83 kN

Persyaratan komponen lentur untuk Struktur Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Karena struktur menggunakan sistem pemikul rangka momen khusus, maka syarat yang harus dipenuhi untuk komponen struktur pada sistem rangka yang memikul gaya akibat gempa yang direncanakan memikul lentur adalah:

- Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1 \cdot A_g \cdot f'_c$
 $0 \text{ N} < 0,1 \times 350 \times 550 \times 40 = 770000 \text{ N (OK)}$
- Bentang bersih minimum $\geq 4d$
 $(6000 \text{ mm} - 1000 \text{ mm}) \geq 4 \times 484,5 \text{ mm}$
 $5000 \text{ mm} \geq 1938 \text{ mm (OK)}$
- Perbandingan Lebar/Tinggi balok $> 0,3$ dan
 $\frac{\text{Lebar}}{\text{Tinggi}} = \frac{350}{550} = 0,63 > 0,3 \text{ (OK)}$
- Lebar balok tidak boleh melebihi $1,75$ lebar kolom
 $350 \text{ mm} < (1,75 \times 1000) = 1750 \text{ mm (OK)}$

8.1.1.2 Perhitungan Penulangan Lentur

1. Penulangan Tumpuan

Asumsi awal berada pada kondisi *tension controlled section* (penampang terkontrol tarik), dimana $\phi = 0,9$

a. Penulangan tumpuan atas

- $M_u = -299.3498 \text{ kN.m}$
- $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7}$
 $= 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7}$
 $= 0,764$
- $\rho_{\max} = 0,025$
- $\rho_{\min} = \frac{0,25x\sqrt{f'_c}}{f_y}$
 $= \frac{0,25x\sqrt{40}}{420} = 0,00376 \text{ (menentukan)}$
- $\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0035$
- $m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,353$
- $R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{299349,8}{0,9 \times 350 \times 484,5^2} = 4,048 \text{ N/mm}^2$
- $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$
 $= \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 4,048}{420}} \right)$
 $= 0,01029$

- Maka dipakai $\rho = 0.01029$ ($\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$)
- Tulangan tumpuan atas

$$\text{As perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,01029 \times 350 \times 484.5 = 1745.51 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ (jumlah)} = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{1745.51}{490,87} = 3.559 \sim 4 \text{ buah}$$

- Kontrol jarak tulangan

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n - 1} = \frac{350 - 4(25) - 2(65,5) - 2(13)}{4 - 1} = 48 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Maka tulangan dapat dipasang susun 1 lapis

- As pakai = $n \times \text{As (D25)} = 4 \times 490,87 \text{ mm}^2 = 1963,5 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan lentur negatif tumpuan 4 D25.

- Menghitung momen nominal tulangan tumpuan atas

$$a = \frac{\text{As} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{1963.5 \times 420}{0,85 \times 40 \times 350} = 69.3 \text{ mm}$$

$$\emptyset M_n = 0,9 \cdot \text{As} \cdot f_y \cdot (d - a/2) = 0,9 \times 1963.5 \times 420 \times (484.5 - (69.3/2)) = 333879298.9 \text{ Nmm} > 299349800 \text{ Nmm (OK)}$$

- b. Penulangan tumpuan bawah

Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada komponen tersebut.

$$\begin{aligned} \text{Mu tumpuan (+)} &= 80.874 \text{ kNm} \\ 0,5 \emptyset M_n \text{ dari tulangan atas} &= 0,5 \times 333.88 \text{ kNm} \\ &= 166.94 \text{ kNm} > 80.874 \text{ kNm} \end{aligned}$$

0,5 Mn tulangan atas > Mu tumpuan positif, sehingga gunakan momen lentur hasil perhitungan kapasitas penampang.

$$\text{➤ } R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{166.94 \times 10^6}{0,9 \times 350 \times 484.5^2} = 2.258 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 12,353 x 2.258}{420}} \right) \\ &= 0,00557 \quad (\rho_{\text{min}} < \rho < \rho_{\text{max}}) \end{aligned}$$

➤ Maka dipakai $\rho = 0,00557$

➤ Tulangan tumpuan bawah

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,00557 \times 350 \times 484.5 = 943.994 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \text{ (jumlah)} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} \\ &= \frac{943.994}{490,87} = 1.92 \sim 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

➤ Kontrol jarak tulangan

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{b - n \cdot \phi L - 2d' - 2\phi s}{n - 1} \\ &= \frac{350 - 2(25) - 2(65,5) - 2(13)}{3 - 1} \\ &= 194 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

Maka tulangan dapat dipasang susun 1 lapis

$$\begin{aligned} \text{➤ As pakai} &= n \times \text{As (D25)} \\ &= 2 \times 490,87 \text{ mm}^2 = 981.748 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur positif tumpuan 2D25.

Jadi tulangan lentur yang digunakan pada tumpuan adalah:

Tulangan atas : 4D25 (As pasang = 1963,5 mm²)

Tulangan bawah : 2D25 (As pasang = 981.748 mm²)

➤ Cek apakah tulangan leleh atau tidak

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{1963,5}{350 \times 484.5} = 0.011$$

$$\rho' = \frac{As'}{bd} = \frac{981.75}{350 \times 484.5} = 0.0057$$

$$\rho_{cy} = \frac{0,85 \times f_c' \times d' \times \beta}{d \times f_y} \left(\frac{600}{600 - f_y} \right) + \rho' = 0,033 > \rho = 0,011$$

Sehingga tulangan belum leleh

- Kontrol kekuatan dalam menahan momen negatif
 - $M_u = 299,35 \text{ kN.m}$
 - $M_n = \frac{M_u}{\phi} = 332,61 \text{ kN.m}$
 - Decking, $t_s = 40 \text{ mm}$
 - Jarak ke as tulangan, tarik (d_1) = 65,5 mm
 - Jarak ke as tulangan, tekan (d_2) = 65,5 mm
 - Tinggi efektif, $d = 484,5 \text{ mm}$
 - Tul. Tarik 4D25, $A_{s1} = 1963,5 \text{ mm}^2$
 - Tul. Tekan 2D25, $A_{s2} = 981,75 \text{ mm}^2$
 - $(0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1) X^2 + (A_{s2} \cdot 600 - A_{s1} \cdot f_y) X - A_{s2} \cdot d \cdot 600 = 0$
 $9095 X^2 - 235619,5 X - 285394057 = 0$
 $X = 190,568 \text{ mm}$ (Menggunakan goal seek)
 - Mencari nilai f_s' tulangan terpasang
 $f_s' = \left(1 - \frac{d_2}{x}\right) \times 600$
 $= 393,77 \text{ Mpa} < 420 \text{ Mpa}$ (tulangan tidak leleh)
 - $M_{n_{act}} = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot X \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2}\right) + A_{s2} \cdot f_s' \cdot (d - d_2)$
 $= 875503161,2 \text{ N.mm} > M_n = 332610888,9 \text{ N.mm}$
 - (OK)**
 - Kontrol Regangan Penampang
 $c = 90,67 \text{ mm}$
 $\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d_t - c}{c}\right) = 0,013 > 0,005$
 Penampang tension controlled, **asumsi benar!**

- Kontrol kekuatan dalam menahan momen positif
 - $M_u = 166,94 \text{ kN.m}$
 - $M_n = \frac{M_u}{\phi} = 185,48 \text{ kNm}$

- Decking, $t_s = 40 \text{ mm}$
- Jarak ke as tulangan, tarik (d_1) = 65.5 mm
- Jarak ke as tulangan, tekan (d_2) = 65.5 mm
- Tinggi efektif, $d = 484.5 \text{ mm}$
- Tul. Tarik 2D25, $A_{s1} = 981.75 \text{ mm}^2$
- Tul. Tekan 4D25, $A_{s2} = 1963,5 \text{ mm}^2$
- $(0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1) X^2 + (A_{s2} \cdot 600 - A_{s1} \cdot f_y) X - A_{s2} \cdot d \cdot 600 = 0$
 $9095 X^2 + 765763.21 X - 570788115.2 = 0$
 $X = 211.9311 \text{ mm}$ (Menggunakan goal seek)
- Mencari nilai f_s' tulangan terpasang
 $f_s' = (1 - \frac{d_2}{x}) \times 600$
 $= 414.4 \text{ Mpa} < 420 \text{ Mpa}$ (tulangan tidak leleh)
- $M_{n_{act}} = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot X \cdot (d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2}) + A_{s2} \cdot f_s' \cdot (d - d_2)$
 $= 1118836465 \text{ N.mm} > M_n = 185488499.4 \text{ kNm}$
(OK)
- Kontrol Regangan Penampang
 $c = 45.336 \text{ mm}$
 $\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d-t-c}{c} \right) = 0,029 > 0,005$
 Penampang tension controlled, **asumsi benar!**
- Kontrol
 $M_n^+ \geq \frac{1}{2} \times M_n^-$
 $173368952.9 \text{ N.mm} \geq 0,5 \times 333879298 \text{ N.mm}$
 $17368952.9 \text{ N.mm} \geq 166939649.5 \text{ N.mm}$ **(OK)**
- Kontrol batas penulangan tumpuan
 - $\frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \cdot 350 \cdot 484,5}{420} = 565.25 \text{ mm}^2$
 $565.25 \text{ mm}^2 < A_s \text{ tul. atas} = 1963,5 \text{ mm}^2$ **(OK)**
 - $\frac{0,25 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d = \frac{0,25 \cdot \sqrt{40}}{420} \cdot 350 \cdot 484,5 = 638.384 \text{ mm}^2$
 $638.384 \text{ mm}^2 < A_s \text{ tul. atas} = 1963,5 \text{ mm}^2$ **(OK)**
- Kontrol jarak tulangan tumpuan
 $C_c = \text{tebal selimut} + \text{Ø sengkang} = 40 + 13 = 53 \text{ mm}$
 $f_s = \frac{2}{3} \cdot f_y = \frac{2}{3} \cdot 420 = 280 \text{ Mpa}$

$$S_1 = 380 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2,5 Cc = 247,5 \text{ mm} > 65,5 \text{ mm (OK)}$$

$$S_2 = 300 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) = 300 \text{ mm} > 65,5 \text{ mm (OK)}$$

2. Penulangan lapangan

Nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari seperempat nilai momen maksimum pada tumpuan.

$$\begin{aligned} \text{➤ } \frac{1}{4} \cdot Mu_{\text{tumpuan}} &= \frac{1}{4} \times 299.35 \text{ kNm} \\ &= 74.837 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{➤ } Mu_{\text{lapangan}} = 98.15 \text{ KN.m} > \frac{1}{4} \cdot Mu_{\text{tumpuan}} \text{ (OK)}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \beta_1 &= 0.85 - 0.05 \frac{(F'c - 28)}{7} \\ &= 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} \\ &= 0.764 \end{aligned}$$

$$\text{➤ } \rho_{\max} = 0.025$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \rho_{\min} &= \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy} \\ &= \frac{0.25x\sqrt{40}}{420} = 0.00376 \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\text{➤ } \rho_{\min} = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{420} = 0.0035$$

$$\text{➤ } m = \frac{fy}{0.85 f'c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12,353$$

$$\text{➤ } Rn = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{98.15}{350 \times 484.5} = 1.327 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 1.327}{420}} \right) \\ &= 0,00322 \text{ (} \rho_{\text{pakai}} > \rho_{\min} = 0.00376 \text{)} \end{aligned}$$

$$\text{➤ } \text{Maka dipakai } \rho = 0,00376$$

$$\text{➤ } \text{Tulangan lapangan bawah}$$

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

$$= 0,00376 \times 350 \times 484,5 = 638.385 \text{ mm}^2$$

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

$$= \frac{638.385}{490,87} = 1.3 \sim 2 \text{ buah}$$

Dipakai 2D25 (As. pasang = 981.75 mm²)

- Kontrol jarak tulangan

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

$$= \frac{350-2(25)-2(65,5)-2(13)}{3-1}$$

$$= 198 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Maka tulangan harus dipasang susun 1 lapis

- Tulangan lapangan atas

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

$$= \frac{1}{2} \times 981.75 = 319.192 \text{ mm}^2$$

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

$$= \frac{319.192}{490,87} = 0.65 \sim 2 \text{ buah (min)}$$

Dipakai 2D25 (As. pasang = 981,75 mm²)

- Kontrol jarak tulangan

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

$$= \frac{350-2(25)-2(65,5)-2(13)}{2-1}$$

$$= 194 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Maka tulangan harus dipasang susun 1 lapis

Jadi tulangan lentur yang digunakan pada lapangan adalah:

Tulangan atas : 2D25 (As. pasang = 981,75 mm²)

Tulangan bawah : 2D25 (As. pasang = 981,75 mm²)

- Kontrol balok T

$$\text{➤ be} < \frac{L}{4}$$

$$< \frac{6000}{4}$$

$$< 1500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 b_e &< b_w + 8h_f \\
 &< 350 + 8 \cdot 120 \\
 &< 1310 \text{ mm (menentukan)}
 \end{aligned}$$

$$b_e < 2500 \text{ mm}$$

Maka nilai $b_e = 1310 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } a &= \frac{A_s f_y}{0,85 f' c \cdot b_e} \\
 &= \frac{981,75 \cdot 420}{0,85 \cdot 40 \cdot 1310} \\
 &= 9,25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{9,25}{0,764} \\
 &= 12,112 \text{ mm} < h_f = 120 \text{ mm (Balok T palsu)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } a_{\text{baru}} &= \frac{A_s f_y}{0,85 f' c \cdot b_w} \quad (\text{analisa dengan balok persegi}) \\
 &= \frac{981,75 \cdot 420}{0,85 \cdot 40 \cdot 350} \\
 &= 34,645 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n \text{ act} &= \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,9 \times 981,75 \cdot 420 \left(484,5 - \frac{34,65}{2} \right) \\
 &= 173368952,9 \text{ N.mm} > 98151400 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Regangan

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } \varepsilon_t &= \frac{d-c}{c} 0,003 > 0,005 \\
 &= \frac{484,5-34,65}{34,65} 0,003 > 0,005 \\
 &= 0,029 > 0,005 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

8.1.1.3 Penulangan Geser pada Balok Induk

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok

- $s < \frac{1}{4} \cdot d = 121,25 \text{ mm}$
- $s < 6 \cdot \phi = 150 \text{ mm (menentukan)}$
- $s < 150 \text{ mm}$

- Senggang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan syarat maksimum tulangan geser balok :

$$S \text{ maks} < \frac{1}{2}.d = 242.25 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$$

1. Penulangan geser tumpuan

Perhitungan tulangan geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul momen probable. Gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum M_{pr} , dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor.

➤ Momen ujung M_{pr}

M_{pr} merupakan kuat momen lentur mungkin dari suatu komponen struktur yang ditentukan menggunakan sifat-sifat komponen struktur pada muka join dengan menganggap kuat tarik pada tulangan longitudinal sebesar minimum 1,25 f_y . karena nilai gempa arah kekanan dan kekiri sama maka ditinjau 1 arah saja.

$$\begin{aligned} \text{➤ } a_1 &= \frac{(A_s \text{ balok} + A_s \text{ Pelat}) \cdot 1,25 \cdot f_y}{0,85 f' c \cdot b \cdot w} \\ &= \frac{(1963,5 + 502,65) \cdot 1,25 \cdot 420}{0,85 \cdot 40 \cdot 350} \\ &= 108,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } M_{pr1} &= A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1963,5 + 502,65 \cdot 1,25 \cdot 420 \left(484,5 - \frac{86,63}{2} \right) \\ &= 556.862 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } a_2 &= \frac{A_s' \cdot 1,25 \cdot f_y}{0,85 f' c \cdot b \cdot w} \\ &= \frac{981,75 \cdot 1,25 \cdot 420}{0,85 \cdot 40 \cdot 350} \\ &= 43,31 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{➤ } M_{pr2} = A_s' \cdot 1,25 \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 981.75 \cdot 1,25 \cdot 420 \left(484.5 - \frac{43.31}{2} \right)$$

$$= 238.558 \text{ kN.m}$$

➤ Gaya geser total pada muka tumpuan

- Gaya geser akibat beban gravitasi

$$V_G = 110.83 \text{ kN}$$

- Akibat gempa ke kiri

- l_n = panjang balok – lebar kolom
 $= 6000 - 1000$
 $= 5000 \text{ mm}$
 $= 5 \text{ m}$
- $V_{\text{sway}} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n}$
 $= \frac{556.86 + 238.558}{5}$
 $= 159.08 \text{ kN}$
- $V_{\text{ekn}} = V_g - \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n}$
 $= 110.83 - 159.08$
 $= -48.25 \text{ kN}$
- $V_{\text{ekn}} = V_g + \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n}$
 $= 110.83 + 159.08$
 $= 269.91 \text{ N}$

1. Perhitungan Penulangan Geser Sendi Plastis (<2h)

Kuat geser beton ($V_c=0$) apabila:

- $V_{\text{sway}} > 0,5 \times \text{gaya geser total}$
 $159.08 \text{ kN} > 0,5 \times 269.91 \text{ kN}$
 $159.08 \text{ kN} > 134.957 \text{ kN (OK)}$
- Gaya geser aksial tekan $< A_g \times \frac{f_c}{20}$
 $0 \text{ N} < 0,05 \times 350 \times 550 \times 40 = 385 \text{ kN (OK)}$

Dikarenakan kedua syarat memenuhi, maka V_c bisa dianggap 0.

- $V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c$
 $= \frac{269.91}{0,75} - 0$
 $= 359885.79 \text{ N}$
- $A_v = 2 \cdot A_s \text{ (D13)}$
 $= 265,46 \text{ mm}^2$
- $\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \cdot d \text{ aktual}}$
- $s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$
 $= \frac{265,46 \cdot 420 \cdot 634,5}{359885.79}$
 $= 150.10 \text{ mm}$
- $s_{\min} < \frac{1}{4} \cdot d = 121.13 \text{ mm} \sim 100 \text{ mm (menentukan)}$
 $< 6 \cdot \phi = 150 \text{ mm}$
 $< 150 \text{ mm}$

Maka digunakan sengkang 2D13-100 mm

2. Penulangan Geser Di Luar Daerah Sendi Plastis ($>2h$)

- Tulangan geser di luar sendi plastis ($>2h = 1100$)
- $V_{u_{2h}}$ hasil interpolasi V_e
 $48.25 + \frac{(5 - 1.1)}{5} \times (269.91 + 48.25) = 220.595 \text{ kN}$
- $V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d$
 $= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 350 \times 484.5$
 $= 178747.74 \text{ N}$
- $V_{s_{\max}} = \frac{2}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d$
 $= \frac{2}{3} \times \sqrt{40} \times 350 \times 484.5$
 $= 714990.8 \text{ N}$
- $V_{s_{\min}} = \frac{1}{16} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d$
 $= \frac{1}{16} \times \sqrt{40} \times 350 \times 484.5$
 $= 67030.4 \text{ N}$

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } V's &= \frac{1}{3} \times \sqrt{fc} \times bw \cdot d \\
 &= \frac{1}{3} \times \sqrt{40} \times 350 \times 484.5 \\
 &= 357495.49 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Persyaratan

$$\text{➤ } V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c > V_s \text{ max (penampang perlu diperbesar)} \\
 332666.93 \text{ N} < 714990.98 \text{ N (Penampang Cukup)}$$

$$\text{➤ } V_u \leq \frac{1}{2} \phi V_c \text{ (tidak perlu tulangan geser)} \\
 200734.86 \text{ N} \geq 67030.4 \text{ N (Perlu Tulangan Geser)}$$

$$\text{➤ } \frac{1}{2} \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c \text{ (Perlu tulangan geser minimum)} \\
 67030.4 \text{ N} \leq 200734.86 \text{ N} \geq 134060.81 \text{ N (Perlu Tulangan Geser)}$$

$$\text{➤ } \phi V_c \leq V_u \leq \phi (V_c + V_{smin}) \text{ (Perlu tulangan geser minimum; } S_{max} \leq \frac{d}{2} \text{ atau 600 mm)} \\
 134060.81 \text{ N} \leq 200734.86 \text{ N} \leq 184333.61 \text{ N (NOT OKE)}$$

$$\text{➤ } \phi (V_c + V_{smin}) \leq V_u \leq \phi (V_c + V's) \text{ (Perlu tulangan geser minimum; } S_{max} \leq \frac{d}{2} \text{ atau 600 mm)} \\
 184333.61 \text{ N} \geq 200734.86 \text{ N} \leq 402183.43 \text{ N (OK)}$$

$$\text{➤ } \text{Termasuk kategori membutuhkan Perlu tulangan geser minimum; } S_{max} \leq \frac{d}{2} \text{ atau 600}$$

➤ Maka dibutuhkan tulangan geser, sehingga:

$$\text{➤ } A_v = 2 \cdot A_s \text{ (D13)} \\
 = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$\text{➤ } \frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \cdot d \text{ aktual}}$$

$$\text{➤ } s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{265,46 \cdot 420 \cdot 634,5}{332666,93} \\
&= 162,38 \text{ mm} \sim 150 \text{ mm} \\
\text{➤ } S_{\text{max}} &\leq \frac{d}{2} = \frac{636}{2} = 318 \\
&\leq 600
\end{aligned}$$

Maka digunakan sengkang 2D13-150 mm

- Dipakai sengkang 2D13-150 mm pada daerah luar sendi plastis ($<2h = 1100 \text{ mm}$)

8.1.1.4 Perencanaan Tulangan Torsi Balok Induk

Pada perencanaan penulangan balok anak ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk B4 yang terletak dilantai atap dengan T_u terbesar.

- $T_u = 61.19 \text{ kN.m} = 6119000 \text{ Nmm}$
- $V_u = 368050 \text{ N}$ (dari perhitungan V_e di Penulangan geser)

a. Perhitungan Luas dan Keliling Penampang

- $A_{cp} = \text{Luas bruto penampang beton}$
 $= b \times h$
 $= 350 \times 550 = 192500 \text{ mm}^2$
- $P_{cp} = \text{keliling luar penampang beton}$
 $= 2 \times (b + h)$
 $= 2 \times (350 + 550) = 1800 \text{ mm}$
- $b_h = (b - 2 \cdot \text{cover} - \text{Øgeser})$
 $= 257 \text{ mm}$
- $h_h = (h - 2 \cdot \text{cover} - \text{Øgeser})$
 $= 457 \text{ mm}$
- $A_{oh} = \text{Luasan penampang yang dibatasi tulangan sengkang}$
 $= b_h \times h_h = 117449 \text{ mm}^2$
- $P_{oh} = \text{Keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang}$
 $= 2 \times (b_h + h_h) = 1428 \text{ mm}$

b. Kontrol kebutuhan tulangan torsi

Pengaruh torsi dapat diabaikan jika momen torsi terfaktor T_u kurang dari perumusan berikut:

Pada kasus ini Pada kasus ini balok induk termasuk torsi kompatibilitas di mana dapat terjadi redistribusi puntir sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor.

$$T_u < \phi \cdot 0.33 \lambda \sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$T_u < 0.75 \times 0.33 \times \sqrt{40} \left(\frac{192500^2}{1800} \right)$$

$$6119000 \text{ Nmm} < 32225091 \text{ Nmm}$$

$$T_u \text{ Pakai} = 6119000 \text{ Nmm}$$

maksimum dapat direduksi sesuai persamaan berikut:

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

Dimana:

A_{cp} = Luas penampang total

P_{cp} = Keliling penampang total

λ = 1 (beton normal)

ϕ = 0,75 (faktor reduksi beban torsi)

Sehingga dapat dihitung:

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

$$T_u < \phi \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \left(\frac{192500^2}{1800} \right)$$

$$61.19 \text{ kN.m} < 8.056 \text{ N.mm} \text{ (**Butuh tulangan torsi**)}$$

➤ Cek penampang balok

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w x d} \right)^2 + \left(\frac{T_u x P_{oh}}{1,7 x A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w x d} + 0,66 \sqrt{f_c} \right)$$

Dimana:

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 350 \times 484.5 \\
 &= 178747.74 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Sehingga:

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } &\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \times d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times P_{oh}}{1,7 \times A_{oh}^2}\right)^2} \\
 &\sqrt{\left(\frac{249500}{350 \times 484.5}\right)^2 + \left(\frac{138.42 \times 1428}{1,7 \times 117449^2}\right)^2} = 2.170 \text{ MPa} \\
 \text{➤ } &\phi \left(\frac{V_c}{b_w \times d} + 0,66 \sqrt{f_c}\right) \\
 &0,75 \cdot \left(\frac{178747.74}{350 \times 484.5} + 0,66 \sqrt{40}\right) = 3.92 \text{ MPa} \\
 \text{➤ } &1.471 \leq 3,92 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

c. Perhitungan tulangan transversal penahan torsi

Perhitungan tulangan transversal penahan torsi nilai A_o dapat diambil sama dengan $0,85 A_{oh}$ dan nilai $\Theta = 45^\circ$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times 117499 \text{ mm}^2 = 99832 \text{ mm}^2$$

$$\phi T_n \geq T_u$$

$$\frac{T_u}{\phi} = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yt}}{s} \cdot \cot \Theta$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{\phi \cdot 2 \cdot A_o \cdot f_{yt} \cdot \cot \Theta} = 0.973 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:

- Pada daerah sendi plastis ($<2h = 1100 \text{ mm}$)

$$\frac{A_v}{s} + 2x \frac{A_t}{s} = 1.53 + (2 \times 0.973) = 3.47 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{(v+t)} = 3.47 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 347.89 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki} = \frac{347.89}{0,25 \times \pi \times 13^2} = 2.62 \approx 3 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan 3D13-100 pada daerah sendi plastis ($<2h = 1100 \text{ mm}$)

- Di luar sendi plastis ($>2h = 1100 \text{ mm}$)

$$\frac{A_v}{s} + 2x \frac{A_t}{s} = 0.53 + (2 \times 0.973) = 2.47 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{(v+t)} = 2.47 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 247.89 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki} = \frac{247.89}{0,25 \times \pi \times 13^2} = 1.86 \approx 2 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan 2D13-100 pada daerah luar sendi plastis ($>2h = 1100 \text{ mm}$)

d. Perhitungan tulangan longitudinal penahan torsi

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{At}{s} \cdot \text{Poh} \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cdot \cot^2 \Theta \\ &= 0.973 \cdot 1429 \cdot \left(\frac{420}{420}\right) \cdot \cot^2 45 \\ &= 529.53 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{1\text{min}} &= \frac{0,42 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{At}{s}\right) \cdot \text{poh} \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \\ &= \frac{0,42 \cdot \sqrt{40} \cdot 192500}{420} - 0.973 \cdot 1428 \cdot \left(\frac{420}{420}\right) \\ &= -171.84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan longitudinal untuk torsi dibagi menjadi 4 bagian, 25% didistribusikan ke kiri, 25% ke kanan, 25% ke atas, dan 25% ke bawah bagian balok. A_1 torsi untuk kiri kanan = $0,5 \times 1197.83 = 598.9 \text{ mm}^2$.

Dikarenakan tulangan minimum 2, maka digunakan tulangan 2D25 ($A_s = 981.75 \text{ mm}^2$), dipasang masing-masing 1 batang di sisi samping kiri dan kanan balok disepanjang bentang.

8.1.1.5 Panjang Penyaluran Tulangan

Panjang penyaluran l_{dh} untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal adalah sebagai berikut:

$$l_{dh} > 8 \cdot db = 200 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > \frac{0,24 \cdot f_y \cdot db}{\sqrt{f_c}} = 398,45 \text{ mm}$$

Maka digunakan $l_{dh} = 400 \text{ mm}$ masuk ke dalam kolom, dengan panjang kait $12 \cdot db = 300 \text{ mm}$

Tabel 8. 2 Rekapitulasi Tulangan Balok Induk

Nama Balok	Lokasi	Tulangan	db (mm)	n (buah)	Tulangan Lentur	Tulangan Geser	
B11	Tumpuan	Atas	25	4	4D25	Sendi Plastis (<2h)	2D13-100
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	2	2D25		
	Lapangan	Atas	25	2	2D25	Di Luar Sendi Plastis (>2h)	2D13-100
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	2	2D25		
B12	Tumpuan	Atas	25	3	3D25	Sendi Plastis (<2h)	2D13-100
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	2	2D25		
	Lapangan	Atas	25	2	2D25	Di Luar Sendi Plastis (>2h)	2D13-100
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	3	3D25		
B13	Tumpuan	Atas	25	5	5D25	Sendi Plastis (<2h)	2D13-100
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	2	2D25		
	Lapangan	Atas	25	2	2D25	Di Luar Sendi Plastis (>2h)	2D13-100
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	2	2D25		
B14	Tumpuan	Atas	25	5	5D25	Sendi Plastis (<2h)	3D13-100
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	3	3D25		
	Lapangan	Atas	25	2	2D25	Di Luar Sendi Plastis (>2h)	2D13-100
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	3	3D25		
B15	Tumpuan	Atas	25	2	2D25	Sendi Plastis (<2h)	2D13-100
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	2	2D25		
	Lapangan	Atas	25	2	2D25	Di Luar Sendi Plastis (>2h)	2D13-100
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	2	2D25		

8.2 Perencanaan Kolom

Dalam sub bab ini akan diuraikan desain dan *detailing* penulangan struktur kolom K1 pada lantai 1.

8.2.1 Data Asumsi Awal Perencanaan Kolom

- H : 1000 mm
- B : 1000 mm
- Mutu Beton : 40 Mpa
- Mutu Baja Tulangan : 420 Mpa

- Tebal decking : 50 mm
- Diameter Tulangan Utama (D) : 25 mm
- Diameter Sengkang (\emptyset) : 16 mm

8.2.2 Syarat Komponen Struktur Kolom

Mensyaratkan :

- Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi $A_g f'_c / 10$.

$$\frac{A_g \times f'_c}{10} = \frac{1000 \times 1000 \times 40}{10} = 4000000 \text{ N} = 4000 \text{ kN}$$

$$P_u = 8178.33 \text{ kN} > 4000 \text{ kN (OK)}$$

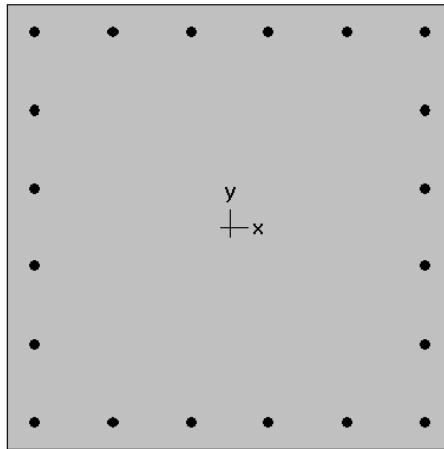
Maka pasal diatas berlaku :

- Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm
Ukuran penampang terpendek 1000 mm > 300 mm (OK)
- Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4
Ratio b/h = 1000/1000 = 1 > 0,4 (OK)

8.2.3 Tulangan Longitudinal Penahan Lentur

Luas tulangan longitudinal penahan lentur tidak boleh kurang dari 0,01 A_g dan lebih dari 0,06 A_g . Sebagai asumsi awal, tulangan longitudinal kolom dipasang sebanyak 16 buah dengan diameter 25 mm. Penampang tersebut selanjutnya dievaluasi menggunakan program bantu spColumn.

Dengan konfigurasi kolom memiliki rasio tulangan, $\rho_g = 1,02\%$ atau 20D25.



1000 x 1000 mm
1.02% reinf.

Gambar 8. 3 Rasio Tulangan Kolom K1 pada SP Column

8.2.4 Kontrol spasi tulangan

Spasi bersih minimum tulangan sejajar dalam suatu lapis harus sebesar d_b tetapi tidak kurang dari 25 mm.

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{sengkang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{\frac{n-1}{5-1}} = \frac{1000 - 2 \cdot 50 - 2 \cdot 16 - 6 \cdot 25}{5-1} = 168.52 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

8.2.5 Cek Kapasitas Kolom Terhadap Beban Aksial

Besarnya beban aksial terfaktor hasil analisa struktur harus mampu ditahan oleh kapasitas beban aksial penampang kolom yang dihitung pada persamaan berikut :

$$\begin{aligned} A_{st} &= 20 \times 0,25 \pi D^2 = 20 \times 0,25 \pi 25^2 = 10134.149 \text{ mm}^2 \\ \phi P_n(\text{max}) &= 0,8 \times \phi \times [0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 40 \times (1000000 - 10134.149) + 420 \times 10134.149] \\ &= 19714.13 \text{ kN} > P_u = 8178.33 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

8.2.6 Persyaratan Strong Column – Weak Beam

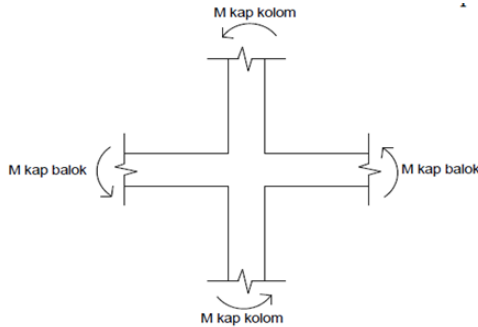
Sesuai dengan filosofi desain kapasitas bahwa:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_g$$

Dimana :

$\sum M_{nc}$ adalah momen kapasitas kolom dan $\sum M_g$ merupakan momen pada muka joint, yang berhubungan dengan kuat lentur nominal balok (termasuk pelat yang berada pada kondisi tarik).

Perlu dipahami bahwa M_{nc} harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan strong kolom weak beam.



Gambar 8. 4 Ilustrasi Momen yang Bertemu di HBK

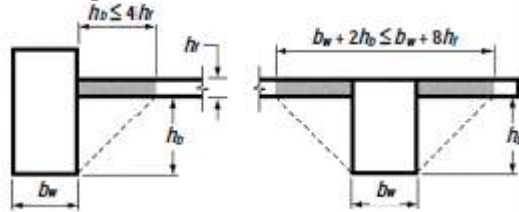
➤ Menghitung nilai $\sum M_g$

Pada perhitungan ini, struktur mengalami goyangan ke kanan. Pada kolom yang ditinjau merupakan joint pertemuan antara BI2 (40/60) sebagai balok kiri dan BI3 (35/55) sebagai balok kanan pada arah x. Sedangkan BI4 (35/55) sebagai balok kiri dan BI4 (35/55) sebagai balok kanan pada arah y. Sehingga $\sum M_g$ yang dimaksud adalah total jumlah momen nominal dari

tulangan bawah balok kanan dan tulangan atas balok kiri serta pelat yang berada dalam kondisi tarik.

a. Mg pada balok BI2 40/60 dan BI3 35/55 (arah x)

- Lebar efektif pelat (be) BI2



Gambar 8. 5 Lebar Efektif Pelat yang Digabung dengan

Lebar efektif flens pelat yang disertakan dengan balok yaitu:

$$be = bw + 2 hw = 400 + (2 \times (600-120)) = 1360 \text{ mm}$$

$$be = bw + 8 hf = 400 + (8 \times 120) = 1360 \text{ mm}$$

Maka be BI2 pakai 1360 mm

- Luas tulangan (A_s)

$$\begin{aligned} A_{s.\text{tarik}} &= A_{s.\text{tarik balok BI2}} + A_{s.\text{tarik pelat}} \\ &= 1472.62 + 534.5 \\ &= 2007.12 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s.\text{tekan}} &= A_{s.\text{tekan balok BI3}} \\ &= 1472.62 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Besar nilai M_g

$$a = \frac{A_s \times 1.25 \times f_y}{0.85 \times f'c \times b}$$

$$M_g = \phi \times A_s \times 1.25 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a^+ = 64.97 \text{ mm}$$

$$M_g^+ = 314518710.74 \text{ Nmm} = 314.52 \text{ kNm}$$

$$a^- = 78.19 \text{ mm}$$

$$M_g^- = 474135638.84 \text{ Nmm} = 474.136 \text{ kNm}$$

$$M_g \text{ total} = 788.65 \text{ kN.m}$$

b. Mg pada balok BI4 35/55 (arah y)

- Lebar efektif pelat (be)

Lebar efektif flens pelat yang disertakan dengan balok yaitu:

$$be = bw + 2 hw = 350 + (2 \times (550-120)) = 1210 \text{ mm}$$

$$be = bw + 8 hf = 350 + (8 \times 120) = 1310 \text{ mm}$$

Maka be pakai 1210 mm

- Luas tulangan (As)

$$\begin{aligned} \text{As.tarik} &= \text{As}_{\text{tarik balok}} + \text{As}_{\text{tarik pelat}} \\ &= 2454.37 + 502.65 \\ &= 2957.02 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As.tekan} &= \text{As}_{\text{tekan balok}} \\ &= 1472.62 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Besar nilai Mg

$$a = \frac{As \times 1.25 fy}{0.85 \times f'c \times b}$$

$$M_g = \phi \times As \times 1.25 fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a^+ = 64.97 \text{ mm}$$

$$M_g^+ = 314518710.74 \text{ Nmm} = 314.52 \text{ kNm}$$

$$a^- = 130.46 \text{ mm}$$

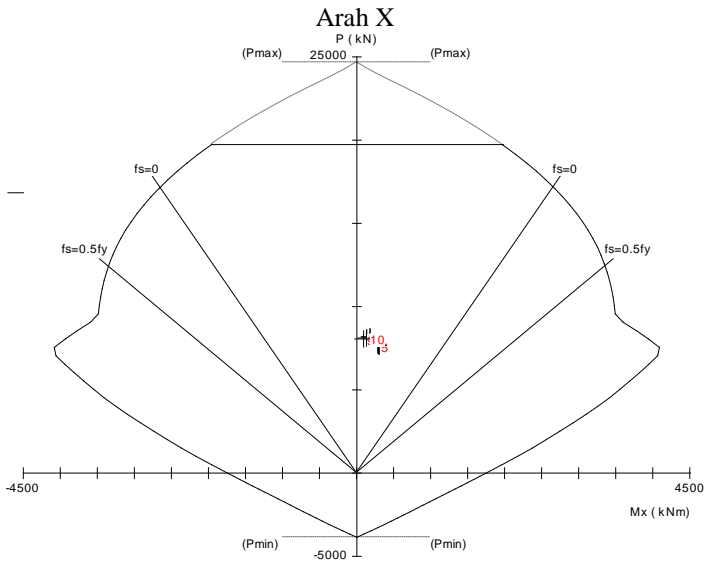
$$M_g^- = 524197851.23 \text{ Nmm} = 524.2 \text{ kNm}$$

$$M_g \text{ total} = 838.17 \text{ kN.m}$$

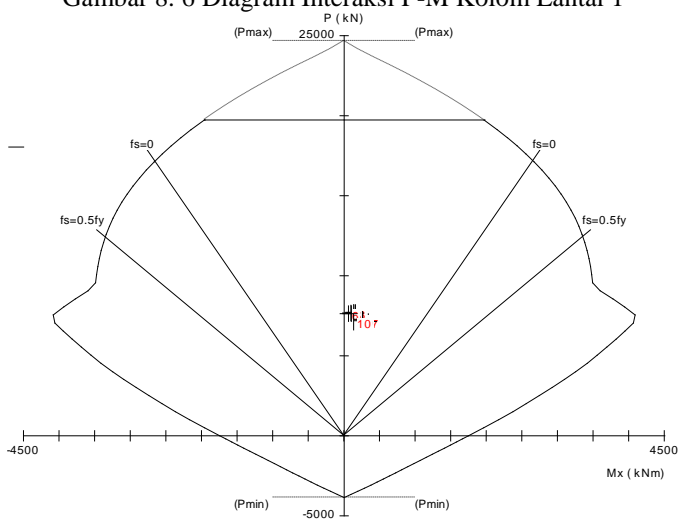
➤ Menghitung Nilai $\sum M_{nc}$

Nilai M_{nc} didapat dari diagram interaksi P-M dengan spColumn. M_{nc} merupakan jumlah kuat nominal dari kolom di muka sisi atas dan bawah HBK (Hubungan Balok Kolom) dari hasil perhitungan terpasang akibat kombinasi beban berfaktor. Kuat momen ini harus dicek pada beban aksial maksimum yang memberikan kuat momen terendah.

Pada perhitungan ini, yang ditinjau adalah kolom lantai 1 (K1) sebagai kolom bawah dan kolom lantai 2 (K1) sebagai kolom atas dengan dimensi yang sama.



Gambar 8. 6 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 1



Gambar 8. 7 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 2

Tabel 8. 3 ϕM_{nx} kolom lantai 1

No .	Pu kN	Mux kNm	PhiMnx kNm
1	7609.93	300.82	4065.67
2	7609.93	300.82	4065.67
3	7719.64	288.13	4034.51
4	7719.63	288.13	4034.50
5	7670.48	282.68	4048.56
6	8178.32	176.63	3895.28
7	8178.32	180.04	3895.28
8	8116.20	133.64	3915.02
9	8054.06	91.51	3934.48
10	8113.09	130.99	3916.00

Tabel 8. 4 ϕM_{nx} kolom lantai 2

No .	Pu kN	Mux kNm	PhiMnx kNm
1	7712.73	132.37	4036.48
2	7712.73	156.04	4036.48
3	7672.50	156.04	4047.99
4	7671.78	95.41	4048.19
5	7631.55	100.72	4059.59
6	7630.54	61.23	4059.87
7	7139.28	339.07	4080.93
8	7278.30	257.03	4110.40
9	7188.87	259.68	4092.25
10	7097.62	132.71	4071.35

➤ Kontrol syarat *strong column - weak beam*

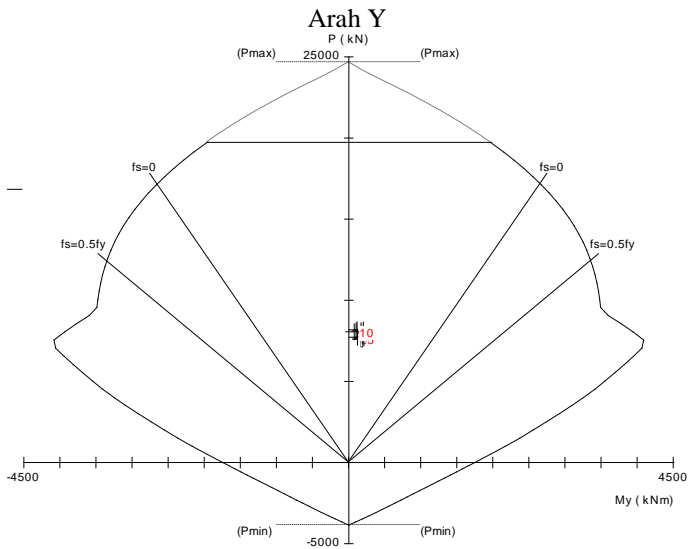
Maka diketahui nilai $M_{nc_{atas}}$ dan $M_{nc_{bawah}}$ adalah 3895.28 kN.m dan 4036.48 kN.m

$$\sum M_{nc} = 3895.28 + 4036.48 = 7931.76 \text{ kN.m}$$

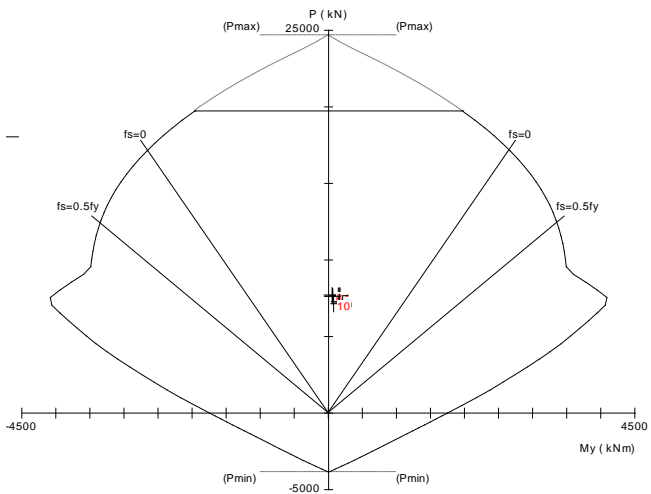
$$1.2 \cdot \sum M_{nb} = 1,2 \times 788.65 = 946.38 \text{ kN.m}$$

Sehingga,

$$\sum M_{nc} \geq \sum M_{nb} \text{ (OK)}$$



Gambar 8. 8 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 1



Gambar 8. 9 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 2

Tabel 8. 5 ϕM_{ny} kolom lantai 1

No.	P_u kN	M_{uy} kNm	ΦM_{ny} kNm
1	7609.93	188.96	4065.67
2	7609.93	169.46	4065.67
3	7719.64	120.51	4034.51
4	7719.63	193.42	4034.50
5	7670.48	209.34	4048.56
6	8178.32	115.11	3895.28
7	8178.32	201.89	3895.28
8	8116.20	169.76	3915.02
9	8054.06	75.69	3934.48
10	8113.09	100.67	3916.00

Tabel 8. 6 ϕM_{ny} kolom lantai 2

No.	P_u kN	M_{uy} kNm	ΦM_{ny} kNm
1	7712.73	53.52	4036.49
2	7712.73	157.20	4036.49
3	7672.50	142.62	4047.99
4	7671.78	169.09	4048.19
5	7631.55	56.63	4059.59
6	7630.54	62.14	4059.87
7	7139.28	151.74	4080.93
8	7278.30	159.17	4110.40
9	7188.87	206.51	4092.25
10	7097.62	74.06	4071.35

➤ Kontrol syarat *strong column - weak beam*

Maka diketahui nilai $M_{nc_{atas}}$ dan $M_{nc_{bawah}}$ adalah 3895.28 kN.m dan 4036.48 kN.m

$$\sum M_{nc} = 3895.28 + 4036.48 = 7931.76 \text{ kN.m}$$

$$1.2 \cdot \sum M_{nb} = 1,2 \times 838.17 = 1005.804 \text{ kN.m}$$

Sehingga,

$$\sum M_{nc} \geq \sum M_{nb} \text{ (OK)}$$

8.2.7 Desain Tulangan Transversal Kolom

8.2.7.1 Tulangan Transversal Sebagai Pengekang Inti Beton (*Convinement*)

Selain menahan gaya geser, tulangan transversal memiliki fungsi yang sangat penting untuk diperhitungkan, yaitu sebagai pengekang atau *convinement*. Ketika menerima gaya gempa, kolom mengalami momen maksimum pada bagian ujungnya. Deformasi non-linear dapat terjadi dan sebagai material yang getas, beton sangat rentan mengalami keruntuhan karena tidak memiliki daktilitas yang memadai.

- a. Daerah pemasangan tulangan sengkang persegi (hoop) dibutuhkan sepanjang l_0 dari ujung-ujung kolom dengan l_0 merupakan nilai terbesar dari :

- Tinggi komponen struktur di joint, $h = 1000$ mm
- $\frac{1}{6}$ x bentang bersih kolom = $\frac{1}{6}$ x (5000 – 1000) = 741.67 mm
- 450 mm

Maka l_0 yang dipakai = 1000 mm

- b. Menentukan spasi maksimum hoop (s_{max}) pada daerah sepanjang l_0 dari ujung ujung kolom. s_{max} merupakan nilai terbesar dari :

- $\frac{1}{4}$ x dimensi penampang kolom terkecil = 250 mm
- 6 x db longitudinal terkecil = 152.4 mm
- So, dengan s_0 tidak melebihi 150 mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100 mm.
- h_x = nilai terkecil dari

$$h_{x1} = \frac{2 \times b \times c}{3} = \frac{2 \times 884}{3} = 589.33 \text{ mm}$$

$$h_{x2} = 330 \text{ mm}$$

Maka dipilih h_x 330 mm.

$$s_0 = 100 + \frac{350 - 0,5 h_x}{3} = 106 \text{ mm}$$

Maka dipakai spasi sebesar 100 mm

c. Penentuan luas tulangan confinement

Untuk daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom, total luas penampang hoop tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar antara :

$$bc = 1000 - 2.50 - 16 = 884 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (b - 2 \times \text{deck})^2 = 810000 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0,3 \frac{s \cdot bc \cdot f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 592.451 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2} = 0,09 \frac{s \cdot bc \cdot f'_c}{f_y} = 757.714 \text{ mm}^2$$

$$A_s (\text{D16}) = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 201,14 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= 4 A_s (\text{D16}) \\ &= 804,25 \text{ mm}^2 > 757.714 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan tulangan 4D16-100 mm

Untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi l_o di masing-masing ujung kolom / di luar daerah sendi plastis), diberi hoops dengan spasi minimum (tidak lebih dari):

$$6 db = 6 \cdot 25 = 150 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm}$$

Sehingga menggunakan tulangan 4D16-150mm.

Untuk daerah sepanjang sambungan lewatan (l_d), diberi hoops dengan spasi sebesar :

- $\frac{1}{4}$ x dimensi penampang kolom terkecil = 250 mm
- 6 x db longitudinal terkecil = 152.4 mm
- So, dengan so tidak melebihi 150 mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100 mm.
- h_x = nilai terkecil dari

$$h_{x1} = \frac{2 \times bc}{3} = \frac{2 \times 884}{3} = 589.33 \text{ mm}$$

$$h_{x2} = 330 \text{ mm}$$

Maka dipilih h_x 330 mm.

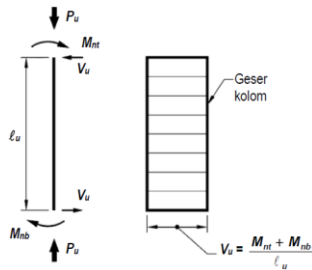
$$S_o = 100 + \frac{350 - 0,5 h_x}{3} = 106 \text{ mm}$$

Maka dipakai spasi sebesar 100 mm

Sehingga digunakan tulangan 4D16-100 mm

8.2.7.2 Tulangan Transversal Sebagai Penahan Gaya Geser Menentukan Gaya Geser Desain

Pendetailan tulangan geser pada struktur rangka pemikul momen khusus. Sama seperti dalam mendesain komponen balok, momen probabilistik (M_{pr}) digunakan untuk memperoleh gaya geser desain (V_e).



Gambar 8. 10 Penentuan gaya geser pada kolom

Perhitungan besar gaya geser desain yang harus diambil. Nilai M_{pr} pada ujung-ujung kolom diperoleh dari M_{pr} balok pada ujung atas dan bawah kolom dengan faktor kuat lebih pada material tulangan longitudinal sebesar **25%** ($f_s = 1,25f_y$). Momen nominal terfaktor paling besar dari semua kombinasi harus diambil sebagai M_{pr} .

Dengan adanya faktor kuat lebih, tegangan leleh baja sebesar 420 MPa diperbesar 1,25% menjadi 525 MPa. Sehingga gaya geser desain yang digunakan untuk menentukan jarak dan luas tulangan transversal ditentukan dari nilai (a) harus melebihi nilai (b).

- (a) $V_{e1} = \frac{M_{pr \text{ atas}} + M_{pr \text{ bawah}}}{l_u}$
- (b) V_u hasil analisa struktur

- Pehitungan gaya geser desain

(a) Menghitung nilai V_{e1}

M_{pr} .atas dan M_{pr} .bawah didapatkan dari besar M_{pr} pada balok kiri dan kanan yang berada pada ujung atas dan bawah kolom. Pada perhitungan ini, struktur mengalami goyangan ke kanan. Pada kolom yang ditinjau merupakan joint pertemuan antara BI4 (35/55) sebagai balok kiri dan BI4 (35/55) sebagai balok kanan. Dengan faktor kuat lebih pada material tulangan longitudinal sebesar **25%** ($f_s = 1,25f_y$).

➤ M_{pr} pada balok BI4 35/55 (kiri dan kanan)

• Lebar efektif pelat (be)

Lebar efektif flens pelat yang disertakan dengan balok yaitu:

$$be = bw + 2 hw = 350 + (2 \times (550 - 120)) = 1210 \text{ mm}$$

$$be = bw + 8 hf = 350 + (8 \times 120) = 1310 \text{ mm}$$

Maka be pakai 1210 mm

• Luas tulangan (A_s)

$$\begin{aligned} A_{s.tarik} &= A_{s \text{ tarik balok}} + A_{s \text{ tarik pelat}} \\ &= 2454.37 + 608.21 \\ &= 3062.58 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s.tekan} &= A_{s \text{ tekan balok}} \\ &= 1472.62 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

• Besar nilai M_{pr}

$$a = \frac{A_s \times 1.25 f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$$

$$M_{pr} = \phi \times A_s \times 1.25 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a^+ = 64.97 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^+ = 314518710.74 \text{ Nmm} = 314.52 \text{ kNm}$$

$$a^- = 135.11 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^- = 603345702.46 \text{ Nmm} = 603.35 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^3 = 917.864 \text{ kN.m (Atas)}$$

$$M_{pr}^4 = 917.864 \text{ kN.m (Bawah)}$$

Maka, dapat dihitung

$$V_{e1} = \frac{M_{pr Atas} + M_{pr Bawah}}{lu} = \frac{917.645 \text{ kN.m} + 917.864 \text{ kN.m}}{(3.5-1) \text{ m}} = 734.116 \text{ kN}$$

(b) V_u hasil analisa struktur ETABS

Berdasarkan output ETABS didapatkan nilai $V_u = 79.085$ kN, sedangkan didapatkan $V_{e_{maks}}$ hasil perhitungan sebesar 734.116 kN, maka nilai $V_e > V_u$.

Nilai V_e tidak boleh lebih kecil dari nilai gaya geser terfaktor yang dibutuhkan berdasarkan analisa struktur. Sehingga perencanaan geser memenuhi persyaratan (OK).

- Perhitungan Tulangan Geser

a. Mengecek kontribusi beton diabaikan atau tidak

Berdasarkan SNI 2847:2019, kontribusi beton diabaikan dalam menahan gaya geser rencana bila:

- Gaya geser yang ditimbulkan gempa (V_e), mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam lo.

$$V_e > 50\% V_u$$

$$734.116 \text{ kN} > 39.54 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

- Gaya tekan aksial terfaktor, $P_u = 8178.33$ kN harus kurang dari $\frac{A_g \times f'_c}{20} = \frac{1000 \times 1000 \times 40}{20} = 2000 \text{ kN} < P_u = 8178.33$ (NOT OK)

(sehingga V_c boleh diabaikan ($V_c = 0$))

b. Perhitungan kuat geser beton bila ikut berkontribusi menahan geser, dengan nilai N_u diambil yang terkecil dari semua kombinasi yang ada yaitu:

$$d = 1000 - 50 - 16 - \frac{25}{2} = 921.3 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \cdot \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0,17 \times \left(1 + \frac{3359.85 \times 10^3}{14 \times 1000 \times 1000}\right) \times 1\sqrt{40} \times 1000 \times 921,3$$

$$= 1204197.577 \text{ N} = 1204.197 \text{ kN (diabaikan)}$$

Kontrol Kebutuhan Tulangan Sengkan :
Ve ≤ 1/2 ∅Vc (tidak perlu tulangan geser)

$$734.116 \text{ kN} > \frac{1}{2} \times 0.75 \times 1204.197 \text{ kN}$$

$$734.116 \text{ kN} > 451.574 \text{ kN}$$

(maka diperlukan tulangan geser)

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_e}{\emptyset} - V_c \\ &= \frac{734.116}{0.75} - 0 \text{ (} V_c \text{ diabaikan)} \\ &= 978.821 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$A_v = 4 \times 0,25 \times \pi \times 16^2 = 804 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = 165 \text{ mm} > s \text{ pakai} = 100 \text{ mm (OK)}$$

Sehingga pada daerah sepanjang lo dipakai 4D16-100 mm

- c. Spasi minimum untuk tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (di luar lo) sebagai berikut:

- 6 x diameter tulangan longitudinal terkecil
6 x 25 mm = 150 mm
- 150 mm

Jadi sengkang diluar daerah plastis adalah 4D16-150 mm.

8.2.8 Sambungan Lewatan

Karena seluruh tulangan pada sambungan lewatan disalurkan pada lokasi yang sama, maka sambungan lewatan yang digunakan tergolong kelas B. Untuk sambungan kelas B panjang minimum sambungan lewatannya adalah 1,3ld. Besarnya ld dengan menggunakan nilai Kr = 0 untuk penyederhanaan desain.

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \times \lambda \times \sqrt{f'c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}} \right) \cdot d_b$$

Dimana:

$\Psi_t = 1$ (situasi lainnya)

$\Psi_e = 1$ (tulangan tanpa pelapis)

$\Psi_s = 1$ (tulangan $\geq D22$)

$\lambda = 1$ (beton biasa)

$d = 25$ mm

nilai c_b merupakan nilai terkecil dari parameter dibawah ini:

$$c_1 = 50 + 16 + \frac{25}{2} = 78,5 \text{ mm}$$

$$c_2 = \frac{1000 - 2 \times 78,5}{2} = 421.3 \text{ mm}$$

maka $c_b = c_{\min} = 78,5$ mm

$(c_b + k_{tr})/d_b = 2,5 > 2,5$ sehingga gunakan 2,5

$$l_d = \left(\frac{420}{1,1 \times 1 \times \sqrt{40}} \frac{1.1.1}{2,5} \right) \times 25 = 613.3667 \text{ mm}$$

$$1,3 l_d = 1,3 \times 613.3667 \text{ mm} = 797.3769 \text{ mm}$$

Komponen struktur tekan bertulangan pengikat, dimana pengikat sepanjang panjang sambungan lewatan memiliki luas efektif tidak kurang dari **0,0015hs** dalam kedua arah, panjang sambungan lewatan diizinkan untuk dikalikan dengan 0,83, tetapi panjang lewatan tidak boleh kurang dari 300 mm. Kaki pengikat yang tegak lurus terhadap dimensi **h** harus digunakan dalam menentukan luas efektif.

$$0,0015 \times h \times s = 0,0015 \times 1000 \times 100 = 150 \text{ mm}^2 < A_v = 804,2 \text{ mm}^2$$

Sehingga panjang lewatan dapat dikurangi menjadi

$$0,83 \times 1,3l_d = 0,83 \times 784,82 = 661.82 \text{ mm} \sim 662 \text{ mm}$$

Digunakan sambungan lewatan sepanjang 662 mm

Tabel 8. 7 Rekapitulasi Penulangan Kolom

Tipe	Tulangan Longitudinal	Panjang lo (mm)	Tulangan Transversal			Sambungan Lewatan (ld)
			di daerah lo	di luar daerah lo	daerah ld	
K1	20D25	1000	4D16-100	4D16-150	4D16-100	662
K2	16D25	900	4D16-100	4D16-150	4D16-100	662
K3	16D25	800	3D16-100	3D16-150	3D16-100	662
K4	16D25	700	3D16-100	3D16-150	3D16-100	662

8.3 Perencanaan Dinding Geser

Seluruh dinding geser menahan 75% gaya gempa yang disalurkan ke struktur bangunan. Perencanaan dinding geser dibedakan menjadi Dinding Geser Arah X dan dinding Geser Arah Y. Pada perencanaan dinding geser, akan dicontohkan perhitungan dinding geser arah X

8.3.1 Data Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut:

Tebal dinding	: 40 cm
Tebal decking	: 40 mm
Tulangan	: 16 mm
d'	: 452 mm
Mutu tulangan (fy)	: 420 MPa
Mutu beton (f'c)	: 45 Mpa
Tinggi lantai	: 500 cm (maksimum)
Lebar dinding	: 450 cm (x) dan 540 cm (y)

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada kolom, yaitu :

Gaya aksial	: 35061.5 kN (x) ; 35061.5 kN (y)
Momen	: 49724.424 kNm (x) ; 32525.1 kNm (y)
Gaya geser	: 1780.80 kN (x) ; 2132.3 kN (y)

8.3.2 Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser

Ketebalan dinding tidak boleh kurang dari:

1. $40 \text{ cm} \geq H / 25 = 500 / 25 = 20 \text{ cm}$ (OK)
2. $40 \text{ cm} \geq L / 25 = 540 / 25 = 21.6 \text{ cm}$ (OK)

Jadi, ketebalan *shearwall* 500 mm sudah memenuhi persyaratan.

8.3.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, tidak boleh diambil melebihi $0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$1780.8 \text{ kN} < 0.83 (400 \times 4500) \sqrt{45}$$

$$1780.8 \text{ kN} < 10022.1 \text{ kN (OK)}$$

8.3.4 Pemeriksaan Kebutuhan Lapisan Tulangan

Terdapat dua kondisi untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding, yaitu:

- Bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi $0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.17 \times 400 \times 4500 \times \sqrt{45}$$

$$1780.8 \text{ kN} < 2052.7 \text{ kN} \rightarrow 1 \text{ lapis tulangan}$$

- Bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.

$$400 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$$

Penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan.

8.3.5 Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal

Kuat geser dinding struktural dikatakan mencukupi apabila dipenuhi kondisi berikut:

$$V_u < \phi V_n$$

$$V_n = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{75}{5} = 16.67 > 2 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0.17$$

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2 D19 dengan $s = 100 \text{ mm}$ pada arah vertikal dan horizontal

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16}{336 \times 100} = 0,0119$$

$$V_n = 400 \times 4500 [0.17\sqrt{45} + 0,0119 \times 420]$$

$$V_n = 11104.138 \text{ kN} > V_u = 1780.8 \text{ kN (OK)}$$

8.3.6 Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Rasio tulangan Vertikal (ρ_l) tidak boleh kurang dari 0.0015
- Rasio tulangan horizontal (ρ_t) tidak boleh kurang dari 0.0025

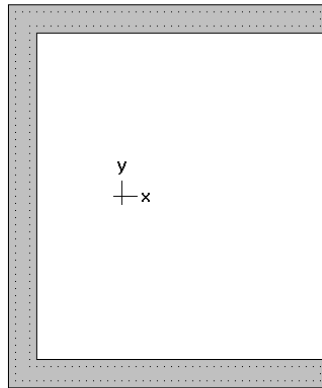
Dipakai tulangan vertikal dan horizontal 2D16 dengan rasio tulangan :

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{336 \times 100} = 0,0119 > 0,0025$$

8.3.7 Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal

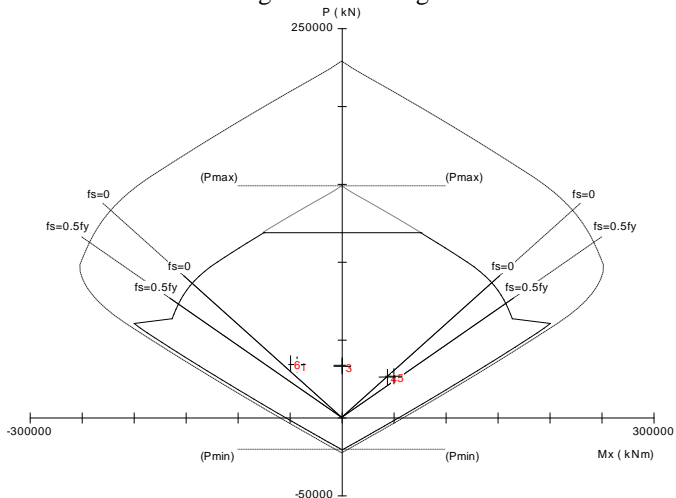
- Spasi tulangan Horizontal tidak boleh lebih dari :
 - $s \leq \frac{L_w}{5} = 900 \text{ mm (OK)}$
 - $s \leq 3h = 1200 \text{ mm (OK)}$
 - $s \leq 450 \text{ mm (OK)}$
 - s pakai = 100 mm (OK)
- Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :
 - $s \leq \frac{L_w}{3} = 1500 \text{ mm (OK)}$
 - $s \leq 3h = 1200 \text{ mm (OK)}$
 - $s \leq 450 \text{ mm (OK)}$
 - s pakai = 100 mm (OK)

8.3.8 Perencanaan Dinding Terhadap Kombinasi Gaya Aksial dan Lentur



4500 x 5400 mm
1.00% reinf.

Gambar 8. 11 Konfigurasi Penulangan *Shearwall Pier 1*



Gambar 8. 12 Diagram Interaksi P-M *Shearwall Pier 1* Arah X

Pada gambar tersebut dapat disimpulkan bahwa dinding geser (dengan konfigurasi penulangan yang telah direncanakan

2D16 - 100 mm) memiliki kekuatan yang memadai untuk menahan kombinasi gaya aksial dan lentur terfaktor yang bekerja.

8.3.9 Kontrol Komponen Batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada *shearwall* lebih dari $0.2f'c$.

- Melalui Pendekatan Tegangan

$$X \text{ kiri} = 1556.617 \text{ mm}$$

$$X \text{ kanan} = 2943.3824 \text{ mm}$$

$$I_x = 7.8 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

Untuk ujung sisi kiri

$$\frac{Mx \cdot x \text{ kiri}}{I_x} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'c$$

$$\frac{49724.424 \times 10^6 \times 1556.617}{7.8 \times 10^{12}} + \frac{35061.5 \times 10^3}{400 \times 4500 \times 2 + 400 \times 4600} > 0.2 \times 45$$

$$16.32 \text{ MPa} > 9 \text{ MPa} \text{ (Butuh Komponen Batas)}$$

Untuk ujung sisi kanan

$$\frac{Mx \cdot x \text{ kanan}}{I_x} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'c$$

$$\frac{497243424 \times 10^6 \times 2943.3824}{7.8 \times 10^{12}} + \frac{35061.5 \times 10^3}{400 \times 4500 \times 2 + 400 \times 4600} > 0.2 \times 45$$

$$25.13 \text{ MPa} < 9 \text{ MPa} \text{ (Butuh Komponen Batas)}$$

- Melalui Pendekatan Perpindahan

Nilai δu adalah nilai displacement pada lantai tertinggi pada masing-masing arah.

$$c > \frac{lw}{600 \left(\frac{\delta u}{hw} \right)} ; \frac{\delta u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{58.11}{75000} = 0.00432 < 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} \text{ pakai} = 0.007$$

$$c > \frac{lw}{600 \left(\frac{\delta u}{hw}\right)} = \frac{4500}{600 (0.007)} = 1071.428 \text{ mm}$$

Untuk ujung sisi kiri

Dari output SpColumn didapatkan nilai c sebesar 395 mm

$395 \text{ mm} > 1071.428 \text{ mm}$ (**Tidak Butuh Komponen Batas**)

Untuk ujung sisi kanan

Dari output SpColumn didapatkan nilai c sebesar 395 mm

$395 \text{ mm} < 1071.428 \text{ mm}$ (**Tidak Butuh Komponen Batas**)

Berdasarkan 2 syarat diatas salah satu syarat mengharuskan penggunaan komponen batas, komponen batas harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari pada $(c - 0.1lw)$ dan $c/2$

Untuk ujung sisi kiri

- $c - 0.1 Lw = 1071.43 - 0.1(4500) = 621.4 \text{ mm}$ (menentukan)
- $c/2 = \frac{1071.428}{2} = 535.7 \text{ mm}$

Digunakan jarak komponen pembatas $> 621.4 \text{ mm} = 700 \text{ mm}$
(untuk kedua sisi)

8.3.10 Tulangan longitudinal dan Transversal yang Diperlukan di Daerah Spesial Boundary Element

a. Tulangan Longitudinal

- Ujung Sisi Kiri

Dipasang $2 \times (700 \text{ mm}/100 \text{ mm}) = 14$ D16 di daerah komponen batas khusus. Rasio tulangan longitudinal yang dihasilkan adalah

$$\rho_l = \frac{14 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{400 \times 700} = 0,01005 > 0,005 \text{ (OK)}$$

b. Tulangan confinement pada boundary element

Gunakan hoop berbentuk persegi dengan diameter tulangan D16

Karakteristik inti penampang :

bc = dimensi inti (core) diukur dari sumbu ke sumbu hoop
 = $400 - (2 \times 40) = 320 \text{ mm}$

Spasi maksimum hoop ditentukan oleh yang terkecil diantara

- $\frac{1}{4}$ panjang sisi terpendek = $\frac{1}{4} \times 700 \text{ mm} = 175 \text{ mm}$

- $6 db = 6 \times 16 \text{ mm} = 96 \text{ mm}$

- $sx \leq 100 + \frac{350-hx}{3}$

$hx = 320 \text{ mm}$

$$sx \leq 100 + \frac{350 - 320}{3}$$

$$sx \leq 110 \text{ mm}$$

Namun s, tidak perlu lebih kecil dari 100 mm

Jadi untuk tulangan hoop, gunakan tulangan diameter D16 spasi 100 mm.

Dengan menggunakan D16 spasi 100 mm, confinement yang dibutuhkan:

$$Ash = \frac{0,09 s bc fc'}{fy}$$

$$Ash = \frac{0,09 \times 100 \times 320 \times 45}{420}$$

$$Ash = 308,57 \text{ mm}^2$$

$$Ash \text{ pakai} = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 402,1 \text{ mm}^2$$

Ash pakai > Ash perlu ... (OK)

Tabel 8. 8 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan *Shearwall*

Tipe	Tulangan		Panjang Komponen Batas			
	Horizontal	Vertikal	Arah x		Arah y	
			Ujung kiri (mm)	Ujung kanan (mm)	Ujung atas (mm)	Ujung bawah (mm)
1	2D16-100	2D16-100	700	700	2100	2100
2	2D16-100	2D16-100	700	700	2100	2100

8.4 Hubungan Balok Kolom

- a. Mengecek syarat panjang joint

Dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar.

$$B = 1000 \text{ mm}$$

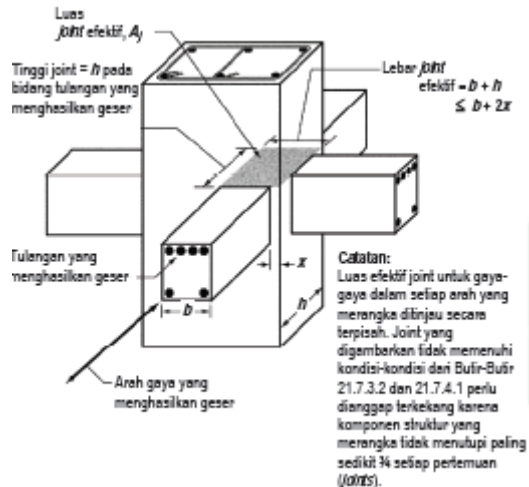
$$H = 1000 \text{ mm}$$

$$d_b \text{ balok} = 25 \text{ mm}$$

$$20 \times d_b = 20 \times 25 = 500 \text{ mm} \leq 1000 \text{ mm (OK)}$$

- b. Menentukan luas efektif joint

Aj merupakan perkalian tinggi efektif dengan lebar joint efektif.



Gambar 8. 13 Luas Joint Efektif

$$b = 350 \text{ mm}$$

$$h = 1000 \text{ mm}$$

$$x = \frac{(1000 - 350)}{2} = 325 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi joint} = 1000 \text{ mm}$$

Lebar joint efektif merupakan nilai terkecil dari: (Gambar 4.16)

$$b + h = 350 + 1000 = 1350 \text{ mm}$$

$$b + 2x = 350 + 2 \cdot (325) = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_j &= \text{tinggi joint} \times \text{lebar efektif joint} \\ &= 1000 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} \\ &= 1000000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- c. Menentukan luas efektif joint

Untuk joint interior, jumlah tulangan confinement setidaknya setengah dari tulangan confinement yang dibutuhkan pada ujung-ujung kolom. Spasi vertical tulangan confinement ini diizinkan diperbesar hingga 150 mm.

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,5 \frac{A_{sh}}{s} = 3.7885 \text{ mm}$$

Digunakan 4D16

$$A_{sh} = 804,24 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{804,24}{2,99} = 269 \text{ mm}$$

Jadi digunakan 4D16–100 mm

- d. Menghitung gaya geser pada joint

- Menghitung M_g

Balok yang memasuki joint memiliki:

$$M_{prb1} = 454.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{prb2} = 238.5578 \text{ KN.m}$$

Pada joint, kekakuan kolom atas dan kolom bawah sama.

$$M_e = 0,5 (M_{prb1} + M_{prb2})$$

$$= 346.6747 \text{ KN.m}$$

- Menghitung geser pada kolom atas

$$\begin{aligned} V_{\text{sway}} &= \frac{M_e + M_e}{l} \\ &= \frac{2 \times 346.67}{6-1} \\ &= 127.22 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Dalam perhitungan diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah 1,25 f_y .

1. Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kiri (B11)

$$\text{As balok kiri } 4D25 = 1963.5 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T_1 &= A_s \times 1,25 \cdot f_y \\ &= 1030.835 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Gaya tekan pada tulangan balok di tumpuan kanan (BI1)

$$\text{As balok kanan } 4D25 = 1963,5 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T_2 &= A_s \times 1,25 \cdot f_y \\ &= 1030.835 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Menghitung gaya geser

$$\begin{aligned} V_j &= (T_1 + T_2) - V_{\text{sway}} \\ &= (1030.835 \times 2) - 127.22 \\ &= 1934.45 \text{ KN (searah T)} \end{aligned}$$

- e. Cek kuat geser joint
menghitung kuat geser joint yang dikekang di keempat sisinya
sebagai berikut

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \times \sqrt{f_c} \times A_j \\ &= 1,7 \times \sqrt{40} \times 1000000 \\ &= 6324.555 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,75 \times 6324.555 \text{ kN} \\ &= 4743.42 \text{ kN} > V_j = 1934.45 \text{ KN (OK)} \end{aligned}$$

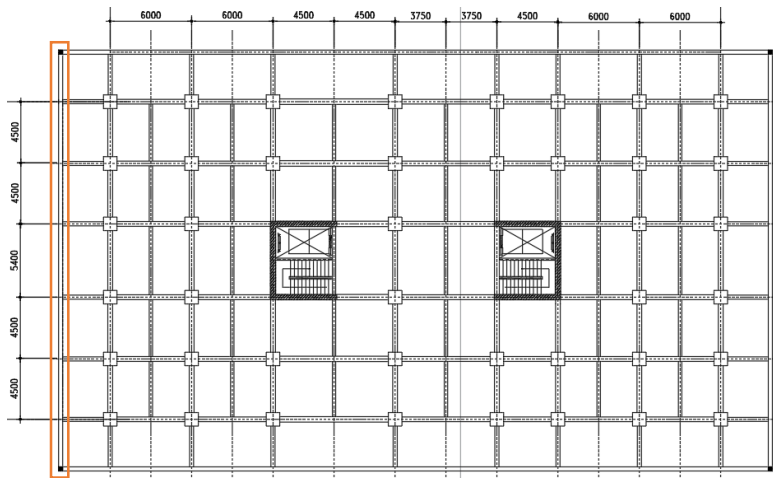
BAB IX PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH

9.1 Perencanaan Basement

9.1.1 Perencanaan dimensi dinding penahan tanah

Dinding penahan tanah harus direncanakan dengan tepat, sehingga perlu diketahui gaya horizontal yang bekerja antar konstruksi penahan dengan massa tanah yang ditahan. Pada perencanaan ini, direncanakan dengan kondisi muka air tertinggi dengan adanya *surchage load* beban kendaraan sebesar $q = 0,8$ t/m.

➤ Data Perencanaan



Gambar 9. 1 Bagian Dinding Penahan Tanah yang Dimodelkan

➤ Data Tanah 0-3m :

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,612 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{air}} = 1 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = 1,612 - 1 = 0,612 \text{ t/m}^3$$

$$\theta = 0$$

$$c' = 0,8 \text{ t/m}^2$$

➤ Tekanan Aktif Tanah

Tekanan Tanah Vertikal

$$\sigma v'(0) = q + \gamma' \times h = 0,8 + 0,721 \times 0 = 0,8 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma v'(-3) = \sigma v1 + \gamma' \times h$$

$$= 0,8 + 0,612 \times 3$$

$$= 2.636 \text{ t/m}^2$$

Tekanan Tanah Horizontal

$$Ka = \tan^2 \left(45 - \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{0}{2} \right) = 1$$

$$\sigma h'(0) = (\sigma v' \times Ka) - (2 \times c' \times \sqrt{Ka})$$

$$\sigma h'(0) = 0,8 - (2 \times 0,8 \times \sqrt{1}) = 0 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma h \text{ total } (0) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 0 + 1 \times 0 = 0 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma h'(-3) = (\sigma v' \times Ka) - (2 \times c' \times \sqrt{Ka})$$

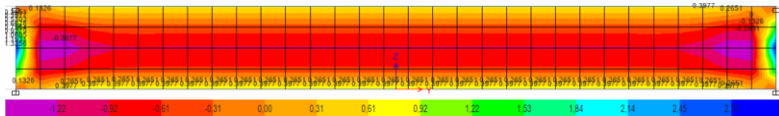
$$\sigma h'(-3) = (2.636 \times 1) - (2 \times 0,8 \times \sqrt{1}) = 1.036 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma h \text{ total } (-3) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h$$

$$= 1.036 + 1 \times 3$$

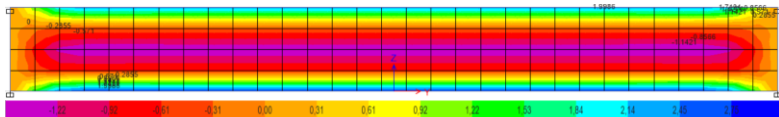
$$= 4.036 \text{ t/m}^2$$

Dinding penahan tanah direncanakan dengan dimensi seperti pada Gambar di atas. Untuk momen yang didapat menggunakan bantuan dari aplikasi ETABS seperti pada gambar di bawah ini.



dalam satuan ton-m

Gambar 9. 2 Momen M 11 akibat Tekanan Horizontal Tanah



Gambar 9. 3 Momen M 22 akibat Tekanan Horizontal Tanah

9.1.1 Penulangan dinding penahan tanah

Berikut perhitungan kebutuhan tulangan berdasarkan momen yang terjadi pada dinding penahan tanah.

- Penulangan lentur positif (M11)

$$Mu = 14.123 \text{ kNm} = 14.123.000 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}d &= h - c_c - \frac{1}{2} \times D \\ &= 300 - 50 - \frac{1}{2} \times 16 \\ &= 242 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{Mu}{0,9 \times b \times d^2} \\ &= \frac{14.123.000}{0,9 \times 1000 \times 242^2} \\ &= 0.267\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = 0.00376$$

$$\rho_{\min} = 0.0033$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0.2672}{420}} \right) \\ &= 0.000638\end{aligned}$$

Maka, diambil $\rho = 0.00376$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho b d = 0.00376 \times 1.000 \times 217 = 816,92 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{S_{\text{perlu}}}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{816,92} \\ &= 246,12 \text{ mm}\end{aligned}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-200 mm.

- Penulangan lentur negative (M11)

$$Mu = 5124 \text{ kNm} = 5124000 \text{ Nmm}$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho b d = 0.00376 \times 1.000 \times 217 = 816,92 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{S_{\text{perlu}}}}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{816,92}$$

$$= 246,12 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-200 mm.

➤ Penulangan lentur positif (M22)

$$M_u = 25041 \text{ kNm} = 25041000 \text{ Nmm}$$

$$d = h - c_c - \frac{1}{2} \times D$$

$$= 300 - 50 - \frac{1}{2} \times 16$$

$$= 242 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times b \times d^2}$$

$$= \frac{25041000}{0,9 \times 1000 \times 242^2}$$

$$= 0,475$$

$$\rho_{\min} = 0,00376$$

$$\rho_{\min} = 0,0033$$

$$\rho = \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,475}{420}} \right)$$

$$= 0,001138$$

Maka, diambil $\rho = 0,00376$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho b d = 0,00376 \times 1.000 \times 217 = 816,92 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{S_{\text{perlu}}}}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{816,92}$$

$$= 246,12 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-200 mm.

➤ Penulangan lentur negative (M22)

$$M_u = 14022 \text{ kNm} = 14022000 \text{ Nmm}$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho b d = 0,00376 \times 1.000 \times 217 = 816,92 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{S_{\text{perlu}}}}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{816,92}$$

$$= 246,12 \text{ mm}$$

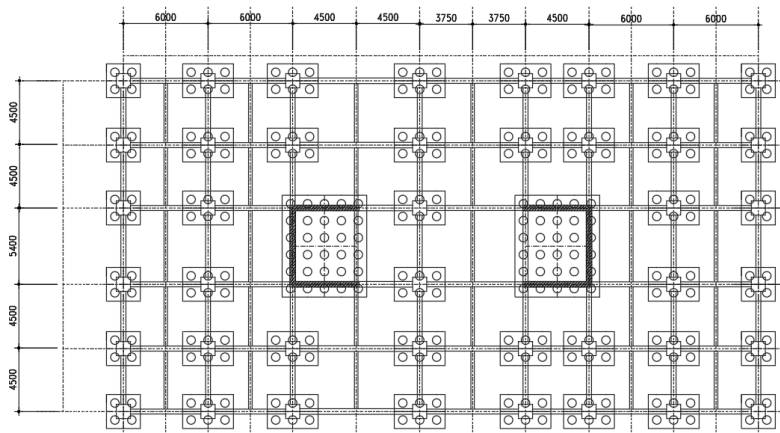
Sehingga digunakan tulangan lentur D16-200 mm.

9.2 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan bagian dasar dari konstruksi yang berfungsi sebagai penopang bangunan di atasnya yang bertujuan untuk meneruskan beban ke tanah yang diterima oleh kolom secara bertahap dan merata.

Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2017 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin.

- D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75(0,7E) + 0,75L
- 0,6D + 0,7E



Gambar 9. 4 Denah Pondasi

9.2.1 Data Perencanaan Pondasi

Pondasi pada gedung ini direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang beton (*Spun pile*) produk dari PT. Waskita Beton Precast. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter tiang : 600 mm
- *Wall thickness* : 100 mm
- Klasifikasi : C
- *Concrete cross section* : 1571 cm²
- Berat : 393 kg/m
- *Bending moment crack* : 29 tm
- *Bending momen ultimate* : 58 tm
- *Allowable axial load* : 229.5 t

9.2.2 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s.$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$

- a. $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$
- b. $N_1 = 0.6 N$

Kemudian pilih harga N1 yang terkecil

2. Koreksi terhadap *overburden pressure* dari tanah

Dari harga N1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal

$$N2 = \frac{4N1}{(1 + 0,4 Po)} \text{ untuk } Po < 7,5 \text{ ton}$$

$$N2 = \frac{4N1}{(3,25 + 0,1 Po)} \text{ untuk } Po < 7,5 \text{ ton}$$

3. Perhitungan daya dukung satu tiang pancang

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji Standard Penetration Test (SPT) dengan rumus sebagai berikut:

$$Qu = Qp + Qs$$

$$Qp = Cn \times A \text{ ujung} = 40 \times \tilde{N} \times A \text{ ujung}$$

$$Qs = \sum Cli \times Asi$$

Dimana :

\tilde{N} = Harga rata – rata N2 4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang

Cli = N/2 untuk tanah lempung atau lanau dan N/5 untuk tanah pasir

Asi = Luas selimut tiang pada segmen i = Oi x hi

Oi = Keliling tiang

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

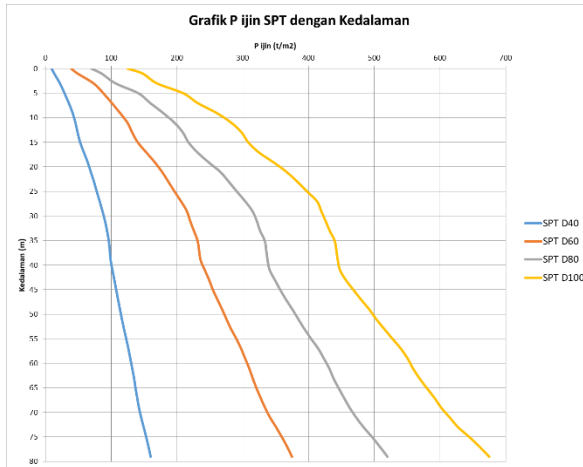
$$P \text{ ijin } 1 \text{ tiang} = \frac{Qult}{SF}$$

Dimana :

SF = safety factor rencana = (antara 2-3) pakai 2.2

Tabel 9. 1 Daya Dukung Tanah Kedalaman 0–51 m

Kedalaman (m)	N	Qujung	S Rsi	P ujung t/m ²	Pijin t/m ²
		ton	(ton)		
0	0.0	78.79	0.00	78.79	35.81
1	4.2	90.18	7.92	98.09	44.59
3	4.4	122.13	24.50	146.64	66.65
5	5.3	131.48	44.61	176.09	80.04
7	6.0	134.79	67.23	202.02	91.83
9	8.0	132.83	93.86	226.69	103.04
11	9.3	132.07	117.49	249.55	113.43
13	9.3	127.10	136.83	263.93	119.97
15	10.0	125.52	155.30	280.82	127.65
17	12.4	128.88	177.28	306.16	139.17
19	13.2	132.35	199.78	332.13	150.97
21	13.6	132.53	222.09	354.62	161.19
23	14.0	129.51	244.23	373.74	169.88
25	14.0	127.07	265.60	392.67	178.48
27	15.0	124.62	287.72	412.35	187.43
29	14.0	122.39	307.71	430.09	195.50
31	14.7	112.20	327.98	440.17	200.08
33	15	103.41	348.08	451.49	205.22
35	15	95.05	367.59	462.63	210.29
37	18	86.13	381.22	467.35	212.43
39	17	78.18	393.88	472.06	214.57
41	19	77.52	407.18	484.70	220.32
43	18.2	77.94	419.86	497.80	226.27
45	19	76.45	432.74	509.19	231.45
47	19.8	77.30	445.82	523.12	237.78
49	20.2	78.53	458.83	537.36	244.25
51	19.2	79.70	470.90	550.60	250.27

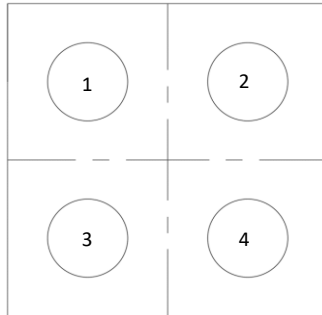


Gambar 9. 5 Grafik Daya Dukung Tanah Terhadap Kedalaman

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, diambil output semua reaksi perletakkan.

Tabel 9. 2 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1

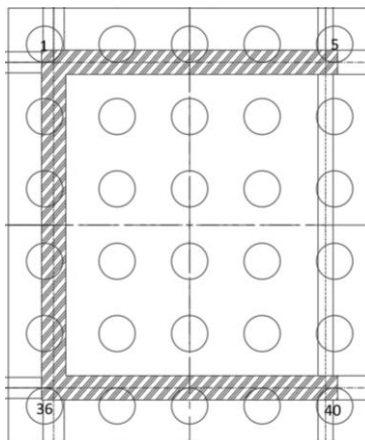
Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
Base	1	2019	Envelope Max	57.0439	48.2566	4258.1932	258.6733	309.351	6.5788
Base	15	2174	Envelope Max	25.1498	50.6567	4210.2854	268.8501	270.0847	6.6739
Base	16	2460	Envelope Max	57.0439	36.567	4258.1898	272.616	309.3511	6.6514
Base	30	2614	Envelope Max	25.1498	38.7157	4210.2887	283.4016	270.0847	6.5501
Base	54	2196	Envelope Max	61.5944	58.2417	4635.745	267.1385	311.4732	5.8374
Base	57	2262	Envelope Max	19.0609	60.912	4617.3837	277.8538	256.014	6.1415
Base	58	2284	Envelope Max	61.5944	44.6274	4635.7458	280.6143	311.4732	6.1391
Base	61	2350	Envelope Max	19.0609	47.1748	4617.383	291.6164	256.014	5.8004
Base	109	1692	Envelope Max	59.6528	49.398	4248.508	277.1213	310.2807	6.2013
Base	116	1698	Envelope Max	22.553	51.9499	4229.0879	288.2935	264.1181	5.8115
Base	117	197	Envelope Max	59.6528	52.4226	4248.5086	270.3555	310.2807	5.8425
Base	124	1686	Envelope Max	22.553	55.2214	4229.0872	280.9535	264.1181	6.2322



Gambar 9. 6 Pondasi Tiang Pancang Tipe 1

Tabel 9. 3 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 3

Story	Joint Label	Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
Base	4	Envelope Max	792.466	1585.7472	14283.4508	414.4585	399.1615	188.7056
Base	6	Envelope Max	628.1162	-4.6807	7942.2488	52.9734	299.7518	36.5443
Base	73	Envelope Max	792.4659	901.5304	14283.448	593.6052	399.1614	151.22
Base	74	Envelope Max	628.1163	32.0818	7942.2481	26.3334	299.7517	-1.2016



Gambar 9. 7 Pondasi Tiang Pancang Tipe 3
 Berdasarkan tabel di atas:
 Jumlah tiang pancang tipe 1 digunakan 4 buah

Jumlah tiang pancang tipe 2 digunakan 6 buah
 Jumlah tiang pancang tipe 3 digunakan 42 buah
 Jumlah tiang pancang tipe 4 digunakan 42 buah

9.2.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang. Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan.

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (Ef) menurut Convera-Labarre Formula.

$$Ef = 1 - \left(\frac{\arctan\left(\frac{D}{s}\right) (n-1)m + (m-1)n}{90 \quad mxn} \right)$$

Dimana:

D = diameter tiang pancang

S = Jarak antar tiang pancang

m = Jumlah baris tiang pancang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang pancang dalam grup

Pondasi Tipe 1

Untuk contoh perhitungan, digunakan Pondasi Tipe 1 dengan keterangan sebagai berikut.

D = 0.6 m

m = 2

n = 2

s = 1,2 m

d = 0,6 m

Maka, nilai koefisien efisiensi:

$$Ef = 1 - \left(\frac{\arctan\left(\frac{D}{s}\right) (n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot mxn} \right) = 0.7048$$

Besar Q_{ijin} daya dukung tanah untuk satu tiang pancang pada kedalaman 40 m (dari bawah basement) adalah 226.27 ton. Nilai tersebut perlu dikalikan dengan koefisien efisiensi sehingga daya dukung tanah tiang dalam kelompok pada Pondasi tipe P1 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_{ijin(grup)} &= Q_{ijin(1 \text{ tiang})} \times \eta \\ &= 226.27 \text{ ton} \times 0.7048 \\ &= 159.484 \text{ ton} \\ &= 1594.84 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pondasi Tipe 3

Untuk contoh perhitungan, digunakan Pondasi Tipe 3 dengan keterangan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} D &= 0.6 \text{ m} \\ m &= 6 \\ n &= 7 \\ s &= 1,2 \text{ m} \\ d &= 0,6 \text{ m} \end{aligned}$$

Maka, nilai koefisien efisiensi:

$$Ef = 1 - \left(\frac{\arctan\left(\frac{D}{s}\right) (n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot mxn} \right) = 0.501$$

Besar Q_{ijin} daya 216.43 ton. Nilai tersebut perlu dikalikan dengan koefisien efisiensi sehingga daya dukung tanah tiang dalam kelompok pada Pondasi tipe P3 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_{ijin(grup)} &= Q_{ijin(grup)} \times \eta \\ &= 226.27 \text{ ton} \times 0.501 \\ &= 113.37 \text{ ton} \\ &= 113.37 \text{ kN} \end{aligned}$$

9.2.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya

tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y}{\Sigma y^2} \leq P_{ijin tanah} \text{ (1 tiang)}$$

Pondasi Tipe 1

Perhitungan jarak tiang

$2D \leq S \leq 3D$	dengan S = jarak antar tiang
$160 \leq S \leq 240$	dipakai S = 120 cm
$1D \leq S \leq 2D$	dengan S = jarak tepi
$80 \leq S \leq 160$	dipakai S = 60 cm

Fz max = 4635.8 kN (ETABS)

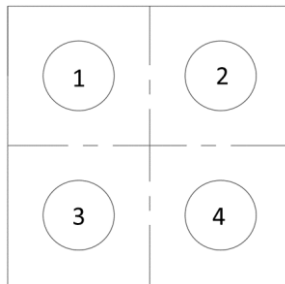
N = 4 tiang

Mx = 291.6 kNm

My = 311.5 kNm

x = 0,6 m

y = 0,6 m



Gambar 9. 8 Konfigurasi Tiang Pancang Pondasi Tipe 1

Tabel 9. 4 Hasil Perhitungan P Per Tiang pada Pondasi Tipe 1

Tiang	$\Sigma V/n$ (kN)	M_y (kN.m)	M_x (kN.m)	x_1 (m)	x_1^2 (m ²)	Σx_1^2 (m ²)	$m_y \cdot x_1 / \Sigma x_1^2$ (kN)	y_1 (m)	y_1^2 (m ²)	Σy_1^2 (m ²)	$m_x \cdot y_1 / \Sigma y_1^2$ (kN)	P_i (kN)
1	1158.94	-311.47	-291.61	0.60	0.36	1.44	-129.78	0.60	0.36	1.44	-121.50	907.65
2	1158.94	311.47	-291.61	0.60	0.36	1.44	129.78	0.60	0.36	1.44	-121.50	1167.21
3	1158.94	-311.47	291.61	0.60	0.36	1.44	-129.78	0.60	0.36	1.44	121.50	1150.66
4	1158.94	311.47	291.61	0.60	0.36	1.44	129.78	0.60	0.36	1.44	121.50	1410.22

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y}{\Sigma y^2}$$

$$P_{max} = \frac{4635.8}{4} \pm \frac{311.5 \times 0,6}{4 \times 0,6^2} \pm \frac{291.6 \times 0,6}{4 \times 0,6^2}$$

$$P_{max} = 1410.2 \text{ kN} \leq 2262.7 \text{ kN (1 tiang)} \dots \text{OK}$$

Kontrol Tiang Dalam Grup

$$P_{max} = 1410.2 \text{ kN} \leq 1594.84 \text{ kN (Grup)} \dots \text{OK}$$

Pondasi Tipe 3

Perhitungan jarak tiang

$2D \leq S \leq 3D$ dengan S = jarak antar tiang
 $160 \leq S \leq 240$ dipakai S = 120 cm
 $1D \leq S \leq 2D$ dengan S = jarak tepi
 $80 \leq S \leq 160$ dipakai S = 60 cm

$F_z \text{ Tot} = 44451.5 \text{ kN (ETABS)}$

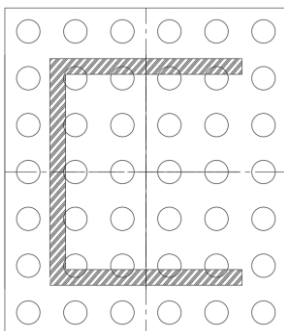
$N = 42 \text{ tiang}$

$M_x = 1087.3 \text{ kNm}$

$M_y = 1397.8 \text{ kNm}$

$x = 3 \text{ m}$

$y = 3.6 \text{ m}$



Gambar 9. 9 Konfigurasi Tiang Pancang Pondasi Tipe 3

Tabel 9. 5 Hasil Perhitungan P Per Tiang pada Pondasi Tipe 3

Tiang	ΣV/n (kN)	My (kN.m)	Mx (kN.m)	x1 (m)	xi ² (m ²)	Σxi ² (m ²)	my.xi/Σxi ² (kN)	y1 (m)	yi ² (m ²)	Σyi ² (m ²)	Σmx.yi/Σyi ² (kN)	Pi (kN)
1	1058.37	-1397.82	-1087.25	3.00	9.00	126.00	-33.28	3.60	12.96	130	-30.20	994.89
2	1058.37	-1397.82	-1087.25	1.80	3.24	126.00	-19.97	3.60	12.96	130	-30.20	1008.20
3	1058.37	-1397.82	-1087.25	0.60	0.36	126.00	-6.66	3.60	12.96	130	-30.20	1021.51
4	1058.37	1397.82	-1087.25	0.60	0.36	126.00	6.66	3.60	12.96	130	-30.20	1034.82
5	1058.37	1397.82	-1087.25	1.80	3.24	126.00	19.97	3.60	12.96	130	-30.20	1048.14
6	1058.37	1397.82	-1087.25	3.00	9.00	126.00	33.28	3.60	12.96	130	-30.20	1061.45
7	1058.37	-1397.82	-1087.25	3.00	9.00	126.00	-33.28	2.40	5.76	130	-20.13	1004.95
8	1058.37	-1397.82	-1087.25	1.80	3.24	126.00	-19.97	2.40	5.76	130	-20.13	1018.27
9	1058.37	-1397.82	-1087.25	0.60	0.36	126.00	-6.66	2.40	5.76	130	-20.13	1031.58
10	1058.37	1397.82	-1087.25	0.60	0.36	126.00	6.66	2.40	5.76	130	-20.13	1044.89
11	1058.37	1397.82	-1087.25	1.80	3.24	126.00	19.97	2.40	5.76	130	-20.13	1058.20
12	1058.37	1397.82	-1087.25	3.00	9.00	126.00	33.28	2.40	5.76	130	-20.13	1071.52
13	1058.37	-1397.82	-1087.25	3.00	9.00	126.00	-33.28	1.20	1.44	130	-10.07	1015.02
14	1058.37	-1397.82	-1087.25	1.80	3.24	126.00	-19.97	1.20	1.44	130	-10.07	1028.33
15	1058.37	-1397.82	-1087.25	0.60	0.36	126.00	-6.66	1.20	1.44	130	-10.07	1041.65
16	1058.37	1397.82	-1087.25	0.60	0.36	126.00	6.66	1.20	1.44	130	-10.07	1054.96
17	1058.37	1397.82	-1087.25	1.80	3.24	126.00	19.97	1.20	1.44	130	-10.07	1068.27
18	1058.37	1397.82	-1087.25	3.00	9.00	126.00	33.28	1.20	1.44	130	-10.07	1081.58
19	1058.37	-1397.82	0.00	3.00	9.00	126.00	-33.28	0.00	0.00	130	0.00	1025.09
20	1058.37	-1397.82	0.00	1.80	3.24	126.00	-19.97	0.00	0.00	130	0.00	1038.40
21	1058.37	-1397.82	0.00	0.60	0.36	126.00	-6.66	0.00	0.00	130	0.00	1051.71
22	1058.37	1397.82	0.00	0.60	0.36	126.00	6.66	0.00	0.00	130	0.00	1065.03
23	1058.37	1397.82	0.00	1.80	3.24	126.00	19.97	0.00	0.00	130	0.00	1078.34
24	1058.37	1397.82	0.00	3.00	9.00	126.00	33.28	0.00	0.00	130	0.00	1091.65
25	1058.37	-1397.82	1087.25	3.00	9.00	126.00	-33.28	1.20	1.44	130	10.07	1035.15
26	1058.37	-1397.82	1087.25	1.80	3.24	126.00	-19.97	1.20	1.44	130	10.07	1048.47
27	1058.37	-1397.82	1087.25	0.60	0.36	126.00	-6.66	1.20	1.44	130	10.07	1061.78
28	1058.37	1397.82	1087.25	0.60	0.36	126.00	6.66	1.20	1.44	130	10.07	1075.09
29	1058.37	1397.82	1087.25	1.80	3.24	126.00	19.97	1.20	1.44	130	10.07	1088.41
30	1058.37	1397.82	1087.25	3.00	9.00	126.00	33.28	1.20	1.44	130	10.07	1101.72
31	1058.37	-1397.82	1087.25	3.00	9.00	126.00	-33.28	2.40	5.76	130	20.13	1045.22
32	1058.37	-1397.82	1087.25	1.80	3.24	126.00	-19.97	2.40	5.76	130	20.13	1058.53
33	1058.37	-1397.82	1087.25	0.60	0.36	126.00	-6.66	2.40	5.76	130	20.13	1071.85
34	1058.37	1397.82	1087.25	0.60	0.36	126.00	6.66	2.40	5.76	130	20.13	1085.16
35	1058.37	1397.82	1087.25	1.80	3.24	126.00	19.97	2.40	5.76	130	20.13	1098.47
36	1058.37	1397.82	1087.25	3.00	9.00	126.00	33.28	2.40	5.76	130	20.13	1111.78
37	1058.37	-1397.82	1087.25	3.00	9.00	126.00	-33.28	3.60	12.96	130	30.20	1055.29
38	1058.37	-1397.82	1087.25	1.80	3.24	126.00	-19.97	3.60	12.96	130	30.20	1068.60
39	1058.37	-1397.82	1087.25	0.60	0.36	126.00	-6.66	3.60	12.96	130	30.20	1081.91
40	1058.37	1397.82	1087.25	0.60	0.36	126.00	6.66	3.60	12.96	130	30.20	1095.23
41	1058.37	1397.82	1087.25	1.80	3.24	126.00	19.97	3.60	12.96	130	30.20	1108.54
42	1058.37	1397.82	1087.25	3.00	9.00	126.00	33.28	3.60	12.96	130	30.20	1121.85

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y}{\Sigma y^2}$$

$$P_{max} = \frac{44451.5}{42} \pm \frac{1087.9 \times 3}{126} \pm \frac{1397.8 \times 3.6}{130}$$

$$P_{max} = 1121.19 \text{ kN} \leq 2262.7 \text{ kN (1 tiang)} \dots \text{Ok}$$

Kontrol Tiang Dalam Grup

$$P_{max} = 1121.19 \text{ kN} \leq 1133.6 \text{ kN (Grup)} \dots \text{Ok}$$

9.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang

Pondasi Tipe 1

- Kontrol terhadap Gaya Aksial
Untuk tiang pancang diameter 60 cm kelas C pada produk dari PT. Waskita Beton Precast, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 229.5 ton.
 $P_{max} = 1410.2 \text{ kN} < P_{ijin} = 2295 \text{ kN}$ (OK!)
- Kontrol Terhadap Gaya Lateral dan Momen
Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol defleksi dan kontrol momen yang terjadi pada tiang pancang.

Kontrol Defleksi Tiang :

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

Keterangan:

δ = defleksi yang terjadi

Fd = koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = Relative stiffnes Factor

Dalam perhitungan kontrol tiang pancang terhadap gaya lateral menggunakan safety factor = 2

Contoh perhitungan pada Tipe 1:

Jumlah tiang = 4

Mutu Beton = 52 MPa

H_{max} = 6159 kg

H_{max} 1 tiang = 6159 kg / 4 = 1539.75 kg

Cu = 0.336 kg/cm²

Qu = 2Cu

$$= 2 \times 0.336 / 0.977 = 0.6878 \text{ t/ft}^3$$

Dari grafik immediate settlement of isolate footing maka didapatkan nilai f :

$$f = 8 \text{ t/ft}^3 = 0.256 \text{ kg/cm}^3$$

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\left(\frac{1}{5}\right)}$$

$$E = 338921.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 510508.81 \text{ cm}^4$$

$$T = \left(\frac{338921.82 \times 510805.81}{0.256}\right)^{\left(\frac{1}{5}\right)}$$

$$= 232.26 \text{ cm}$$

$$L = \text{Kedalaman tiang pancang}$$

$$= (4300 - 300 - 120)$$

$$= 3880 \text{ cm}$$

$$L/T = 16.71$$

Dari grafik influence value for laterally loaded pile maka didapatkan nilai $F\delta$.

$$F\delta = 0.95$$

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI}\right)$$

$$= 0.11 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm (OK)}$$

Kontrol Momen Tiang :

$$M_{cr} = 29 \text{ tm (Spesifikasi brosur tiang pancang klasifikasi C)}$$

$$L/T = 16.71$$

Berdasarkan grafik Influence Value for Laterally Loaded Pile maka didapatkan $F_m = 0.88$

$$M_{max} = F_m (PT) < M_{cr}$$

$$M_{max} = 0.88 (1.539 \times 2.33) < 29/2 \text{ (SF = 2)}$$

$$M_{max} = 3.15 \text{ tm} < 14.5 \text{ tm (OK)}$$

Pondasi Tipe 3

➤ Kontrol terhadap Gaya Aksial

Untuk tiang pancang diameter 60 cm kelas C pada produk dari PT. Waskita Beton Precast, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 229.5 ton.

$$P_{max} = 1121.19 \text{ kN} < P_{ijin} = 2295 \text{ kN (OK!)}$$

➤ Kontrol Terhadap Gaya Lateral dan Momen

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan

kontrol defleksi dan kontrol momen yang terjadi pada tiang pancang.

Kontrol Defleksi Tiang :

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

Keterangan:

δ = defleksi yang terjadi

Fd = koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = Relative stiffnes Factor

Dalam perhitungan kontrol tiang pancang terhadap gaya lateral menggunakan safety factor = 2

Contoh perhitungan pada Tipe 1:

Jumlah tiang = 42

Mutu Beton = 52 MPa

Hmax = 284123.3 kg

Hmax 1 tiang = 284123.3 kg /42 = 6764.84 kg

Cu = 0.336 kg/cm²

Qu = 2Cu

$$= 2 \times 0.336 / 0.977 = 0.6878 \text{ t/ft}^3$$

Dari grafik immediate settlement of isolate footing maka didapatkan nilai f :

$$f = 8 \text{ t/ft}^3 = 0.256 \text{ kg/cm}^3$$

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\left(\frac{1}{5} \right)}$$

$$E = 338921.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 510508.81 \text{ cm}^4$$

$$T = \left(\frac{338921.82 \times 510805.81}{0.256} \right)^{\left(\frac{1}{5} \right)}$$

$$= 232.26 \text{ cm}$$

L = Kedalaman tiang pancang

$$= (4300 - 300 - 120)$$

$$= 3880 \text{ cm}$$

$$L/T = 16.71$$

Dari grafik influence value for laterally loaded pile maka didapatkan nilai $F\delta$.

$$F\delta = 0.95$$

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right)$$

$$= 0.47 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm (OK)}$$

Kontrol Momen Tiang :

$M_{cr} = 29 \text{ tm}$ (Spesifikasi brosur tiang pancang klasifikasi C)

$$L/T = 16.71$$

Berdasarkan grafik Influence Value for Laterally Loaded Pile maka didapatkan $F_m = 0.88$

$$M_{max} = F_m (PT) < M_{cr}$$

$$M_{max} = 0.88 (6.76 \times 2.33) < 29/2 \text{ (SF = 2)}$$

$$M_{max} = 13.84 \text{ tm} < 14.5 \text{ tm (OK)}$$

Tabel 9. 6 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Tipe Pondasi	Jumlah Tiang	Hmax (kg)	Hmax 1 tiang (kg)	δ (cm)	$\delta < 2,5$ (cm)	Mmax (ton m)	Mcrack (ton m)	Cek
1	4	6159.0	1539.75	0.11	OK	3.15	14.50	OK
2	6	9067.0	1511.17	0.10	OK	3.09	14.50	OK
3	42	284123.3	6764.84	0.47	OK	13.83	14.50	OK
4	42	261480.0	6225.71	0.43	OK	12.72	14.50	OK

9.2.6 Perencanaan Poer

1. Pondasi Tipe 1

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur. Data-data perencanaan poer adalah sebagai berikut.

$$F_z \text{ Max} = 4635.8 \text{ kN}$$

$$N = 4 \text{ buah}$$

$$\text{Dimensi poer} = 2,4 \times 2,4 \times 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Mutu beton (fc')} = 45 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja (fy)} = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1 \text{ (beton normal)}$$

Tinggi efektif (d)

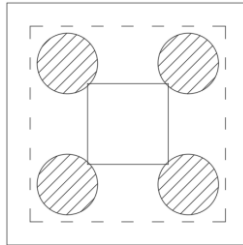
$$d_x = 1200 - 50 - \frac{1}{2} 25 = 1137.5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 50 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1112.5 \text{ mm}$$

a. Kontrol Geser Ponds

➤ 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 2847-2019 Pasal 11.11.2.1.



Gambar 9. 10 Daerah Kritis Geser Ponds Dua Arah

$$\begin{aligned} P_u \text{ punch} &= P_u \text{ kolom} + W_u \text{ poer} - P_u \text{ pile daerah kritis} \\ &= 4635.75 + 1,2 \times 1.1375 \times 1.1375 \times 23,544 \times 1,2 \\ &\quad - (907.65 + 1167.21 + 1150.66 + 1410.2) \\ &= 154.90 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk pondasi tapak non-prategang (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

Keterangan:

$$\alpha_s = 20 \text{ untuk kolom sudut}$$

$$= 30 \text{ untuk kolom tepi}$$

$$= 40 \text{ untuk kolom interior}$$

$$\beta = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek}$$

$$= \frac{90}{90} = 1$$

$$b_o = \text{Keliling penampang kritis}$$

$$= 2(b_{\text{kolom}} + d) + 2(h_{\text{kolom}} + d)$$

$$= 2(1000 + 1137,5) + 2(1000 + 1.112,5)$$

$$= 8550 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

$$= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 8550 \times 1137,5$$

$$= 33273512,69 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,083 \times \left(\frac{20 \times 1137,5}{8850} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 8850 \times 1137,5$$

$$= 25238531,41 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333\lambda\sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,333 \times 1 \times \sqrt{45} \times 8550 \times 1137,5$$

$$= 21725411,47 \text{ N (menentukan)}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang poer dalam memikul gaya geser adalah sebagai berikut.

$$\phi V_n = 0,75 \times 21725411,47 \text{ N}$$

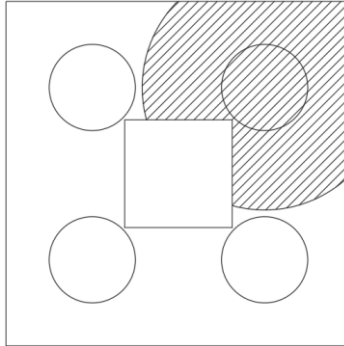
$$= 16294058,6 \text{ N}$$

$$= 16294,058 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > P_u \text{ punch} = 154,9 \text{ kN (OK)}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat kolom.

➤ Akibat pancang



Gambar 9. 11 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang

$$\beta = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\ = \frac{90}{90} = 1$$

$$b_o = \text{Keliling penampang kritis} \\ = (0,25 \times \pi \times (600+1137,5)) - 16,5\% \times (0,25 \times \pi \times (600+1137,5)) \\ = 1139,466 \text{ mm}$$

Sama seperti perhitungan geser akibat geser ponds, perencanaan geser ponds pada poer akibat pancang juga dilakukan berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

$$V_{c1} = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 1139,466 \times 1137,5 \\ = 26084354,09 \text{ N}$$

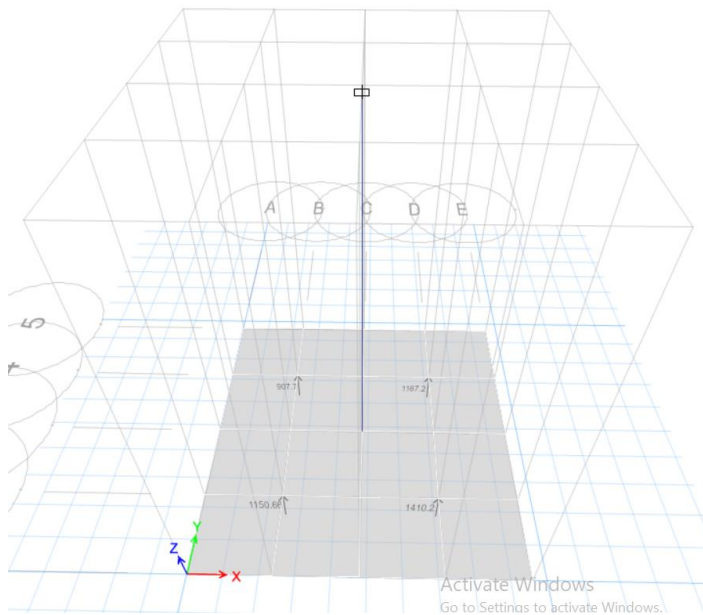
$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ = 0,083 \times \left(\frac{20 \times 1137,5}{1364,63} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 1139,46 \times 1137,5 \\ = 15651780,87 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c3} &= 0,333 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,333 \times 1 \times \sqrt{45} \times 1139,46 \times 1137,5 \\
 &= 2895363,304 \text{ N (menentukan)} \\
 \phi V_n &= 0,75 \times 2895363,304 \text{ N} \\
 &= 2171522,478 \text{ N} \\
 &= 2171,522 \text{ kN} \\
 \phi V_n > P_u &= 1410,2 \text{ kN (OK)}
 \end{aligned}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat pancang.

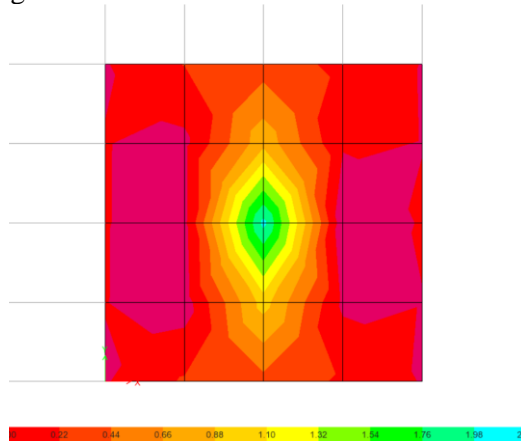
b. Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, momen di dapat dari permodelan tiga dimensi pada ETABS dengan menginput P masing-masing tiang pancang.



Gambar 9. 12 Permodelan 3D Pilecap Tipe 1

➤ Penulangan Poer Arah Sumbu X



dalam satuan kNm

Gambar 9. 13 Momen dari ETABS (M11)

Didapat momen dari ETABS:

$$M_{max} = 2284.504 \text{ kN.m} = 2284504000 \text{ N.mm}$$

$$M_{min} = -201.637 \text{ kN.m} = -201637000 \text{ N.mm}$$

Penulangan bawah

$$R_n = \frac{M_{max}}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{2284504000}{0,9 \times 2400 \times 1137,5^2} = 0.817$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{45}}{420} = 0,0039$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka, $\rho_{min} = 0,0039$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 45} = 10,98$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10,98} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,98 \times 0,817}{420}} \right) \\ &= 0,001966 < \rho_{\min}\end{aligned}$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0,0039$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0039 \times 1.000 \times 1137,5 = 4542,01 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4542,01} = 108,07 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm

Penulangan Atas

$$R_n = \frac{M_{\min}}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{201637000}{0,9 \times 2400 \times 1137,5^2} = 0,073$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{45}}{420} = 0,0039$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka, $\rho_{\min} = 0,0039$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 45} = 10,98$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10,98} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,98 \times 0,073}{420}} \right) \\ &= 0,0001739 < \rho_{\min}\end{aligned}$$

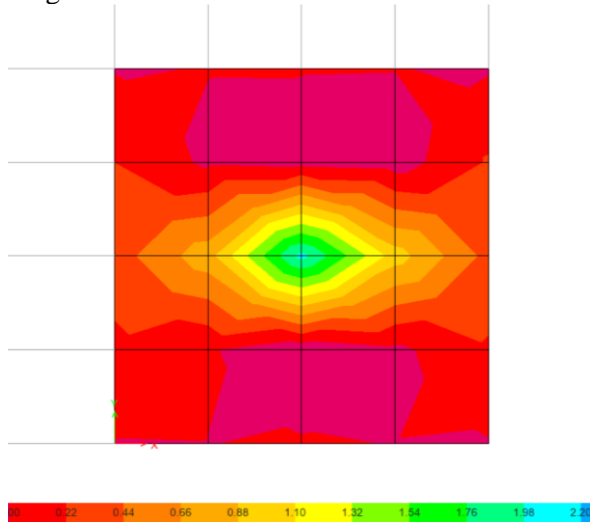
$$\rho = \rho_{\min} = 0,0039$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0039 \times 1.000 \times 1.137,5 = 4542,01 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4542,01} = 108,07 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm

➤ Penulangan Poer Arah Sumbu Y



dalam satuan kNm

Gambar 9. 14 Momen dari ETABS (M22)

Didapat momen dari ETABS:

M positif = 2254.428 kN.m = 2254428000 N.mm

M negatif = -198.929 kN.m = 198929000 N.mm

➤ Penulangan bawah

$$R_n = \frac{M_{max}}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{2254428000}{0,9 \times 2400 \times 1.112,5^2} = 0.8433$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{45}}{420} = 0,0039$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka, $\rho_{min} = 0,0039$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 45} = 10,98$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10,98} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,98 \times 0,8433}{420}} \right) \\ &= 0,00203 < \rho_{\min} \end{aligned}$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0,0039$$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0,0039 \times 1.000 \times 1.112,5 = 4442,19 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \varnothing^2 \times 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4442,19} = 110,5 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm

➤ Penulangan atas

$$R_n = \frac{M_{\min}}{\phi \times b \times d \times x^2} = \frac{198929000}{0,9 \times 2400 \times 1.112,5^2} = 0,0744$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{45}}{420} = 0,0039$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka, $\rho_{\min} = 0,0039$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 45} = 10,98$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10,98} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,98 \times 0,0744}{420}} \right) \\ &= 0,000177 < \rho_{\min} \end{aligned}$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0,0039$$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0,0039 \times 1.000 \times 1.112,5 = 4442,19 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \varnothing^2 \times 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4442,19} = 110,5 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm

2. Pondasi Tipe 3

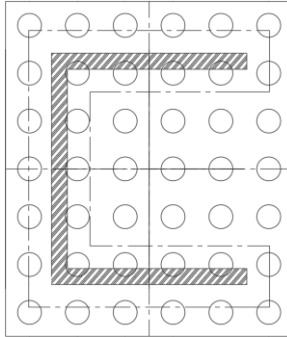
Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur. Data-data perencanaan poer adalah sebagai berikut.

Fz Max	= 44451.5 kN
N	= 42 buah
Dimensi poer	= 7.2 x 8.4 x 1,2 m
Mutu beton (f_c')	= 45 MPa
Mutu baja (f_y)	= 420 MPa
Diameter tulangan	= 25 mm
Selimut beton	= 50 mm
λ	= 1 (beton normal)
Tinggi efektif (d)	
d_x	= $1200 - 50 - \frac{1}{2} 25 = 1137.5$ mm
d_y	= $1200 - 50 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1112.5$ mm

a. Kontrol Geser Ponds

➤ 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 2847-2019 Pasal 11.11.2.1.



Gambar 9. 15 Daerah Kritis Geser Ponds Dua Arah

$$\begin{aligned}
 \text{Pu punch} &= \text{Pu kolom} + \text{Wu poer} - \text{Pu pile daerah kritis} \\
 &= 44451.5 + 1,2 \times 18.72 \times 23.55 \times 1.1375 - \\
 &\quad (31591.32) \\
 &= 4366.37 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk pondasi tapak non-prategang (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

Keterangan:

$$\alpha_s = 20 \text{ untuk kolom sudut}$$

$$= 30 \text{ untuk kolom tepi}$$

$$= 40 \text{ untuk kolom interior}$$

$$\beta = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek}$$

$$= \frac{90}{90} = 1$$

$$b_o = \text{Keliling penampang kritis}$$

$$= (\text{keliling shearwall} + d) \times 2$$

$$= 2 (1537.5 + 5637.5 + 6137.5 + 5637.5 + 1537.5 + 6037.5 + 6937.5 + 6037.5)$$

$$= 79000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \\
&= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 79000 \times 1137,5 \\
&= 307436148 \text{ N} \\
V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
&= 0,083 \times \left(\frac{20 \times 1137,5}{79000} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 79000 \times 1137,5 \\
&= 114475898 \text{ N} \\
V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
&= 0,333 \times 1 \times \sqrt{45} \times 79000 \times 1137,5 \\
&= 200737720 \text{ N (menentukan)}
\end{aligned}$$

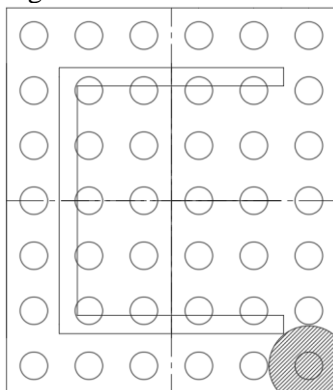
Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang poer dalam memikul gaya geser adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
\phi V_n &= 0,75 \times 114475898 \text{ N} \\
&= 85856923,8 \text{ N} \\
&= 85856,9 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\phi V_n > P_u \text{ punch} = 4366,37 \text{ kN (OK)}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat kolom.

➤ Akibat pancang



Gambar 9. 16 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang

$$\beta = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\ = \frac{90}{90} = 1$$

$$b_o = \text{Keliling penampang kritis} \\ = (0,25 \times \pi \times (600+1137,5)) \\ = 1364,63 \text{ mm}$$

Sama seperti perhitungan geser akibat geser ponds, perencanaan geser ponds pada poer akibat pancang juga dilakukan berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

$$V_{c1} = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 1364,63 \times 1137,5 \\ = 31238747,41 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ = 0,083 \times \left(\frac{20 \times 1137,5}{1364,63} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 1364,63 \times 1137,5 \\ = 16136900,43 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ = 0,333 \times 1 \times \sqrt{45} \times 1364,63 \times 1137,5 \\ = 3467500,96 \text{ N (menentukan)}$$

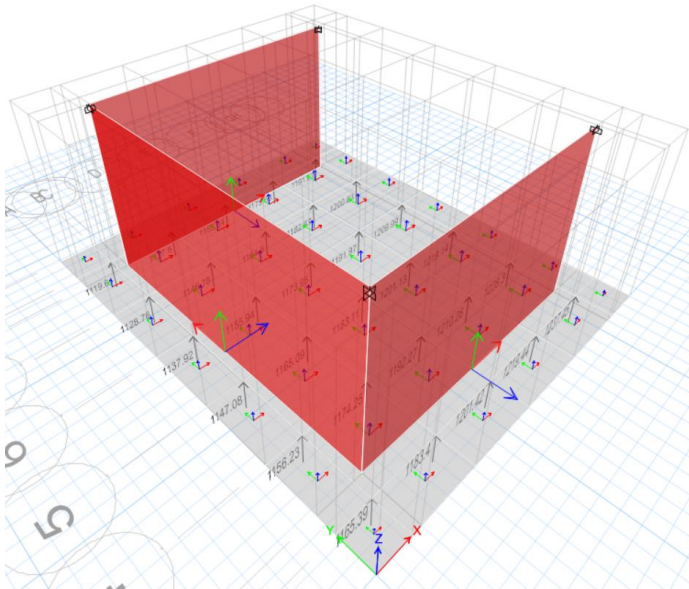
$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0,75 \times 16136900,43\text{N} \\ &= 12102742,8 \text{ N} \\ &= 12102,7 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\phi V_n > P_u = 1121,5 \text{ kN (OK)}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat pancang.

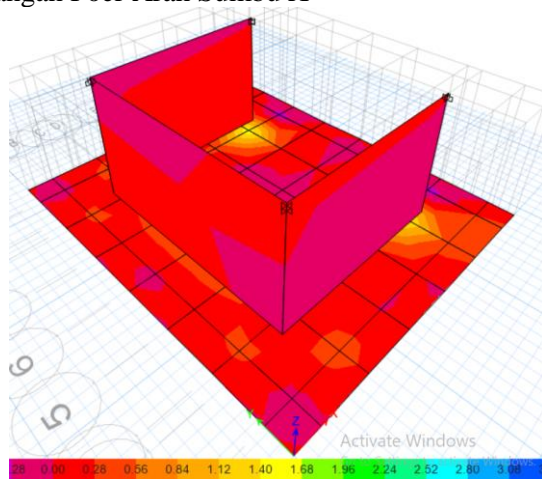
c. Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, momen di dapat dari permodelan tiga dimensi pada ETABS dengan menginput P masing-masing tiang pancang.

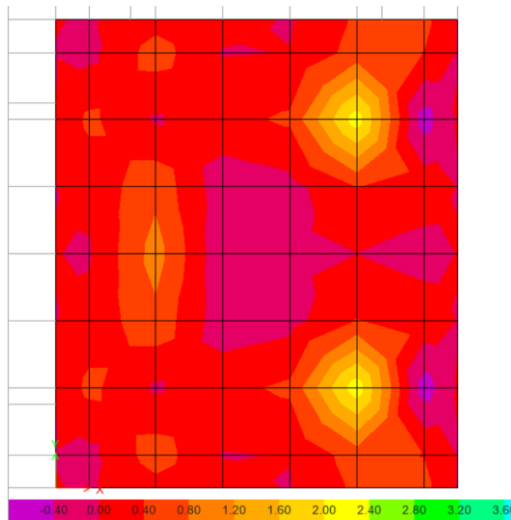


Gambar 9. 17 Permodelan 3D Pilecap Tipe 3

➤ Penulangan Poer Arah Sumbu X



Gambar 9. 18 Hasil Momen (M11) Secara Keseluruhan



dalam satuan kNm

Gambar 9. 19 Hasil Momen (M11) pada Poer
Didapat momen dari ETABS:

$$M_{\max} = 4855.465 \text{ kN.m} = 4855465000 \text{ N.mm}$$

$$M_{\min} = -757.868 \text{ kN.m} = -757868000 \text{ N.mm}$$

Penulangan bawah

$$R_n = \frac{M_{\max}}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{4855465000}{0,9 \times 2400 \times 1137,5^2} = 1.737$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{45}}{420} = 0,0039$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka, $\rho_{\min} = 0,0039$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 45} = 10,98$$

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

$$= \frac{1}{10,98} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,98 \times 1.737}{420}} \right)$$

$$= 0.00423$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0.00423$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho b d = 0,00423 \times 1.000 \times 1137,5 = 4811.63 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{S_{\text{perlu}}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4811.63} = 102.018 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm

Penulangan Atas

$$R_n = \frac{M_{\min}}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{757868000}{0,9 \times 2400 \times 1137,5^2} = 0.271$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{45}}{420} = 0,0039$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka, $\rho_{\min} = 0,0039$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 45} = 10,98$$

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

$$= \frac{1}{10,98} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,98 \times 0,271}{420}} \right)$$

$$= 0,0006475 < \rho_{\min}$$

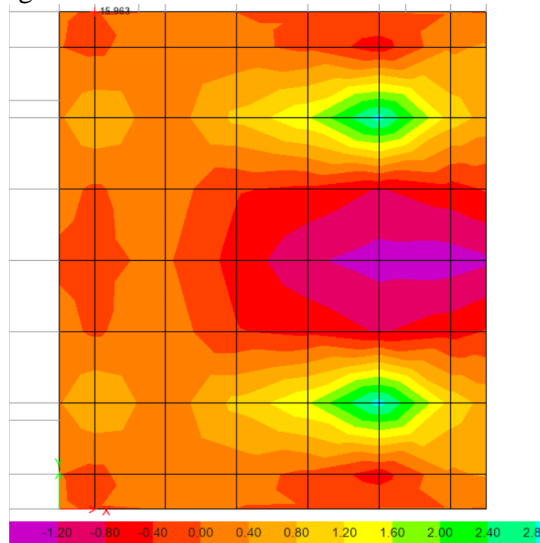
$$\rho = \rho_{\min} = 0,0039$$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0,0039 \times 1.000 \times 1.137,5 = 4542,01 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4542,01} = 108,07 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm

➤ Penulangan Poer Arah Sumbu Y



dalam satuan kNm

Gambar 9. 20 Momen dari ETABS (M22)

Didapat momen dari ETABS:

M positif = 4282.516 kN.m = 4282516000 N.mm

M negatif = -1420.388 kN.m = -1420388000 N.mm

➤ Penulangan bawah

$$R_n = \frac{M_{max}}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{4282516000}{0,9 \times 2400 \times 1.112,5^2} = 1.6$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{45}}{420} = 0,0039$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka, $\rho_{min} = 0,0039$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 45} = 10,98$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10,98} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,98 \times 1.6}{420}} \right) \\ &= 0,00389 < \rho_{min} \end{aligned}$$

$$\rho = \rho_{min} = 0.0039$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,0039 \times 1.000 \times 1.112,5 = 4442,19 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4442,19} = 110,5 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm

➤ Penulangan atas

$$R_n = \frac{M_{min}}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{1420388000}{0,9 \times 2400 \times 1.112,5^2} = 0.531$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{45}}{420} = 0,0039$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka, $\rho_{min} = 0,0039$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 45} = 10,98$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10,98} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,98 \times 0.531}{420}} \right) \\ &= 0,00127 < \rho_{\min}\end{aligned}$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0.0039$$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0,0039 \times 1.000 \times 1.112,5 = 4442,19 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4442,19} = 110,5 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm

9.2.7 Perencanaan Sloof

Struktur sloof digunakan untuk membuat penurunan secara bersamaan pada pondasi atau sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sloof sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

➤ Dimensi sloof:

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$A_g = 120000 \text{ mm}^2$$

➤ Mutu bahan:

$$f'c = 40 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan utama} = \text{D19}$$

$$\text{Tulangan Senggang} = \text{D10}$$

$$d = 400 - (40 + 10 + \frac{1}{2} \times 19) = 340,5 \text{ mm}$$

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan diaman beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangan pada kolom. Adapun beban sloof adalah

Berat sendiri sloof

$$qu = 1,4 \times 0,3 \times 0,4 \times 2400 = 403,2 \text{ kg/m}$$

$$= 4,032 \text{ kN/m}$$

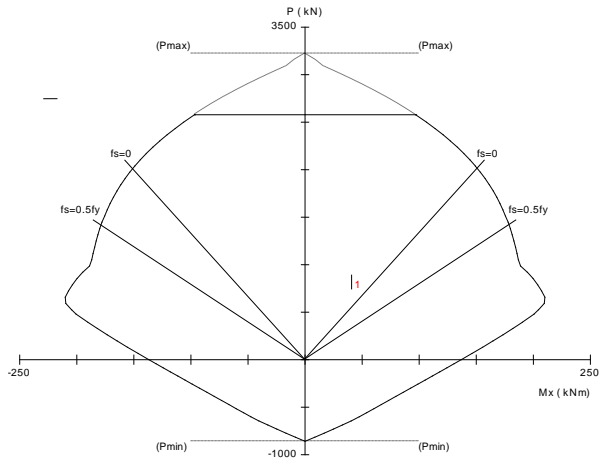
Panjang sloof = 9 m

$$\begin{aligned} Mu_{\text{tump}} &= \frac{1}{8} qu \cdot L^2 = \frac{1}{8} \times 4,032 \times 9^2 \text{ kgm} \\ &= 40.824 \text{ kNm} \end{aligned}$$

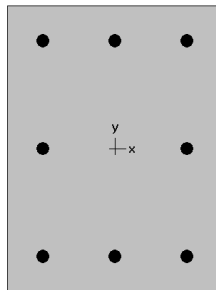
Lalu menggunakan program SPCol dengan memasukkan beban:

$$P = 10\% Pu = 10\% 8178.33 \text{ kN} = 817.83 \text{ kN}$$

$$M = 40.824 \text{ kNm}$$



Gambar 9. 21 Diagram Interaksi P-M



300 x 400 mm
1.89% reinf.

Gambar 9. 22 Spesifikasi Penulangan Sloof

➤ Penulangan Geser Sloof

$$V_u = \frac{1}{2} q_u \times L = \frac{1}{2} \times 4,032 \times 9 = 18.144 \text{ kN}$$

$$d' = 400 - 40 - 10 - 19/2 = 340,5 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{b_w \times d \times \sqrt{f_c'}}{6} = \frac{300 \times 340,5 \times \sqrt{40}}{6} = 107.675,55 \text{ N}$$
$$= 107,676 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 107,676 = 80,78 \text{ kN} > V_u \text{ (OK)}$$

Sehingga tulangan geser tidak diperlukan, Jadi dipasang tulangan geser min

$$S_{maks} = d/2 \text{ atau } 300 \text{ mm}$$

$$d/2 = 340,5/2 = 170,25 \text{ mm}$$

$$A_v \text{ min} = \frac{b_w \times s}{3f_y} = \frac{300 \times 170,25}{3 \times 420} = 40,53 \text{ mm}^2$$

Dipasang Senggang 2D10-150 mm

9.2.8 Perencanaan Tulangan Tusuk Konde pada Tiang Pancang

Dalam perencanaan tulangan tusuk konde, tiang pancang diasumsikan sebagai kolom. Sehingga perhitungan terkait kebutuhan tulangan longitudinal, tulangan transversal, dan panjang penyaluran disesuaikan dengan perhitungan pada perencanaan struktur kolom. Berikut merupakan spesifikasi dan pembebanan pada tiang pancang:

$$\text{Diameter Pile Inti} = 600 - 2 \times 100 = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal decking (d')} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu tulangan (f}_y\text{)} = 420 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu beton (f}'_c\text{)} = 52 \text{ Mpa}$$

9.2.8.1 Kontrol Dimensi Tiang Pancang

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diperoleh beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada tiang pancang, disini menggunakan contoh gaya terbesar yaitu pada pondasi tipe 3:

$$\text{Diameter Tiang Pancang} = 600 \text{ mm}$$

Jumlah Tiang Pancang = 42 Tiang Pancang

$$P \text{ Max} = \frac{Pu}{N \text{ tiang pancang}} = 1502.1 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{H_{max}}{N} = \frac{2841.23}{42} = 67.65 \text{ kN}$$

Mu : Mengacu pada perhitungan 9.5.2 dan pada tabel 9.6

Mmax untuk 1 tiang pondasi tipe 3, Mu = 138.3 kNm

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang

kombinasi ialah sebesar $\geq Ag \times \frac{f'_c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
 $400 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$
- Rasio dimensi besar dari 0.4
Rasio $b/h = 400/400 = 1 > 0.4$

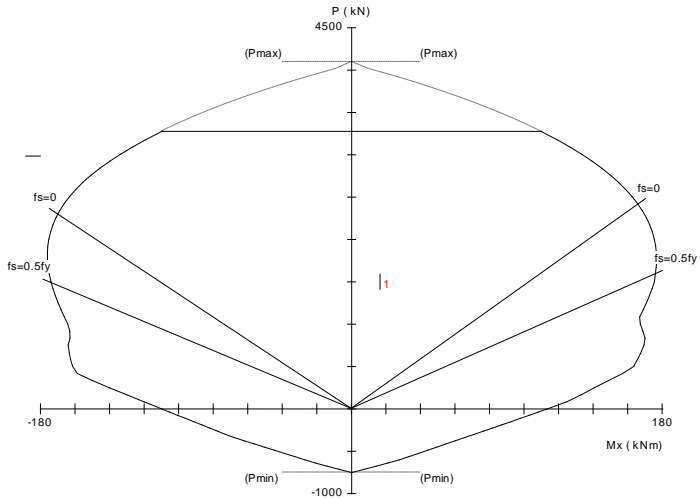
Dari hasil program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah kN

$$1502.1 \text{ kN} \geq \pi \times \left(\frac{400}{2}\right)^2 \times \frac{52}{10} \times \frac{1}{1000}$$

$$1502.1 \text{ kN} \geq 1306,903 \text{ kN (OK)}$$

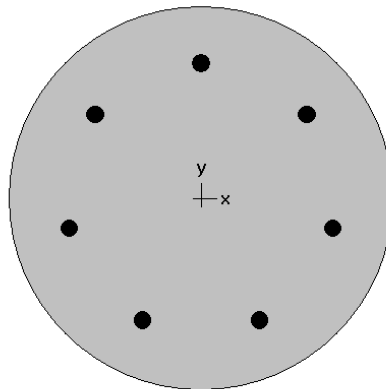
9.2.8.2 Penulangan Longitudinal Tiang Pancang

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu spColumn, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut:



Gambar 9. 23 Diagram Interaksi Kolom Diameter 400 mm

Dari hasil spColumn Design diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah **7D19**.



400 mm diam.
1.58% reinf.

Gambar 9. 24 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn

$$\phi M_n = 175.16 \text{ kNm} > M_u = 138.3 \text{ kNm (OK)}$$

9.2.8.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Pada Tiang Pancang

Tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari 0.01 A_g atau lebih dari 0.06 A_g .

$$A_{st} = 1988 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 125663,7 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program spColumn diperoleh Tulangan longitudinal: 7D19, dengan rasio tulangan = 1.58 %.

$$0,01A_g < A_s < 0,06 A_g$$

$$1256,6 \text{ mm}^2 < 1988 \text{ mm}^2 < 7539,82 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

9.2.8.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 10.3.6.1: kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0,85 \phi (0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$P_u = 1502.1 \text{ KN}$$

$$\phi = 0,7$$

$$A_g = \frac{1}{2} \times \pi \times \left(\frac{400}{2}\right)^2 = 125663,7 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 7 \frac{1}{4} \pi 19^2 = 1988 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

$$\phi P_n = 0,85 \times 0,7 (0,85 \times 52 (125663,7 - 1988) + 420 (1988))$$

$$\phi P_n = 3749085.44 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 3749.085 \text{ kN} > P_u = 1502.1 \text{ kN (OK)}$$

9.2.8.5 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2019 pasal 21.6.5.1.

$$F_s = 1,25 \times F_y = 1,25 \times 420 = 525 \text{ Mpa}$$

$$L_n = 5 \times d = 5 \times 400 = 2.000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= A_{st} \times f_s \times (d-a/2) \\ &= 1998 \times 525 \times (339 \times 59.33/2) \\ &= 324477078.8 \text{ Nmm} = 324.477 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$V_{ex} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_n} = \frac{2 \times 324.477}{2} = 324.477 \text{ kN}$$

$$V_{ex} = 324.477 \text{ kN} > V_u = 83.044 \text{ kN (OK)}$$

9.2.8.6 Perhitungan Tulangan Geser

Diketahui tinggi bersih dari kolom, $L_n = 5 \times 400 = 2000$ mm dan tulangan sengkang menggunakan diameter 10 mm.

Syarat sengkang spiral $25 \text{ mm} \leq s \leq 75 \text{ mm}$.

$$D_c = 400 - 2 \times 50 - 19 = 281 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 281^2 = 62015,82 \text{ mm}^2$$

ρ harus memenuhi persyaratan di SNI 2847:2019 pasal 21.6.4.4, pasal 10.9.3 dan , diambil nilai yang terbesar dari rumus berikut ini:

$$\begin{aligned} \rho_s &= 0,12 \times \left(\frac{f_c'}{f_{yt}} \right) \\ &= 0,12 \times \left(\frac{52}{420} \right) \\ &= 0,014 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_s &= 0,45 \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{f_c'}{f_{yt}} \\ &= 0,45 \times \left(\frac{125663,7}{62015,82} - 1 \right) \times \frac{52}{420} \\ &= 0,057 \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho_s \times A_g \\ &= 0,057 \times 125663,7 \\ &= 7185,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= \frac{\pi/4 \times d_b^2 \times 1000}{A_{s \text{ perlu}}} \\ &= \frac{\pi/4 \times 19^2 \times 1000}{7185,5} \\ &= 39,46 \text{ mm} \end{aligned}$$

Didapat tulangan sengkang D19 – 30 mm.

BAB X

PENUTUP

10.1 Resume

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Perencanaan Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Laggon menggunakan sistem balok prategang yang terdapat di lantai atap dapat ditarik beberapa kesimpulan, diantaranya sebagai berikut:

1. Berdasarkan perhitungan yang telah memenuhi persyaratan yang terdapat pada peraturan SNI 2847:2019, diperoleh dimensi untuk struktur sekunder, struktur primer dan struktur bawah sebagai berikut:

Struktur Sekunder:

- a. Balok anak berdimensi 25/40 cm menggunakan tulangan longitudinal D13, tulangan sengkang 2D13-100 mm
- b. Pelat atap setebal 150 mm menggunakan tulangan D10-125 mm, D10-200 mm dan D10-250 mm
- c. Pelat lantai setebal 120 mm menggunakan tulangan D10-125 mm, D10-200 mm dan D10-250 mm
- d. Pelat basemen setebal 300 mm menggunakan tulangan D13-100 dan D13-125
- e. Lift dengan balok penggantung *lift* menggunakan profil WF 500x200x11x19 dengan BJ 41
- f. Tangga dengan perletakan jepit menggunakan tulangan longitudinal D13-200 mm

Struktur Primer:

- a. Balok induk menggunakan tulangan longitudinal D25, tulangan sengkang 2D13-100 mm
- b. Balok prategang menggunakan 1 tendon unit 5-19 dengan jumlah strand 18, tulangan longitudinal D29, tulangan sengkang 2D13-150 mm dan 2D13-200 mm

- c. Kolom menggunakan tulangan longitudinal D25, tulangan sengkang 4D16-100 mm dan 4D16-150 mm.
- d. Dinding geser menggunakan tulangan longitudinal dan vertikal D16-100 mm dan menggunakan sengkang 2D16-100 mm pada *special boundary element*.

Struktur Bawah:

- a. Pondasi menggunakan tiang pancang beton (*Spun pile*) produk dari PT. Waskita Beton Precast dengan diameter 600 mm mencapai kedalaman 40 meter.
 - b. Semua tipe pilecap menggunakan tulangan D25-100 mm
 - c. Dinding penahan tanah menggunakan tulangan longitudinal dan vertikal sebesar D16-200 mm
 - d. Sloof memiliki dimensi 30x40 cm menggunakan tulangan utama 8D19 dan tulangan sengkang 2D10-150 mm
2. Perhitungan pembebanan struktur berdasarkan SNI 1727:2013. Beban yang dimasukkan ke dalam permodelan struktur merupakan beban mati tambahan, hidup, dan beban gempa.
 3. Perhitungan gaya gempa pada perencanaan Gedung Tower Caspian menggunakan analisa respon spectrum di daerah Surabaya berdasarkan peraturan RSNI 1726 : 2019.
 4. Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS yang telah memenuhi kontrol persyaratan struktur berdasarkan peraturan RSNI 1726 : 2019 sebagai berikut:
 - a. Kontrol beban gravitasi : selisih antara perhitungan manual dan ETABS sebesar 0.15 %. Karena kurang dari 5% maka dianggap permodelan struktur sudah sesuai.
 - b. Kontrol partisipasi massa : sudah memenuhi persyaratan perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang-kurangnya adalah 90%.
 - c. Kontrol periode waktu getar alami fundamental : dari program bantu ETABS didapatkan T struktur sebesar 2.533 detik.

- d. Kontrol gaya geser dasar : sudah memenuhi persyaratan nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 100% nilai respon statik.
 - e. Kontrol batas simpangan (drift) : sudah memenuhi persyaratan drift ijin sebesar 0,02 tinggi lantai.
 - f. Kontrol sistem ganda : sudah memenuhi persyaratan SRPMK harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut.
5. Perhitungan daya dukung tanah dengan metode tegangan ijin dan penulangan pilecap menggunakan desain ultimate kombinasi LRFD.
 6. Hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada perencanaan Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon dituangkan pada gambar teknik pada lampiran.

10.2 Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisa dalam Tugas Akhir ini diantaranya:

1. Perencanaan gedung yang dilakukan harus pada zona gempa yang sebenarnya agar ketepatan perhitungan dalam perencanaan lebih efisien dan efektif.
2. Perencanaan menggunakan beton pratekan sebaiknya memperhatikan dimensi balok dengan gaya pratekan yang terjadi, disesuaikan dengan panjang dan dimensi angkur yang akan dipasang nantinya pada tumpuan
3. Pada perencanaan bangunan harus dipikirkan kemudahan dalam aplikasi di lapangan sehingga pelaksanaan dapat berjalan dengan baik, lancar dan sesuai dengan perencanaan
4. Pengembangan pada teknologi beton pratekan perlu dilakukan peningkatan, agar lebih mudah dalam

pengerjaannya, dikarenakan penggunaan pratekan dapat membuat fungsi ruang pada gedung semakin efisien.

5. Kekuatan tanah pada lokasi harus diperhatikan pada saat pembangunan proyek bangunan lantai tinggi.

Daftar Pustaka

- Gilbert, R.I, Mickleborough, N.C. 2005. **Design of Prestressed Concrete**. Inggris: Spon Press
- Lin, T.Y., dan Burns. N.H. 1988. **Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1**. Jakarta : Erlangga.
- Lin, T.Y., dan Burns. N.H. 2000. **Desain Struktur Beton Prategang Jilid 2**. Jakarta : Erlangga.
- Marshall, Vernon dan Robberts, John M. 2011. **Presstressed Concrete Design and Practice**. Midrand: Concrete Society of Southern Africa
- Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary. 2008. **Famington Hills**
- Wikana, Iwan dan Widayat Yohanes. 2007. **Tinjauan Kuat Lentur Balok Beton Bertulang Dengan Lapisan Mutu Beton Yang Berbeda**. Yogyakarta.
- Adewuyi, A.P dan Franklin, S.O. 2011. **“Analytical Investigation of Prestressed Concrete Structures Incorporating Combined Post-Tensioned and Post-Compressed Reinforcements.”** Nigeria : ARP
- Fintel, Mark dan Ghosh S.K. 1978. **Case Study of Effects of Post-Tensioning The Beams in 45 Storey Building**. Portland Cement Association, Skokie, Illinois.

- Artiningsih, TP.2008.**Perilaku Siklik Balok Prategang Parsial Pratarik Akibat Perbedaan Rasio Tulangan.**Bogor: Departement Teknik Sipil Universitas Pakuan
- Ables, P.W, Bardhah B.K, Turner F.H. 1976. **Prestressed Concrete Designer's Handbook Second Edition.** Inggris: Spon Press
- Badan Standarisasi Nasional **Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013).** Jakarta : BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional **Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2019).** Jakarta : BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI 1726-2019).** Jakarta : BSNI
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan 1983 **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG).**
- Nawy, Edward G. 2001. **Beton Prategang : Suatu Pendekatan Mendasar, Edisi Ketiga.** Jakarta : Erlangga
- McCormac, J. C. & Nelson, J. K., 2005. **Design of Reinforced Concrete; ACI 318-05** Code Edition. s.l.:s.n.
- Ho Steven, Erron Gunardi, Paravita Sri Wulandari, Benjamin Lumantarna. 2014. **Studi Kasus Terhadap Pelaksanaan Basement 5 Lantai Di Wilayah Surabaya Barat. Jurnal dimensi Pratama Teknik Sipil.**
- Kajewski, S. (1994). **Construction Techniques and Methodology.** Makalah QUT untuk Short Course Pasca Sarjana Teknik Sipil, Jakarta.

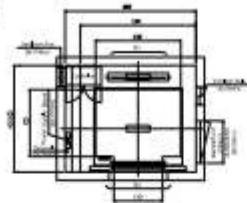
“ Halaman ini sengaja dikosongkan ”

LAMPIRAN

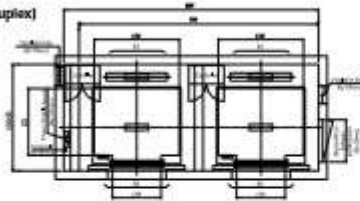
Technical Data

1. Hoistway & Machine Room Plan

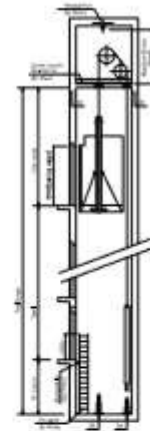
[Simplex]



[Duplex]



1. Hoistway Section



1. Overhead, PIT & Machine Room Height

Application Regulation (CODE)	Speed (m/s)	Load (kg)	Travel (mm)	Overhead (mm)	PIT Depth (mm)	Machine Room Ht	Required Hoist Strength (kg)	
Standard /IH	1	400-3000	Travel-100	4300	1800	2000	3000	
		1150	Travel-300	4350			4500	
		1150/1600	Travel-80	4380			5000	
	1.5	400-3000	30-Travel-300	4670			1950	3000
		1150	Travel-300	4680				4500
		1150/1600	Travel-80	4680				5000
MCOH	1	400-3000	Travel-300	4500	1800	2000	3000	
		1150	Travel-300	4500			4500	
		1150/1600	30-Travel-300	4500			5000	
	1.5	400-3000	Travel-300	4400			1950	3000
		1150/1365	Travel-80	4400				4500
		1150/1365	30-Travel-300	4750				5000
Standard /IH	7	300-3400	Travel-310	5100	1800	2000	6000	
	2.5	300-3400	Travel-310	5300	2000			

SECC SIGMA 02030V

SIGMA

Technical Data

1. Layout Dimensions | Speed: 1.0 m/s

[Standard]

Speed (m/s)	Capacity		Opening Work (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Overhead Load					
	Person	Loading		CW	CD	Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		PIT			
						100	100	100	100	100	100	100	100						
1.0	6	410	800	1100	810	1000	1100	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	
	8	510	800	1100	910	1000	1100	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	
	9	600	800	1100	1130	1000	1100	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	
	10	600	800	1100	1250	1000	1100	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	
	11	710	800	1100	1350	1000	1100	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	
	13	900	900	1600	1550	2000	2000	1150	2000	2000	2000	1150	2000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	15	1400	900	1600	1800	2000	2150	1150	2150	2000	2150	1150	2150	1000	1000	1000	1000	1000	
	17	1150	1000	1800	2100	2200	2200	1150	2200	2100	2200	1150	2200	1000	1000	1000	1000	1000	
	20	1350	1000	1800	2300	2200	2200	1150	2200	2200	1150	2200	1000	1000	1000	1000	1000	1000	
	21	1600	1000	2000	2500	2200	2200	1150	2200	2200	1150	2200	1000	1000	1000	1000	1000	1000	

[EN Code]

1.0	6	410	700	1150	800	1000	1100	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100
	7	525	800	1100	800	1000	1100	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100
	8	600	800	1100	1100	1000	1100	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100
	9	600	800	1100	1250	1000	1100	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100
	10	600	800	1100	1350	1000	1100	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100
	11	700	900	1600	1500	2000	2000	1150	2000	2000	1150	2000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	13	1000	900	1600	1800	2000	2150	1150	2150	2000	2150	1150	2150	1000	1000	1000	1000	1000
	15	1150	1000	1800	2100	2200	2200	1150	2200	2100	2200	1150	2200	1000	1000	1000	1000	1000
	17	1350	1000	1800	2300	2200	2200	1150	2200	2200	1150	2200	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	21	1600	1000	2000	2500	2200	2200	1150	2200	2200	1150	2200	1000	1000	1000	1000	1000	1000

[Malaysia]

1.0	6	410	800	1100	810	1000	1100	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100
	8	515	800	1100	910	1000	1100	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100
	9	615	800	1100	1110	1000	1100	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100
	10	605	800	1100	1250	1000	1100	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100
	11	710	800	1100	1350	1000	1100	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100	1000	1100
	13	905	900	1600	1550	2000	2000	1150	2000	2000	1150	2000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	15	1405	900	1600	1850	2000	2150	1150	2150	2000	2150	1150	2150	1000	1000	1000	1000	1000
	17	1155	1000	1800	2150	2200	2200	1150	2200	2100	2200	1150	2200	1000	1000	1000	1000	1000
	20	1355	1000	1800	2350	2200	2200	1150	2200	2200	1150	2200	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	21	1605	1000	2000	2550	2200	2200	1150	2200	2200	1150	2200	1000	1000	1000	1000	1000	1000

TECHNICAL DATA FOR THE VSL POST-TENSIONING SYSTEM

1. TENDONS

Whenever possible 0.6" (and not 0.5") strand should be used, due to its better economy.

1.1 Strand Properties 15 mm (0.6")

Strand type	prEN 10138 - 3 (2009)		ASTM A 416-06	
	Y1860S7	Y1860S7	Y1770S7	Grade 270
Nominal diameter	d (mm)	15.3	15.7	15.74
Nominal cross section	A _n (mm ²)	140	150	140
Nominal mass	M (kg/m)	1.093	1.172	1.102
Nominal yield strength	f _{0.1%} (MPa)	1636 ¹⁾	1640 ¹⁾	1676 ²⁾
Nominal tensile strength	f _{ts} (MPa)	1860	1860	1860
Specif./min. breaking load	F _{ts} (kN)	260.4	279.0	266.5
Young's modulus	(GPa)	approx. 195		
Relaxation ³⁾ after 1000 h at 20 °C and 0.7 x F _{ts}	(%)	max. 2.5		

- Characteristic value measured at 0.1% permanent extension
- Minimum load at 0.1% extension for low-relaxation strand
- Valid for relaxation class acc. to prEN 10138-3 or low-relaxation grade acc. to ASTM A 416-06

1.2 Tendon Properties 15 mm (0.6") and corresponding duct diameters

Unit	Strands numbers	Breaking load				Steel duct ¹⁾ recommended		Plastic duct VSL PT-PLUS ²⁾		PE pipe			
		Y1860S7 (prEN)	Y1770S7 (prEN)	Grade 270 (ASTM)	Grade 270 (ASTM)	Ø / Ø _o	Ø / Ø _o	Ø / Ø _o	Ø / Ø _o	Ø _{max} / Ø _o	Ø / Ø _o		
		d=15.3 mm A _n =140 mm ²	d=15.7 mm A _n =150 mm ²	d=15.7 mm A _n =150 mm ²	d=15.24 mm A _n =140 mm ²	Ø / Ø _o	Ø / Ø _o	Ø / Ø _o	Ø / Ø _o	Ø _{max} / Ø _o	Ø / Ø _o		
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm x mm]	[mm]		
6-1	1	260	279	266.5	260.7	2930	5	3035	7	2226	6	25 x 2.0	3
6-2	2	520	558	531	521	4045	9	4550	12	*	40 x 3.0	8	
6-3	3	780	837	797	782	4945	6	4550	9	*	50 x 3.7	8	
6-4	4	1040	1116	1062	1043	4590 ¹⁾	7	5055 ¹⁾	10	*	50 x 3.7	6	
6-7	5	1300	1396	1328	1304	5937	8	6060	11	5839 ²⁾	11	75 x 5.6	17
6-12	6	1560	1674	1593	1564	6962	9	6067	12	5839	11	75 x 5.6	15
	7	1820	1959	1869	1825	5962	7	6067	10	6570	14	75 x 5.6	13
	8	2080	2232	2124	2086	6572	11	7077	14	7681	18	90 x 5.4	20
	9	2340	2511	2360	2346	6572	9	7077	12	7681	16	90 x 5.4	18
	10	2600	2790	2665	2607	7077	11	7582	14	7681	15	90 x 5.4	17
	11	2860	3059	2931	2868	7077	9	7982	12	7681	13	90 x 5.4	15
	12	3120	3348	3186	3128	7582	11	8087	14	7681	12	90 x 5.4	14
6-15	13	3380	3627	3462	3389	8087	13	8592	16	8591	16	110 x 5.3	26
	14	3640	3906	3717	3650	8087	11	8592	14	8591	16	110 x 5.3	25
	15	3900	4185	3993	3911	8087	10	8592	13	8591	12	110 x 5.3	24
6-18	16	4160	4464	4248	4171	8592	12	9097	15	100106	22	110 x 5.3	22
	17	4420	4743	4514	4432	8592	11	9097	14	100106	20	110 x 5.3	20
	18	4680	5022	4779	4693	9097	13	95102	16	100106	19	110 x 5.3	19
6-19	19	4940	5301	5045	4953	9097	12	95102	15	100106	18	110 x 5.3	18
	20	5200	5580	5310	5214	100107	17	110117	20	100106	17	125 x 6.0	24
	21	5460	5859	5576	5475	100107	16	110117	19	100106	16	125 x 6.0	23
	22	5720	6138	5841	5735	100107	15	110117	18	100106	15	125 x 6.0	22
6-22	23	5980	6417	6107	5996	100107	14	110117	17	110117	14	125 x 6.0	21
	24	6240	6696	6372	6257	100107	13	110117	16	110117	13	125 x 6.0	20
	25	6500	6975	6658	6518	110117	18	130127	24	110117	21	125 x 6.0	20
	26	6760	7254	6933	6778	110117	17	130127	23	110117	21	125 x 6.0	20
6-27	27	7020	7538	7369	7039	110117	16	130127	22	110117	20	125 x 6.0	19
	28	7280	7812	7434	7300	110117	15	130127	21	130136	27	140 x 6.7	26
	29	7540	8091	7700	7560	120127	21	130137	27	130136	27	140 x 6.7	25
	30	7800	8370	7965	7821	120127	20	130137	26	130136	26	140 x 6.7	24
6-31	31	8060	8649	8231	8082	120127	19	130137	25	130136	25	140 x 6.7	23
	32	8320	8928	8496	8342	120127	18	130137	24	130136	24	140 x 6.7	22
	33	8580	9207	8763	8603	120127	17	130137	23	130136	23	140 x 6.7	21
	34	8840	9486	9027	8864	120127	16	130137	22	130136	22	140 x 6.7	20
	35	9100	9765	9293	9125	130137	22	140147 ³⁾	21	130136	22	140 x 6.7	20
	36	9360	10044	9568	9395	130137	21	140147 ³⁾	20	130136	21	140 x 6.7	19
6-37	37	9620	10323	9824	9646	130137	20	140147 ³⁾	19	130136	20	140 x 6.7	18
6-43	43	11180	11997	11417	11210	140147	21	150157	27	150157	27	160 x 7.7	24
6-55	55	14300	15345	14603	14339	160167	26	170177	31	150157	21	n.a.	

- Flat duct possible as well (width = 75mm, height = 21mm)
- Flat duct PT-PLUS for use with VStab anchorage; see 2.2.3
- Valid only for strand cables with little curvature. For other cases contact local VSL representative.
- Given values may slightly vary depending on local availability of ducts. In any case the filling ratio (cross-section steel / duct) must not exceed 0.5 (EN523)
- Ø_o refers to outer pipe diameter. For rib diameter refer to section 2.2.3 (Page T 3)

1.3 Strand Properties 13 mm (0.5")

Strand type	prEN 10138 - 3 (2009)		ASTM A 416-06	
	Y1860S7	Y1860S7	Y1770S7	Grade 270
Nominal diameter	d (mm)	12.5	12.9	12.7
Nominal cross section	A _n (mm ²)	93	100	98.7
Nominal mass	M (kg/m)	0.726	0.781	0.775
Nominal yield strength	f _{0.1%} (MPa)	1634 ¹⁾	1640 ¹⁾	1675 ²⁾
Nominal tensile strength	f _{ts} (MPa)	1860	1860	1860
Specif./min. breaking load	F _{ts} (kN)	173.0	186.0	183.7
Young's modulus	(GPa)	approx. 195		
Relaxation ³⁾ after 1000 h at 20 °C and 0.7 x F _{ts}	(%)	max. 2.5		

- Characteristic value measured at 0.1% permanent extension
- Valid for relaxation class acc. to prEN 10138-3 or low-relaxation grade acc. to ASTM A 416-06
- Minimum load at 0.1% extension for low-relaxation strand

1.4 Tendon Properties 13 mm (0.5") and corresponding duct diameters

Unit	Strands numbers	Breaking load			Steel duct ¹⁾ recommended		Plastic duct VSL PT-PLUS ²⁾		
		Y1860S7 (prEN)	Grade 270 (ASTM)	Grade 270 (ASTM)	Ø / Ø _o	Ø / Ø _o	Ø / Ø _o	Ø / Ø _o	
		d=12.5 mm A _n =93 mm ²	d=12.7 mm A _n =99 mm ²	d=12.7 mm A _n =99 mm ²	Ø / Ø _o	Ø / Ø _o	Ø / Ø _o	Ø / Ø _o	
		[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
6-1	1	173	186	184	2026	3	2630	6	2225
6-2	2	346	372	367	3640	8	4045	11	*
6-3	3	519	558	551	3540	6	4045	9	*
6-4	4	692	744	735	4045 ¹⁾	7	4550	10	*
6-7	5	865	930	919	4590	8	5057	11	5839 ²⁾
	6	1038	1116	1102	4590	6	5057	9	5839
	7	1211	1302	1288	5057	7	5839	10	5839
6-12	8	1384	1488	1470	5592	9	6067	12	5839
	9	1557	1674	1653	5592	8	6067	11	5839
	10	1730	1860	1837	6065	10	6672	13	6570
	11	1903	2046	2021	6065	9	6672	12	6570
6-15	12	2076	2232	2204	6672	8	6672	11	6570
6-15	13	2249	2418	2388	6672	9	7077	12	7681
	14	2422	2604	2572	6672	8	7077	11	7681
6-15	15	2595	2790	2756	7077	9	7582	12	7681
6-18	16	2768	2976	2939	7077	9	7582	12	7681
	17	2941	3162	3123	7582	11	8087	14	7681
	18	3114	3348	3307	7582	10	8087	13	7681
6-19	19	3287	3534	3490	7582	9	8087	12	100106
6-22	20	3460	3720	3674	8087	10	8692	13	100106
	21	3633	3906	3858	8087	9	8692	12	100106
6-22	22	3806	4092	4041	8087	8	8692	11	100106
6-27	23	3979	4278	4225	8562	12	9097	15	100106
	24	4152	4454	4409	8562	11	9097	14	100106
	25	4325	4642	4593	9097	14	95102	17	100106
6-27	26	4498	4838	4778	9097	13	95102	16	100106
	27	4671	5022	4960	95102	15	100107	18	100106
6-31	28	4844	5208	5144	95102	14	100107	17	100106
	29	5017	5394	5327	95102	13	100107	16	100106
	30	5190	5580	5511	95102	12	100107	15	100106
6-31	31	5363	5766	5695	95102	11	100107	14	100106
6-37	32	5536	5952	5878	100107	13	110117	19	115121
	33	5709	6138	6062	100107	12	110117	18	115121
	34	5882	6324	6246	100107	12	110117	18	115121
	35	6055	6510	6430	110117	17	120127	25	119121
	36	6228	6696	6615	110117	17	120127	25	

MULTISTRAND POST-TENSIONING



STRAND PROPERTIES – TO AS1311

Nominal Diameter	Nominal Steel Area	Nominal Mass	Minimum Breaking Load	Minimum Proof Load (0.2% OfBc)	Min. Elong. to Fracture in 600mm	Relaxation After 1,000hrs at 0.7 Breaking Load	Modulus of Elasticity
mm	mm ²	kg/m	kN	kN	%	%	MPa x 10 ³
12.7	100.1	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180-205
15.2	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	

TENDON PROPERTIES

TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT Internal Diameter mm
5-3	2	368	39
5-3	3	552	39
5-7	4	736	51
5-7	5	920	51
5-7	6	1100	51
5-7	7	1290	51
5-12	8	1470	69
5-12	9	1660	69
5-12	10	1840	69
5-12	11	2020	69
5-12	12	2210	69
5-19	13	2390	84
5-19	14	2580	84
5-19	15	2760	84
5-19	16	2940	84
5-19	17	3120	84
5-19	18	3310	84
5-19	19	3500	84
5-22	20	3680	90
5-22	21	3860	90
5-22	22	4050	90
5-27	23	4230	96
5-27	24	4420	96
5-27	25	4600	96
5-27	26	4780	96
5-27	27	4970	96
5-31	28	5150	105
5-31	29	5340	105
5-31	30	5520	105
5-31	31	5700	105
5-37	32	5890	115
5-37	33	6070	115
5-37	34	6260	115
5-37	35	6440	115
5-37	36	6620	115
5-37	37	6810	115
5-42	38	6990	118
5-42	39	7180	118
5-42	40	7360	118
5-42	41	7540	118
5-42	42	7730	118
5-48	43	7910	127
5-48	44	8100	127
5-48	45	8280	127
5-48	46	8460	127
5-48	47	8650	127
5-48	48	8830	127
5-55	49	9020	135
5-55	50	9200	135
5-55	51	9380	135
5-55	52	9570	135
5-55	53	9750	135
5-55	54	9940	135
5-55	55	10120	135

TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT Internal Diameter mm
6-3	2	500	39
6-3	3	750	39
6-4	4	1000	51
6-7	5	1250	69
6-7	6	1500	69
6-7	7	1750	69
6-12	8	2000	84
6-12	9	2250	84
6-12	10	2500	84
6-12	11	2750	84
6-12	12	3000	84
6-19	13	3250	96
6-19	14	3500	96
6-19	15	3750	96
6-19	16	4000	96
6-19	17	4250	96
6-19	18	4500	96
6-19	19	4750	96
6-22	20	5000	105
6-22	21	5250	105
6-22	22	5500	105
6-27	23	5750	115
6-27	24	6000	115
6-27	25	6250	115
6-27	26	6500	115
6-27	27	6750	115
6-31	28	7000	118
6-31	29	7250	118
6-31	30	7500	118
6-31	31	7750	118
6-37	32	8000	127
6-37	33	8250	127
6-37	34	8500	127
6-37	35	8750	127
6-42	36	9000	135
6-42	37	9250	135
6-42	38	9500	135
6-42	39	9750	135
6-42	40	10000	135
6-42	41	10250	135
6-42	42	10500	135
6-48	43	10750	144
6-48	44	11000	144
6-48	45	11250	144
6-48	46	11500	144
6-48	47	11750	144
6-48	48	12000	144
6-55	49	12250	154
6-55	50	12500	154
6-55	51	12750	154
6-55	52	13000	154
6-55	53	13250	154
6-55	54	13500	154
6-55	55	13750	154

Note: 1. Intermediate duct diameters may be available on application.

2. Duct diameters are for corrugated steel duct.

3. Duct external dia. = 1. Dia. + 6mm nominal.

4. Corrugated polyethylene PT-Plus® duct is also available, refer page 14.

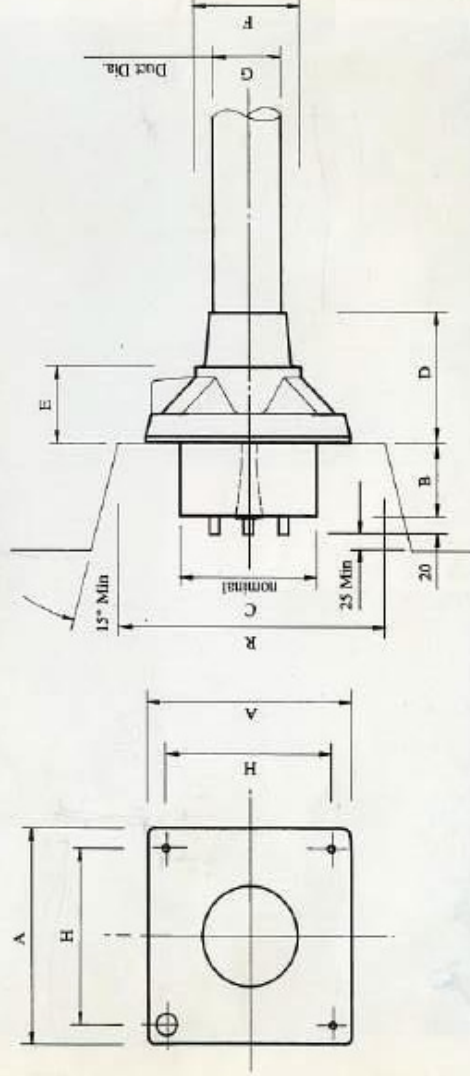
5. For special applications other strand and tendon capacities are available.



MULTISTRAND POST-TENSIONING



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc LIVE END



TENDON UNIT	Dimensions (mm)										
	A	B	C	D	E	F	G	H	R		
STRAND TYPE 12.7mm	*5-3P	135	57	90	191	16	56	39	116	210	
	*5-4P	150	57	90	216	16	64	39	125	210	
	5-7	165	57	120	100	60	85	51	125	275	
	5-12	213	64	160	160	84	120	66	151	320	
	5-19	265	66	184	210	110	145	84	200	360	
	5-27	290	77	200	215	140	153	90	230	360	
	5-31	315	92	230	250	160	176	96	230	360	
	5-37	370	107	250	320	160	200	115	305	650	
	5-42	390	112	290	346	168	217	118	325	650	
	5-48	430	122	300	340	161	233	127	365	750	
5-55	465	142	320	340	160	400	135	460	750		
STRAND TYPE 15.2mm	*6-3P	150	60	90	190	16	56	39	116	210	
	*6-4P	165	54	120	100	60	85	51	125	270	
	6-7	215	54	160	160	85	120	69	180	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		

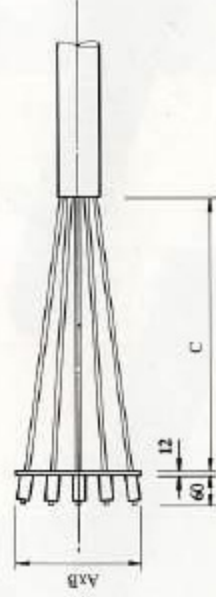
Note: Dimension R does not allow for Lift Off force check. Smaller recesses can be provided for special cases.

Refer VSL office for details.

*Plate type anchorages (Type P). Also available for other tendon units.



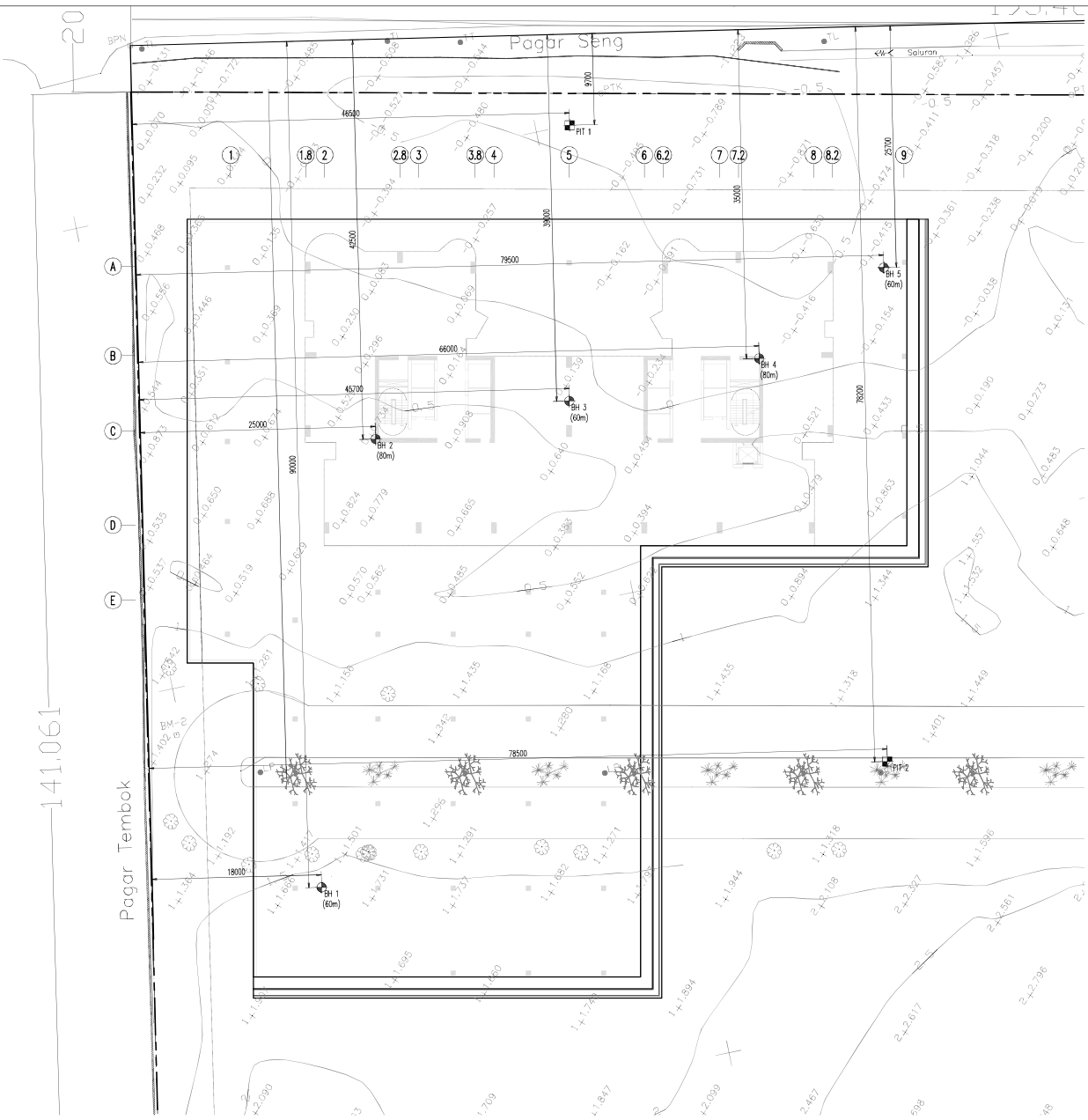
VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE P



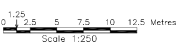
TENDON UNIT	STRAND TYPE 12.7mm		
	A	B	C
Dimensions (mm)			
S-3	100	100	100
S-4	120	120	150
S-7	150	150	250
S-12	200	200	350
S-19	250	250	500
S-22	300	250	500
S-27	300	300	650
S-31	350	300	650
S-37	375	350	850
S-42	375	375	850
S-48	400	400	1000
S-55	425	425	1000

TENDON UNIT	STRAND TYPE 15.2mm		
	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	650
6-27	350	350	650
6-31	350	350	850
6-37	400	400	850
6-42	400	400	1000
6-48	475	475	1000
6-55	550	475	1000

FOR GENERAL NOTES (CIVIL) REFER TO DRAWING C001



 **BOREHOLE LOCATION**
SCALE 1:250



PT	FFELUMARY	MD	WH
Rev	Description	Eng	Draft Date

DARMO HILL SURABAYA

 **TTWIndonesia**
Consulting Engineers
Graha Charita 17, Jl. Raya Raya 74-0, Jakarta Selatan 12730 Indonesia
T: +6221 719 0011 E: ttw@ttwindonesia.com www.ttw.com.id

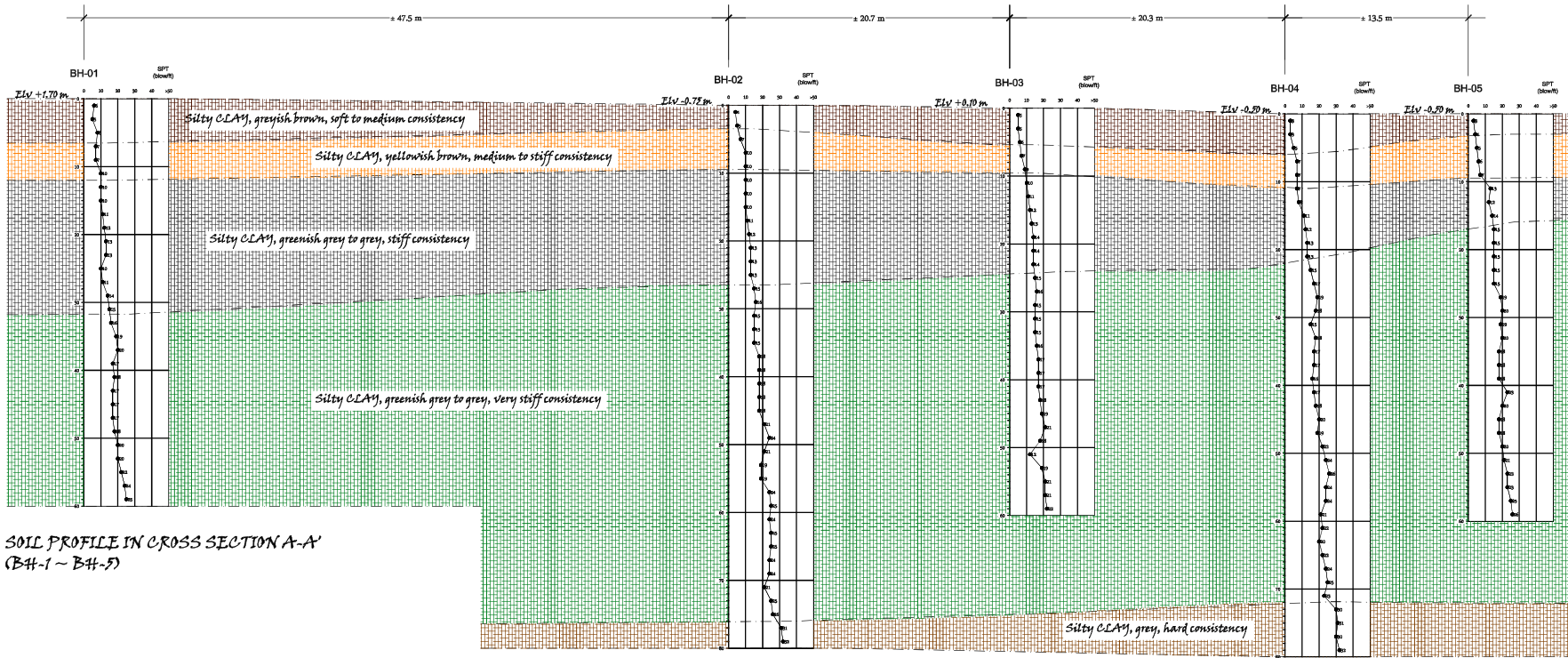
Sheet Subject:
BOREHOLE LOCATION

Scale: A1	Drawn	Authorised
1:250	-	-

NOT FOR CONSTRUCTION

Job No	Drawing No	Revision
148051	-	P1

File Created:



SOIL PROFILE IN CROSS SECTION A-A'
(B4-1 ~ B4-5)

NOTES

- BOR, BH-01 (60.0 m)
- BOR, BH-02 (80.0 m)
- BOR, BH-03 (80.0 m)
- BOR, BH-04 (80.0 m)
- BOR, BH-05 (80.0 m)

LEGEND

- Silty CLAY, greyish brown, soft to medium consistency
- Silty CLAY, yellowish brown, medium to stiff consistency
- Silty CLAY, greenish grey to grey, stiff consistency
- Silty CLAY, greenish grey to grey, very stiff consistency
- Silty CLAY, grey, hard consistency

No.	Date	Description	By	App

OWNER :

 PT. LAMICITRA NUSANTARA, TBK
 Jl. Pahlawan Jember, Jember, Jawa Timur 60177
 0301 3995460

CONSULTING ENGINEERS :

 TTWIndonesia
 Consulting Engineers
 Gedung Citra L1 A Blok B Peta No. 10 Jember Station 12733 Jember
 T. 0301 719 077 Fax 0301 719 077 www.ttwindonesia.com

PREPARED BY :

 TESTANA ENGINEERING, INC.
 Gedung Testana, Jl. Jember Raya No. 10 Jember
 Jl. Opak 66, Surabaya 60241
 Phone/Fax : (031) 5878329

DUMBO HILL APARTMENT - 40 Storey
 Dumbo Hill, Jl. Jember Raya - Jember
A.S. SOIL PROFILE
 Drawn by: T. C. G. Date: 1 June 2018
 Checked by: I. D. M.
 Approved by: _____

Code	Total Sheet	Sheet
06-01/LN/XY	1	1

PC SPUN PILE CONCRETE PRODUCT



Description

- Type of pile : Prestressed Concrete Spun Pile
- Splice system : Welded at steel joint plate
- Type of shoe : Pencil (Standard Product)
Mamira (Special Design)
- Method of Driving : Diesel or Hydraulic Hammer

PT WASKITA BETON PRECAST TBK

Design and Manufacturing References

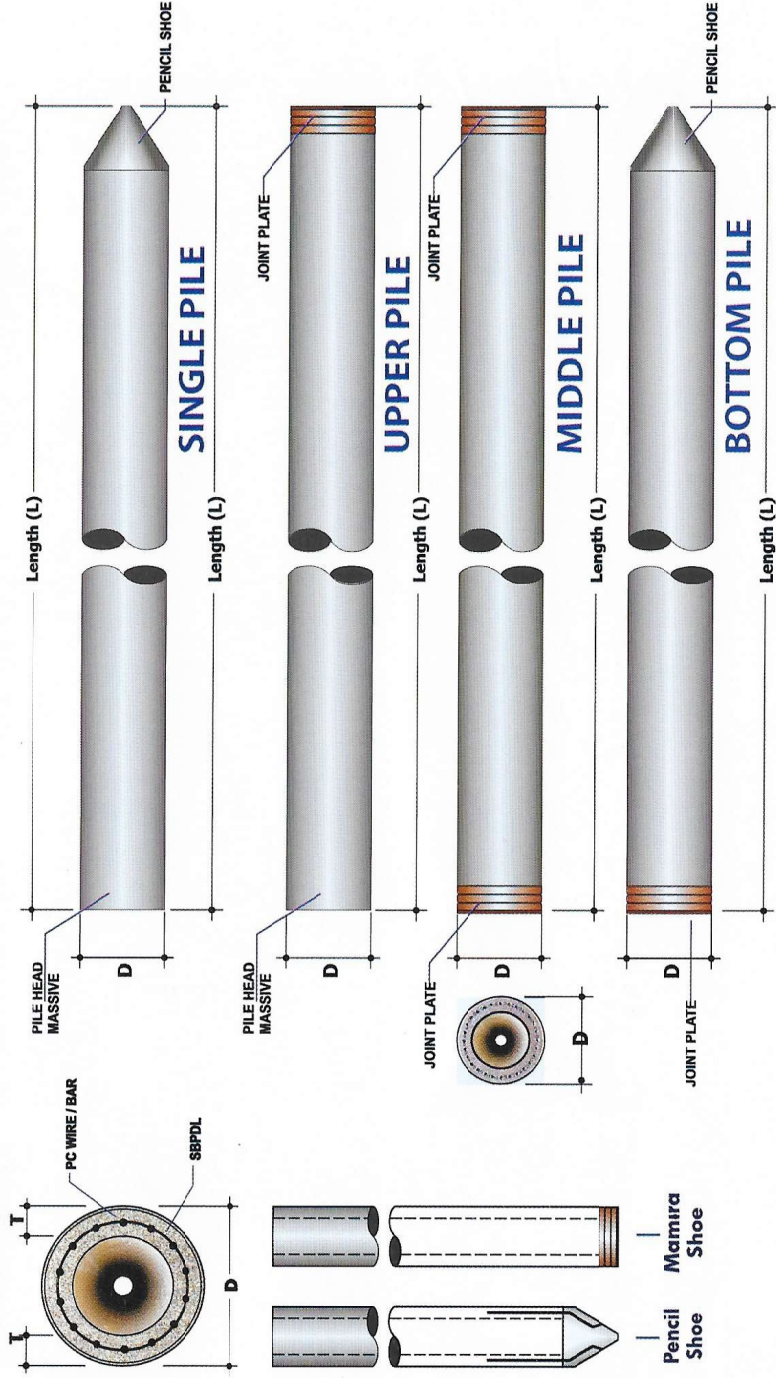
JIS A 5335 - 1987

ACI 543 - 00

Shape and Dimension

SNI 03-2847-2002

Prestressed Concrete Spun Pile
Design, Manufactured and Installation
of Concrete Piles
Indonesian Concrete Code

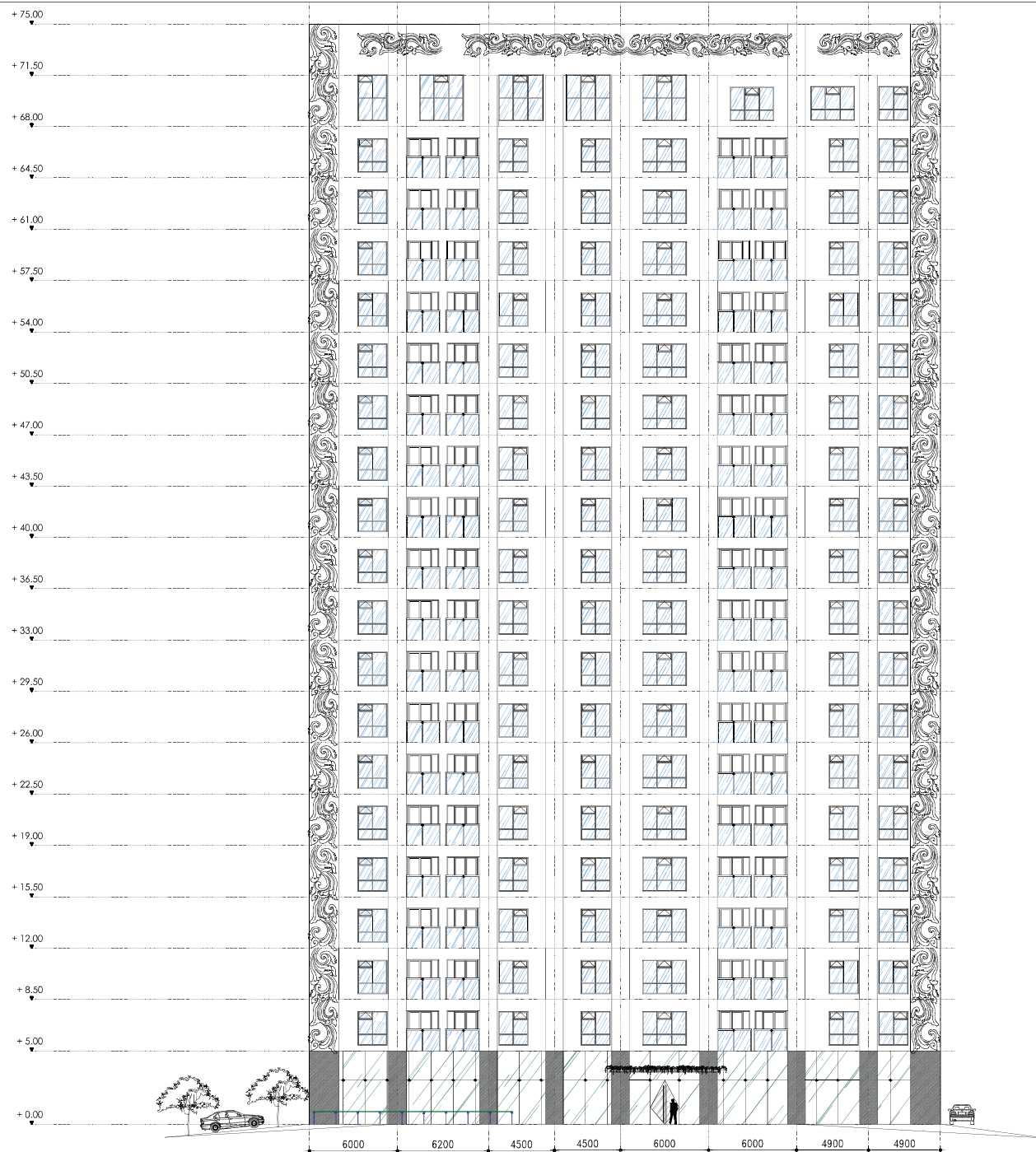


Specification of Material

Item	Reference	Description	Specification
Aggregate	ASTM C33 - 1999	Standard Specification for Concrete Aggregate	Standard product : Type I Special order : Type II or V
	NI 2 PBI - 1971	Indonesian Concrete Code	
Cement	SNI 15-2049 - 2004	Portland Cement	Type F : Water reducing admixtures
Adimixture	ASTM C494 - 1985	Standard Specification for Chemical Adimixture for Concrete	Compressive strength at : 28 days : 600kg/cm ² (cube)
Concrete	SNI 03-2847 - 2002	Indonesian Concrete Code	SWPD 1
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wire and strand for Prestressed Concrete	SBPDL 1275 / 1420
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	SWMA / SWMP
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wire	SS - 400
Join Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steel for General Structure	AWS AS.1 / E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 1990	Structural Welding Code-steel	

Classification

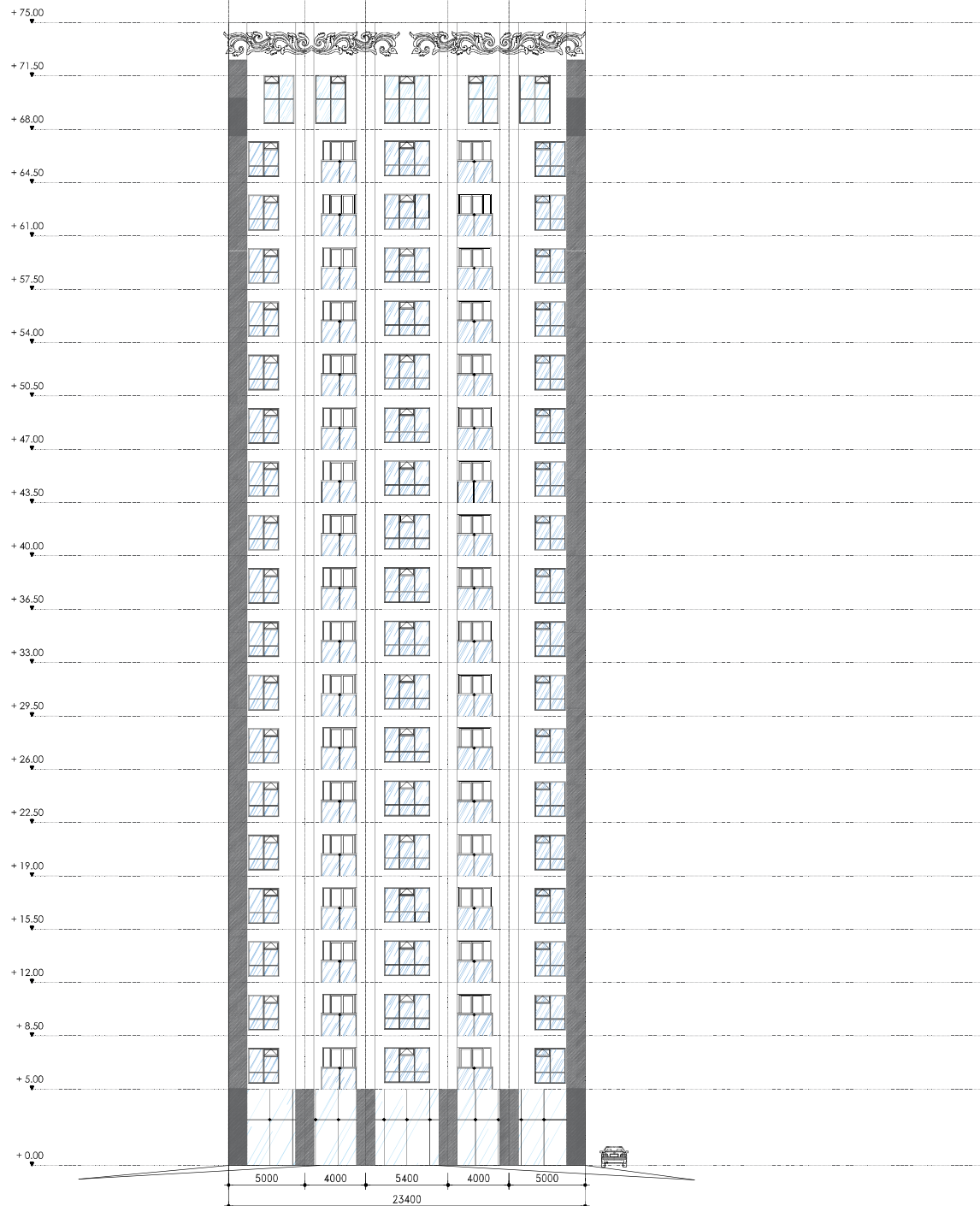
Outside Diameter D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm ²)	Unit Weight (kg/m)	Length L (m)	Bending Moment		Allowable Axial Load (ton)
						Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)	
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1.159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1.571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50
800	120	A1	2.564	641	6 - 24	40.00	60.00	412.00
		A2				45.00	67.50	408.20
		A3				49.00	73.50	400.70
		B				55.00	99.00	385.20
		C				65.00	130.00	373.10
1000	140	A1	3.782	946	6 - 24	75.00	112.50	614.40
		A2				81.00	121.50	606.40
		A3				95.00	142.50	589.30
		B				105.00	189.00	571.20
		C				120.00	240.00	555.70
1200	150	A1	4.948	1.237	6 - 24	120.00	180.00	759.10
		A2				134.00	201.00	791.10
		A3				156.00	234.00	768.00
		B				170.00	306.00	736.70
		C				200.00	400.00	718.20



Tampak Depan

Scale 1 : 300

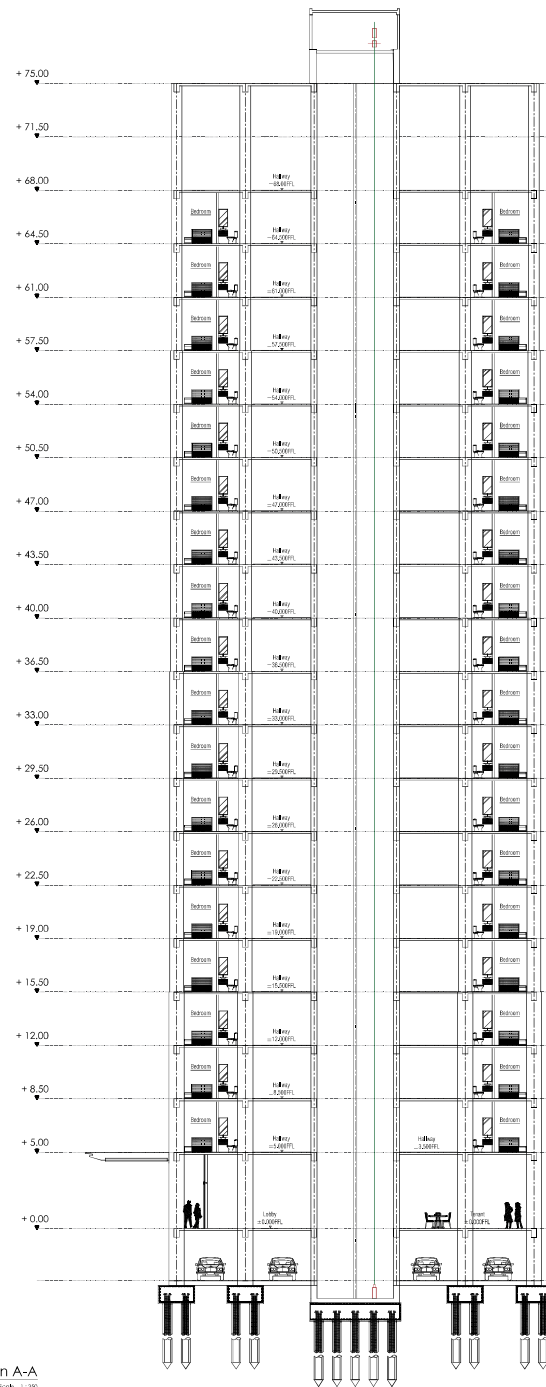
	<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK ITS</p>	<p>Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda.</p>	<p>Judul</p>	<p>Nama Gambar</p>	<p>Skala</p>	<p>Jml. Lembar</p>	<p>No. Lembar</p>	<p>Nama Dosen</p>	<p>Nama dan NRP Mahasiswa</p>
								<p>Ir. Faimun, MSc, Ph.D. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.</p>	<p>Nyoman Adisurya Wijaya 03111640000137</p>



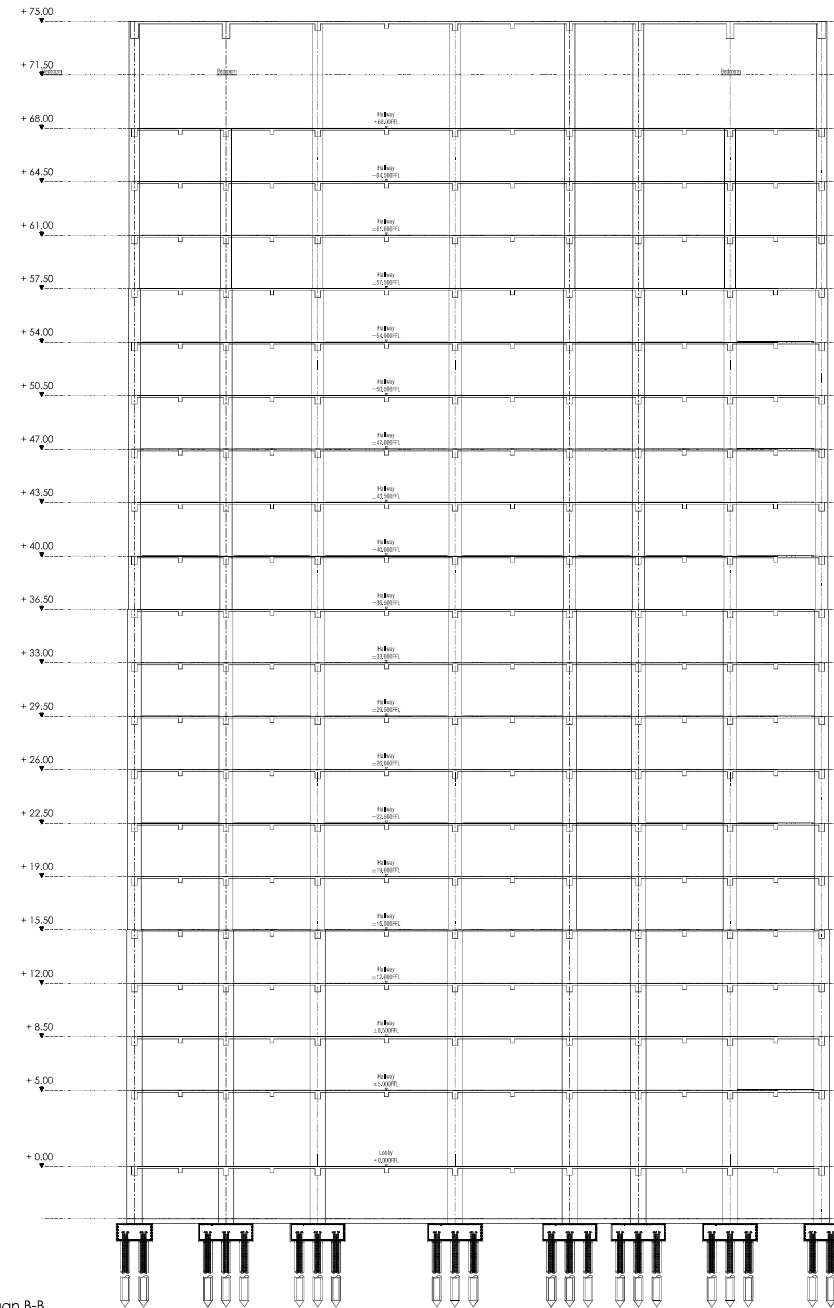
Tampak Samping Rencana

Scale 1 : 300

	<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK ITS</p>	<p>Judul Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda.</p>	<p>Nama Gambar</p>	<p>Skala</p>	<p>Jml. Lembar</p>	<p>No. Lembar</p>	<p>Nama Dosen Ir. Faimun, MSc, Ph.D. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.</p>	<p>Nama dan NRP Mahasiswa Nyoman Adisurya Wijaya 03111640000137</p>
--	---	---	---------------------------	---------------------	---------------------------	--------------------------	--	--



Potongan A-A
Skala: 1:100



Potongan B-B
Skala: 1:100

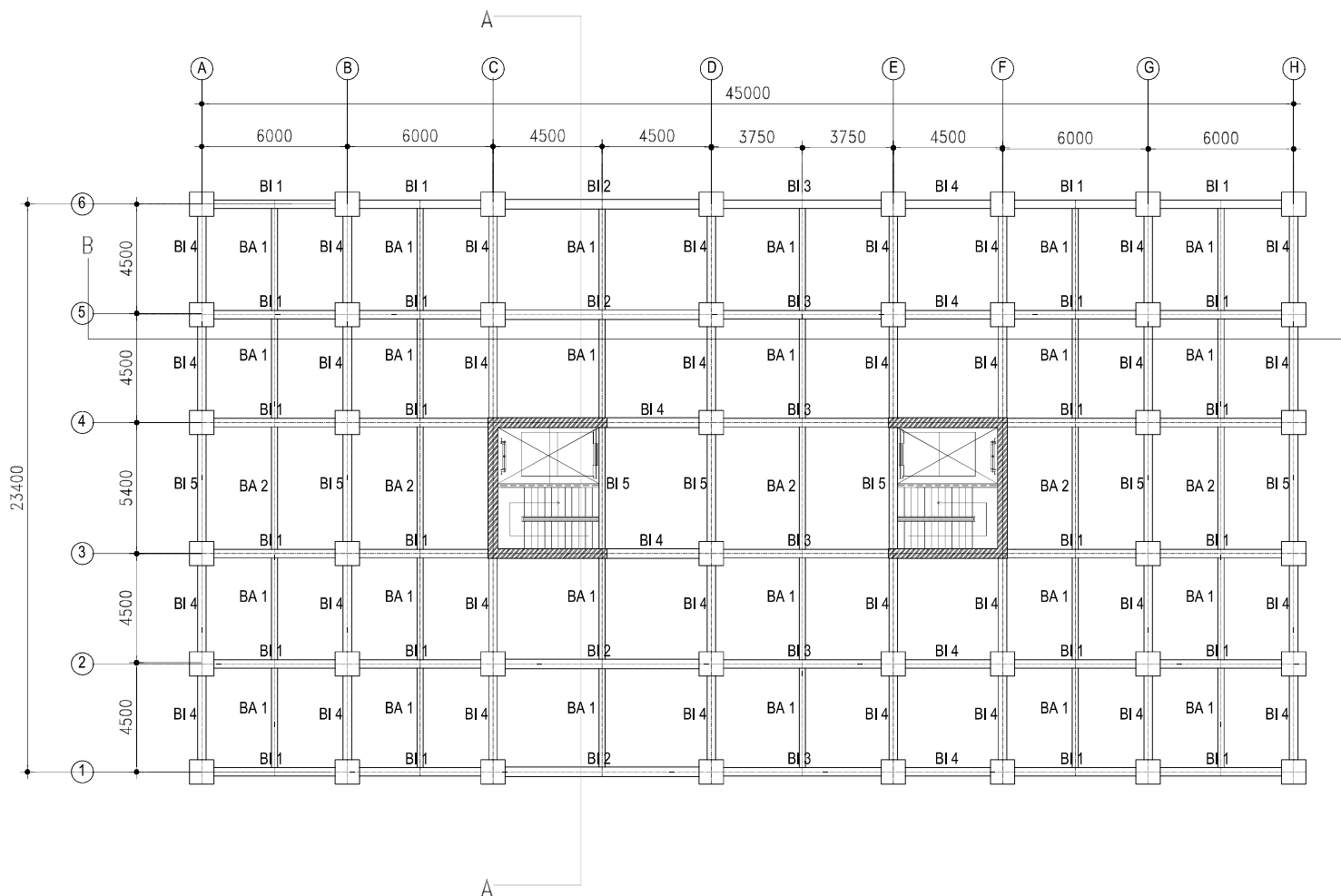
	<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK ITS</p>	<p>Judul Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda.</p>	<p>Nama Gambar</p>	<p>Skala</p>	<p>Jml. Lembar</p>	<p>No. Lembar</p>	<p>Nama Dosen Ir. Faimun, MSc, Ph.D. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.</p>	<p>Nama dan NRP Mahasiswa Nyoman Adisurya Wijaya 0311164000137</p>
--	---	---	---------------------------	---------------------	---------------------------	--------------------------	--	---

DIMENSI BALOK INDUK		
NO	TIPE	DIMENSI (mm)
1	BI 1	350 x 550
2	BI 2	400 x 600
3	BI 3	350 x 550
4	BI 4	350 x 550
5	BI 5	350 x 550

DIMENSI BALOK INDUK		
NO	TIPE	DIMENSI (mm)
1	BA 1	250 x 400
2	BA 2	250 x 400

DIMENSI KOLOM		
NO	TIPE	DIMENSI (mm)
1	K1	1100 x 1100
2	K2	1000 x 1000
3	K3	850 x 850
4	K4	700 x 700

DIMENSI SHEARWALL		
NO	TIPE	TEBAL (mm)
1	SW	400



Denah Struktur Balok Lantai 1-19

Scale 1:200

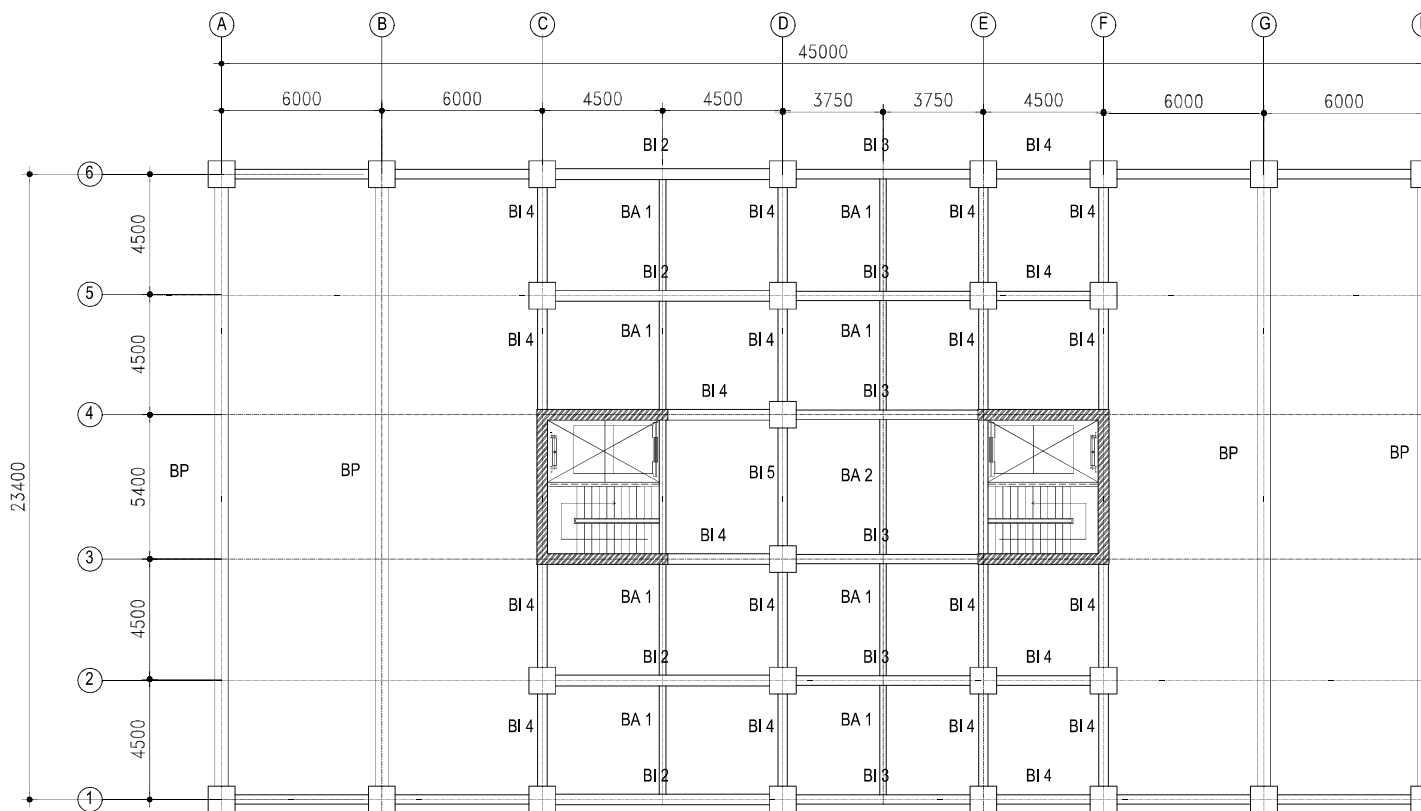
	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK ITS	Judul Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda.	Nama Gambar	Skala	Jml. Lembar	No. Lembar	Nama Dosen Ir. Faimun, MSc, Ph.D. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.	Nama dan NRP Mahasiswa Nyoman Adisurya Wijaya 03111640000137

DIMENSI BALOK INDUK		
NO	TIPE	DIMENSI (mm)
1	BI 1	350 x 550
2	BI 2	400 x 600
3	BI 3	350 x 550
4	BI 4	350 x 550
5	BI 5	350 x 550
6	BP	800 x 1200

DIMENSI BALOK INDUK		
NO	TIPE	DIMENSI (mm)
1	BA 1	250 x 400
2	BA 2	250 x 400


DIMENSI KOLOM		
NO	TIPE	DIMENSI (mm)
1	K1	1100 x 1100
2	K2	1000 x 1000
3	K3	850 x 850
4	K4	700 x 700

DIMENSI SHEARWALL		
NO	TIPE	TEBAL (mm)
1	SW	400



Denah Struktur Balok Atap

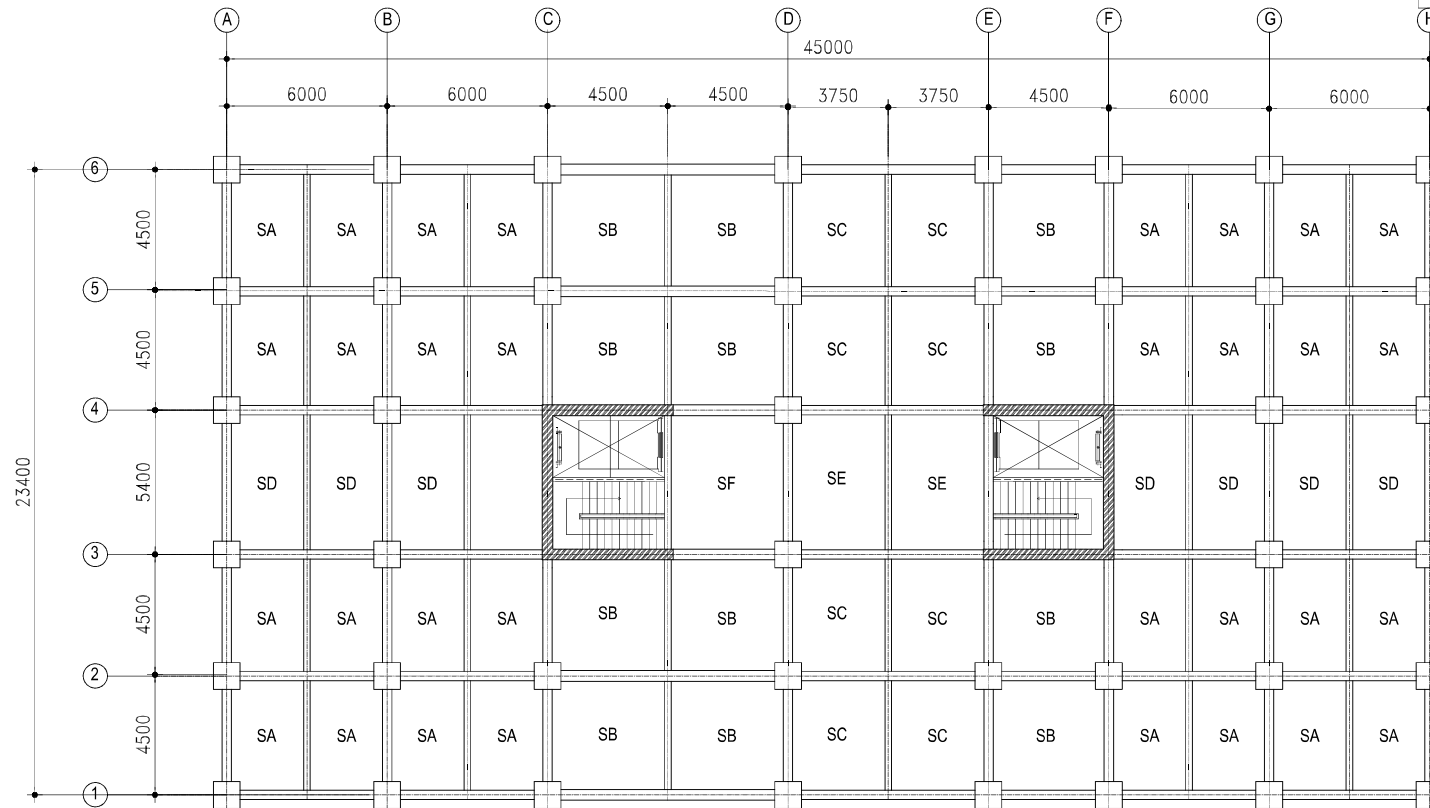
Scale 1 : 200

	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK ITS	Judul Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda.	Nama Gambar	Skala	Jml. Lembar	No. Lembar	Nama Dosen Ir. Faimun, MSc, Ph.D. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.	Nama dan NRP Mahasiswa Nyoman Adisurya Wijaya 03111640000137
--	---	---	--------------------	--------------	--------------------	-------------------	---	---

DIMENSI KOLOM		
NO	TIPE	DIMENSI (mm)
1	K1	1100 x 1100
2	K2	1000 x 1000
3	K3	850 x 850
4	K4	700 x 700


DIMENSI PELAT LANTAI		
NO	TIPE	TEBAL (mm)
1	SA	120
2	SB	120
3	SC	120
4	SD	120
5	SE	120
6	SF	120

DIMENSI SHEARWALL		
NO	TIPE	TEBAL (mm)
1	SW	400



Denah Struktur Pelat Lantai 1-19

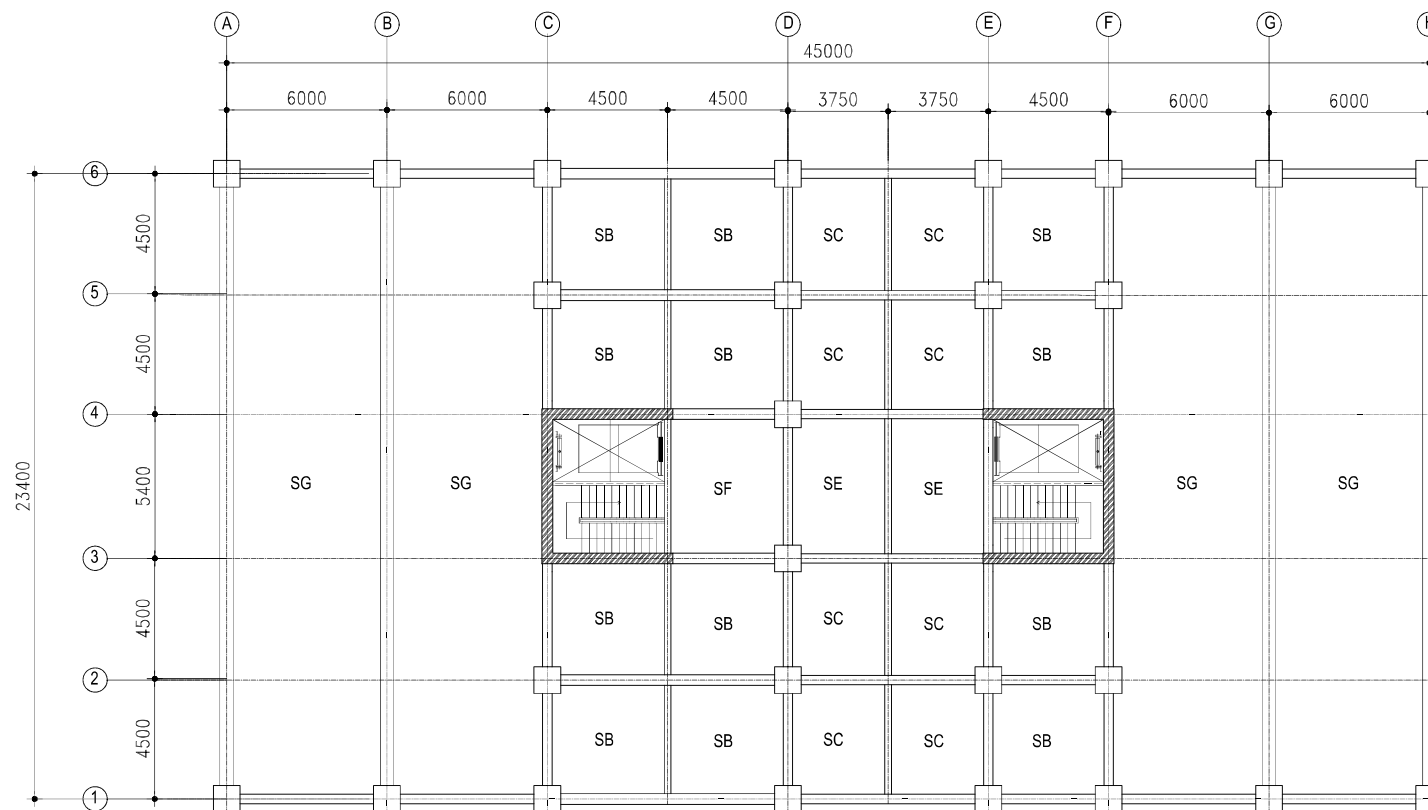
Scale 1 : 200

	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK ITS	Judul	Nama Gambar	Skala	Jml. Lembar	No. Lembar	Nama Dosen	Nama dan NRP Mahasiswa
		Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda.					Ir. Faimun, MSc, Ph.D. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.	Nyoman Adisurya Wijaya 03111640000137

DIMENSI KOLOM		
NO	TIPE	DIMENSI (mm)
1	K1	1100 x 1100
2	K2	1000 x 1000
3	K3	850 x 850
4	K4	700 x 700

DIMENSI PELAT LANTAI		
NO	TIPE	TEBAL (mm)
1	SB	150
2	SC	150
3	SE	150
4	SF	150
5	SG	150

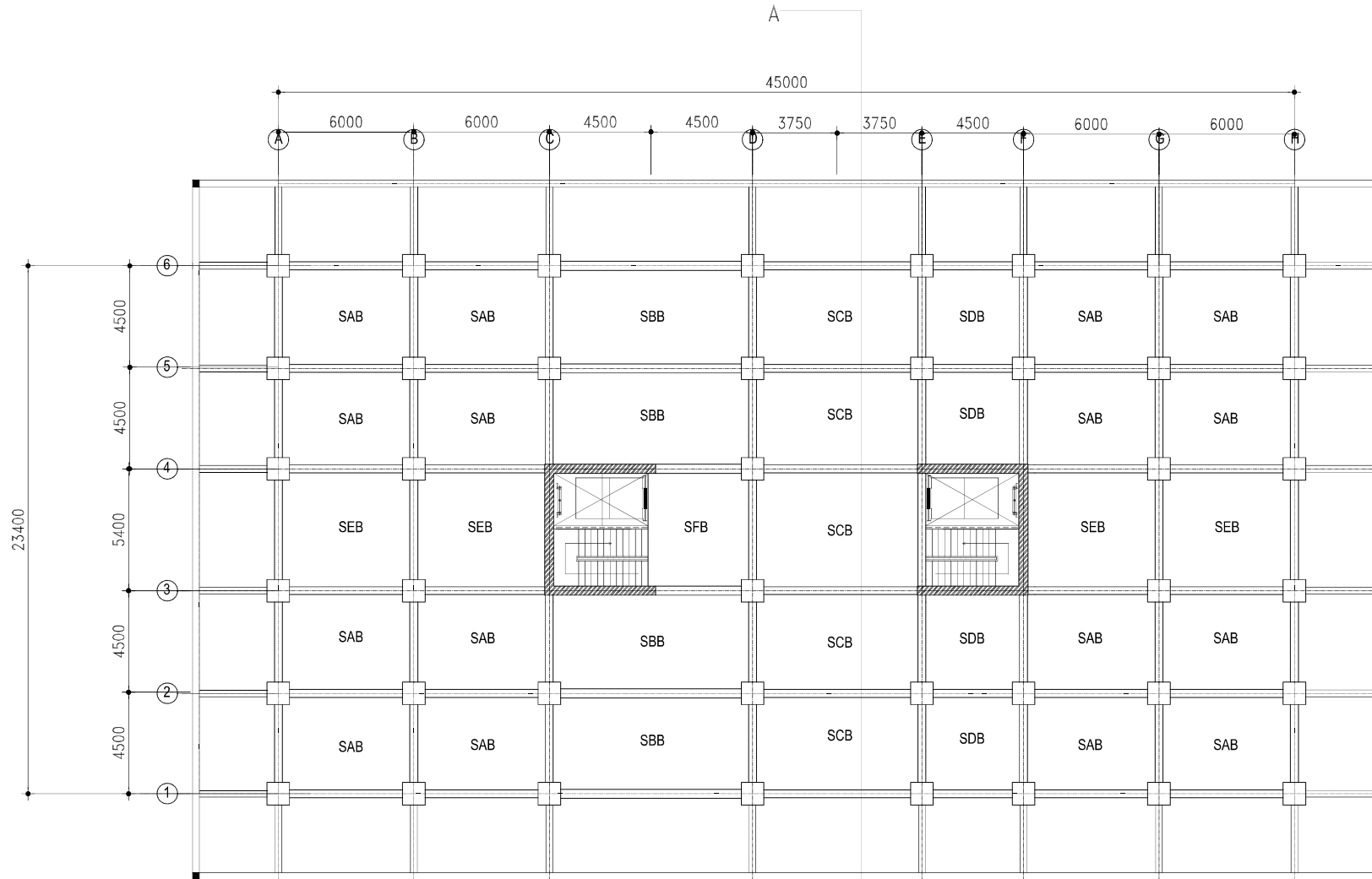
DIMENSI SHEARWALL		
NO	TIPE	TEBAL (mm)
1	SW	350



Denah Struktur Pelat Atap

Scale 1 : 200

	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK ITS	Judul Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda.	Nama Gambar	Skala	Jml. Lembar	No. Lembar	Nama Dosen Ir. Faimun, MSc, Ph.D. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.	Nama dan NRP Mahasiswa Nyoman Adisurya Wijaya 03111640000137

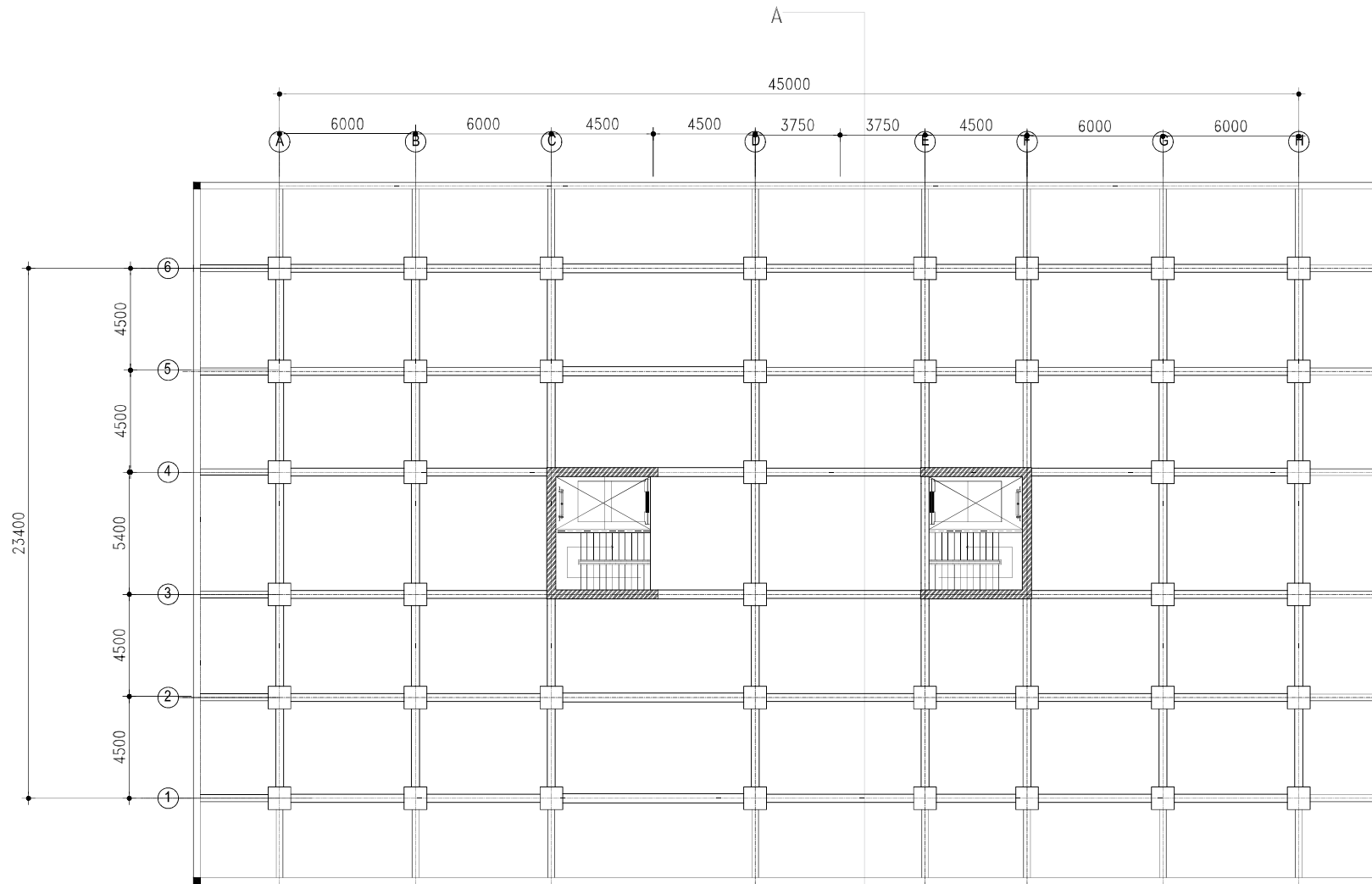


Denah Struktur Pelat Basement

Scale 1 : 200

A

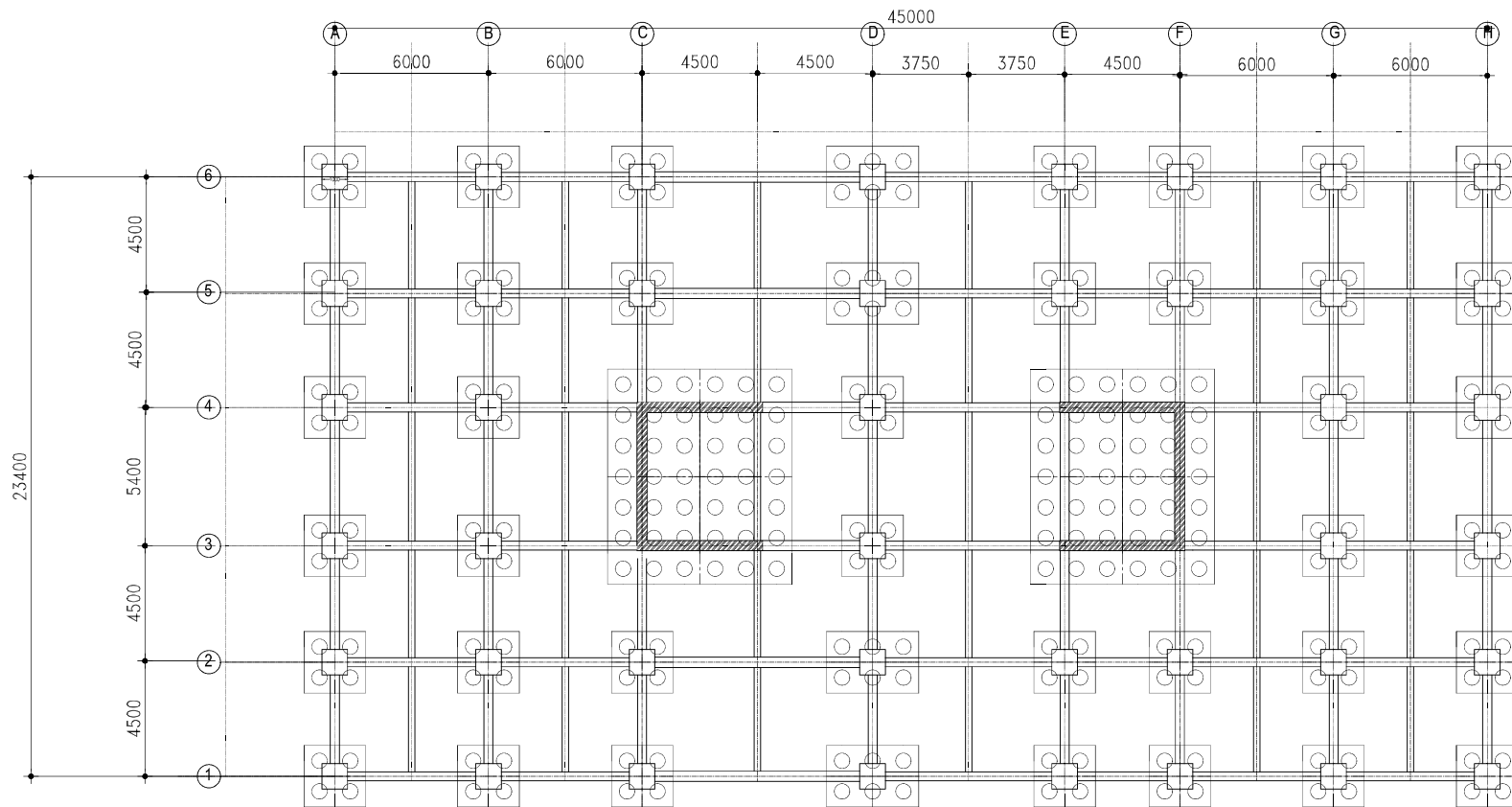
	<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK ITS</p>	<p>Judul Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda.</p>	<p>Nama Gambar</p>	<p>Skala</p>	<p>Jml. Lembar</p>	<p>No. Lembar</p>	<p>Nama Dosen Ir. Faimun, MSc, Ph.D. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.</p>	<p>Nama dan NRP Mahasiswa Nyoman Adisurya Wijaya 03111640000137</p>
--	---	---	---------------------------	---------------------	---------------------------	--------------------------	--	--



Denah Struktur Basement

Scale 1 : 200

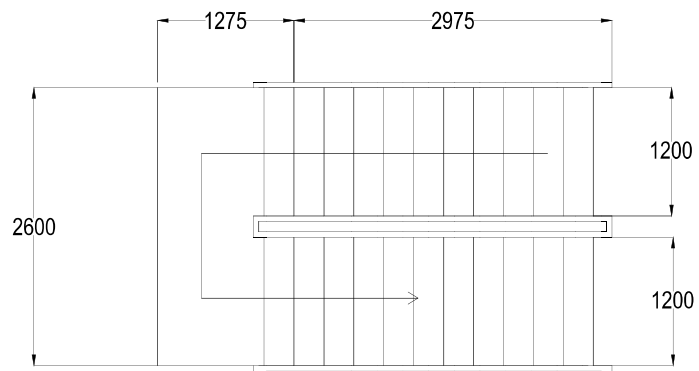
	<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK ITS</p>	<p>Judul Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda.</p>	<p>Nama Gambar</p>	<p>Skala</p>	<p>Jml. Lembar</p>	<p>No. Lembar</p>	<p>Nama Dosen Ir. Faimun, MSc, Ph.D. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.</p>	<p>Nama dan NRP Mahasiswa Nyoman Adisurya Wijaya 03111640000137</p>
--	---	---	---------------------------	---------------------	---------------------------	--------------------------	--	--



Denah Struktur Pondasi

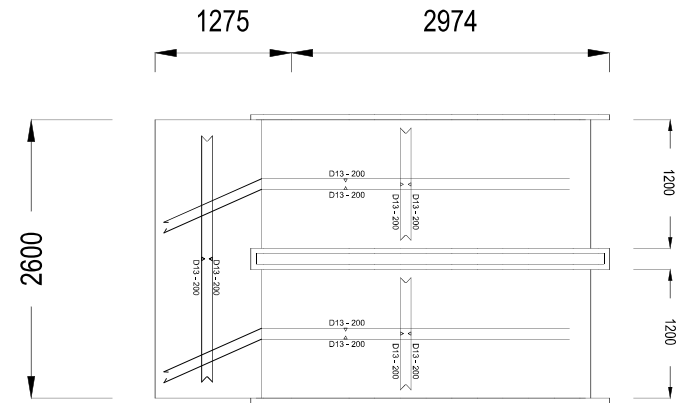
Scale 1 : 200

	<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK ITS</p>	<p>Judul Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda.</p>	<p>Nama Gambar</p>	<p>Skala</p>	<p>Jml. Lembar</p>	<p>No. Lembar</p>	<p>Nama Dosen Ir. Faimun, MSc, Ph.D. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.</p>	<p>Nama dan NRP Mahasiswa Nyoman Adisurya Wijaya 03111640000137</p>
--	---	---	---------------------------	---------------------	---------------------------	--------------------------	--	--



Tampak Atas Tangga

Scale 1 : 50



Denah Detail Penulangan Tangga

Scale 1 : 50



DEPARTEMEN
TEKNIK SIPIL
FTSLK ITS

Judul
Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen
Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem
Balok Prategang dan Sistem Ganda.

Nama Gambar

Skala

Jml. Lembar

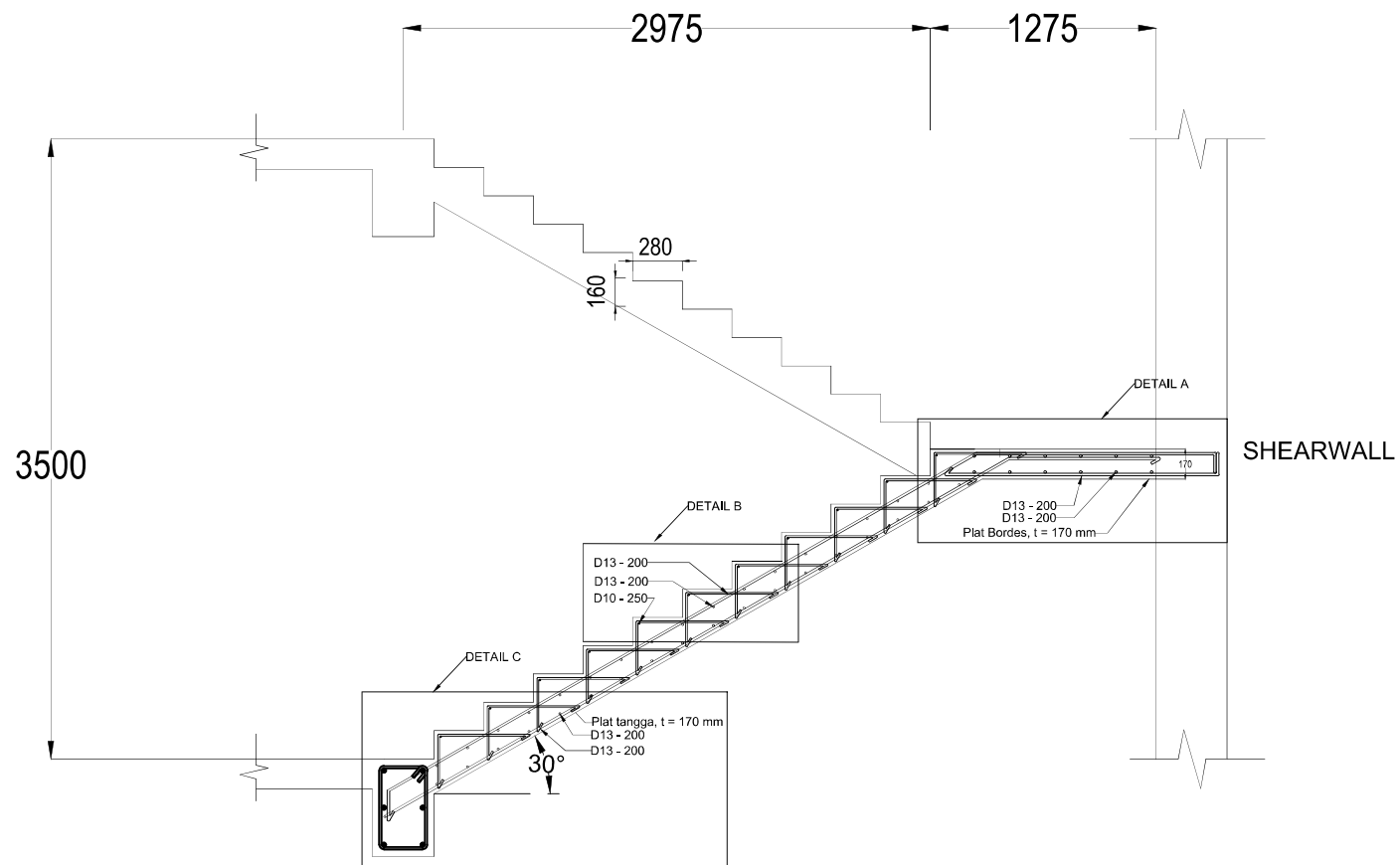
No. Lembar

Nama Dosen

Ir. Faimun, MSc, Ph.D.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.


Nama dan NRP Mahasiswa

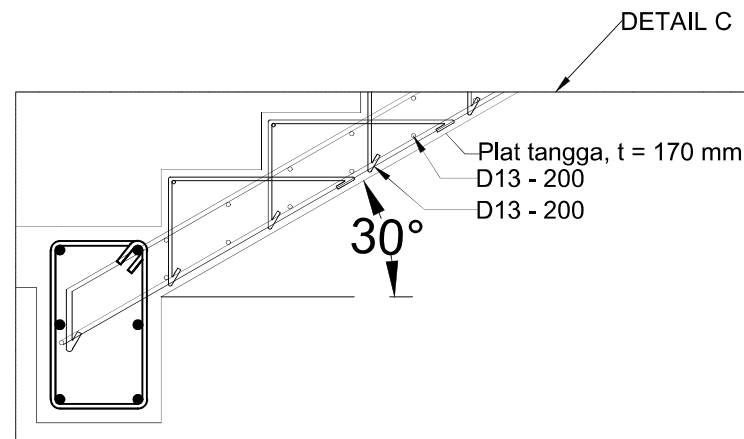
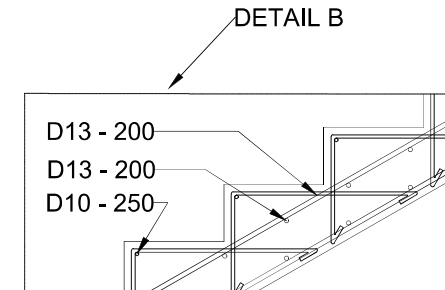
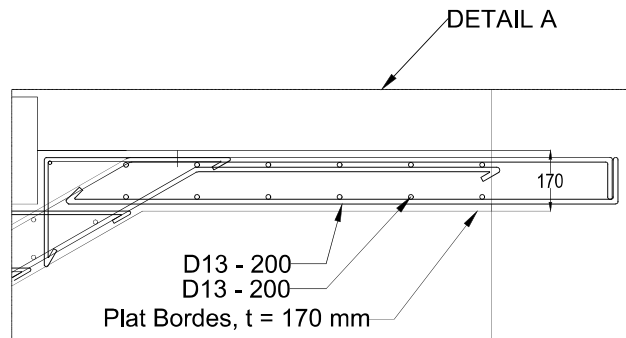
Nyoman Adisurya Wijaya
03111640000137



Potongan Tangga

Scale 1 : 50

 <p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK ITS</p>	<p>Judul</p>	<p>Nama Gambar</p>	<p>Skala</p>	<p>Jml. Lembar</p>	<p>No. Lembar</p>	<p>Nama Dosen</p>	<p>Nama dan NRP Mahasiswa</p>
	<p>Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda.</p>						<p>Ir. Faimun, MSc, Ph.D. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.</p>



Detail Penulangan Tangga

Scale 1 : 15



**DEPARTEMEN
TEKNIK SIPIL
FTSLK ITS**

Judul
Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen
Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem
Balok Prategang dan Sistem Ganda.

Nama Gambar

Skala

Jml. Lembar

No. Lembar

Nama Dosen

Ir. Faimun, MSc, Ph.D.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

Nama dan NRP Mahasiswa

Nyoman Adisurya Wijaya
03111640000137

TYPE	SA	SB
PELAT LANTAI		
TULANGAN ARAH X	D10-250	D10-250
TULANGAN ARAH Y	D10-250	D10-250

Detail Penulangan Pelat Lantai

Scale 1 : 100

	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK ITS	Judul	Nama Gambar	Skala	Jml. Lembar	No. Lembar	Nama Dosen	Nama dan NRP Mahasiswa
		Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda.						Ir. Faimun, MSc, Ph.D. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

TYPE	SC	SD
PELAT LANTAI	<p>Structural drawing of floor slab SC. The grid is 7500 units wide and 4500 units high. It shows a grid of reinforcement bars with labels D10-250. The drawing includes column locations and beam connections.</p>	<p>Structural drawing of floor slab SD. The grid is 6000 units wide and 5400 units high. It shows a grid of reinforcement bars with labels D10-250. The drawing includes column locations and beam connections.</p>
TULANGAN ARAH X	D10-250	D10-250
TULANGAN ARAH Y	D10-250	D10-250

Detail Penulangan Pelat Lantai

Scale 1 : 100



DEPARTEMEN
TEKNIK SIPIL
FTSLK ITS

Judul
Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen
Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem
Balok Prategang dan Sistem Ganda.

Nama Gambar

Skala

Jml. Lembar

No. Lembar

Nama Dosen

Ir. Faimun, MSc, Ph.D.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

Nama dan NRP Mahasiswa

Nyoman Adisurya Wijaya
03111640000137

TYPE	SE	SF
PELAT LANTAI		
TULANGAN ARAH X	D10-250	D10-250
TULANGAN ARAH Y	D10-250	D10-250

Detail Penulangan Pelat Lantai

Scale 1 : 100

	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK ITS	Judul	Nama Gambar	Skala	Jml. Lembar	No. Lembar	Nama Dosen	Nama dan NRP Mahasiswa
		Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda.						Ir. Faimun, MSc, Ph.D. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

TYPE	SB	SC
PELAT LANTAI		
TULANGAN ARAH X	D10-250	D10-250
TULANGAN ARAH Y	D10-250	D10-250

Detail Penulangan Pelat Atap

Scale 1 : 100

	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK ITS	Judul	Nama Gambar	Skala	Jml. Lembar	No. Lembar	Nama Dosen	Nama dan NRP Mahasiswa
		Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda.						Ir. Faimun, MSc, Ph.D. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

TYPE	SE	SF
PELAT LANTAI		
TULANGAN ARAH X	D10-250	D10-250
TULANGAN ARAH Y	D10-250	D10-250

Detail Penulangan Pelat Atap

Scale 1 : 100

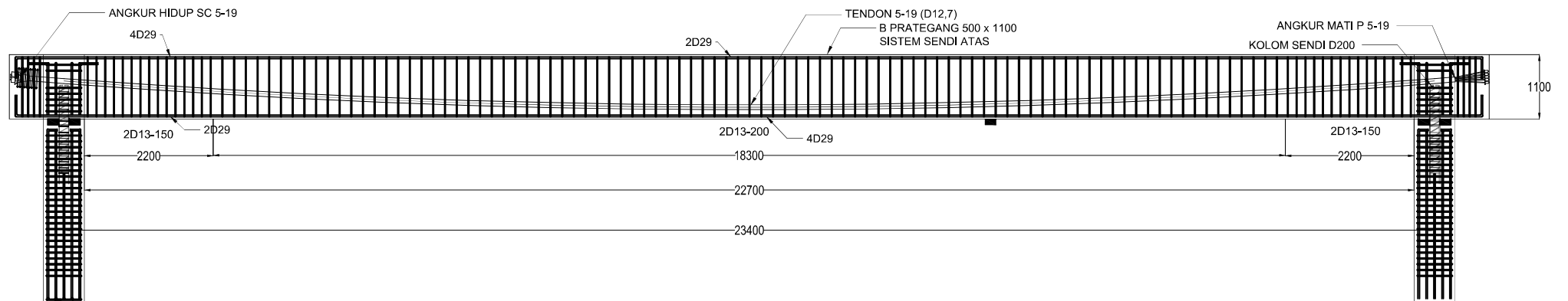
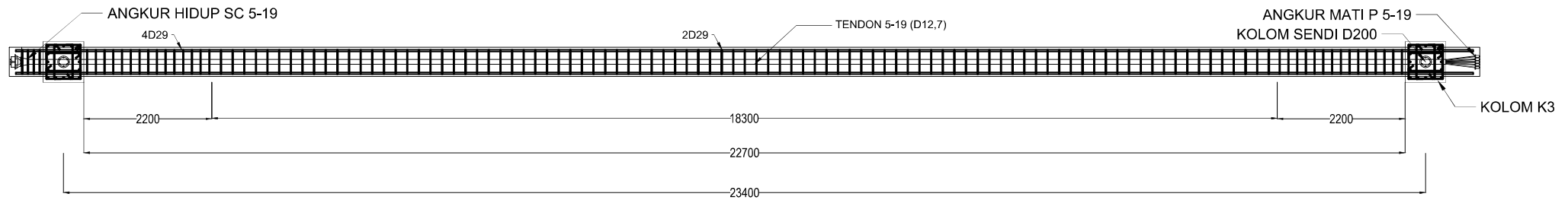
	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK ITS	Judul	Nama Gambar	Skala	Jml. Lembar	No. Lembar	Nama Dosen	Nama dan NRP Mahasiswa
		Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda.						Ir. Faimun, MSc, Ph.D. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

TYPE	SG	
PELAT LANTAI		
TULANGAN ARAH X	D10-250 dan D10-125	
TULANGAN ARAH Y	D10-250 dan D10-125	

Detail Penulangan Pelat Atap

Scale 1 : 100

	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK ITS	Judul	Nama Gambar	Skala	Jml. Lembar	No. Lembar	Nama Dosen	Nama dan NRP Mahasiswa
	Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda.						Ir. Faimun, MSc, Ph.D. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.	Nyoman Adisurya Wijaya 03111640000137



Potongan Balok Prategang

Scale 1 : 70

x (mm)	M mati (kNm)	M total (kNm)	a2 (Mg/Fo)	a1 (Mt/Fe)
	1D	1D+1L		
0	0	-857	0	0
5850	1073	749	358	307
11700	1433	1185	478	485
17550	1073	749	358	307
23400	0	-857	0	0

x (mm)	el Kt (mm)	el Kb (mm)	Limit	Limit	cgs (mm)	El cgs act (mm)
			atas (mm)	bawah (mm)		
0	839	392	839	432	0	760
5850	839	392	532	74	420	340
11700	839	392	353	-46	560	200
17550	839	392	532	74	420	340
23400	839	392	839	432	0	760

DEPARTEMEN
TEKNIK SIPIL
FTSPK ITS

Judul
Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen
Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem
Balok Prategang dan Sistem Ganda.

Nama Gambar

Skala

Jml. Lembar

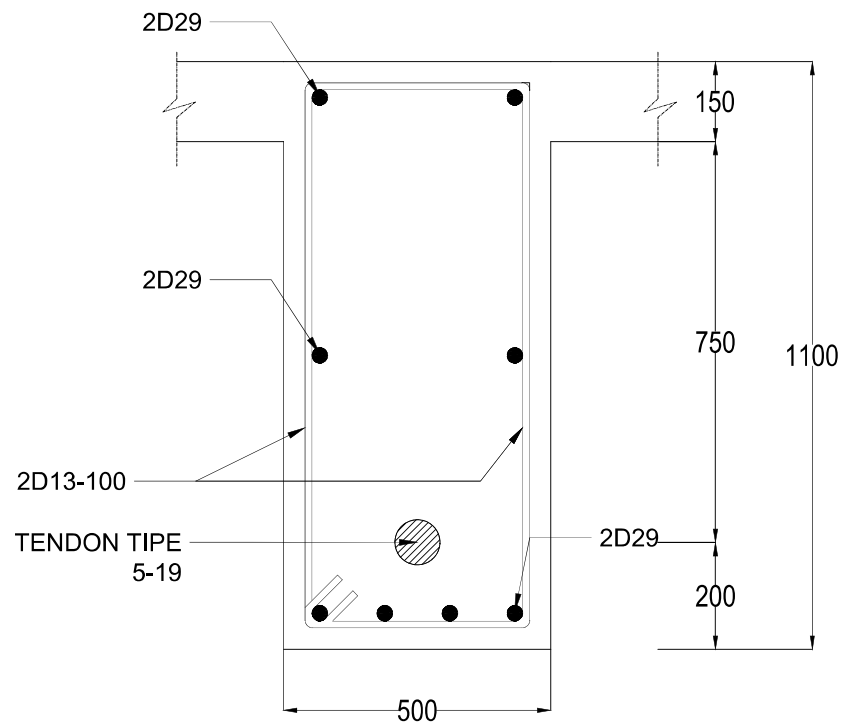
No. Lembar

Nama Dosen

Ir. Faimun, MSc, Ph.D.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

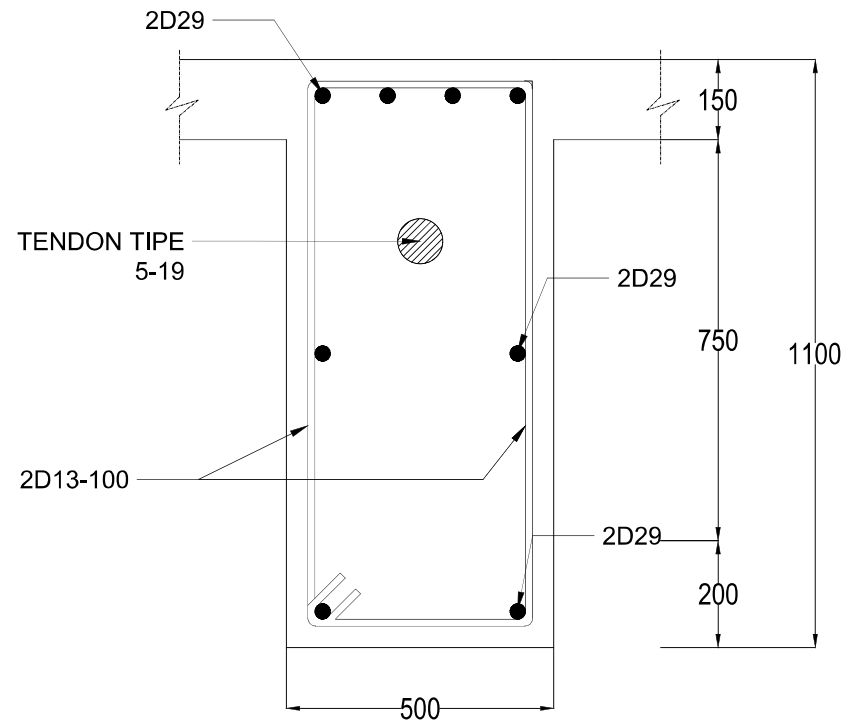
Nama dan NRP Mahasiswa

Nyoman Adisurya Wijaya
03111640000137




Detail Penulangan Daerah Lapangan BP

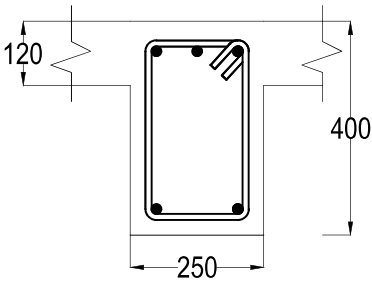
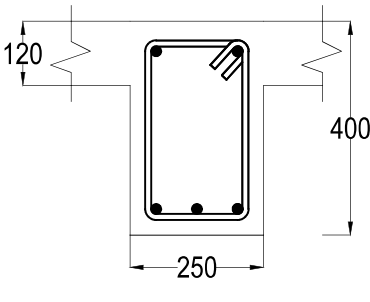
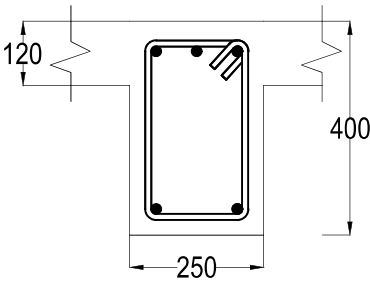
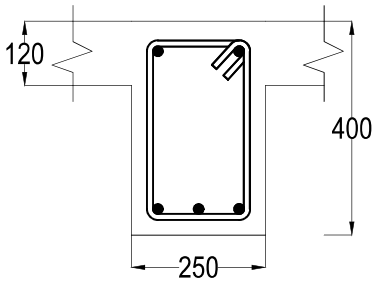
Scale 1 : 10



Detail Penulangan Daerah Tumpuan BP


Scale 1 : 10

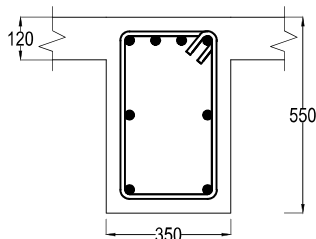
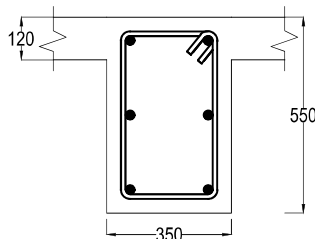
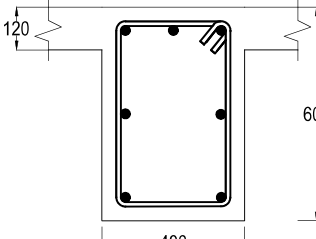
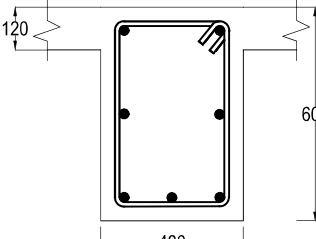
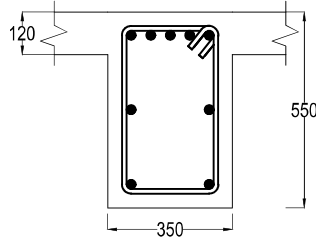
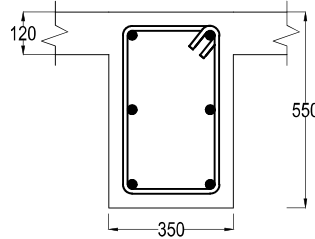
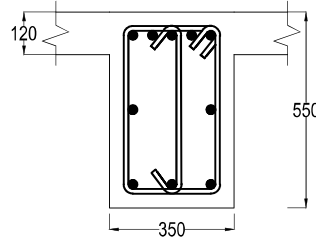
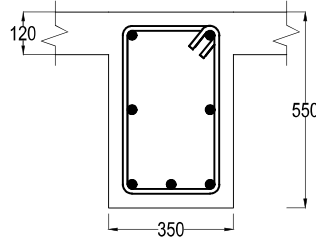
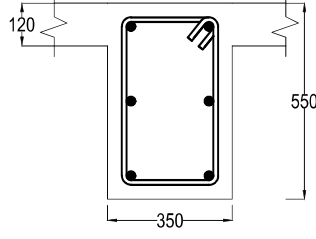
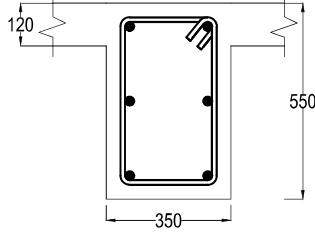
	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK ITS	Judul	Nama Gambar	Skala	Jml. Lembar	No. Lembar	Nama Dosen	Nama dan NRP Mahasiswa
		Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda.						Ir. Faimun, MSc, Ph.D. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

TYPE	BA1		BA 2	
DIMENSI BXH(mm)	250 x 400		250 x 400	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	3D13	2D13	3D13	2D13
TUL. BAWAH	2D13	3D13	2D13	3D13
SENGKANG	2D13-100	2D13-120	2D13-100	2D13-120

Detail Penulangan Balok Anak

Scale 1 : 10

	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK ITS	Judul	Nama Gambar	Skala	Jml. Lembar	No. Lembar	Nama Dosen	Nama dan NRP Mahasiswa
		Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda.						Ir. Faimun, MSc, Ph.D. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

TYPE	BI 1		BI 2	
DIMENSI BXH(mm)	350 x 550		400 x 600	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	4D25	2D25	3D25	2D25
TUL. BAWAH	2D25	2D25	2D25	3D25
SENGKANG	2D13-100	2D13-100	2D13-100	2D13-100
TYPE	BI 3		BI 4	
DIMENSI BXH(mm)	350 x 550		350 x 550	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	5D25	2D25	5D25	2D25
TUL. BAWAH	2D25	2D25	3D25	3D25
SENGKANG	2D13-100	2D13-100	3D13-100	2D13-100
TYPE	BI 5			
DIMENSI BXH(mm)	350 x 550			
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN		
POTONGAN				
TUL. ATAS	2D25	2D25		
TUL. BAWAH	2D25	2D25		
SENGKANG	2D13-100	2D13-100		

Detail Penulangan Balok Induk

Scale 1 : 15



**DEPARTEMEN
TEKNIK SIPIL
FTSPK ITS**

Judul
Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen
Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem
Balok Prategang dan Sistem Ganda.

Nama Gambar

Skala

Jml. Lembar

No. Lembar

Nama Dosen

Ir. Faimun, MSc, Ph.D.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

Nama dan NRP Mahasiswa

Nyoman Adisurya Wijaya
03111640000137

TYPE	K1 (1000 X 1000)		K2 (900 X 900)
LT. Basement - 4		Lt .5 - 9	
TULANGAN	16D25	TULANGAN	16D25
SENGKANG	4D16-100/150	SENGKANG	4D16-100/150
TYPE	K1 (800 X 800)		K2 (700 X 700)
LT. 10-14		Lt 15 - 20	
TULANGAN	16D25	TULANGAN	16D25
SENGKANG	4D16-100/150	SENGKANG	4D16-100/150

Detail Penulangan Kolom

Scale 1 : 15



**DEPARTEMEN
TEKNIK SIPIL
FTSPK ITS**

Judul
Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen
Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem
Balok Prategang dan Sistem Ganda.

Nama Gambar

Skala

Jml. Lembar

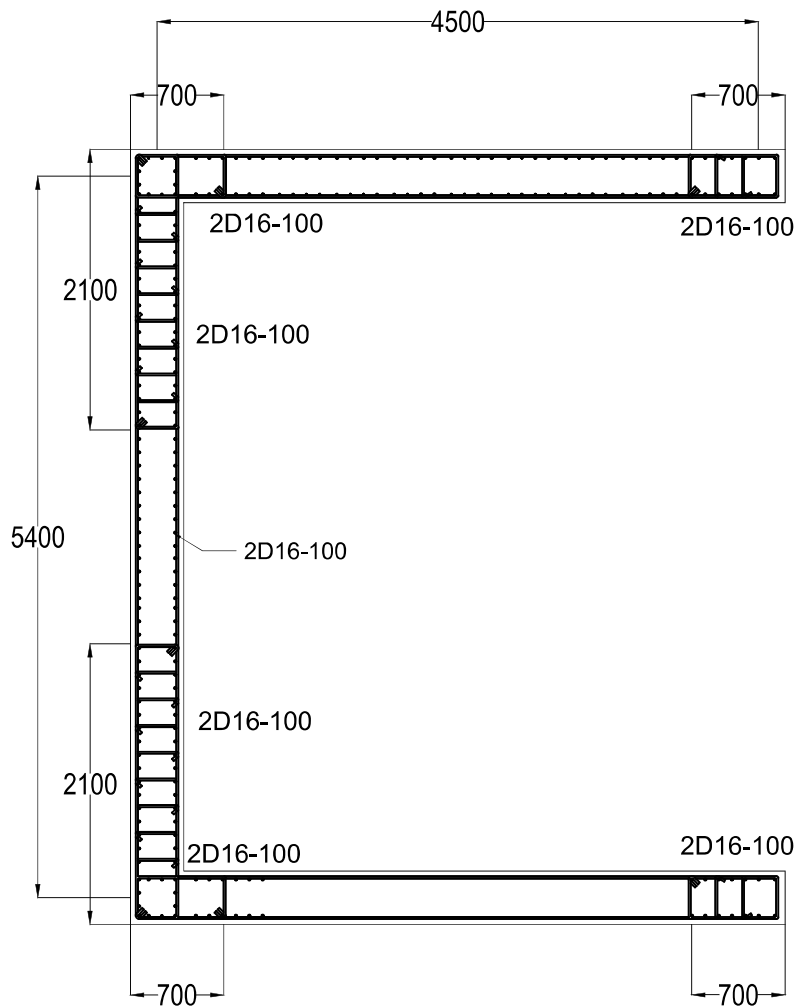
No. Lembar

Nama Dosen

Ir. Faimun, MSc, Ph.D.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

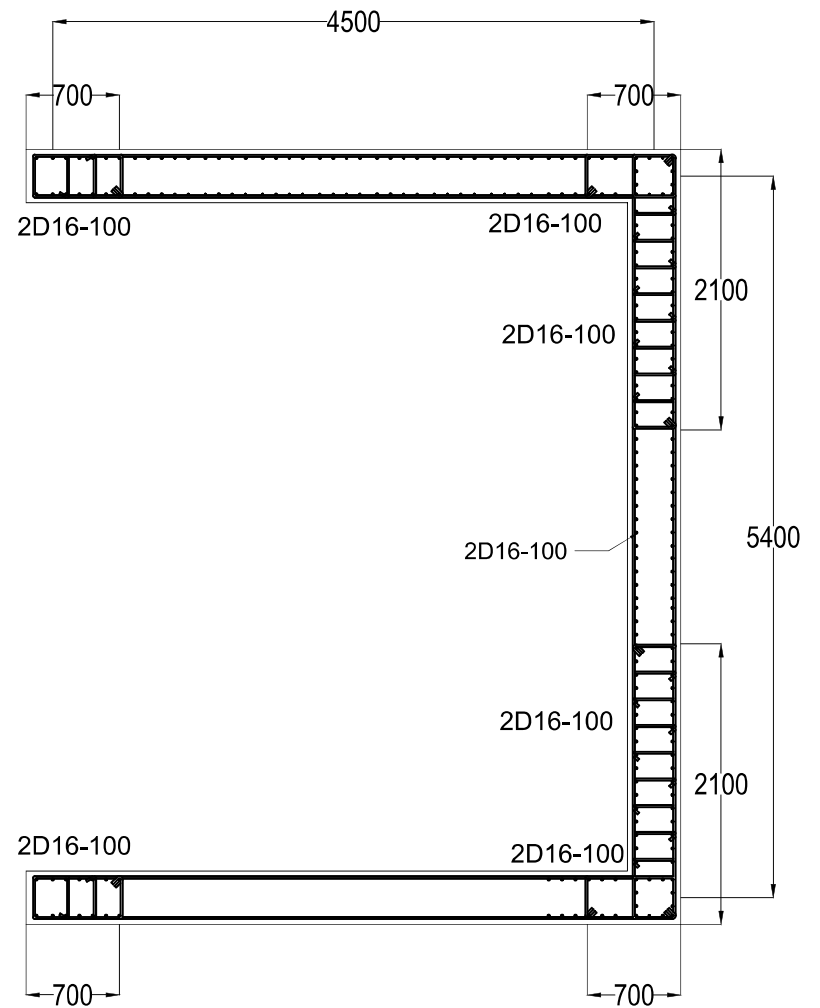
Nama dan NRP Mahasiswa

Nyoman Adisurya Wijaya
03111640000137



Detail Penulangan Dinding Geser P1

Scale 1 : 40



Detail Penulangan Dinding Geser P2

Scale 1 : 40



**DEPARTEMEN
TEKNIK SIPIL
FTSPK ITS**

Judul
Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen
Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem
Balok Prategang dan Sistem Ganda.

Nama Gambar

Skala

Jml. Lembar

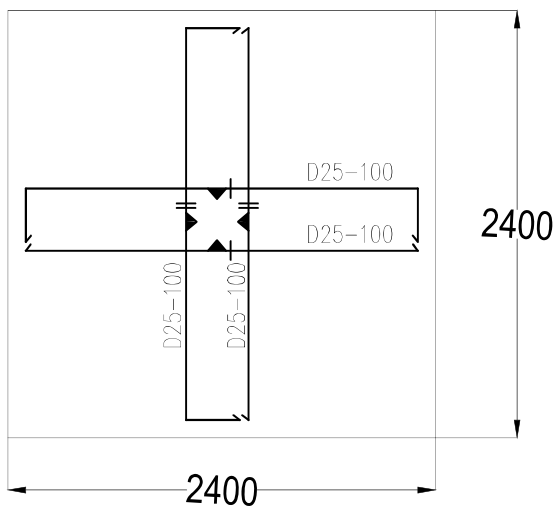
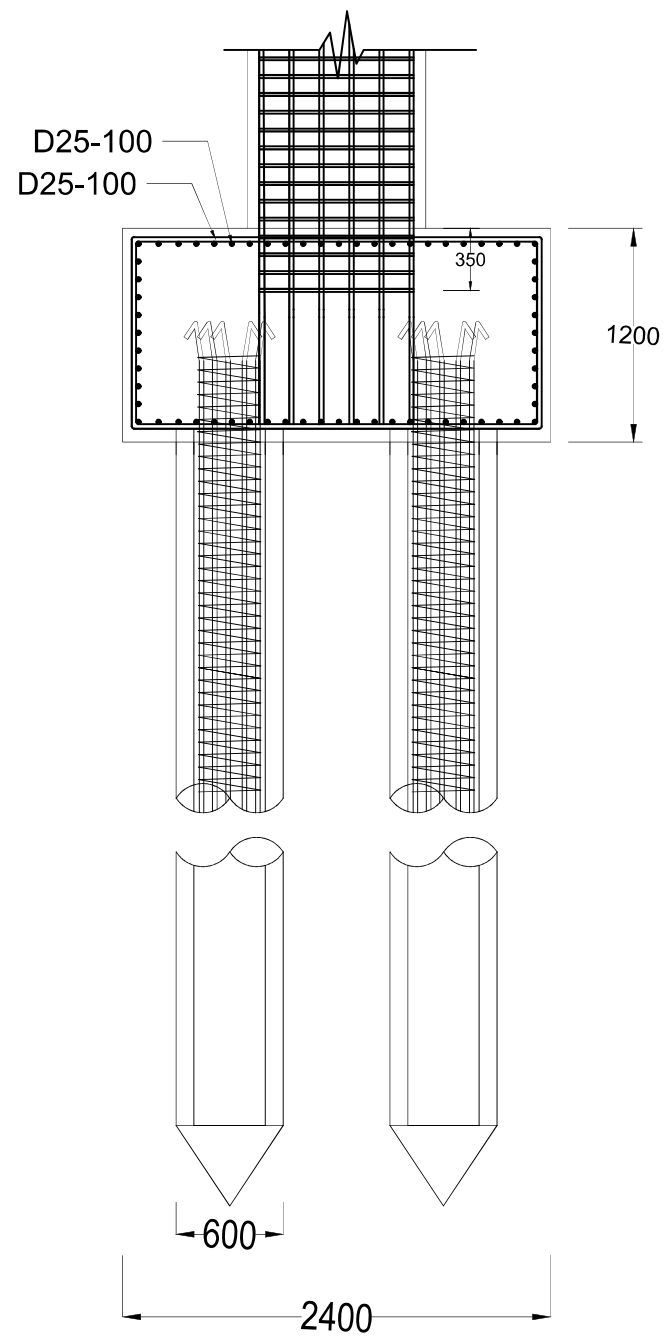
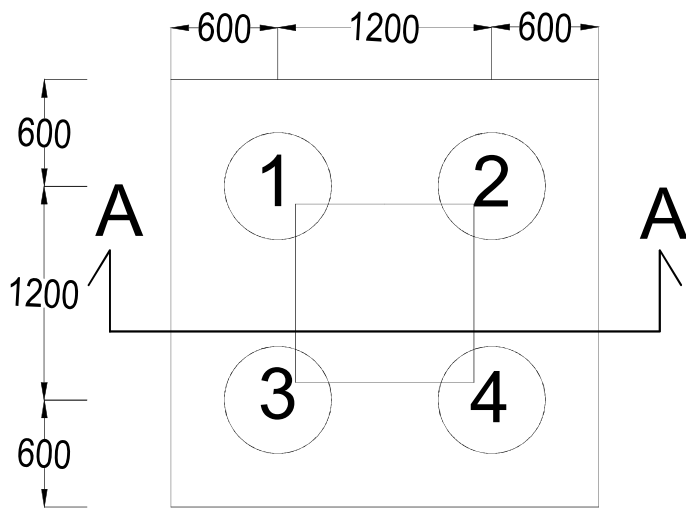
No. Lembar

Nama Dosen

Ir. Faimun, MSc, Ph.D.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

Nama dan NRP Mahasiswa

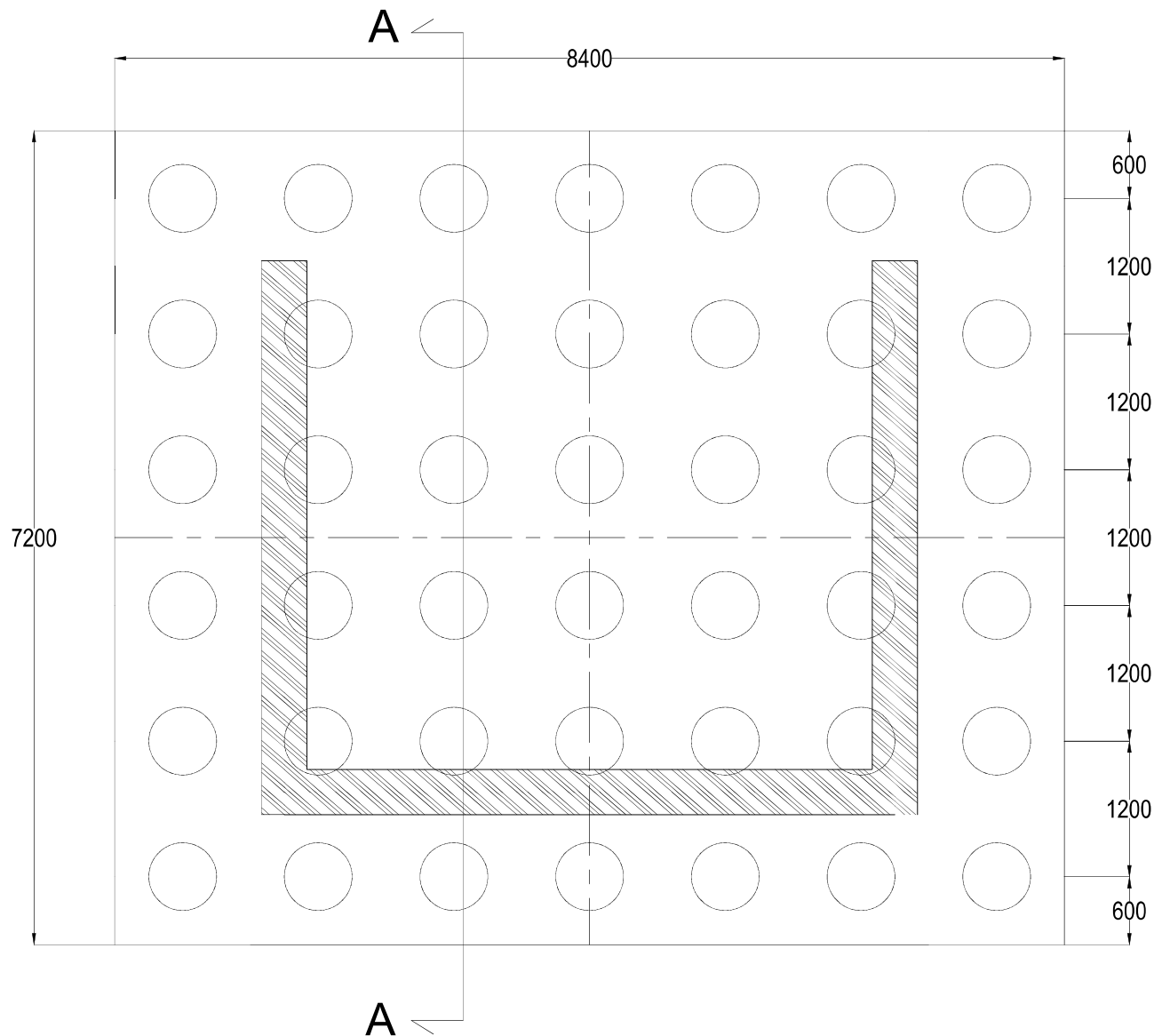
Nyoman Adisurya Wijaya
03111640000137



Penulangan Pilecap Tipe 1


Scale 1 : 50

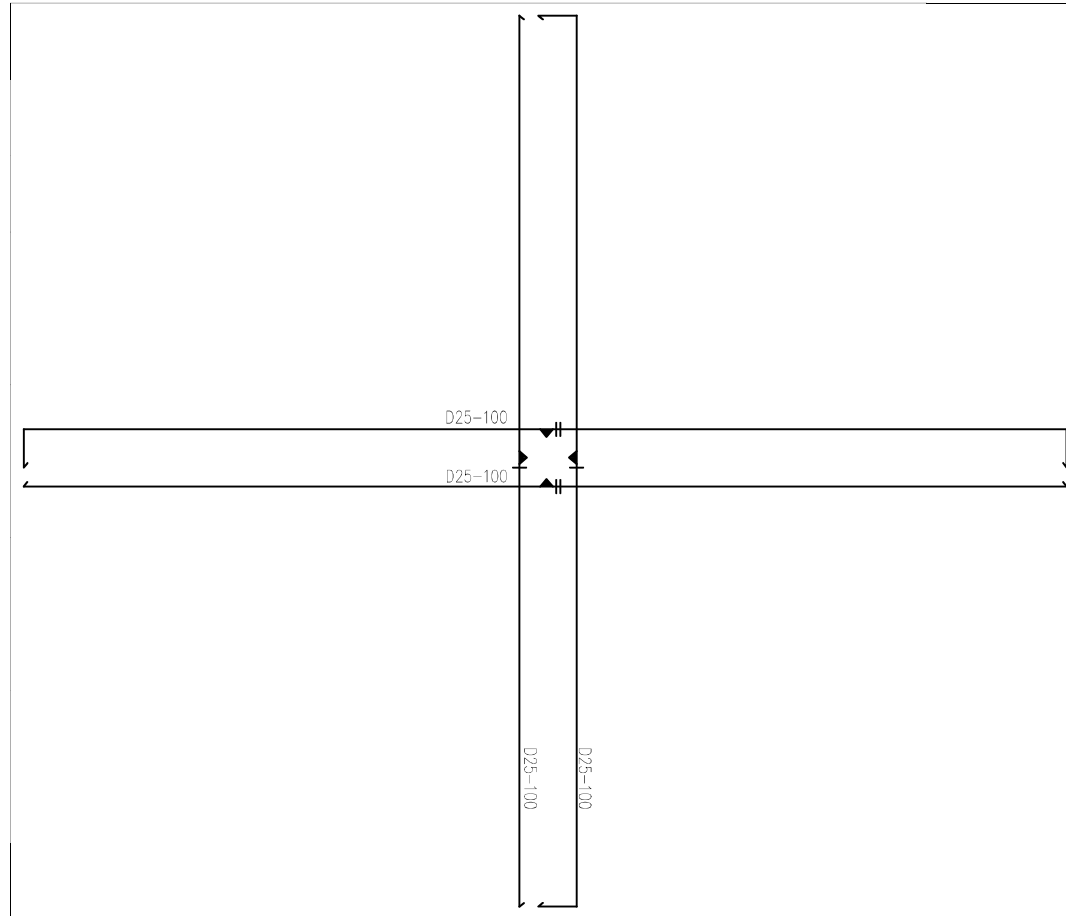
	<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK ITS</p>	<p>Judul Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda.</p>	<p>Nama Gambar</p>	<p>Skala</p>	<p>Jml. Lembar</p>	<p>No. Lembar</p>	<p>Nama Dosen Ir. Faimun, MSc, Ph.D. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.</p>	<p>Nama dan NRP Mahasiswa Nyoman Adisurya Wijaya 03111640000137</p>
--	---	---	---------------------------	---------------------	---------------------------	--------------------------	--	--



Denah Pilecap Tipe 3

Scale 1 : 70

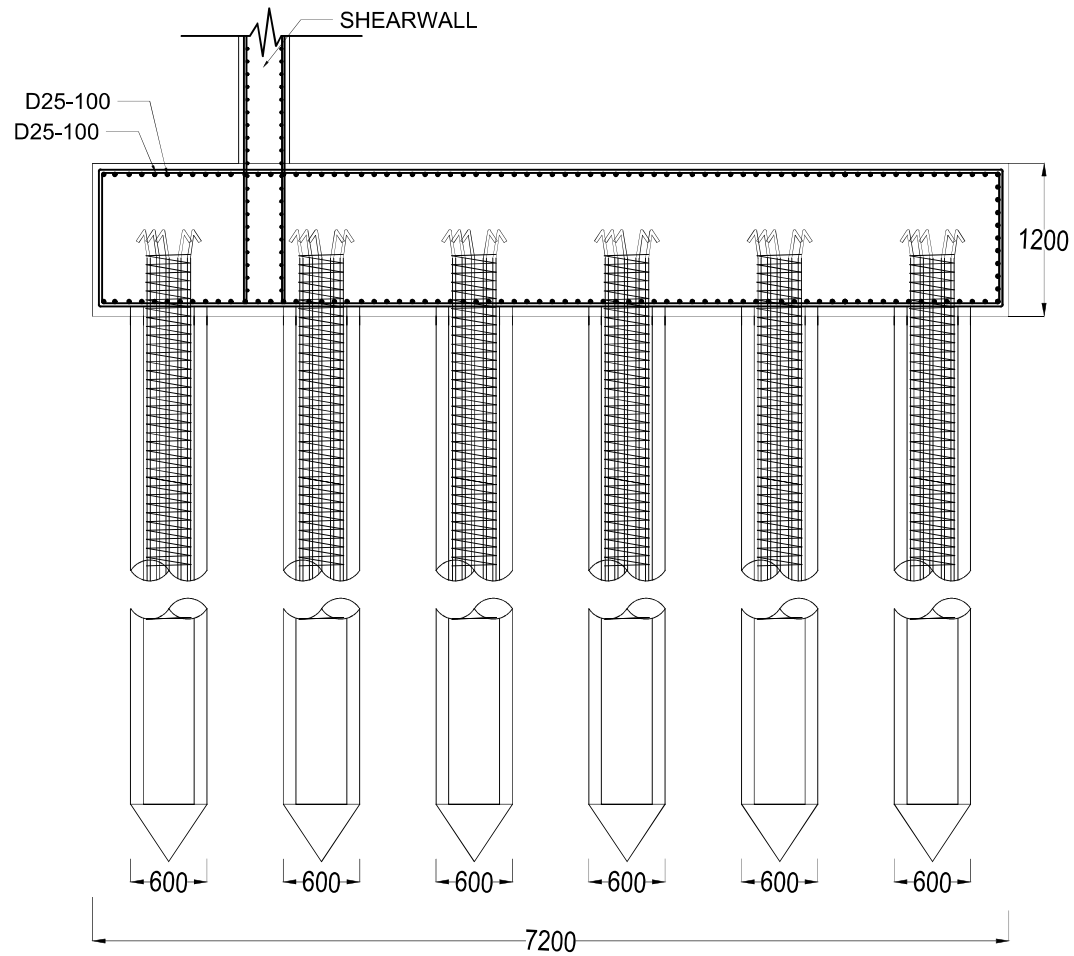
	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK ITS	Judul Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda.	Nama Gambar	Skala	Jml. Lembar	No. Lembar	Nama Dosen Ir. Faimun, MSc, Ph.D. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.	Nama dan NRP Mahasiswa Nyoman Adisurya Wijaya 03111640000137
--	--	---	--------------------	--------------	--------------------	-------------------	---	---



Penulangan Pilecap Tipe 3

Scale 1 : 70

	<p>DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK ITS</p>	<p>Judul Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda.</p>	<p>Nama Gambar</p>	<p>Skala</p>	<p>Jml. Lembar</p>	<p>No. Lembar</p>	<p>Nama Dosen Ir. Faimun, MSc, Ph.D. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.</p>	<p>Nama dan NRP Mahasiswa Nyoman Adisurya Wijaya 0311164000137</p>
--	---	---	---------------------------	---------------------	---------------------------	--------------------------	--	---



Potongan A-A Pilecap Tipe 3

Scale 1 : 50



**DEPARTEMEN
TEKNIK SIPIL
FTSLK ITS**

Judul
Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen
Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem
Balok Prategang dan Sistem Ganda.

Nama Gambar

Skala

Jml. Lembar

No. Lembar

Nama Dosen

Ir. Faimun, MSc, Ph.D.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka.

Nama dan NRP Mahasiswa

Nyoman Adisurya Wijaya
0311164000137

BIODATA PENULIS



I Nyoman Adisurya Wijaya

Lahir di Denpasar, pada tanggal 18 September 1998, merupakan anak ketiga dari 4 bersaudara pasangan Ir. Gede Kusuma Wijaya dan Weliana, S.E. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Santo Yoseph 1 Denpasar, SMPN 1 Denpasar, dan SMAN 1 Denpasar. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Institut

Teknologi Sepuluh Nopember Jurusan Teknik Sipil (FTSPK-ITS) Surabaya melalui Program Sarjana dan terdaftar dengan NRP. 03111640000137. Selama menempuh studi, penulis aktif di organisasi kerohanian yaitu Tim Pembina Kerohanian Hindu ITS sebagai Kepala Departemen Pengembangan Sumber Daya Mahasiswa. Penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur dengan mengambil judul tugas akhir **“Desain Modifikasi Struktur Tower Caspian Apartemen Grand Sungkono Lagoon Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda”**.

Narahubung

Email : adisurya.wijaya98@gmail.com