



TUGAS AKHIR — RC18-4803

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL  
SUN ROYAL MENGGUNAKAN SISTEM BALOK  
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA**

NI PUTU ARY YULIADEWI  
NRP. 0311154000079

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

Dosen Pembimbing II  
Ir. Faimun, M.Sc., PhD

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





TUGAS AKHIR — RC18-4803

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL  
SUN ROYAL MENGGUNAKAN SISTEM BALOK  
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA**

NI PUTU ARY YULIADEWI  
NRP. 0311154000079

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

Dosen Pembimbing II  
Ir. Faimun, M.Sc., PhD

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





FINAL PROJECT — RC18-4803

**STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF THE SUN  
ROYAL HOTEL USING PRESTRESSED CONCRETE  
BEAM SYSTEM AND DUAL SYSTEMS**

NI PUTU ARY YULIADEWI  
NRP. 0311154000079

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

Academic Supervisor II  
Ir. Faimun, M.Sc., PhD

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

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL  
SUN ROYAL MENGGUNAKAN SISTEM BALOK  
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA**

**TUGAS AKHIR**

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

Oleh:

**NI PUTU ARY YULIADEWI**  
NRP. 0311154000079

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka ..... Pembimbing 1

2. Ir. Faimun, M.Sc, Ph.D ..... Pembimbing 2



**SURABAYA  
JULI 2019**

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



# DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL SUN ROYAL MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

**Nama Mahasiswa** : Ni Putu Ary Yuliadewi  
**NRP** : 0311154000079  
**Jurusan** : Teknik Sipil FTSLK-ITS  
**Dosen Pembimbing** : 1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
1. Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

## Abstrak

*Perencanaan Gedung Hotel Sun Royal yang terletak di kabupaten Badung, Bali setinggi 5 lantai yang menggunakan sistem beton bertulang konvensional pada keseluruhan lantai akan dimodifikasi menjadi 15 lantai yang dirancang dengan menggunakan beton bertulang pada keseluruhan lantai serta menggunakan beton prategang pada lantai 15 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 gedung hotel Sun Royal 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 : 2018, RSNI 2847 : 2018 dan SNI 1727:2013.*

*Dari hasil analisa yang telah dilakukan didapatkan kesimpulan bahwa balok prategang pada atap memiliki dimensi sebesar 650 x 1000 mm dan gaya prategang awal sebesar 2500 kN. Kehilangan gaya prategang yang di alami oleh balok sebesar 20,9% dan tebal dinding geser sebesar 50 cm dengan special*

*boundary element pada ujung-ujung dinding geser tersebut. Pondasi menggunakan tiang pancang diameter 60 cm dengan kedalaman 25 meter.*

***Kata Kunci : Beton Bertulang, Beton Prategang, Dinding Geser, Modifikasi, Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).***

# STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF THE SUN ROYAL HOTEL USING PRESTRESSED CONCRETE BEAM SYSTEM AND DUAL SYSTEMS

**Name** : Ni Putu Ary Yuliadewi  
**NRP** : 0311154000079  
**Department** : Teknik Sipil FTSLK-ITS  
**Supervisor** : 1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
2. Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

## Abstract

*The design of the Sun Royal Hotel Building, located in Badung regency, Bali as high as 5 floors using a conventional reinforced concrete system on all floors will be modified to 15 floors designed using reinforced concrete on the entire floor and using prestressed concrete on the 15th 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 Sun Royal hotel 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 : 2018, RSNI 2847: 2018 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 650 mm x 1000 mm and prestressing force of 2500 kN. The loss of prestressed force is 20.9 % and the thickness of the shearwall is 50 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 25 meters.*

***Key Word : Reinforced Concrete, Prestressed Concrete,  
Shearwall, Modification, Special Moments Frame Structure  
(SRPMK)***

## KATA PENGANTAR

Puji dan syukur ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa karena atas berkat rahmat, kasih dan bimbingan-Nya penulis dapat menyelesaikan Proposal Tugas Akhir yang berjudul “DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL SUN ROYAL 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. Bapak Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA selaku dosen pembimbing Tugas Akhir yang telah memberikan bimbingan dan arahan mengenai pengerjaan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D selaku dosen pembimbing Tugas Akhir yang telah memberikan bimbingan dan arahan mengenai pengerjaan Tugas Akhir ini.
3. Kedua orang tua saya, I Wayan Suasira dan Ni Nyoman Ariani yang senantiasa selalu berdoa dan mendukung saya saat mengerjakan Tugas Akhir ini
4. Bapak dan Ibu dosen serta staf pengajar Jurusan Teknik Sipil FTSLK – ITS yang sudah memberikan ilmunya selama ini
5. Bapak dan Ibu TU yang membantu dan memudahkan dalam hal administrasi dan berkas – berkas
6. Teman-teman TPKH-ITS yang tidak saya sebutkan namanya satu persatu
7. Teman-teman S-58 yang tidak saya sebutkan namanya satu persatu

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

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

Surabaya, Juli 2019

## DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN.....	i
ABSTRAK.....	iii
KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR ISI.....	ix
DAFTAR GAMBAR .....	xiii
DAFTAR TABEL .....	xvii
BAB I PENDAHULUAN .....	1
1.1    Latar Belakang Masalah.....	1
1.2    Rumusan Masalah.....	4
1.3    Tujuan .....	4
1.4    Batasan Masalah .....	5
1.5    Manfaat .....	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1    Umum .....	7
2.2    Sistem Beton Bertulang .....	7
2.3    Sistem Beton Pratekan .....	8
2.4    Tahap Pembebanan Prategang .....	9
2.5    Balok Prategang Parsial .....	12
2.6    Efek Prategang Terhadap Kekangan Kolom.....	13
2.7    Sistem Ganda .....	14
2.8    Perencanaan Basemen.....	15
2.9    Perencanaan Pile Cap.....	16
2.10   Perencanaan Pondasi.....	16

BAB III METODOLOGI .....	19
3.1 Umum .....	19
3.2 Diagram Alir Penyusunan Tugas Akhir .....	19
3.3 Pengumpulan Data .....	20
3.4 Studi Literatur .....	21
3.5 Perencanaan Struktur Sekunder .....	22
3.6 Preliminary Desain.....	28
3.7 Pembebanan .....	31
3.8 Analisa Stuktur.....	40
3.9 Perencanaan Struktur .....	44
3.11 Perencanaan <i>Basement</i> .....	63
3.12 Perencanaan Pondasi.....	63
3.13 Gambar.....	70
BAB IV PRELIMINARY DESIGN.....	71
4.1 Umum .....	71
4.2 Data Perencanaan.....	71
4.3 Pembebanan .....	72
4.4 Perencanaan Balok.....	72
4.5 Perencanaan Tebal Pelat .....	75
4.6 .Perencanaan Kolom .....	82
4.7 Perencanaan Dinding Geser .....	88
BAB V PERMODELAN DAN PEMBEBANAN STRUKTUR	89
5.1 Umum .....	89
5.2 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental.....	98



5.3	Kontrol Gaya Geser Dasar ( <i>Base Shear</i> ) .....	100
5.4	Kontrol Sistem Ganda ( <i>Dual System</i> ) .....	103
5.5	Kontrol Partisipasi Massa .....	104
5.6	Kontrol Simpangan ( <i>Drift</i> ).....	105
5.7	Analisa Eksentrisitas .....	107
<b>BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER .....</b>		<b>109</b>
6.1	Perencanaan Tangga .....	109
6.2	Perhitungan Pelat .....	124
6.3	Penulangan Balok Anak.....	132
6.4	Perencanaan Balok Lift.....	137
<b>BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR PRATEKAN .....</b>		<b>143</b>
7.1	Umum .....	143
7.2	Data Perencanaan Beton Pratekan .....	143
7.3	Mencari Lebar Efektif.....	144
7.4	Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton .....	145
7.5	Perhitungan Pembebanan.....	146
7.6	Penentuan Gaya Pratekan Balok Prategang .....	147
7.7	Kontrol Lendutan .....	162
7.8	Kontrol Momen Nominal.....	163
7.9	Daerah Limit Tendon .....	168
7.10	Kontrol Momen Retak .....	170
7.11	Pengangkuran Ujung.....	171
7.11	Perencanaan Kolom Sendi .....	173
7.12	Metode Pelaksanaan.....	174

<b>BAB VIII PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA NON PRATEKAN .....</b>	<b>177</b>
8.1 Perencanaan Balok Induk.....	177
8.2 Perencanaan Kolom .....	195
8.3 Perencanaan Dinding Geser .....	212
8.4 Hubungan Balok Kolom .....	219
<b>BAB IX PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH.....</b>	<b>223</b>
9.1 Perencanaan Basement.....	223
9.2 Perencanaan Pondasi.....	227
<b>BAB X KESIMPULAN .....</b>	<b>269</b>
10.1 Resume.....	269
10.2 Saran .....	271
<b>DAFTAR PUSTAKA.....</b>	<b>273</b>

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Efek dari Reaksi Horizontal .....	13
Gambar 3. 1 Diagram Alir Penyusunan Tugas Akhir .....	20
Gambar 3. 2 Diagram alir perhitungan penulangan komponen lentur.....	25
Gambar 3. 3 $S_s$ , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER).....	33
Gambar 3. 4 $S_1$ , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER).....	34
Gambar 3. 5 Perhitungan simpangan tiap lantai.....	43
Gambar 3. 6 Daerah Limit kabel .....	60
Gambar 3. 7 (a) Pekerjaan Kolom Sistem Sendi (b) Pemberian Gaya Prategang Pada Balok Prategang .....	62
Gambar 3. 8 Konfigurasi Spun Pile pada Pile Cap .....	64
Gambar 3. 9 Perhitungan Momen Lentur dan Gaya Geser pada Pile Cap .....	68
Gambar 4. 1 Gambar Denah Pembalokan Lantai 1 .....	73
Gambar 4. 2 Ilustrasi bentang efektif .....	77
Gambar 4. 3 Variasi Pelat Lantai Pada Gedung Hotel Sun Royal .....	78
Gambar 4. 4 Denah pelat tipe 335 x 400 cm .....	79
Gambar 5. 1 Denah Struktur Lantai Atap.....	90
Gambar 5. 2 Tampak Struktur dari <i>Elevation View F</i> .....	91
Gambar 5. 3 Permodelan Struktur pada ETABS.....	91
Gambar 5. 4 Peta untuk Menentukan Nilai $S_s$ .....	95
Gambar 5. 5 Peta untuk Menentukan Nilai $S_1$ .....	96
Gambar 5. 6 Grafik Respon Spektrum Desain .....	97
Gambar 6. 1 Ilustrasi Tampak Atas Tangga.....	110
Gambar 6. 2 Ilustrasi Tampak Samping Tangga .....	110
Gambar 6. 3 Ilustrasi Tebal Pelat Tangga .....	110
Gambar 6. 4 Tampak 3D Tangga dan Perletakkan.....	112
Gambar 6. 5 Hasil Momen $M_{11}$ .....	113

Gambar 6. 6 Hasil Momen M22.....	113
Gambar 6. 7 Hasil Geser V13 .....	113
Gambar 6. 8 Hasil Geser V12 .....	113
Gambar 6. 9 Tampak Atas Pelat Lantai Tipe A .....	127
Gambar 6. 10 Ilustrasi potongan pelat rencana .....	127
Gambar 6. 11 Denah Lift.....	137
Gambar 6. 12 Pembebanan Balok Penggantung Lift .....	138
Gambar 7. 1 Diagram Momen Akibat Beban Mati dari ETABS .....	149
Gambar 7. 2 Diagram Momen Akibat Beban Mati dan Hidup dari ETABS .....	150
Gambar 7. 3 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Transfer .....	152
Gambar 7. 4 Diagram Tegangan di Tumpuan Saat Transfer.....	152
Gambar 7. 5 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Beban Layan.....	153
Gambar 7. 6 Diagram Tegangan di Tumpuan Saat Beban Layan .....	153
Gambar 7. 7 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Beban Layan.....	159
Gambar 7. 8 Diagram Tegangan di Tumpuan Saat Beban Layan .....	160
Gambar 7. 9 Diagram Momen akibat Gempa dari ETABS.....	160
Gambar 7. 10 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Beban Layan.....	161
Gambar 7. 11 Diagram Momen akibat Gempa dari ETABS.....	161
Gambar 7. 12 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Beban Layan.....	162
Gambar 7. 13 Diagram Equilibrium Kekuatan Nominal Beton	164
Gambar 7. 14 Daerah Limit Tendon .....	170
Gambar 8.1 Diagram Momen dan Geser Tumpuan .....	178
Gambar 8.2 Diagram Momen dan Geser Lapangan.....	178
Gambar 8. 3 Rasio Tulangan Kolom K1 pada SP Column .....	197

Gambar 8. 4 Ilustrasi Momen yang Bertemu di HBK.....	198
Gambar 8. 5 Lebar Efektif Pelat yang Digabung dengan Balok.....	199
Gambar 8. 6 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 1.....	201
Gambar 8. 7 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 2.....	201
Gambar 8. 8 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 1.....	203
Gambar 8. 9 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 2.....	204
Gambar 8. 10 Penentuan gaya geser pada kolom.....	207
Gambar 8. 11 Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas dan Bawah $f_s = 1,25 f_y$ .....	208
Gambar 8. 12 Konfigurasi Penulangan <i>Shearwall</i> Pier 1 .....	215
Gambar 8. 13 Diagram Interaksi P-M <i>Shearwall</i> Pier 1 Arah X .....	215
Gambar 8. 14 Luas Joint Efektif .....	219
Gambar 9. 1 Bagian Dinding Penahan Tanah yang Dimodelkan .....	223
Gambar 9. 2 Tampak Samping Dinding Penahan Tanah .....	224
Gambar 9. 3 Momen M 22 akibat Tekanan Horizontal Tanah..	225
Gambar 9. 4 Denah Pondasi.....	228
Gambar 9. 5 Grafik Daya Dukung Tanah Terhadap Kedalaman .....	232
Gambar 9. 6 Pondasi Tiang Pancang Tipe 1 .....	233
Gambar 9. 7 Pondasi Tiang Pancang Tipe 3 .....	234
Gambar 9. 8 Konfigurasi Tiang Pancang Pondasi Tipe 1 .....	237
Gambar 9. 9 Konfigurasi Tiang Pancang Pondasi Tipe 3 .....	239
Gambar 9. 10 Daerah Kritis Geser Ponds Dua Arah.....	243
Gambar 9. 11 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang .....	245
Gambar 9. 12 Permodelan 3D Pilecap Tipe 1 .....	247
Gambar 9. 13 Momen dari ETABS (M11).....	248
Gambar 9. 14 Momen dari ETABS (M22).....	250
Gambar 9. 15 Daerah Kritis Geser Ponds Dua Arah.....	252
Gambar 9. 16 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang .....	254
Gambar 9. 17 Permodelan 3D Pilecap Tipe 3 .....	256
Gambar 9. 18 Hasil Momen (M11) Secara Keseluruhan .....	257

Gambar 9. 19 Hasil Momen (M11) pada Poer .....	257
Gambar 9. 20 Hasil Momen (M22) Secara Keseluruhan .....	259
Gambar 9. 21 Hasil Momen (M22) pada Poer .....	260
Gambar 9. 22 Diagram Interaksi P-M .....	263
Gambar 9. 23 Spesifikasi Penulangan Sloof .....	263
Gambar 9. 24 Diagram Interaksi Kolom Diameter 400 mm .....	265
Gambar 9. 25 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn .....	266

## DAFTAR TABEL

Tabel 3. 1 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior .....	22
Tabel 3. 2 Tebal Minimum Balok Non-Prategang atau Pelat Satu Arah bila Lendutan Tidak Dihitung .....	28
Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs.....	32
Tabel 3. 4 Koefisien situs, $F_a$ .....	35
Tabel 3. 5 Koefisien situs, $F_v$ .....	35
Tabel 3. 6 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Perioda Pendek, SDS.....	36
Tabel 3. 7 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Perioda 1 detik, SD1.....	37
Tabel 3. 8 Koefisien $C_u$ .....	41
Tabel 3. 9 Koefisien $C_t$ dan $\alpha$ .....	42
Tabel 3. 10 Simpang ijin struktur .....	43
Tabel 3. 11 Koefisien Friksi ( $\mu$ ) dan Woble Efect (K).....	50
Tabel 3. 12 Koefisien Susut Beton Pasca Tarik .....	52
Tabel 3. 13 Nilai $K_{re}$ dan $J$ .....	53
Tabel 3. 14 Nilai $C$ .....	53
Tabel 3. 15 Base Coefficient $\alpha$ .....	66
Tabel 3. 16 <i>Shaft Coefficient</i> $\beta$ .....	66
Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk.....	74
Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak .....	74
Tabel 4. 3 Rekapitulasi Dimensi Balok Prategang.....	75
Tabel 4. 4 Rekapitulasi Preliminary Desain Pelat Lantai .....	82
Tabel 4. 5 Beban yang diterima kolom lantai 10 – atap.....	84
Tabel 4. 6 Beban yang diterima kolom lantai 9-5 .....	85
Tabel 4. 7 Beban yang diterima kolom lantai 4-basemen .....	86
Tabel 5. 1 Rekap Pembebanan Gravitasi.....	93
Tabel 5. 2 Perhitungan Data Tanah untuk Menentukan Kelas Situs .....	94
Tabel 5. 3 Parameter Percepatan Spektral Desain Badung Situs Tanah SE .....	96

Tabel 5. 4 Hasil Perhitungan Respon Spektrum Desain.....	97
Tabel 5. 5 Koefisien Batas Atas Perioda Gedung .....	99
Tabel 5. 6 Modal Periode dan Frekuensi.....	99
Tabel 5. 7 Berat Efektif Struktur .....	101
Tabel 5. 8 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y.....	102
Tabel 5. 9 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS Setelah <i>Scale Factor</i> .....	102
Tabel 5. 10 Reaksi Perletakan dan Presentase Gaya Geser yang Dipikul akibat Gempa Arah X dan Y.....	103
Tabel 5. 11 Modal Partisipasi Massa.....	104
Tabel 5. 12 Partisipasi Massa Statis dan Dinamis .....	105
Tabel 5. 13 Batas Simpangan Antar Lantai Ijin .....	105
Tabel 5. 14 Simpangan Antar Lantai Gempa Arah X .....	106
Tabel 5. 15 Simpangan Antar Lantai Gempa Arah Y .....	106
Tabel 5. 16 Kontrol Eksentrisitas Aktual .....	108
Tabel 5. 17 Perhitungan Eksentrisitas Rencana Tiap Lantai .....	108
Tabel 6. 1 Rekapitulasi Penulangan Tangga .....	123
Tabel 6. 2 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Lantai .....	131
Tabel 6. 3 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Atap.....	132
Tabel 6. 4 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Basemen .....	132
Tabel 6. 5 Rekapitulasi Penulangan Balok Anak .....	137
Tabel 7. 1 Rekapitulasi Perhitungan Kehilangan Prategang .....	158
Tabel 7. 2 Hasil Iterasi c di Lapangan.....	164
Tabel 7. 3 Hasil Iterasi c di Tumpuan .....	165
Tabel 8. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk.....	177
Tabel 8. 2 Rekapitulasi Tulangan Balok Induk.....	195
Tabel 8. 3 $\emptyset$ Mnx kolom lantai 1 .....	202
Tabel 8. 4 $\emptyset$ Mnx kolom lantai 2 .....	202
Tabel 8. 5 $\emptyset$ Mny kolom lantai 1 .....	204
Tabel 8. 6 $\emptyset$ Mny kolom lantai 2 .....	205
Tabel 8. 7 Output program sp Column, ujung bawah dan atas kolom lt.1 .....	209
Tabel 8. 8 Rekapitulasi Penulangan Kolom .....	212
Tabel 8. 9 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan <i>Shearwall</i> .....	218



Tabel 9. 1 Daya Dukung Tanah Kedalaman 1 – 30 m .....	230
Tabel 9. 2 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1 .....	233
Tabel 9. 3 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 3 .....	233
Tabel 9. 4 Hasil Perhitungan P Per Tiang pada Pondasi Tipe 1	238
Tabel 9. 5 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 1 .....	240
Tabel 9. 6 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 1 .....	242
Tabel 9. 7 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 3 .....	242

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

# BAB I PENDAHULUAN

## 1.1 Latar Belakang Masalah

Bali merupakan sebuah pulau di Indonesia yang memiliki daya tarik tersendiri bagi wisatawan nusantara maupun wisatawan mancanegara. Keunikan tradisi dan adat istiadat masyarakat Bali membuat wisatawan seakan tidak pernah merasa bosan berkunjung ke Bali. Bali menjadi primadona dengan memiliki beberapa julukan, diantaranya Pulau Dewata, Pulau Seribu Pura hingga pulau yang eksotik. Dengan memanfaatkan potensi keindahan alam serta kekayaan budaya yang dimiliki membuat Pulau Bali terkenal sebagai destinasi pariwisata yang memiliki berbagai jenis daya tarik wisata (Muliadi dan Suryasih, 2016). Selain untuk beribur, banyak wisatawan lokal maupun mancanegara yang datang ke Bali untuk berbisnis atau sekedar membicarakan tentang bisnis, seperti konferensi *International Monetary Fund* (IMF) yang diadakan pada 9 – 15 Oktober 2018 di Nusa Dua, Bali. Diharapkan dengan kesan IMF yang baik, akan banyak lagi konferensi-konferensi internasional atau acara-acara besar lainnya yang akan diadakan di Bali. Maka dari itu diperlukan fasilitas-fasilitas penunjang seperti hotel yang di dalamnya terdapat *ballroom* yang berfungsi sebagai tempat pertemuan tersebut.

Gedung Hotel Sun Royal yang terletak di Kuta Bali ini dirancang memiliki 1 basemen dan 5 lantai. Ketinggian gedung tersebut akan dimodifikasi menjadi 15 lantai serta balok beton prategang diperlukan pada lantai 15 yang akan digunakan sebagai *ballroom*. *Ballroom* yang berukuran 18.75 m x 16 m diperlukan sebagai tempat acara pernikahan, konferensi, seminar atau acara-acara besar lain. Ruangannya ini harus memiliki pandangan yang luas dan nyaman tanpa terhalang kolom bangunan sehingga diperlukan balok beton prategang dalam konstruksi *ballroom* tersebut.

Pada gedung ini penempatan *ballroom* pada lantai atas gedung, sehingga sangat perlu dipertimbangkan karena *ballroom* memiliki luasan yang besar, hal ini tentu saja diperlukan adanya

kolom ditengah sebagai pendukung berdirinya suatu struktur. Akan tetapi kolom tersebut akan mengurangi fungsi dan estetika ruangan, karena banyaknya kolom yang berdiri yang masing-masing akan terhubung dengan balok. Sehingga penempatan *ballroom* ini sangat perlu diperhitungkan, apalagi gedung tersebut termasuk kedalam kelompok bangunan tinggi (*High Rise Building*). Oleh karena itu dalam pembangunannya harus memperhatikan aspek-aspek tertentu, salah satunya yaitu pemilihan material. Pemilihan material yang tepat sangat mempengaruhi stabilitas dan kekuatan struktur, terutama terhadap pengaruh gempa.

Mengingat wilayah Indonesia termasuk ke dalam kawasan *ring of fire* dimana sering terjadi pergerakan lempeng yang mengakibatkan gempa bumi. Sehingga pembangunan gedung yang ke arah vertikal ini harus memenuhi standar gedung yang tahan gempa. Hal ini dapat meminimalisir adanya korban dari penghuninya akibat bencana gempa bumi. Agar struktur tahan terhadap gempa maka diperlukan suatu material yang sesuai. Material yang sesuai yaitu yang bersifat daktail, karena lebih ekonomis dibandingkan menggunakan material yang bersifat elastis. Material yang paling baik dalam menahan gempa yaitu baja karena memiliki tingkat daktilitas yang tinggi, akan tetapi kurang ekonomis dalam segi biaya. Salah satu solusi lainnya yaitu dapat menggunakan beton bertulang, akan tetapi penggunaan beton bertulang kurang cocok pada pembangunan ruang yang cukup luas seperti *ballroom*, karena akan menimbulkan defleksi yang cukup besar pada bentang yang panjang.

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).

Oleh karena itu, bangunan ini dibangun dengan sistem pratekan, dimana pratekan digunakan agar bangunan dengan ruangan yang cukup besar tidak harus menggunakan kolom yang banyak. Sistem pratekan akan membuat fungsi gedung semakin efektif, terlebih gedung ini memiliki beberapa fungsi sekaligus, sehingga gedung akan memiliki fungsi ruang yang semakin besar. Keuntungan beton prategang dibandingkan beton bertulang yaitu (Guna, 2012):

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

Dalam tugas akhir ini perencanaan gedung hotel Sun Royal 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. 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 (Tavio & Kusuma, 2009). Sistem Ganda pada umumnya digunakan

untuk perancangan gedung tingkat tinggi yang dibangun didaerah zona gempa sedang sampai kuat.

Pedoman peraturan yang digunakan adalah SNI 03-2847-2018 tentang tata cara perhitungan beton untuk bangunan gedung, SNI 03-1726-2018 tentang perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung, SNI 03-1727-2013 mengenai pedoman perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung serta peraturan tentang desain balok pratekan yang memenuhi syarat bangunan tahan gempa.

## **1.2 Rumusan Masalah**

Rumusan masalah dari modifikasi perencanaan gedung Hotel Sun Royal ini adalah

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* struktur primer dan sekunder pada struktur gedung Hotel Sun Royal?
2. Bagaimana perhitungan pembebanan pada struktur gedung Hotel Sun Royal?
3. Bagaimana memodelkan dan menganalisa struktur gedung Hotel Sun Royal dengan menggunakan program bantu ETABS/SAP2000?
4. Bagaimana merencanakan balok beton pratekan yang memenuhi kriteria perancangan struktur?
5. Bagaimana merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah dilapangan?
6. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung ke dalam gambar teknik sesuai standar?

## **1.3 Tujuan**

Tujuan dari modifikasi perencanaan struktur gedung Hotel Sun Royal ini adalah

1. Menentukan *preliminary design* struktur primer dan sekunder pada struktur gedung Hotel Sun Royal
2. Menghitung pembebanan pada struktur gedung Hotel Sun Royal

3. Memodelkan dan menganalisa struktur gedung Hotel Sun Royal dengan menggunakan program bantu ETABS/SAP2000
4. Merencanakan balok beton pratekan yang memenuhi kriteria perancangan struktur
5. Merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah dilapangan
6. Menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung Hotel Sun Royal ke dalam gambar teknik

#### **1.4 Batasan Masalah**

Penelitian ini dibatasi dalam beberapa batasan masalah sebagai berikut :

1. Perencanaan tidak menghitung manajemen kontruksi dan analisis biaya
2. Meninjau metode pelaksanaan yang hanya berkaitan dengan perhitungan struktur
3. Analisa struktur dengan menggunakan program bantuan ETABS/SAP2000
4. Tidak merencanakan utilitas bangunan, sanitasi, *plumbing*, *mechanical*, instalasi listrik, dan *finishing*.
5. Tidak menghitung *ramp* pada *basement*

#### **1.5 Manfaat**

Manfaat dari Tugas Akhir ini adalah

1. Untuk mengurangi penggunaan kolom pada gedung Hotel Sun Royal, sehingga lebih efisien dan ekonomis
2. Mengetahui hal-hal yang harus diperhatikan saat perencanaan sehingga kegagalan struktur dapat dihindari

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Dalam tinjauan pustaka ini akan dibahas mengenai pengertian beton pratekan, *shearwall*, dan *strong column weak beam*, terdapat beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam desain modifikasi Hotel Sun Royal diantaranya: beton bertulang, beton pratekan, *shearwall* dan *basement*.

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

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

#### **2.2 Sistem Beton Bertulang**

Beton dalam konstruksi teknik didefinisikan sebagai batu buatan yang dicetak pada suatu wadah atau cetakan dalam keadaan cair kental, yang kemudian mampu untuk 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 pada dasarnya kuat menahan tekan tetapi lemah terhadap tarik, oleh karena itu beton dipadukan dengan baja tulangan yang kuat terhadap tarik sehingga didapatkanlah suatu kesatuan beton bertulang yang bisa digunakan pada konstruksi bangunan. Menurut SNI 03-2847-2002 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 Sistem Beton Pratekan**

Beton pratekan adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan benar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi tegangan yang terjadi akibat beban eksternal sampai batas tertentu, (Ables dan Bardhah, 1976). Beton prategang merupakan teknologi konstruksi beton yang mengkombinasikan antara beton berkekuatan tinggi dengan baja mutu tinggi 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)

Tiga kondisi batas layan yang paling umum adalah pemeriksaan pada baja tarikan pratekan dan tegangan tekan beton, kontrol retak dan deformasi. Rasio bentang dan besar prategang mengatur parameter untuk kontrol deformasi. Kebanyakan standar desain memberlakukan balok beton pratekan dalam kelas yang berbeda yang biasanya didasarkan pada tingkat tegangan lentur yang diijinkan untuk kontrol retak efektif. Namun, pembatasan tegangan adalah faktor fundamental yang menentukan kemampuan struktural beton pratekan. Batas yang dikenakan pada tegangan beton untuk menghindari retak longitudinal dan membatasi deformasi rangkai. Juga, batas ditetapkan untuk tegangan efektif dalam tendon setelah kehilangan yang diijinkan untuk mencegah tegangan pada baja prategang berada di bawah kemampuan yang dapat menyebabkan deformasi tendon yang tidak elastis. Tegangan lentur adalah hasil dari momen lentur akibat gravitasi atau beban yang bekerja dan gaya pratekan eksentrik. (Adewuyi dan Franklin, 2011).

## **2.4 Tahap Pembebanan Prategang**

Salah satu pertimbangan istimewa pada beton prategang adalah banyaknya tahapan pembebanan dimana sebuah komponen struktur dibebani. Berikut adalah tahapan – tahapan pembebanan (Sulendra dan Tatong, 2011)

### Tahap Awal

Batang atau struktur diberi gaya prategang tetapi tidak dibebani oleh beban eksternal. Tahap ini selanjutnya dapat dibagi

dalam beberapa tahap, beberapa diantaranya tidak penting oleh karenanya dapat diabaikan pada desain-desain tertentu.

- Sebelum diberi Gaya Prategang

Sebelum beton diberi gaya prategang, beton cukup lemah dalam memikul beban; oleh karena itu harus dicegah agar tidak terjadi kehancuran pada perletakan.

- Pada saat diberi Gaya Prategang

Merupakan percobaan yang kritis dari kekuatan tendon. Seringkali tegangan maksimum yang mungkin dialami oleh tendon terjadi pada saat penarikan.

- Pada saat Peralihan Gaya Prategang

Untuk komponen-komponen pratarik, peralihan gaya prategang dilakukan sekaligus dan dalam waktu yang singkat. Untuk komponen-komponen struktur pasca-tarik, peralihan seringkali secara bertahap, gaya prategang pada tendon-tendon dialihkan ke beton satu per satu. Pada kedua keadaan tersebut tidak ada gaya eksternal pada komponen struktur kecuali berat sendirinya.

Pada struktur pratarik, sebelum gaya prategang ditransfer ke beton, gaya prategang awal mengendur menjadi gaya prategang pada saat transfer. Setelah beton mengeras, beton dan tendon saling mengikat. Gaya prategang saat transfer dianggap sebagai tegangan residual dan ditransformasikan menjadi gaya nodal, dan kemudian gaya nodal diaplikasikan pada struktur dengan beberapa langkah. (Xiao-Han Wu; Shunsuke Otani; Hitoshi Shiohara, 2001)

Pada struktur pascatarik, gaya prategang ditransfer dengan sebuah operasi tegangan. Desain gaya tarik diaplikasikan di ujung tendon secara bertahap dan kehilangan akibat friksi dan perpendekan elastis beton dihitung bersamaan. Setelah gaya prategang ditransfer, tendon akan bonded dan unbounded tendon. (Xiao-Han Wu; Shunsuke Otani; Hitoshi Shiohara, 2001)

- Desentring dan Penarikan Kembali

Jika sebuah komponen struktur dicor dan diberi gaya prategang di tempat, maka pada umumnya komponen tersebut akan memikul sendiri selama atau sesudah diberi gaya prategang. Jadi bekisting dapat dibongkar setelah diberi gaya prategang, dan tidak ada pembebanan baru terjadi pada struktur. Beberapa struktur beton mengalami penarikan ulang; ini adalah sistem prategang dalam dua tahap atau lebih. Jadi tegangan-tegangan pada berbagai macam tahap penarikan harus terjadi.

#### Tahap Antara (intermediate)

Ini adalah tahapan selama pengangkutan dan penempatan. Hal ini terjadi hanya pada komponen - komponen struktur pracetak bila diangkut ke lapangan dan dipasang pada tempatnya. Hal ini penting sekali untuk menjamin bahwa komponen-komponen struktur tersebut telah ditumpu dan diangkat dengan semestinya.

#### Tahap Akhir

Ini adalah bila beban kerja yang sesungguhnya bekerja pada struktur. Seperti konstruksi-konstruksi lain, pendesain harus mempertimbangkan berbagai macam kombinasi beban hidup pada setiap bagian yang berbeda dari struktur akibat beban-beban lateral seperti angin dan gaya-gaya gempa, dan dengan beban-beban regangan seperti yang dihasilkan oleh penurunan pada tumpuan dan pengaruh temperatur. Untuk struktur beton prategang, terutama untuk jenis-jenis yang tidak umum, seringkali perlu untuk menyelidiki retak-retak dan beban batasnya, perilakunya akibat beban yang bekerja tetap (sustained load) selain akibat beban kerja.

##### – Beban yang Bekerja Tetap (Sustained Load)

Lendutan ke atas atau ke bawah dari komponen struktur prategang akibat beban tetap yang sesungguhnya (sering hanya terdiri dari beban mati) seringkali merupakan faktor penentu dalam desain, karena pengaruh dalam rangkai akibat lentur akan memperbesar nilainya. Sehingga seringkali

dikehendaki untuk membatasi besar lendutan akibat beban tetap.

- **Beban Kerja**

Untuk mendesain akibat beban kerja haruslah ada pemeriksaan terhadap tegangan dan regangan yang berlebihan. Tidak perlu ada suatu jaminan atas kekuatan yang cukup untuk memikul beban yang berlebihan.

- **Beban Retak**

Retak pada komponen beton prategang berarti perubahan yang mendadak pada tegangan retak dan tegangan geser. Hal ini seringkali merupakan ukuran bagi kekuatan lelah.

- **Beban Batas**

Struktur yang didesain berdasarkan tegangan kerja mungkin tidak terlalu mempunyai angka keamanan yang cukup untuk kelebihan beban. Karena disyaratkan bahwa sebuah struktur memiliki kapasitas minimum tertentu, maka perlu ditentukan kekuatan batasnya (ultimate strength). Secara umum kekuatan batas dari sebuah struktur didefinisikan sebagai beban maksimum yang dapat dipikul secara hancur.

## **2.5 Balok Prategang Parsial**

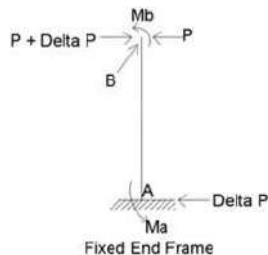
Balok beton pratekan parsial biasanya digunakan di gedung bertingkat yang memerlukan rentang panjang antar kolom dan secara fungsional atau estetis memerlukan balok dangkal. Balok-balok pratekan parsial ini cocok untuk diterapkan dalam gedung bertingkat yang didominasi beban seismik daripada sistem balok 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)

Balok beton prategang parsial adalah balok beton dengan kombinasi strand prategang dan 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).

## 2.6 Efek Prategang Terhadap Kekangan Kolom

Rangka pemikul momen terdiri dari kolom dan balok yang terhubung dengan kaku. Untuk memenuhi persyaratan stabilitas struktur karena beban siklik lateral, dianjurkan untuk meningkatkan area tulangan kompresi ( $A_s'$ ) pada tumpuan balok atau dekat hubungan balok – kolom. (Astawa, Tavio, dan Raka, 2015).

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



Gambar 2. 1Efek dari Reaksi Horizontal

Sumber: (Ables, Bardhah dan Turner, 1976)

Pada gambar 2.1 dapat dilihat bahwa untuk menghasilkan gaya prategang  $P$  pada arah longitudinal, gaya  $P + \Delta P$ , dimana  $\Delta P$  adalah reaksi horizontal. (Abeles, Bardhah, dan Turner, 1976)

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

## 2.7 Sistem Ganda

Sistem Ganda atau *Dual System* adalah salah satu sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh *Space Frame* (Rangka), sedangkan beban lateralnya dipikul bersama oleh *Space Frame* dan *Shearwall* (Dinding Geser/Dinding Struktur). Menurut SNI 03-1726-2012 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 *Shearwall* 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. *Shearwall* 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 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.
- d. Teknik pengendalian pelaksanaan konstruksi sudah dikuasai karena sudah banyak proyek bangunan basement yang sudah dikerjakan sehingga pengalaman dan contoh cukup mendukung (project documentation).

## **2.9 Perencanaan Pile Cap**

Pile cap merupakan salah satu elemen penting dari suatu struktur. Hal ini dikarenakan pile cap memiliki peranan penting dalam pendistribusian beban struktur ke tiang pancang untuk kemudian diteruskan ke dalam tanah. Pile cap digunakan sebagai pondasi untuk mengikat tiang pancang yang sudah terpasang dengan struktur yang berada di atasnya. Tujuan dari pembuatan pile cap agar lokasi kolom benar-benar berada dititik pusat pondasi sehingga tidak menyebabkan eksentrisitas yang dapat menyebabkan beban tambahan pada pondasi. Selain itu, seperti halnya kepala kolom, pile cap juga berfungsi untuk menahan gaya geser dari pembebanan yang ada. (Wowo, 2015)

## **2.10 Perencanaan Pondasi**

Pondasi merupakan salah satu bagian struktural pada bangunan. Pondasi berfungsi untuk menahan beban-beban yang disalurkan oleh kolom dan menjaga agar bangunan tetap berdiri tegak. Tiang pancang dikategorikan sebagai displacement pile di mana di dalam pelaksanaannya, tiang mendesak tanah di sekitarnya sehingga daya dukung pondasi sangat dipengaruhi oleh tegangan lateral yang bekerja di sekeliling tiang termasuk bagian ujung pondasi. Tiang pancang beton memiliki berbagai macam variasi pembuatan. Salah satu cara pembuatan tiang pancang beton adalah dengan cara diputar. Tiang pancang seperti ini disebut dengan spun pile. Spun pile sendiri memiliki kekuatan yang cukup tinggi. Di Indonesia, sebagian besar spun pile yang ada di pasaran memiliki kekuatan K600. Kualitas dari spun pile cukup tinggi karena quality control yang baik. Spun pile dibuat di pabrik sehingga material-material penyusun spun pile jugadapat dijaga kualitasnya.

Pemancangan spun pile juga sangat fleksibel. Spun pile dapat dimasukkan ke dalam tanah dengan berbagai cara. (Widjaja, 2006)

Halaman ini sengaja dikosongkan

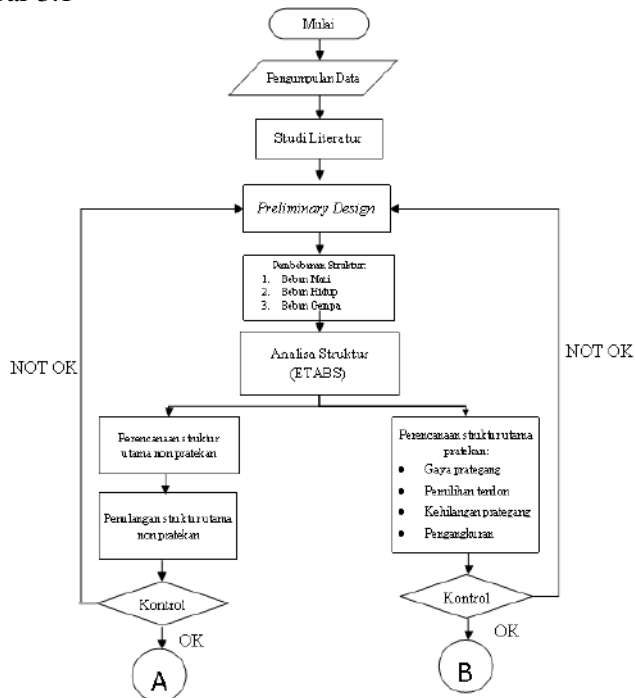
# BAB III METODOLOGI

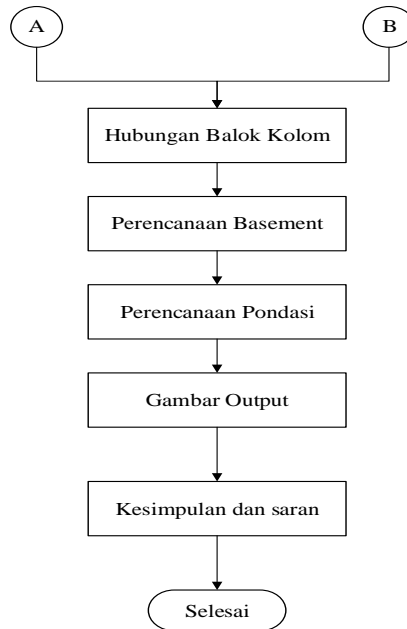
## 3.1 Umum

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

Urutan penyusunan Tugas Akhir ini akan diterangkan pada Gambar 3.1





Gambar 3. 1 Diagram Alir Penyusunan Tugas Akhir

### 3.3 Pengumpulan Data

#### 1) Data Umum

- Nama gedung : Gedung Hotel Sun Royal
- Lokasi : Jalan Sunset Road No. 6, Kuta, Badung, Bali
- Fungsi : Hotel
- Jumlah lantai : 5
- Tinggi bangunan :  $\pm 18.9$  m
- Total luas area :  $\pm 1062.8$  m<sup>2</sup>
- Struktur utama : Struktur beton bertulang
- Atap : Struktur beton bertulang

#### 2) Data Bahan :

- Kekuatan tekan beton ( $f_c'$ ) : 30 MPa

- Tegangan leleh baja ( $f_y$ ) : 400 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 : Gedung Hotel Sun Royal
  - Lokasi : Jalan Sunset Road No. 6, Kuta, Badung, Bali
  - Fungsi : Hotel
  - Jumlah lantai : 15
  - Tinggi bangunan :  $\pm 55$  m
  - Total luas area :  $\pm 1062.8$  m<sup>2</sup>
  - Struktur utama : Struktur beton bertulang
  - Atap : Beton Pratekan
- 2) Data Bahan :
  - Kekuatan tekan beton ( $f'_c$ ) : 40 MPa
  - Tegangan leleh baja ( $f_y$ ) : 400 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 2847:2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.

- 2) SNI 1726:2017 Struktur Gedung Tahan Gempa.
- 3) SNI 1727:2013 Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain
- 4) ACI 2008 (American Concrete Institute) khusus untuk pendetailan beton pratekan.
- 5) Beton Prategang edisi ketiga (Lin, 1996).
- 6) 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 2847:2013 pasal 9.5.3.3 persamaan 9-13, antara lain:

- 1) Untuk  $\alpha_{fm}$  sama atau lebih kecil dari 0,2 menggunakan Tabel 3.1

Tabel 3. 1 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior

Tegangan leleh, $f_y$ MPa <sup>†</sup>	Tanpa penebalan <sup>‡</sup>			Dengan penebalan <sup>‡</sup>		
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir <sup>§</sup>		Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir <sup>§</sup>	
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	$\ell_n / 28$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 34$	$\ell_n / 34$

<sup>†</sup>Untuk konstruksi dua arah,  $\ell_n$  adalah panjang bentang bersih dalam arah panjang, diukur muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok dan muka ke muka balok atau tumpuan lainnya pada kasus yang lain.  
<sup>‡</sup>Untuk  $f_y$  antara nilai yang dibenarkan dalam tabel, tebal minimum harus ditentukan dengan interpolasi linier.  
<sup>§</sup>Panel drop didefinisikan dalam 13.2.5.  
<sup>¶</sup>Pelat dengan balok di antara kolom kolomnya di sepanjang tepi eksterior. Nilai  $\alpha_{fm}$  untuk balok tepi tidak boleh kurang dari 0,8.

Sumber: (SNI 2847:2013, Tabel 9.5(c))

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



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

(SNI 03-2847-2013, persamaan 9-12)

dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

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

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

(SNI 2847:2013, persamaan 9-13)

dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

- 4) Pada tepi yang tidak menerus, balok tepi harus mempunyai rasio kekakuan  $\alpha_f$  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:

- $\alpha_{fm}$  adalah nilai rata - rata dari  $\alpha_f$  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 :

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

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

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

- $\beta$  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

$L_n$  adalah panjang bentang bersih dalam arah memanjang diukur muka ke muka balok

### b. Menentukan Lebar Efektif

Dimensi lebar efektif dari balok harus memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 8.12.2 dan pasal 8.12.3

- 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

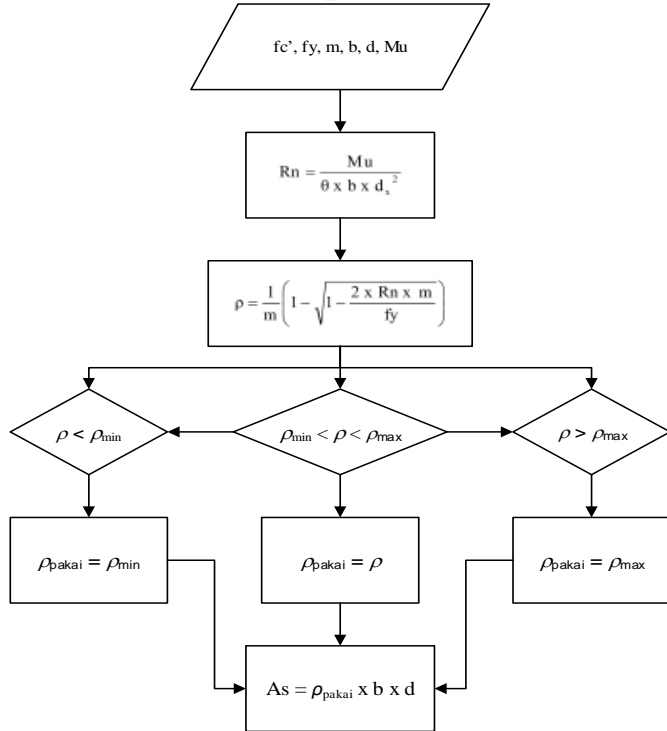
$t$  = tebal slab

$S$  = 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. 2 Diagram alir perhitungan penulangan komponen lentur

#### b. Perhitungan tulangan geser

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

- 1) Hitung  $V_u$  pada titik berjarak  $d$  dari ujung perletakan
- 2) 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.

3) Kriteria kebutuhan tulangan geser menurut SNI 2847:2013 pasal 11.4.7 :

- 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 ( $V_c + V_s$ )
- $\phi$  sama dengan 0,6 (untuk geser)

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

### c. Perhitungan tulangan susut

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

- 1) Slab yang menggunakan batang tulangan ulir Mutu 280 atau 350..... 0,0020

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

### 3.5.2 Perencanaan Dimensi Tangga

Persyaratan dalam perencanaan dimensi tangga adalah sebagai berikut :

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

(3.17)

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

(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 2847:2013 pasal 9.5.2.2

### 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, <i>h</i>			
	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/m<sup>3</sup>, nilai tadi harus dikalikan dengan  $(1,65 - 0,0003W_c)$  tetapi tidak kurang dari 1,00.  
 (b) Untuk  $f_y$  selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan  $(0,4 + f_y/700)$ .

Sumber: SNI 2847: 2013 Tabel 9.5 (a)

### 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 2847-2013, yang berupa:

#### 3.6.1 Preliminary desain struktur beton bertulang

##### 3.6.1.1 Perencanaan Dimensi Balok Induk

Perencanaan balok mengikuti peraturan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2. 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:

- Menentukan data-data  $d$ ,  $f_y$ ,  $f'_c$ , dan  $M_u$
- Menentukan harga  $\beta_1$  (SNI 2847:2013 pasal (10.2.7.3))

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \quad (3.20)$$

- Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut:  
Menurut SNI 2847:2013 lampiran B (8.4.2) :

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3.21)$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal (21.5.2.1):

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

Menurut SNI 2847:2013 lampiran B (10.3.3):

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

Menurut SNI 2847:2013 pasal (10.5.1):

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \quad (3.24)$$

dan  $\geq$  dari

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

Dari kedua harga  $\rho_{\min}$  tersebut, diambil harga yang terbesar sebagai yang ditentukan.

- Menentukan harga  $m$

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

- Menentukan  $R_n$  (SNI 2847:2013 pasal (9.3.2.7))

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

Diketahui harga  $\phi = 0.75$

f. Menghitung rasio tulangan yang dibutuhkan:

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

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

g. Menentukan luas tulangan (AS) dari  $\rho$  yang didapat

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

h. Menentukan jumlah dan jarak tulangan

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

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

dimana:

b = lebar pelat per satuan meter

d = tinggi pelat

$\rho$  = 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)

$\phi$  = 0,65 (factor reduksi)



### **3.6.2 Preliminary desain struktur beton pratekan**

Menentukan dimensi awal balok prategang yang akan digunakan sesuai dengan SNI 2847-2013. Penampang awal beton prategang didesain berdasarkan ketentuan-ketentuan sesuai SNI 2847:2013 pasal 18. 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 1726:2012, 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 1726:2012 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 1726:2012 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	$\geq 100$
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 mengikuti 6.10.1)	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 $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$ ) - Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

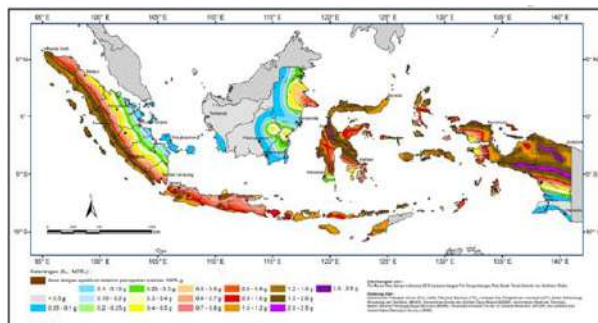
Sumber: (Tabel 5 SNI 1726:2017)

### 3.7.3.2 Menentukan Kategori Risiko Bangunan dan Faktor Keutamaan Gempa

Sesuai Tabel 1 SNI 1726-2017, untuk berbagai resiko struktur bangunan gedung dan non gedung, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan  $I_e$  menurut Tabel 2 SNI 1726-2017. 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 $S_1$

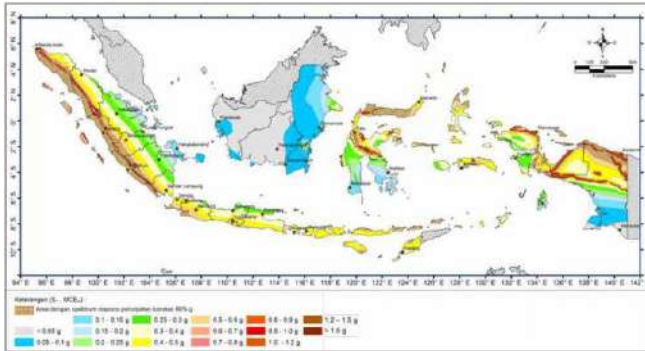
$S_s$  adalah parameter percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada perioda pendek, redaman 5 persen (SNI 1726:2017). Nilai  $S_s$  diperoleh dari letak bangunan sesuai dengan peta zona gempa Indonesia pada Gambar 3.3.



Gambar 3. 3  $S_s$ , Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER)

Sumber: (SNI 1726-2017, Gambar 12)

$S_1$  adalah parameter percepatan respons spektral MCE dari peta gempa pada perioda 1 detik, redaman 5 persen (SNI 1726:2017). Nilai  $S_1$  diperoleh dari letak bangunan sesuai dengan peta zona gempa Indonesia pada Gambar 3.4.



Gambar 3. 4 S1, Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget (MCER)

Sumber: (SNI 1726-2017, Gambar 10)

### 3.7.3.4 Menentukan Faktor Amplifikasi Getaran

Untuk menentukan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi sesmik pada perioda 0,2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda 1 detik ( $F_v$ ). Faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek ( $F_a$ ) bergantung pada nilai situs terdahulu dan nilai  $S_s$ , sementara faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda 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 respon spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada perioda pendek, $T = 0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

Sumber: (SNI 1726-2017, Tabel 6)

Tabel 3. 5 Koefisien situs,  $F_v$ 

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa ( $MCER$ ) terpetakan pada perioda pendek, $T = 1$ detik, $S_s$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 1$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS				

Sumber: (SNI 1726-2017, 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 perioda pendek (SMS) dan perioda 1 detik (SM1) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (2.21)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (2.22)$$

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

Parameter percepatan spektral desain untuk perioda pendek, SDS dan pada perioda 1 detik, SD1 harus ditentukan melalui persamaan berikut : (SNI 1726:2017 pasal 6.3)

$$SDS = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.23)$$

$$SD1 = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.24)$$

### 3.7.3.7 Menentukan Kategori Desain Seismik ( $K_{DS}$ )

Dari nilai  $S_{DS}$ ,  $S_{D1}$  dan kategori 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, SDS

Nilai $S_{DS}$	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.5 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber: (SNI 1726-2017, Tabel 8)

Tabel 3. 7 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan Periode 1 detik,  $S_{DI}$

Nilai $S_{DI}$	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DI} < 0.167$	A	A
$0.067 \leq S_{DI} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{DI} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{DI}$	D	D

Sumber: (SNI 1726-2017, 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 1726:2012 Pasal 7.8.1.1:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.25)$$

dimana :

$S_{DS}$  = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode 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 :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.26)$$

dan  $C_s \geq$  dari :

$$C_s = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e > 0,01 \quad (3.27)$$

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:

$$C_s = \frac{0.5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.28)$$

dimana :

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

$T$  = periode 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/m<sup>2</sup>;
- 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 :

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (3.29)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (3.30)$$

dimana :

- $C_{vx}$  = faktor distribusi vertikal  
 $V$  = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)  
 $w_i$  dan  $w_x$  = bagian berat seismik 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

Beban-beban yang dibebankan kepada struktur tersebut dibebankan kepada komponen struktur menggunakan kombinasi beban berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.2.1 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 (RSNI 1726:2018 pasal 7.9.1)

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 (RSNI 1726:2018 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.

$$T_a = C_t \times h_n^x \quad (3.31)$$

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, $SDI$	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,15$	1,7

Sumber: (SNI 1726:2017, Tabel 14)

Tabel 3. 9 Koefisien  $C_t$  dan  $x$ 

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

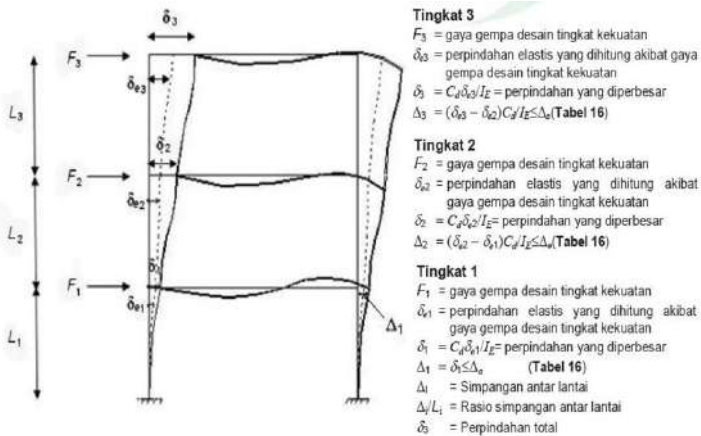
Sumber: (SNI 1726:2017, Tabel 15)

### 3.8.1.3 Kontrol Skala Gaya Dinamis (RSNI 1726:2018 pasal 7.9.4.1)

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 (RSNI 1726:2017 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. 5 Perhitungan simpangan tiap lantai  
(SNI 1726:2017 Gambar 5)

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 simpanan antar lantai	0,025 h	0,02 h	0,015 h
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0,010 h	0,010 h	0,010 h
Struktur 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

Sumber: (SNI 1726:2017 Tabel 16)

### 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 2847:2013. 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 2847:2013 Pasal 21.3.2.

###### b. Perhitungan tulangan geser balok

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai dengan SNI 2847:2013. Pasal 11.1.1 persamaan 11-1 yaitu harus memenuhi:

$$\Phi V_n \geq V_u \quad (3.32)$$

dimana :

$V_n$  = kuat geser nominal penampang

$V_u$  = kuat geser terfaktor pada penampang

$\Phi$  = reduksi kekuatan untuk geser = 0,75 (SNI 2847:2013, Pasal 9.3)

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

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.33)$$

$$V_c = 0,17\alpha\sqrt{f'c}b_wd \quad (3.34)$$

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.35)$$

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:

$$T_u \leq \frac{\phi\sqrt{f'c}}{12} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}^2} \right) \quad (3.36)$$

Perencanaan penampang terhadap torsi:

$$T_u \leq \phi T_n \quad (3.37)$$

Tulangan sengkang untuk puntir:

$$T_n = \frac{2.A_0.A_t.f_y}{s} \cot \theta \quad (3.38)$$

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  $\text{mm}^2$

### 3.9.1.2 Perencanaan Tulangan Kolom

Detail penulangan kolom akibat beban aksial tekan harus sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.1. Sedangkan untuk

perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 23.5.1.

### 3.9.1.2 Perencanaan Struktur Dinding Geser

- a. Kuat aksial rencana

Dihitung berdasarkan (SNI 2847:2013 pasal 14.5.2)

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

- b. Pemeriksaan tebal dinding

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

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

Dimana:  $d = 0,8 I_w$

- c. Kuat geser beton

Dihitung menurut SNI 2847:2013, pasal 11.9.6.

- d. Keperluan penulangan geser

Penulangan geser dihitung berdasarkan SNI 2847:2013, pasal 13.9.8.

- e. Penulangan geser horisontal

Dihitung berdasarkan pada SNI 2847:2013, pasal 11.9.9.

- f. Penulangan geser vertikal

Dihitung berdasarkan SNI 2847:2002, pasal 11.9.9.4.

### 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)

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{Fey}{I} \pm \frac{My}{I} \quad (3.39)$$

### 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 2847:2013 Pasal 18.5.1.

Tegangan baja yang digunakan tidak boleh melampaui nilai berikut :

- a. Tegangan ijin saat penarikan kabel (*Jacking*)

$$0,94f_{py} \text{ atau } < 0,8f_{pu} \quad (3.40)$$

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

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

$$0,70 f_{pu} \quad (3.41)$$

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

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

$$0.60f_{ci} \quad (\text{Tegangan tekan serat terluar}) \quad (3.42)$$

$$0.5\sqrt{f_{ci}} \quad (\text{Tegangan tarik serat terluar}) \quad (3.43)$$

dimana:

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

- b. Tegangan ijin pada saat beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya prategang :

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

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

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

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

Setelah memilih tendon baja prategang, maka dilanjutkan dengan menentukan tata letak kabel sesuai dengan batas yang telah ditetapkan pada peraturan SNI 2847:2013. 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 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 pada komponen balok prategang, yang terdiri dari:

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

Perhitungan kehilangan prategang akibat pengangkuran, sebagai berikut :

$$\Delta = \frac{S_{rata-rata}}{\Delta a} \times 100\% \quad (3.44)$$

$$\Delta a = \frac{\sigma L}{E_s} \quad (3.45)$$

dimana:

$\Delta$  = kehilangan gaya prategang (%)

$\Delta a$  = deformasi pada ankur

$\sigma$  = tegangan pada beton

$E_s$  = modulus elastisitas baja prategang

$L$  = panjang kabel

$S_{rata-rata}$  = harga rata-rata slip ankur (2.5mm)

##### b. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.b).

Perhitungan kehilangan prategang akibat perpendekan elastis, sebagai berikut:

$$ES = K_{es} \times n \times F_{cir} \quad (3.46)$$

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<sub>cir</sub> = Tegangan pada penampang beton (Fo/A)

- c. Kehilangan akibat gesekan (*Woble Efect*) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2.2)

Perhitungan kehilangan prategang akibat gesekan, sebagai berikut:

$$P_s = P_x \cdot e^{-\Sigma(\mu\alpha_i + KL_i)} \quad (3.47)$$

$$\Delta = (1 - e^{-\mu\alpha - KL}) \times 100\% \quad (3.48)$$

$$\alpha = 8 \times \frac{f}{L} \quad (3.49)$$

dimana:

P<sub>s</sub> = Gaya prategang setelah terjadi kehilangan akibat *friction*

P<sub>x</sub> = Gaya awal prategang di tengah bentang

K = Koefisien *Woble Efect*, 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 ( $\mu$ ) dan Woble Effect (K)

Type Tendon	Wobble effect Coefficient		Curvature Coefficient
	K/foot	K/meter	$\mu$ /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
-High-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

Sumber: (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.

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h} \quad (3.50)$$

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 rangkai (SNI 2847:2013 Pasal 18.6.1.c)  
Perhitungan kehilangan prategang akibat rangkai untuk *bounded tendon*, sebagai berikut :

$$CR = K_{cr} \cdot \left( \frac{E_s}{E_c} \right) \cdot [f_{cir} - f_{cds}] \quad (3.51)$$

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 2847:2013 Pasal 20.6.1.d)  
Untuk komponen pascatarik dihitung dengan rumus :

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \cdot K_{sh} \cdot E_s \cdot \left( 1 - 0,06 \frac{V}{S} \right) \times (100 - RH) \quad (3.52)$$

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

Sumber: (Lin dan Burns, 1988)

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

Perhitungan kehilangan prategang akibat relaksasi baja, sebagai berikut:

$$RE = [K_{re} - J](SH + CR + ES) \times C \quad (3.53)$$

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

Sumber: (Lin dan Burns, 1988)

Tabel 3. 14 Nilai  $C$ 

$f_u/f_{pu}$	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

Sumber: (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 2847:2013 pasal 18.13.

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 2847:2013 Pasal 18.7.

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

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) = A_{ps} f_{ps} \left( d_p - 0.59 \frac{A_{ps} f_{ps}}{b f'_c} \right) \quad (3.54)$$

dengan syarat :

$$\phi M_n > M_u \quad ; \quad \phi M_n > 1.2 M_{cr} \quad (3.55)$$

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

$\phi$  = 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

$$1.2 M_{cr} \leq M_u \leq \phi M_n \quad (3.56)$$

dimana :

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

$M_u$  = momen ultimate balok prategang

$M_n$  = Kapasitas penampang

$\Phi$  = 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 teluar beton mencapai modulus keruntuhannya ( $f_r$ ). Momen retak dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$M_{cr} = M_1 + M_2 \quad (3.57)$$

$$M_1 = F \times (e + Kt) \quad (3.58)$$

$$M_2 = F_r \times Wb \quad (3.59)$$

$$F_r = 0,7\sqrt{f'_c} \quad (3.60)$$

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 teluar 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 2847:2013 Pasal.18.4.1).

$$\sigma_{ct,b} = \frac{F}{A} \mp \frac{F.e}{Wt,b} \pm \frac{M_{DL}}{Wt,b} \pm \frac{M_{LL}}{Wt,b} \leq \sigma_{ijin\ ct,b} \quad (3.61)$$

dimana :

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

$F$  = Gaya prategang efektif setelah kehilangan

$A$  = Luas penampang

- $Wt, b$  = 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 2847:2013 Pasal 11.3.1, 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:

$$\phi V_c \geq V_u \quad (3.62)$$

dimana:

$$V_c = \left( 0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8 \frac{V_u.dp}{M_u} \right) \times b_w \times d \quad (3.63)$$

serta  $V_c$  harus memenuhi persyaratan berikut :

$$0,17\lambda\sqrt{f'_c}.b_w.d \leq V_c \leq 0,42\lambda\sqrt{f'_c}.b_w.d \quad (3.64)$$

Bila diperlukan perhitungan geser secara rinci, dapat digunakan ketentuan SNI 2847:2013 Pasal 11.3.31 dan 11.3.3.2 dengan  $V_c$  harus terkecil dari  $V_{ci}$  dan  $V_{cw}$

$$V_{ci} = \left( 0.05\lambda\sqrt{f'_c}.b_w.dp + V_d + \frac{V_i.M_{cro}}{M_{max}} \right) \quad (3.65)$$

dimana  $dp \geq 0.8h$  dan

$$V_{ci} \geq 0,17\lambda\sqrt{f'_c}.b_w.d \quad (3.66)$$

dengan ,

$$M_{cro} = \frac{I}{y_t} (0.05\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) \quad (3.67)$$

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:

$$V_{cw} = (0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})bw.dp + V_p \quad (3.68)$$

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 bersamaa 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  
 $M_{max}$  = Momen terfaktor maksimum pada penampang akibat beban luar  
 $f_d$  = 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

### 3.9.2.4 Kontrol Lentutan

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

- Lentutan akibat tekanan tendon  
Perhitungan lentutan akibat tekanan tendon dapat dihitung, sebagai berikut:

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} \times \frac{P_o \times l^4}{E_c \times I} \quad (3.69)$$

Dengan nilai  $P_o$  sebesar

$$P_o = \frac{8 \times F_o \times f}{l^2} \quad (3.70)$$

dimana:

- $P_o$  = Gaya Prategang (N)  
 $f$  = Fokus tendon (eskenstrisitas dari c.g.s)  
 $l$  = panjang efektif (mm)

$E_c$  = Modulus elastisitas beton (MPa)

$I$  = Inersia balok ( $\text{mm}^4$ )

- Lentutan akibat eksentrisitas tepi balok  
Eksentrisitas terhadap c.g.c pada letak tendon menyebabkan lentutan kearah bawah (karena menyebabkan momen negatif)

$$\Delta l_{me} = \frac{P_o \times e \times l^2}{8 \times E_c \times I} \quad (3.71)$$

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 ( $\text{mm}^4$ )

- Lentutan akibat beban sendiri  
Berat sendiri menyebabkan balok terletak kebawah sehingga lentutan yang terjadi berupa lentutan ke bawah

$$\Delta l_{qo} = \frac{5}{384} \times \frac{q_o \times l^4}{E_c \times I} \quad (3.72)$$

dimana:

$q_o$  = Beban terbagi merata (N/m)

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

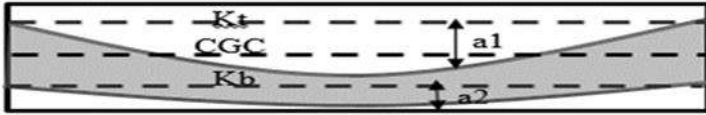
$l$  = panjang efektif (mm)

$E_c$  = Modulus elastisitas beton (MPa)

$I$  = Inersia balok ( $\text{mm}^4$ )

### 3.9.2.5 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. 6 Daerah Limit kabel

dimana :

$$a1 \text{ (atas)} = \frac{M \text{ max}}{F} \quad (3.73)$$

$$a2 \text{ (bawah)} = \frac{M \text{ min}}{F_0} \quad (3.74)$$

### 3.9.2.6 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 2847:2013 Pasal 18.13.2.2 Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencair, belah dan pecah yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai SNI 2847:2013 Pasal 18.13.1.2.

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 disebarkan secara merata pada seluruh penampang.

### **3.10.1 Metode Pelaksanaan Beton Prategang dengan Sistem Sendi Atas**

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 15 dan kemudian dilanjutkan dengan penulangan sendi spiral pada kolom bagian atas seperti pada gambar 3.7 (a).
2. Setelah tulangan siap dilanjutkan dengan pengecoran kolom dan sendi spiral lantai 15.
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 3.7 (b).



(a)



(b)

Gambar 3. 7 (a) Pekerjaan Kolom Sistem Sendi (b) Pemberian Gaya Prategang Pada Balok Prategang



### 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 2847:2013.
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 2847:2013.

### 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:

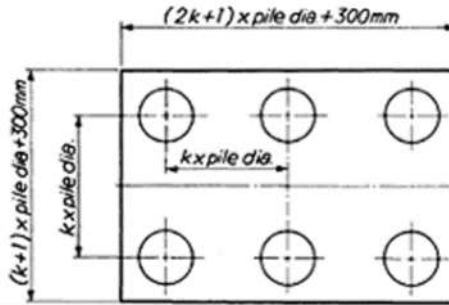
- 1) Menghitung beban total dari struktur atas
- 2) Mencari dan menganalisa daya dukung tanah  
Data tanah dari gedung hotel Sun Royal terletak di lampiran.
- 3) Menentukan desain dimensi tiang pancang dan jarak antara tiang pancang

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. 8 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)  

$$= \sum_{i=1}^n \frac{N_i}{n}$$
- K = Koefisien karakteristik tanah di dasar pondasi  
 12 t/m<sup>2</sup> = 117,7 kPa, untuk lempung (clay)  
 20 t/m<sup>2</sup> = 196 kPa, untuk lempung berlanau (silty clay)  
 25 t/m<sup>2</sup> = 245 kPa, untuk pasir berlanau (silty sand)  
 40 t/m<sup>2</sup> = 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/m<sup>2</sup>  
 $N_s$  = 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  $\alpha$  dan  $\beta$  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  $\alpha$ 

Soil/ Pile	Driven	Bored	Bored	Continous	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

Sumber: (Decourt et all, 1996)

Tabel 3. 16 Shaft Coefficient  $\beta$ 

Soil/ Pile	Driven	Bored	Bored	Continous	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

Sumber: (Decourt et all, 1996)

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

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

dimana :

N = jumlah tiang dalam grup

Ce = koefisien efisiensi

QL (group) = daya dukung tiang pancang kelompok

QL (1 tiang) = daya dukung 1 tiang pancang

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

- a. Converse-Labarre :

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

dimana :

 $\phi$  = diameter tiang pondasi

S = jarak as ke as antar tiang dalam group

m = jumlah baris tiang dalam group

n = jumlah kolom tiang dalam group

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

b. 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*)

C<sub>u</sub> = Undrained cohesion

n = Jumlah tiang dalam grup

d = Diameter tiang

Untuk grup tiang pancang pada tanah tanpa kohesi. Pemakaian praktis harga koefisien efisiensi C<sub>e</sub> adalah sebagai berikut:

Pasir lepas :

- Untuk tiang-tiang pendek, C<sub>e</sub> = 1,5 (untuk S = 2d) hingga 1 (untuk S = 4d)
- Untuk tiang-tiang panjang, C<sub>e</sub> = 2 (untuk S = 2d) hingga 1 (untuk S = 6d)

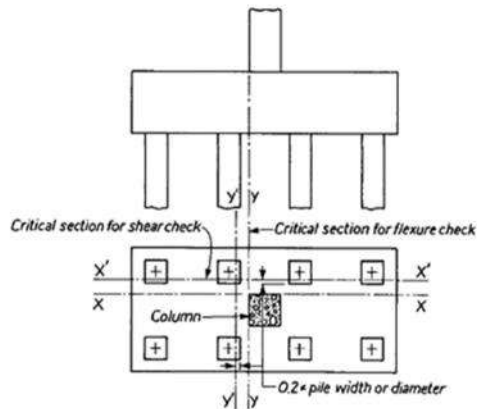
Pasir Padat :

- C<sub>e</sub> = 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.

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

- $P_i$  = Gaya aksial satu tiang pancang (ton)  
 $\Sigma V_o$  = Jumlah beban vertical (ton)  
 $n$  = Jumlah tiang pancang  
 $M_x$  = 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. 9 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 2847:2013 Pasal 15.7 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 2847:2013 pasal 11.11.2.1. 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 :

$\beta_c$  = 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

$\alpha_s$  = 20 untuk kolom sudut

= 30 untuk kolom tepi

= 40 untuk kolom interior

$\beta_c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi

$b_o$  = keliling dari penampang kritis pada pile cap

$$b_o = 2 (b_k + d) + 2(h_k + d)$$

$\alpha_s$  = 20 untuk kolom sudut,  $\alpha_s$  = 30 untuk kolom

tepi,  $\alpha_s$  = 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. Perhitungn 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 baiknya dilakukan penentuan data perencanaan dan beban yang akan diterima oleh struktur gedung.

#### **4.2 Data Perencanaan**

Perencanaan Gedung Hotel Sun Royal menggunakan beton bertulang pada keseluruhan struktur gedung. Data bangunan yang akan digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir yaitu:

- Tipe Bangunan : Gedung Hotel
- Lokasi : Badung, Bali
- Ketinggian Lantai
  - Basement : 3 m
  - Lantai 1 : 4 m
  - Lantai 2-14 : 3,4 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/m<sup>3</sup>
  - Adukan finishing : 0,21 kN/m<sup>3</sup>
  - Tegel : 0,24 kN/m<sup>2</sup>
  - Dinding bata ringan : 4,9 kN/m<sup>3</sup>
  - Plafond : 0,11 kN/m<sup>2</sup>
  - Penggantung : 0,07 kN/m<sup>2</sup>
  - Pumbing + ducting : 0,30 kN/m<sup>2</sup>
- Beban Hidup
  - Lantai atap : 0,96 kN/m<sup>2</sup>
  - Lantai ruang seminar : 4,79 kN/m<sup>2</sup>
  - Lantai kamar : 8,00 kN/m<sup>2</sup>

#### 2. Beban Gempa

Perencanaan dan perhitungan struktur terhadap gempa berdasarkan RSNI 1726 : 2018

## 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:

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

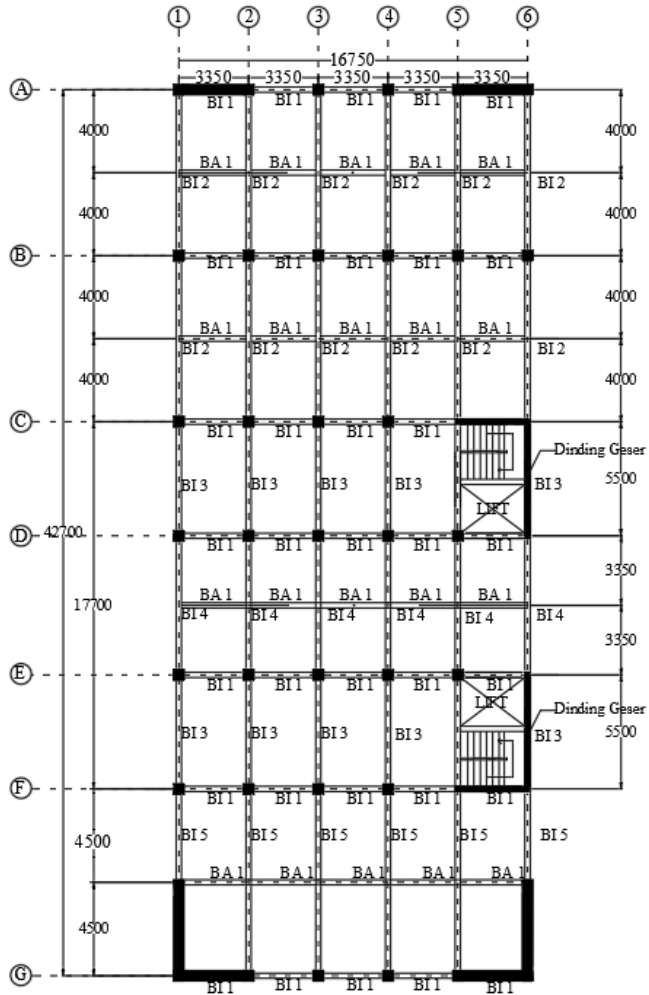
dimana:

$l$  = 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

Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Nama	Bentang (mm)	Arah	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
BI 1	3350	Memanjang	209	140	550	350
BI 2	8000	Melintang	500	333	700	450
BI 3	5500	Melintang	344	229	550	350
BI 4	6700	Melintang	419	279	700	450
BI 5	9000	Melintang	563	375	700	450

Dapat disimpulkan dari **Tabel 4.1**, dimensi balok induk memanjang dan melintang adalah 45/70 dan 35/55.

#### 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	Bentang (mm)	Arah	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
BA 1	3350	Memanjang	160	106	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:

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

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

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	16000	Melintang	800	533.3333	1000	650

Direncanakan balok pratekan dengan dimensi 65/100 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 : 2018 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

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

$L_n$  = Panjang bentang bersih

$S_n$  = Lebar bentang bersih

$F_y$  = Tegangan leleh baja

$\beta$  = Rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah

$\alpha_m$  = Nilai rata-rata  $\alpha$  untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu panel

Harga  $\alpha_m$  didapat dari:

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

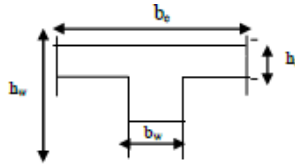
$$I_{balok} = 1/12 \times K \times b \times h^3$$

$$\beta = L_n / S_n$$

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

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

Balok tengah:



Gambar 4. 2 Ilustrasi bentang efektif

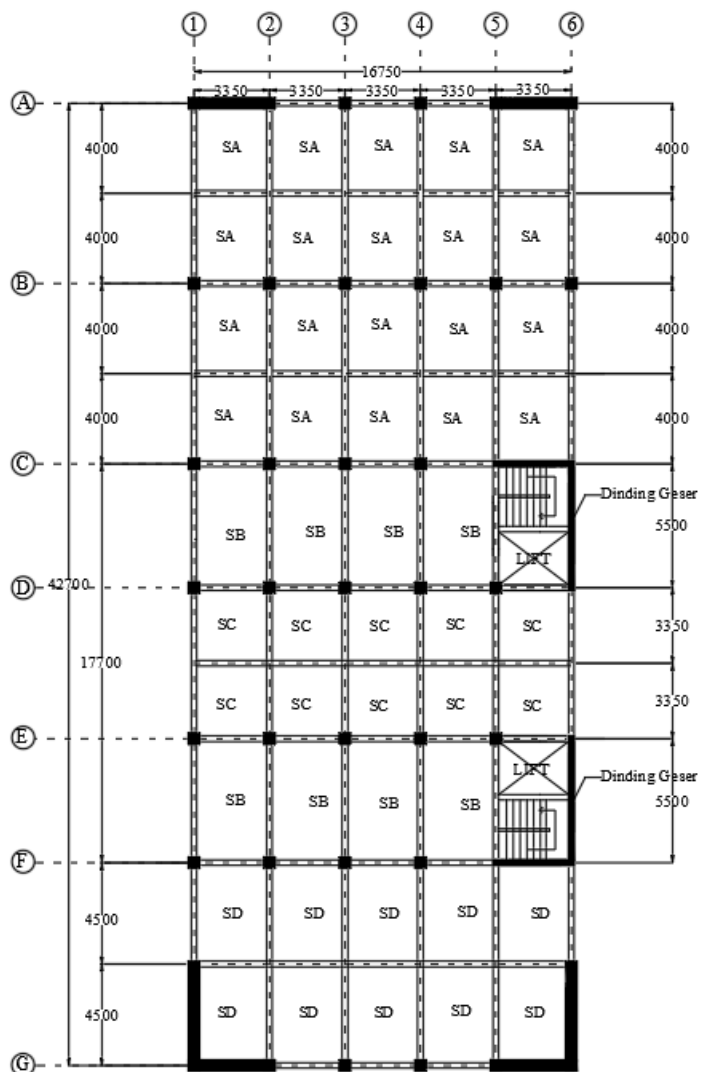
Nilai  $be_1 = \frac{1}{4} \times L$   
 $be_2 = b_w + 8t$   
 $be_2 = b_w + \frac{1}{2} S$

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 : 420 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 Pada Gedung Hotel Sun Royal



### 4.5.2 Perhitungan Tebal Pelat

1. Contoh perhitungan tipe 335 x 400 cm:



Gambar 4. 4 Denah pelat tipe 335 x 400 cm

Direncanakan  $hf = 12 \text{ mm}$

$$S_n = 335 - (45+45) / 2$$

$$S_n = 290 \text{ cm}$$

$$L_n = 400 - (35+25) / 2$$

$$L_n = 370 \text{ cm}$$

$$\beta = L_n / S_n = 370/290 = 1.2 < 2 \text{ (Pelat 2 arah)}$$

#### Balok BI 1

Perhitungan lebar efektif :

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

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

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

- $be = bw + 8 \times hf$

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

$$be = 131$$

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

$$be = \frac{1}{4} \times 290$$

$$be = 72,5 \text{ cm (menentukan)}$$

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{72,5}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{55}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{55}\right) + 4 \left(\frac{12}{55}\right)^2 + \left(\frac{72,5}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{55}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{72,5}{35} - 1\right) \left(\frac{12}{55}\right)}$$

$$k = 1,36$$

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

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

$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} \times 1,36 \times 35 \times 55^3$$

$$I_{\text{pelat}} = \frac{12^3}{12} \times 335$$

$$I_{\text{balok}} = 659260 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{pelat}} = 48240 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_m = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{659260}{48240} = 13,67$$

### Balok BI 2

Perhitungan lebar efektif :

- $be = bw + 2 \times (hw - hf)$   
 $be = 45 + 2 \times (70 - 12)$   
 $be = 161 \text{ cm}$
- $be = bw + 8 \times hf$   
 $be = 45 + 8 \times 12$   
 $be = 141$
- $be = \frac{1}{4} \times L$   
 $be = \frac{1}{4} \times 370$   
 $be = 92,5 \text{ cm (menentukan)}$

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{92,5}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{70}\right) + 4 \left(\frac{12}{70}\right)^2 + \left(\frac{92,5}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{92,5}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right)}$$

$$k = 1,32$$

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

$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} \times 1,32 \times 45 \times 70^3$$

$$I_{\text{balok}} = 1699008 \text{ cm}^4$$

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

$$I_{\text{pelat}} = \frac{12^3}{12} \times 400$$

$$I_{\text{pelat}} = 57600 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_m = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{1699008}{57600} = 29,49$$

### Balok BA 1

Perhitungan lebar efektif :

- $be = bw + 2 \times (hw - hf)$   
 $be = 25 + 2 \times (40 - 12)$   
 $be = 81 \text{ cm}$
- $be = bw + 8 \times hf$   
 $be = 25 + 8 \times 12$   
 $be = 121$
- $be = \frac{1}{4} \times L$   
 $be = \frac{1}{4} \times 290$   
 $be = 72,5 \text{ cm (menentukan)}$

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{72,5}{25} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{40}\right) + 4 \left(\frac{12}{40}\right)^2 + \left(\frac{72,5}{25} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{72,5}{25} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right)}$$

$$k = 1,58$$

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

$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} \times 1,58 \times 25 \times 40^3$$

$$I_{\text{balok}} = 211332,6 \text{ cm}^4$$

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

$$I_{\text{pelat}} = \frac{12^3}{12} \times 335$$

$$I_{\text{pelat}} = 48240 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{211332,6}{48240} = 4,38$$

Jadi  $\alpha_m$  rata-rata adalah

$$\alpha_m = \frac{13,67+29,49+4,38+29,49}{4} = 19,26 > 2$$

Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5

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

$$= \frac{370 \times \left(0,8 + \frac{420}{1400}\right)}{36 + 9(2)} = 8,57 \text{ cm}$$

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)	$\beta$	Arah	$t_{min}$ (cm)	$t_{rencana}$ (cm)	Kontrol
SA	3700	2900	1,3	2	8,57	12	OK
SB	3000	2750	1,1	2	7,12	12	OK
SC	3000	2900	1,0	2	7,04	12	OK
SD	4500	2900	1,4	2	7,46	12	OK
SE	15650	2700	5,8	1	13,5	15	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 (3,35 m x 4 m) dan SA (3,35 m x 4 m) dari setengah masing-masing luasan pelat yang diatasnya.

Direncanakan:

Tebal Pelat Lantai	= 12 cm
Tebal Pelat Atap	= 15 cm
Tinggi lantai basement	= 300 cm
Tinggi tiap lantai 1	= 400 cm
Tinggi lantai 2-14	= 240 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  $K_{LL} \cdot A_T \geq 37,16 \text{ m}^2$  dapat dihitung dengan cara sebagai berikut:

$$A_{TT} = (3,35+3,35) \text{ m} \times (4+4) \text{ m} = 53,6 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} = 4$$

$$K_{LL} \times A_{TT} = 4 \times 53,6 \text{ m}^2 = 214,4 \text{ m}^2 \geq 37,16 \text{ m}^2 \text{ (OK)}$$

- Reduksi beban hidup pelat lantai atap

$$R_1 = 1,2 - (0,011 \times 53,6) = 0,67 \text{ (untuk } 18,58 \text{ m}^2 \geq A_T \geq 55,74 \text{ m}^2)$$

$$R_2 = 1$$

$$L_r = L_o \cdot R_1 \cdot R_2 = 0,59 \text{ kN/m}^2$$

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

- Reduksi beban hidup pelat lantai kamar

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

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

$$L = 1,92 \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{214,4}} \right) \geq 0,4 \times L_o$$

$$L = 1,08 \text{ kN/m}^2 \geq 0,77 \text{ kN/m}^2$$

Khusus perhitungan pembebanan pada kolom lantai atap – lantai 13, kolom yang ditinjau sebagai desain awal berbeda.

Tabel 4. 5 Beban yang diterima kolom lantai 10 – atap

<b>Pelat Lantai Atap</b>							
Beban Mati	Berat Sendiri (kg/m <sup>3</sup> )	b (m)	l (m)	t (m)	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai Atap	2400	6.7	8	0.15	1	19296	kg
Plafon + Penggantung	18	6.7	8	-	1	964.8	kg
Spesi (2 cm)	42	6.7	8	-	1	2251.2	kg
Aspal	14	6.7	8	-	1	750.4	kg
Balok prategang	2400	0.65	8.00	1.00	1	12480	kg
Balok BI3	2400	0.35	5.50	0.55	1	2541	kg
Balok BI1	2400	0.35	6.70	0.55	1	3095.4	kg
Balok BI1	2400	0.35	6.70	0.55	1	3095.4	kg
Ducting + Plumbing	30	6.7	8	-	1	1608	kg
WD						46082.2	kg
Beban Hidup							
Lantai Atap	58.5984	6.7	8	-	1	3140.874	kg
Air Hujan	20	6.7	8	-	1	1072	kg
WL						4212,874	kg
<b>Pelat Lantai 14-10</b>							
Beban Mati	Berat Sendiri (kg/m <sup>3</sup> )	b (m)	l (m)	t (m)	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai	2400	6.7	8	0.12	5	77184	kg
Plafon + Penggantung	18	6.7	8	-	5	4824	kg
Tegel	24	6.7	8	-	5	6432	kg
Spesi (2 cm)	42	6.7	8	-	5	11256	kg

Dinding Batu Bata	250	14.7	-	3.4	5	62475	kg
Ducting + Plumbing	30	6.7	8	-	5	8040	kg
Balok BI1	2400	0.35	6.70	0.55	5	15477	kg
Balok BI2	2400	0.45	4.00	0.70	5	15120	kg
Balok BI3	2400	0.35	2.75	0.55	5	6352.5	kg
Balok BA1	2400	0.25	1.68	0.40	5	2010	kg
Balok BA1	2400	0.25	1.68	0.40	5	2010	kg
WD						211180,5	kg
Beban Hidup							
Lantai Kamar	107.9246	6.7	8	-	5	28923.79	kg
WL						28923,79	kg
WD Total						257262,7	kg
WL Total						33136,66	kg

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

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

$$= 361733,9 \text{ kg}$$

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

$$\text{Dimensi: A} = 3 \times P / f_c' = 3 \times (361733,9 / 400) = 2713 \text{ cm}^2$$

Direncanakan:

$$b = h$$

$$= \sqrt{2713} = 52 \text{ cm} \approx 55 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk lantai basement – lantai 10 adalah 55/55 cm.

Tabel 4. 6 Beban yang diterima kolom lantai 9-5

Pelat Lantai 9-5							
Beban Mati	Berat Sendiri (kg/m <sup>3</sup> )	b (m)	l (m)	t (m)	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai	2400	6.7	8	0.12	5	77184	kg
Plafon + Penggantung	18	6.7	8	-	5	4824	kg

Tegel	24	6.7	8	-	5	6432	kg
Spesi (2 cm)	42	6.7	8	-	5	11256	kg
Dinding Batu Bata	250	14.7	-	3.4	5	62475	kg
Ducting + Plumbing	30	6.7	8	-	5	8040	kg
Balok BI1	2400	0.35	6.70	0.55	5	15477	kg
Balok BI2	2400	0.45	4.00	0.70	5	15120	kg
Balok BI3	2400	0.35	2.75	0.55	5	6352.5	kg
Balok BA1	2400	0.25	1.68	0.40	5	2010	kg
Balok BA1	2400	0.25	1.68	0.40	5	2010	kg
WD						211180,5	kg
Beban Hidup							
Lantai Kamar	107.9246	6.7	8	-	5	28923.79	kg
WL						28923,79	kg
WD Total						468443,2	kg
WL Total						62060,45	kg

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

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

$$= 661428,6 \text{ kg}$$

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

$$\text{Dimensi: A} = 3 \times P / f_c' = 3 \times (661428,6 / 400) = 4860,7 \text{ cm}^2$$

Direncanakan:

$$b = h$$

$$= \sqrt{4860,7} = 69,72 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk lantai 9-5 adalah 70/70 cm.

Tabel 4. 7 Beban yang diterima kolom lantai 4-basemen

Pelat Lantai 9-5							
Beban Mati	Berat Sendiri (kg/m <sup>3</sup> )	b (m)	l (m)	t (m)	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai	2400	6.7	8	0.12	4	61747.2	kg



Plafon + Penggantung	18	6.7	8	-	4	3859.2	kg
Tegel	24	6.7	8	-	4	5145.6	kg
Spesi (2 cm)	42	6.7	8	-	4	9004.8	kg
Dinding Batu Bata	250	14.7	-	3.4	4	49980	kg
Ducting + Plumbing	30	6.7	8	-	4	6432	kg
Balok BI1	2400	0.35	6.70	0.55	4	12381.6	kg
Balok BI2	2400	0.45	4.00	0.70	4	12096	kg
Balok BI3	2400	0.35	2.75	0.55	4	5082	kg
Balok BA1	2400	0.25	1.68	0.40	4	1608	kg
Balok BA1	2400	0.25	1.68	0.40	4	1608	kg
WD						168944,4	kg
Beban Hidup							
Lantai Kamar	107.9246	6.7	8	-	4	23139,03	kg
WL						23139,03	kg
WD Total						637387,6	kg
WL Total						85199,48	kg

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

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

$$= 971142 \text{ kg}$$

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

$$\text{Dimensi: A} = 3 \times P / f_c' = 3 \times (971142 / 400) = 7283,57 \text{ cm}^2$$

Direncanakan:

$$b = h$$

$$= \sqrt{7283,57} = 78,67 \text{ cm} \approx 80 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk lantai 4-basemen adalah 80/80 cm.

Dengan perhitungan tersebut, berikut rekapitulasi dimensi kolom yang digunakan untuk awal perencanaan:

- Kolom lantai atap – 10 : 55/55 cm
- Kolom lantai 9 – 5 : 70/70 cm

- Kolom lantai 4 – basement : 80/80 cm

#### 4.7 Perencanaan Dinding Geser

Menurut RSNI 2847 : 2018 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 = 50 cm
- Panjang bentang = 550 cm
- Tinggi lantai = 500 cm
- $50 \text{ cm} \geq H / 25 = 500/25 = 20 \text{ cm (OK)}$
- $50 \text{ cm} \geq L / 25 = 550/25 = 22 \text{ cm (OK)}$

Jadi, tebal *shearwall* sebesar 50 cm telah memenuhi syarat 2847:2018 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 2843:2018, dan pembebanan gempa mengacu pada RSNI 1726 : 2018, 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 15 lantai dan 1 basement dengan tinggi total gedung  $\pm 56,2$  m. Tinggi basemen 3 meter, tinggi lantai pertama 4 meter, tinggi lantai *ballroom* 5 meter sedangkan tinggi lantai lainnya 3,4 meter. Pemodelan gedung berlokasi di Badung, Bali dengan kelas situs SE. permodelan struktur ini dilakukan dengan menggunakan *software* ETABS 2016.

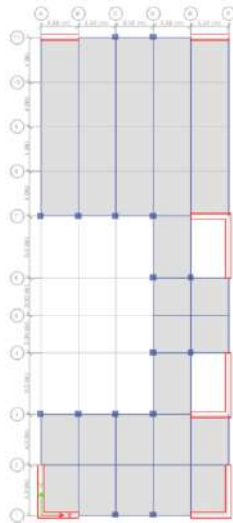
Permodelan pada ETABS untuk masing-masing elemen struktur adalah sebagai berikut:

- 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

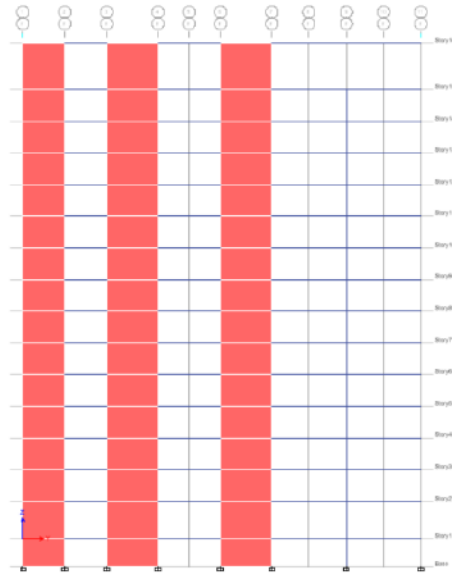
*frame release* sedangkan kolom lantai 15 ujung atasnya juga dimodelkan *frame release* sehingga momen pada muka joint balok pratekan sebesar nol.

- 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 : 2018 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  $0,35 I_g$ .

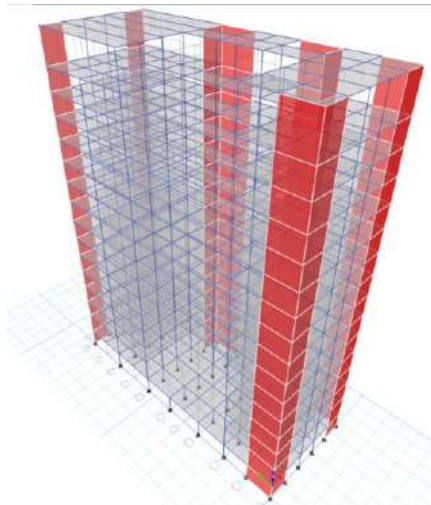
Denah struktur, tampak dan gambar 3D permodelan struktur ini dapat dilihat pada gambar berikut



Gambar 5. 1 Denah Struktur Lantai Atap



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



Gambar 5. 3 Permodelan Struktur pada ETABS

### 5.1.2. Pembebanan Gravitasi

Data-data perencanaan pembebanan Gedung Hotel Sun Royal yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Input beban sendiri:
 

Mutu beton ( $F'c$ )	: 40 Mpa
Mutu baja ( $F_y$ )	: 420 Mpa
Dimensi Balok	:
Balok induk	: 45/70; 35/55
Balok anak	: 20/40
Balok Pratekan	: 65/100
Tebal Pelat Lantai	: 12 cm
Tebal Pelat Atap	: 15 cm
Tebal Pelat Basement	: 25 cm
Dimensi Kolom	:
Basement – Lt.4	: 80/80
Lt 5 – 9	: 70/70
Lt 10 – atap	: 55/55
Faktor keutamaan	: 1 (gedung hotel)

Beban mati struktur ini dikalkulasi sendiri oleh ETABS.

- Input beban hidup:
 

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

Input beban mati tambahan pada pelat lantai:	
Penggantung	: 0,07 kN/m <sup>2</sup>
Plafond	: 0,11 kN/m <sup>2</sup>
Spesi ( $t = 2$ cm)	: 0,42 kN/m <sup>2</sup>
Tegel ( $t = 1$ cm)	: 0,24 kN/m <sup>2</sup>
Ducting & Plumbing	: <u>0,30 kN/m<sup>2</sup></u>
	1,14 kN/m <sup>2</sup>
- Input beban mati tambahan pada pelat atap:
 

Penggantung	: 0,07 kN/m <sup>2</sup>
Plafond	: 0,11 kN/m <sup>2</sup>

Spesi (t = 2 cm)	: 0,42 kN/m <sup>2</sup>
Aspal (t = 1 cm)	: 0,14 kN/m <sup>2</sup>
Ducting & Plumbing	: <u>0,30 kN/m<sup>2</sup></u> 1,04 kN/m <sup>2</sup>

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 <sub>D</sub>	W <sub>L</sub>
		kg	kg
Lt. atap	1	890.047,25	118.013,14
Lt 15-10	6	3.906.337,51	972.273,16
Lt. 9-5	5	3.457.241,26	810,227,64
Lt. 4-basement	4	2.895.047,41	648,182,11
<i>Shearwall</i>	All	2.974.778,40	
Total		14.123.451,83	2.548.696,05
W <sub>D</sub> + W <sub>L</sub>		16.672.147,88	
W <sub>D</sub> + W <sub>L</sub> ETABS		17.326.425,63	
Kontrol Selisih		3,78%	

Didapatkan total beban mati dan beban hidup (1D + 1L) yang dihitung manual sebesar 16.672.147,88 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 17.326.425,63 kg. Maka, didapatkan selisih perhitungan beban secara manual dan ETABS sebesar 3,78%.

### 5.1.3. Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa mengacu pada RSNI 1726 : 2018

### 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

RSNI 1726 : 2018 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 RSNI 1726 : 2018 pasal 5.4.2 persamaan (2). Berikut adalah hasil pengolahan data tanah untuk menentukan kelas situs.

Tabel 5. 2 Perhitungan Data Tanah untuk Menentukan Kelas Situs

Kedalaman	Tebal	N	Tebal/N
0			
2	2	2	1
4	2	3	0.666667
6	2	4	0.5
8	2	16	0.125
10	2	24	0.083333
12	2	31	0.064516
14	2	36	0.055556
16	2	16	0.125
18	2	23	0.086957
20	2	17	0.117647
22	2	15	0.133333
24	2	7	0.285714
26	2	34	0.058824
28	2	29	0.068966
30	2	50	0.04
	30		3.411512



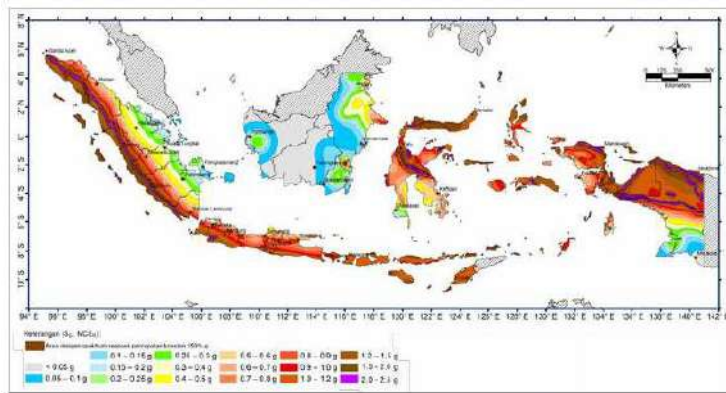
$$\bar{N} = \frac{30}{3,41} = 8,794$$

Mengacu pada tabel 5 RSNI 1726 : 2018, dengan nilai  $\bar{N} = 8,794$ , lokasi bangunan berada pada kelas situ SE (Tanah lunak).

### 5.1.3.3 Parameter Respon Spektral

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

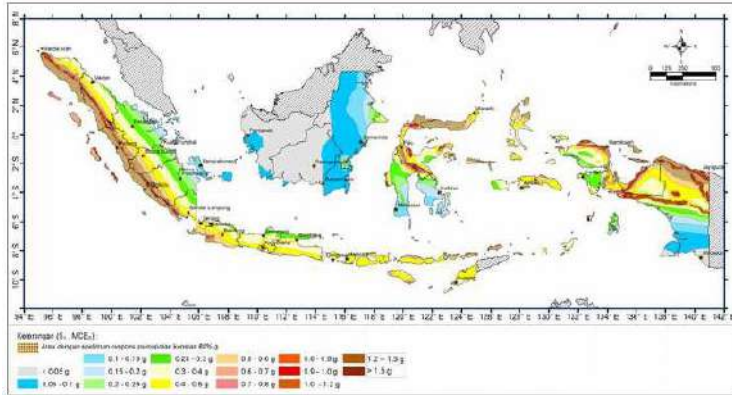
Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada gambar dibawah ini :



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

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 Badung, Bali didapatkan nilai  $S_s = 0.98$  g.



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

Gambar 5. 5 Peta untuk Menentukan Nilai  $S_1$

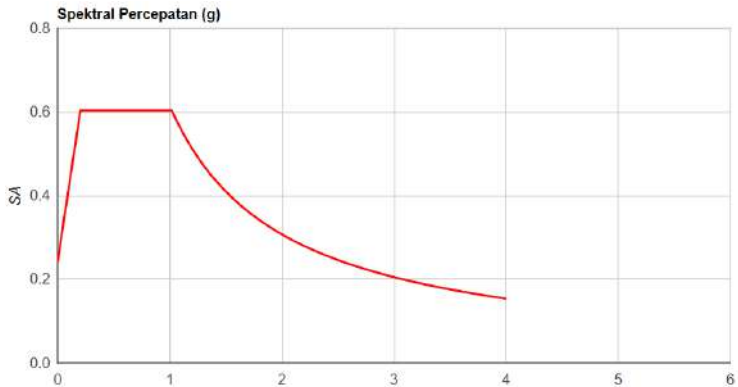
$S_1$ , Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCER) parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spectral 1 detik dalam g (5% redaman kritis), kelas situs SE. Dari Gambar 5.3 untuk wilayah Badung Surabaya  $S_1 = 0,362$  g.

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

Parameter	Nilai
PGA (g)	0,440
$S_S$ (g)	0,98
$S_1$ (g)	0,362
$F_{PGA}$	0,900
$F_A$	0,924
$F_V$	2,552
$S_{MS}$ (g)	0,906
$S_{M1}$ (g)	0,924
$S_{DS}$ (g)	0,604
$S_{D1}$ (g)	0,616
$T_0$ (detik)	0,204
$T_S$ (detik)	1,020

Tabel 5. 4 Hasil Perhitungan Respon Spektrum Desain

T (s)	Sa (g)	T (s)	Sa (g)
0	0.242	2.420	0.244
0.204	0.604	2.520	0.235
1.020	0.604	2.620	0.226
1.020	0.550	2.720	0.218
1.120	0.505	2.820	0.211
1.220	0.467	2.920	0.204
1.320	0.434	3.020	0.197
1.420	0.405	3.120	0.191
1.520	0.380	3.220	0.185
1.620	0.358	3.320	0.180
1.720	0.338	3.420	0.175
1.820	0.321	3.520	0.170
1.920	0.305	3.620	0.166
2.020	0.290	3.720	0.161
2.120	0.277	3.820	0.157
2.220	0.265	4.000	0.154
2.320	0.254		



Gambar 5. 6 Grafik Respon Spektrum Desain

### 5.1.3.4 Kategori Desain Seismik

Berdasarkan RSNI 1726 : 2018 Tabel 3, bangunan dengan fungsi hotel masuk ke dalam kategori resiko II dengan  $I_e = 1$ . Penentuan Kategori desain gempa sesuai dengan RSNI 1726 : 2018, dimana,  $S_{DS} = 0,604$  g dan  $S_{D1} = 0,616$  g sehingga diketahui bahwa kategori desain seismik masuk dalam kategori D.

### 5.1.3.5 Koefisien Modifikasi Response

Struktur Gedung Hotel Sun Royal direncanakan akan menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus. Untuk memperoleh  $R^a$  (Koefisien Modifikasi Respon),  $\Omega_0^g$  (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 : 2018 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 56,2 m.

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

$$T_a = 0,0466 \times 56,2^{0,9}$$

$$T_a = 1,75 \text{ s}$$

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 :

$$T = C_u \times T_a$$

$$T = 1,4 \times 1,75$$

$$T = 2,45 \text{ s}$$

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

$$T < C_u \times T_a$$

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	3.062
Modal	2	2.487
Modal	3	2.069
Modal	4	0.914
Modal	5	0.693
Modal	6	0.555
Modal	7	0.448
Modal	8	0.32
Modal	9	0.269
Modal	10	0.25
Modal	11	0.189
Modal	12	0.179

Modal	13	0.146
Modal	14	0.128
Modal	15	0.128
Modal	16	0.099
Modal	17	0.097
Modal	18	0.095
Modal	19	0.077
Modal	20	0.075

Nilai T yang didapat dari ETABS sebesar 0,954 s, maka

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

$$1,75 \text{ s} < 3,062 \text{ s} < 2,45 \text{ s} \dots \text{NOT OK!}$$

Sehingga diambil nilai T sebesar = 2,45 s dari batas atas untuk menentukan nilai koefisien respon seismik.

### 5.3 Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Koefisien respon seismic,  $C_s$ , harus ditentukan sesuai dengan RSNI 1726 : 2018 pasal 7.8.1.1.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R}; S_{DS} = 0,604; I_e = 1; R = 7$$

$$C_s = \frac{0,604}{\frac{7}{1}} = 0,0862$$

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 : 2018 Tabel 12) dan nilai  $C_s$  tidak lebih dari :

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

Dimana :

$$S_{D1} = 0,616$$

$$R = 7$$

$$T = 2,45$$

$$I_e = 1$$

$$C_s = \frac{0,616}{2,45 \left(\frac{7}{1}\right)}$$

$$C_s = 0,0359$$

Dan nilai  $C_s$  tidak kurang dari :

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

$$C_s = 0,044 \times 0,604 \times 1 = 0,0266 \geq 0,01$$

Maka nilai  $C_s$  diambil **0,0359**

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	FZ
Case/Combo	kN
D+0.3L	161990,5

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan RSNI 1726 : 2018.

$$C_s = 0,0359$$

$$W = 161990,5 \text{ kN}$$

$$V = C_s \times W$$

$$= 0,0359 \times 161990,5$$

$$= 5816,95 \text{ kN}$$

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 : 2018 Pasal 7.9.1.4.1.). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS didapatkan gaya geser dasar ragam ( $V_t$ ) sebagai berikut :

Tabel 5. 8 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y

Load Case/Combo	FX	FY
	kN	kN
Eq x Max	5157.1303	6109.511
Eq y Max	5157.1299	6109.5108

$$V = 5816,95 \text{ kN}$$

$$V_{xt} = 5157.1303 \text{ kN}$$

$$V_{yt} = 6109.5108 \text{ kN}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > V$$

$$5157.1303 \text{ kN} < 5816,95 \text{ kN} \dots \text{Not Ok!}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > V$$

$$6109.5108 \text{ kN} < 5816,95 \text{ kN} \dots \text{Ok!}$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 03-1726:2018 Pasal 7.9.1.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala  $V/V_t$

Arah y :

$$\frac{V}{V_{xt}} = \frac{5816,95}{5157.1303} = 1,128$$

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	5816.9793	6891.2166
Eq y Max	5157.1299	6109.5108



$$\begin{aligned} V &= 5816,95 \text{ kN} \\ V_{xt} &= 5816.9793 \text{ kN} \\ V_{yt} &= 6109.5108 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka untuk arah x,

$$\begin{aligned} V_{xt} &> V \\ 5816.9793 \text{ kN} &> 5816,95 \text{ kN} \dots \text{Ok!} \end{aligned}$$

Maka untuk arah y,

$$\begin{aligned} V_{yt} &> V \\ 6109.5108 \text{ kN} &< 5816,95 \text{ kN} \dots \text{Ok!} \end{aligned}$$

Hasil dari running ulang tersebut sudah memenuhi persyaratan RSNI 1726 : 2018 Pasal 7.9.1.4.1. 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 : 2018 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	27,77	72,23	25,38	74,62
2	Eq y	27,77	72,23	25,38	74,62

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	3.062	0.5533	0.0328	0
Modal	2	2.487	0.6484	0.5456	0
Modal	3	2.069	0.7016	0.6901	0
Modal	4	0.914	0.8028	0.696	0
Modal	5	0.693	0.8231	0.8001	0
Modal	6	0.555	0.8354	0.8343	0
Modal	7	0.448	0.876	0.8366	0
Modal	8	0.32	0.8843	0.8804	0
Modal	9	0.269	0.9084	0.8821	0
Modal	10	0.25	0.9127	0.8961	0
Modal	11	0.189	0.9173	0.9201	0
...	...	...	...	...	...
Modal	44	0.03	0.9997	0.9998	0
Modal	45	0.03	0.9998	0.9999	0
Modal	46	0.028	0.9999	0.9999	0
Modal	47	0.026	0.9999	0.9999	0
Modal	48	0.025	0.9999	1	0
Modal	49	0.025	0.9999	1	0
Modal	50	0.024	0.9999	1	0

Tabel 5. 12 Partisipasi Massa Statis dan Dinamis

Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	100	99.99
Modal	Acceleration	UY	100	100

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 1726:2017 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 : 2018, 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 <sup>d</sup>	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$
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:

$$\begin{aligned}\Delta_{ijin} &= 0,020 \times h_{sx} \\ &= 0,020 \times 3000 = 60 \text{ mm (Lantai basement)}\end{aligned}$$

$$= 0,020 \times 4000 = 80 \text{ mm (Lantai 1)}$$

$$= 0,020 \times 3400 = 68 \text{ mm (Lantai 2-14)}$$

$$= 0,020 \times 5000 = 100 \text{ mm (Lantai 15)}$$

Tabel 5. 14 Simpangan Antar Lantai Gempa Arah X

Story	hsx	Simpangan	Drift	$\Delta_i$	$\Delta_{ijin}$	Ket.
	mm			mm	mm	
16	5000	148.872	11.025	60.637	100	OK
15	3400	137.847	7.708	42.394	68	OK
14	3400	130.139	8.203	45.116	68	OK
13	3400	121.936	8.79	48.345	68	OK
12	3400	113.146	9.389	51.639	68	OK
11	3400	103.757	9.938	54.659	68	OK
10	3400	93.819	10.396	57.178	68	OK
9	3400	83.423	10.61	58.355	68	OK
8	3400	72.813	10.934	60.137	68	OK
7	3400	61.879	11.146	61.303	68	OK
6	3400	50.733	11.172	61.446	68	OK
5	3400	39.561	10.891	59.900	68	OK
4	3400	28.67	10.098	55.539	68	OK
3	3400	18.572	8.841	48.625	68	OK
2	4000	9.731	7.51	41.305	80	OK
1	3000	2.221	2.221	12.215	60	OK

Tabel 5. 15 Simpangan Antar Lantai Gempa Arah Y

Story	hsx	Simpangan	Drift	$\Delta_i$	$\Delta_{ijin}$	Ket.
	mm			mm	mm	
16	5000	82.827	6.884	37.862	100	OK
15	3400	75.943	4.777	26.2735	68	OK
14	3400	71.166	5.002	27.511	68	OK
13	3400	66.164	5.255	28.9025	68	OK
12	3400	60.909	5.513	30.3215	68	OK
11	3400	55.396	5.746	31.603	68	OK
10	3400	49.65	5.947	32.7085	68	OK
9	3400	43.703	6.022	33.121	68	OK
8	3400	37.681	6.101	33.5555	68	OK
7	3400	31.58	6.076	33.418	68	OK

6	3400	25.504	5.925	32.5875	68	OK
5	3400	19.579	5.613	30.8715	68	OK
4	3400	13.966	5.056	27.808	68	OK
3	3400	8.91	4.283	23.5565	68	OK
2	4000	4.627	3.551	19.5305	80	OK
1	3000	1.076	1.076	5.918	60	OK

Simpangan yang terjadi didapat dari hasil program bantu ETABS. Berdasarkan persyaratan besarnya kinerja layan yang terjadi pada RSNi 1726 : 2018 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

### 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)		0.05 <sub>y</sub>	0.05 <sub>x</sub>	Kontrol	
	X	Y	X	Y	X	Y			X	Y
Story1	9.78	23.04	12.15	18.62	-2.38	4.43	2.14	0.84	not OK	not OK
Story2	10.43	23.21	13.43	16.45	-3.01	6.76	2.14	0.84	not OK	not OK
Story3	10.40	23.31	13.67	16.14	-3.27	7.18	2.14	0.84	not OK	not OK
Story4	10.45	23.27	13.68	16.28	-3.23	6.98	2.14	0.84	not OK	not OK
Story5	10.49	23.23	13.62	16.56	-3.13	6.67	2.14	0.84	not OK	not OK
Story6	10.49	23.23	13.53	16.87	-3.04	6.36	2.14	0.84	not OK	not OK
Story7	10.49	23.23	13.43	17.17	-2.94	6.06	2.14	0.84	not OK	not OK
Story8	10.49	23.23	13.33	17.46	-2.84	5.77	2.14	0.84	not OK	not OK
Story9	10.55	23.16	13.24	17.72	-2.69	5.44	2.14	0.84	not OK	not OK
Story10	10.60	23.12	13.16	17.95	-2.56	5.16	2.14	0.84	not OK	not OK
Story11	10.60	23.12	13.09	18.17	-2.49	4.95	2.14	0.84	not OK	not OK
Story12	10.60	23.12	13.02	18.37	-2.42	4.75	2.14	0.84	not OK	not OK
Story13	10.60	23.12	12.96	18.56	-2.36	4.55	2.14	0.84	not OK	not OK
Story14	10.60	23.12	12.91	18.74	-2.31	4.37	2.14	0.84	not OK	not OK
Story15	10.68	22.56	12.87	18.89	-2.19	3.67	2.14	0.84	not OK	not OK
Story16	10.51	23.45	12.88	18.96	-2.37	4.49	2.14	0.84	not OK	not OK

Dari Hasil perhitungan dan kontrol eksentrisitas aktual akibat eksentrisitas tak terduga di atas, didapatkan bahwa hanya eksentrisitas arah y saja yang memenuhi syarat  $e_y > 0,05 B_x$ , maka diperlukan perhitungan untuk mencari pusat massa baru. Perhitungan pusat massa baru dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 5. 17 Perhitungan Eksentrisitas Rencana Tiap Lantai

Lantai	Eksentrisitas (e)		$e_a = 1.5e + 0.05b$		$e_d = e - 0.05b$		$e_a$ pakai	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Story1	-2.3754	4.4256	1.4281	7.4759	4.5104	3.5881	4.5104	7.4759
Story2	-3.0055	6.7557	2.37325	10.97105	5.1405	5.9182	5.1405	10.97105
Story3	-3.2653	7.1765	2.76295	11.60225	5.4003	6.339	5.4003	11.60225
Story4	-3.234	6.9835	2.716	11.31275	5.369	6.146	5.369	11.31275
Story5	-3.1312	6.6715	2.5618	10.84475	5.2662	5.834	5.2662	10.84475
Story6	-3.0374	6.3613	2.4211	10.37945	5.1724	5.5238	5.1724	10.37945
Story7	-2.9374	6.0556	2.2711	9.9209	5.0724	5.2181	5.0724	9.9209
Story8	-2.8396	5.7676	2.1244	9.4889	4.9746	4.9301	4.9746	9.4889
Story9	-2.6891	5.4418	1.89865	9.0002	4.8241	4.6043	4.8241	9.0002
Story10	-2.5566	5.1607	1.6999	8.57855	4.6916	4.3232	4.6916	8.57855
Story11	-2.4851	4.9482	1.59265	8.2598	4.6201	4.1107	4.6201	8.2598
Story12	-2.4193	4.7466	1.49395	7.9574	4.5543	3.9091	4.5543	7.9574
Story13	-2.3586	4.5529	1.4029	7.66685	4.4936	3.7154	4.4936	7.66685
Story14	-2.3053	4.3719	1.32295	7.39535	4.4403	3.5344	4.4403	7.39535
Story15	-2.1922	3.6681	1.1533	6.33965	4.3272	2.8306	4.3272	6.33965
Story16	-2.3697	4.4869	1.41955	7.56785	4.5047	3.6494	4.5047	7.56785

## BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

### 6.1 Perencanaan Tangga

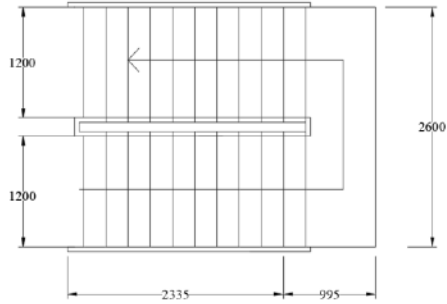
Pada perencanaan struktur tangga pada gedung Hotel Sun Royal, tangga dimodelkan menggunakan program bantu SAP2000. Perletakan jepit diletakkan pada ujung bordes dan sisi samping anak tangga. Contoh perhitungan menggunakan tangga dengan ketinggian 3.4 m.

#### 6.1.1 Data Perencanaan Tangga Tipe 1

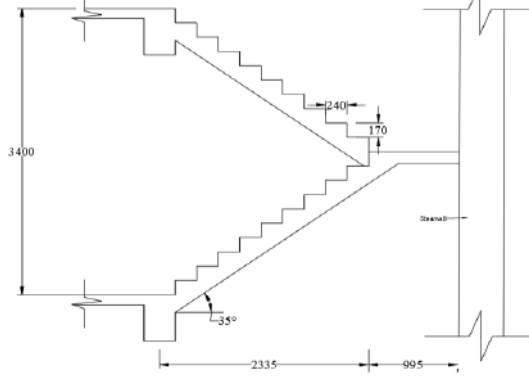
- Tinggi lantai : 340 cm
- Tinggi tanjakan (t) : 17 cm
- Lebar injakan (i) : 24 cm
- Tebal pelat tangga : 17 cm
- Tebal pelat bordes : 17 cm
- Elevasi bordes : 170 cm
- Lebar bordes : 260 cm
- Panjang bordes : 99,5 cm
- Lebar tangga : 130 cm
- Panjang horizontal tangga : 233,5 cm
- Kemiringan tangga :  $\text{arc tan} \left( \frac{170}{233,5} \right) = 36,06^\circ$
- Panjang total : 335 cm

Cek Syarat

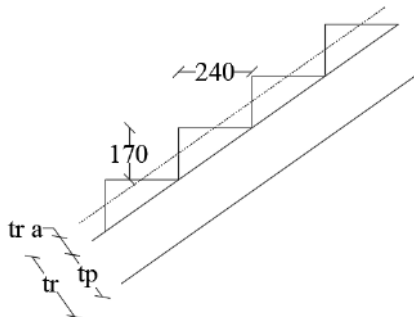
- $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$   
 $25^\circ \leq 36,06^\circ \leq 40^\circ$  (OK)
- Tebal pelat anak tangga rata-rata (tr a)  
$$\frac{i}{2} x \sin \alpha = \frac{24}{2} x \sin 36,06 = 7,1 \text{ cm}$$



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

$$\begin{aligned} \text{Keramik} &= (24 \text{ Kg/m}^2 \times 0.24 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 9) + (24 \text{ Kg/m}^2 \times \\ &0.17 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 10) \\ &= 111,168 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Spesi (2 cm)} &= (2 \times 21 \text{ Kg/m}^2 \times 0.24 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 9) + (2 \times 21 \\ &\text{Kg/m}^2 \times 0.17 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 10) \\ &= 194.544 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\text{Railing} = 50 \text{ Kg/m} \times 288,8 \text{ m} = 144,41 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Trap Beton} &= 2400 \times 0.5 \times 0.24 \text{ m} \times 0.17 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 9 \\ &= 528,768 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\text{Total Beban} = 978,89 \text{ Kg}$$

$$\text{Luas Plat Tangga} = 1.2 \text{ m} \times 288,8 \text{ m} = 3,47 \text{ m}^2$$

$$\text{Berat Uniform} = 282,43 \text{ Kg/m}^2$$

##### Beban Hidup

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

#### ➤ Pembebanan Pada Plat Bordes

##### Beban Mati

$$\text{Keramik} = 24 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Spesi (2 cm)} = 2 \times 21 \text{ Kg/m}^2 = 42 \text{ Kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Railing} &= (50 \text{ Kg/m} \times 0.2 \text{ m}) : (2.6 \text{ m} \times 0,995\text{m}) \\ &= 3,87 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

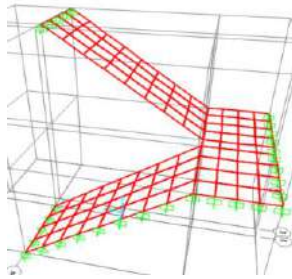
$$\text{Berat uniform} = 69,87 \text{ Kg/m}^2$$

##### Beban Hidup

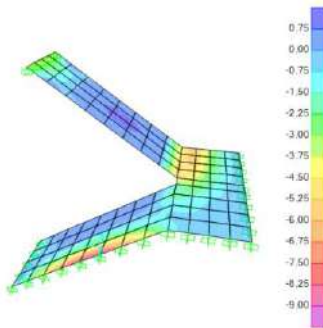
$$\text{Beban hidup tangga} = 479 \text{ Kg/m}^2$$

### 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  $M22$

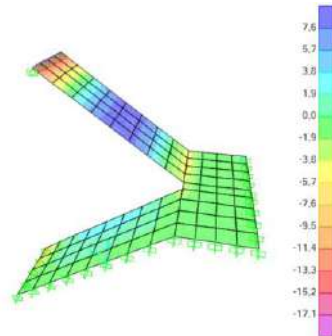


Gambar 6. 4 Tampak 3D Tangga dan Perletakkan



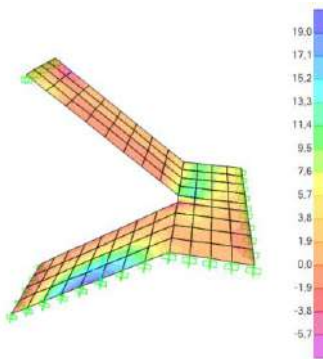
dalam satuan kNm

Gambar 6. 5 Hasil Momen M11



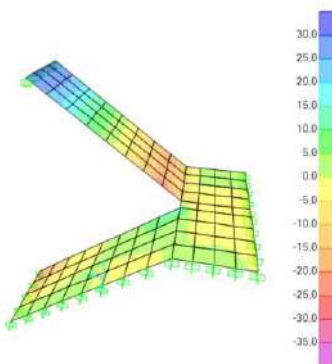
dalam satuan kNm

Gambar 6. 6 Hasil Momen M22



dalam satuan kN

Gambar 6. 7 Hasil Geser V13



dalam satuan kN

Gambar 6. 8 Hasil Geser V12

## 6.1.2 Perhitungan Tulangan Tangga

### a. Pelat Tangga Atas:

#### ➤ Data Perencanaan Penulangan Tangga

- $f_c'$  : 40 Mpa
- $f_y$  : 420 Mpa
- Tulangan (D) : D 13
- D :  $t_{\text{pelat}} - \text{cover} - (D/2)$   
:  $170 - 20 - (13/2)$

$$\begin{aligned}
 & : 143,5 \text{ mm} \\
 - \rho_{\min} & : \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} \\
 & : 0,0033 \\
 - \rho_{\min} & : \frac{0,25 \times \sqrt{f_{c'}}}{f_y} \\
 & : \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} \\
 & : 0,003765 \text{ (dipakai)} \\
 - \beta_1 & : 0,85 - 0,05 \frac{(F_{c'} - 28)}{7} \\
 & : 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} \\
 & : 0,764 \\
 - \rho_{\max} & : 0,025 \\
 - m & : \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,353
 \end{aligned}$$

### 1) Arah Memanjang (M11)

#### ➤ Penulangan Lentur

$$M_u = 8,964027 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{8,964027 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 125^2} = 0,637 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho & = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 & = \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 0,637}{420}} \right) \\
 & = 0,0015
 \end{aligned}$$

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

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

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

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

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

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

**Sehingga digunakan Tulangan Lentur D13-200 mm**

## 2) Arah Memendek (M22)

### ➤ Penulangan Lentur

$$Mu = 2,6059 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{2,6059 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 125^2} = 0,185 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 0,185}{420}} \right) \\
 &= 0,0004
 \end{aligned}$$

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

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

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

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

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

**Sehingga digunakan Tulangan Lentur D13-200 mm**

### ➤ Penulangan Geser (V13)

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

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} x \sqrt{f'c'} x bw x d \\
 V_c &= \frac{1}{6} x \sqrt{40} x 1000 x 125 = 833.333,3 \text{ N} \\
 0.5 \phi \cdot V_c &= 0,5 x 0,75 x 833.333,3 \text{ N} \\
 &= 312.500 \text{ N} \\
 V_u &= 9,869838 \text{ kN} = 9869,838 \text{ N} \\
 9869,838 \text{ N} &< 312.500 \text{ N} \\
 &\text{Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser}
 \end{aligned}$$

➤ **Penulangan Geser (V23)**

$$\begin{aligned}
 V_u \leq 0.5 \cdot \phi \cdot V_c &\text{ (tidak membutuhkan tulangan geser)} \\
 V_c &= \frac{1}{6} x \sqrt{f'c'} x bw x d \\
 V_c &= \frac{1}{6} x \sqrt{40} x 1000 x 125 = 833.333,3 \text{ N} \\
 0.5 \phi \cdot V_c &= 0,5 x 0,75 x 833.333,3 \text{ N} \\
 &= 312.500 \text{ N} \\
 V_u &= 14,239705 \text{ kN} = 142.397,05 \text{ N} \\
 142.397,05 \text{ N} &< 312.500 \text{ N} \\
 &\text{Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser}
 \end{aligned}$$

➤ **Penulangan Susut**

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= 0.0018 \\
 A_{s \text{ perlu}} &= \rho x bw x d \\
 &= 0,0018 x 1000 x 143,5 \\
 &= 258,3 \text{ mm}^2 \\
 A_s (\text{D } 10) &= \frac{1}{4} x \pi x D^2 \\
 &= \frac{1}{4} x \pi x 10^2 \\
 &= 78,54 \text{ mm}^2 \\
 n_{\text{ tulangan}} &= \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_s (\text{D } 10)} \\
 &= \frac{258,3 \text{ mm}^2}{78,54 \text{ mm}^2} \\
 &= 3,29 \approx 4 \text{ buah} \\
 S &= \frac{1000}{4} \\
 &= 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan susut D10-250 mm

**b. Pelat Tangga Bawah:**

➤ **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
- $\rho_{\text{min}}$  :  $\frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420}$   
: 0,0033
- $\rho_{\text{min}}$  :  $\frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y}$   
:  $\frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420}$   
: 0,003765 (dipakai)
- $\beta_1$  :  $0,85 - 0,05 \frac{(f_c' - 28)}{7}$   
:  $0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7}$   
: 0,764
- $\rho_{\text{max}}$  : 0,025
- m :  $\frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,353$

**1) Arah Memanjang (M11)**

➤ **Penulangan Lentur**

$$\begin{aligned} \mu &= 6,020138 \text{ kNm} \\ R_n &= \frac{\mu}{\phi b d^2} = \frac{6,020138 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 125^2} = 0,428 \text{ N/mm}^2 \\ \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 0,428}{420}} \right) \\ &= 0,00103 \\ \rho_{\text{pakai}} &= 0,003765 \quad (\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{pakai}}) \end{aligned}$$

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

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

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

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

**Sehingga digunakan Tulangan Lentur D13-200 mm**

## 2) Arah Memendek (M22)

### ➤ Penulangan Lentur

$$Mu = 5,0353 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{5,0353 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 125^2} = 0,358 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 0,358}{420}} \right) \\ &= 0,0008 \end{aligned}$$

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

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

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

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



$$\begin{aligned}
 &= \frac{540,22 \text{ mm}^2}{132,73 \text{ mm}^2} \\
 &= 4,07 \text{ buah} \\
 &\approx 5 \text{ buah} \\
 S &= \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

**Sehingga digunakan Tulangan Lentur D13-200 mm**

➤ **Penulangan Geser (V13)**

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

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

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 1000 \times 125 = 833.333,3 \text{ N}$$

$$0,5 \phi \cdot V_c = 0,5 \times 0,75 \times 833.333,3 \text{ N} \\ = 312.500 \text{ N}$$

$$V_u = 3,244541 \text{ kN} = 3.244,541 \text{ N}$$

$$3.244,541 \text{ N} < 312.500 \text{ N}$$

Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser

➤ **Penulangan Geser (V23)**

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

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

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 1000 \times 125 = 833.333,3 \text{ N}$$

$$0,5 \phi \cdot V_c = 0,5 \times 0,75 \times 833.333,3 \text{ N} \\ = 312.500 \text{ N}$$

$$V_u = 11,46301 \text{ kN} = 11.463,01 \text{ N}$$

$$11.463,01 \text{ N} < 312.500 \text{ N}$$

Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser

➤ **Penulangan Susut**

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

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

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

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

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

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\
 &= 78,54 \text{ mm}^2 \\
 n \text{ tulangan} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As (D 10)}} \\
 &= \frac{258,3 \text{ mm}^2}{78,54 \text{ mm}^2} \\
 &= 3,29 \approx 4 \text{ buah} \\
 S &= \frac{1000}{4} \\
 &= 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

**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
- $\rho_{\text{min}}$	: $\frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420}$ : 0,0033
- $\rho_{\text{min}}$	: $\frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y}$ : $\frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420}$ : 0,003765 (dipakai)
- $\beta_1$	: $0,85 - 0,05 \frac{(f_c' - 28)}{7}$ : $0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7}$ : 0,764
- $\rho_{\text{max}}$	: 0,025
- m	: $\frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,353$

### 1) Arah Memanjang (M11)

#### ➤ Penulangan Lentur

$$Mu = 2,662706 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{2,662706 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 125^2} = 0,189 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 12,353 x 0,189}{420}} \right)$$

$$= 0,00045$$

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

$$As \text{ perlu} = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d$$

$$= 0,003765 \times 1000 \times 143,5$$

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

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

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2$$

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

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

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

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

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

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

**Sehingga digunakan Tulangan Lentur D13-200 mm**

### 2) Arah Memendek (M22)

#### ➤ Penulangan Lentur

$$Mu = 2,6059 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{2,6059 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 125^2} = 0,185 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 12,353 x 0,185}{420}} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,0004 \\
 \rho_{\text{pakai}} &= 0,003765 \quad (\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{pakai}}) \\
 \text{As perlu} &= \rho_{\text{pakai}} \times b \times d \\
 &= 0,003765 \times 1000 \times 143,5 \\
 &= 540,22 \text{ mm}^2 \\
 \text{As (D13)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\
 &= 132,73 \text{ mm}^2 \\
 \text{ntulangan} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As (D13)}} \\
 &= \frac{540,22 \text{ mm}^2}{132,73 \text{ mm}^2} \\
 &= 4,07 \text{ buah} \\
 &\approx 5 \text{ buah} \\
 S &= \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

**Sehingga digunakan Tulangan Lentur D13-200 mm**

➤ **Penulangan Geser (V13)**

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

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

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 1000 \times 125 = 833.333,3 \text{ N}$$

$$0,5 \phi \cdot V_c = 0,5 \times 0,75 \times 833.333,3 \text{ N} \\ = 312.500 \text{ N}$$

$$V_u = 4,402484 \text{ kN} = 4.402,484 \text{ N}$$

$$4.402,484 \text{ N} < 312.500 \text{ N}$$

Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser

➤ **Penulangan Geser (V23)**

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

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

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 1000 \times 125 = 833.333,3 \text{ N}$$

$$0,5 \phi \cdot V_c = 0,5 \times 0,75 \times 833.333,3 \text{ N} \\ = 312.500 \text{ N}$$

$$V_u = 5,049225 \text{ kN} = 5.049,225 \text{ N}$$

$$5.049,225 \text{ N} < 312.500 \text{ N}$$

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 = 8 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.

#### 6.2.1 Pelat atap

Beban yang bekerja pada pelat atap terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati ( $qD$ ) dan beban hidup ( $qL$ ).

- Beban Mati:
 

Pelat atap	= 0,15 x 2400	= 360 kg/m <sup>2</sup>
Penggantung		= 7 kg/m <sup>2</sup>
Plafond		= 11 kg/m <sup>2</sup>
Spesi (t = 2 cm)	= 21 x 2	= 42 kg/m <sup>2</sup>
Aspal (t = 1 cm)		= 14 kg/m <sup>2</sup>
Plumbing & Ducting		= 15 kg/m <sup>2</sup> +

- Beban Hidup
 

$q_{DT}$	$=$	$449 \text{ kg/m}^2$
----------	-----	----------------------
- Kombinasi
 

$q_{LT}$	$=$	$96 \text{ kg/m}^2$
$= 1,2 q_{DT} + 1,6 q_{LT}$		
$= (1,2 \times 449 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 96 \text{ kg/m}^2)$		
$= 692,4 \text{ kg/m}^2$		

### 6.2.2 Pelat Lantai

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

- Beban Mati
 

Pelat lantai	$= 0,12 \times 2400$	$= 288 \text{ kg/m}^2$
Penggantung		$= 7 \text{ kg/m}^2$
Plafond		$= 11 \text{ kg/m}^2$
Spesi ( $t = 2 \text{ cm}$ ) = $21 \times 2$		$= 42 \text{ kg/m}^2$
Tegel ( $t = 1 \text{ cm}$ )		$= 24 \text{ kg/m}^2$
Ducting & Plumbing		$= 30 \text{ kg/m}^2 +$
	<hr style="width: 100%;"/>	$q_{DT} = 402 \text{ kg/m}^2$
- Beban Hidup
 

$q_{LT}$	$= 192 \text{ kg/m}^2$ (Lantai kamar)
$q_{LT}$	$= 479 \text{ kg/m}^2$ (Lantai <i>ballroom</i> )
- Kombinasi
 

Lantai kamar	$= 1,2 q_{DT} + 1,6 q_{LT}$
	$= 789,6 \text{ kg/m}^2$
Lantai <i>ballroom</i>	$= 1248,8 \text{ kg/m}^2$

#### Pelat Basement

Beban yang bekerja pada pelat basement juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati ( $q_D$ ) dan beban hidup ( $q_L$ ). 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**  
 $qLT = 800 \text{ kg/m}^2$  (Lantai Basement)
- **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	$= 3 \times 1000$
	$= 3000 \text{ kg/m}^2$

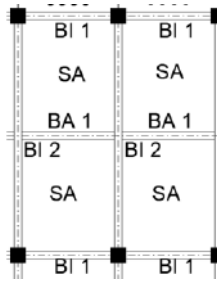
### **6.2.3 Perhitungan Penulangan Pelat**

#### **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  $3,35 \times 4 \text{ m}$ . Berikut ini merupakan contoh penulangan pada pelat tipe SA.

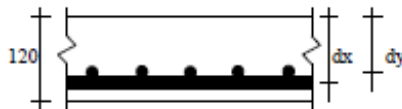
Data Perencanaan Pelat Lantai Tipe A





Gambar 6. 9 Tampak Atas Pelat Lantai Tipe A

Dimensi pelat	: 3350 mm x 4000 mm
Tebal pelat	: 120 mm
Selimit beton	: 40 mm
Diameter tul. Arah X	: D 8
Diameter tul. Arah Y	: D 8



Gambar 6. 10 Ilustrasi potongan pelat rencana

$$\begin{aligned}
 dx & : t_{\text{pelat}} - \text{cover} - (D_{\text{tul.bawah}}/2) \\
 & : 120 - 40 - (8/2) \\
 & : 76 \text{ mm} \\
 dy & : t_{\text{pelat}} - \text{cover} - D_{\text{tul.bawah}} - (D_{\text{tul.atas}}/2) \\
 & : 120 - 40 - 8 - (8/2) \\
 & : 68 \text{ mm} \\
 \rho_{\text{min}} & : \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} \\
 & : 0,00333 \\
 \rho_{\text{min}} & : \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \\
 & : \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} \\
 & : 0,003765 \text{ (dipakai)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 & : 0,85 - 0,05 \frac{(F_{cr}-28)}{7} \\
 & : 0,85 - 0,05 \frac{(40-28)}{7} \\
 & : 0,764 \\
 \rho_{\max} & : 0,025 \\
 m & : \frac{f_y}{0,85 \times f_{cr}} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35 \\
 L_x & : 335 - \left(\frac{45+45}{2}\right) = 290 \text{ cm} \\
 L_y & : 400 - \left(\frac{35+35}{2}\right) = 370 \text{ cm} \\
 \beta & : \frac{L_y}{L_x} = \frac{370}{290} = 1,3 < 2 \text{ (2 arah)} \\
 q_u & : 789,6 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel

13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut: ( $L_y/L_x = 1.3$ )

$$M_{lx} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{ly} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{ty} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

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

➤  $\beta = 1.3$  (terjepit penuh)

$$M_{lx} (+) = X_1 = 31$$

$$M_{tx} (-) = X_2 = 69 \text{ (PBI Tabel 13.3.1)}$$

- Lapangan

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } M_{lx} & = 0.001 \times q_u \times L_x^2 \times X \\
 & = 0.001 \times 1248,8 \times 2,9^2 \times 31 \\
 & = 325,5746 \text{ kg.m} \\
 & = 3.255.746 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\text{➤ } R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{3.255.746}{0,9 \times 1000 \times 76^2} = 0,626 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{12,35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 12,35 x 0,626}{420}} \right) \\ &= 0,0015 < \rho_{\min} = 0,003765 \end{aligned}$$

➤ Maka dipakai  $\rho_{\text{pakai}} = 0,003765$

➤ As perlu =  $\rho \cdot b \cdot d$

$$= 0,003765 \times 1000 \times 76 = 286,11 \text{ mm}^2$$

➤  $S_{\max} = 450 \text{ mm}$  (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)

$$\begin{aligned} \text{➤ Jumlah tulangan} &= \frac{As \text{ perlu}}{\frac{1}{4} x \pi x \phi^2} \\ &= \frac{286,11}{\frac{1}{4} x \pi x 8^2} = 5,69 \approx 6 \text{ (per meter)} \end{aligned}$$

➤ Jarak tulangan (s) =  $1000/n = 1000/6 = 166,67 \text{ mm}$

➤ As pasang =  $n \times As = 6 \times 50,26 = 301,59 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu}$

Jadi digunakan tulangan lentur lapangan arah x **D8-150**

- Tumpuan

$$\begin{aligned} \text{➤ } Mlx &= -0,001 \times qu \times Lx^2 \times X \\ &= -0,001 \times 1248,8 \times 2,9^2 \times 69 \\ &= -724,6662 \text{ kg.m} \\ &= -7.246.662 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{➤ } Rn = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{7.246.662}{0,9 \times 1000 \times 76^2} = 1,39 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{12,35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 12,35 x 1,39}{420}} \right) \\ &= 0,0034 < \rho_{\min} = 0,003765 \end{aligned}$$

➤ Maka dipakai  $\rho_{\text{pakai}} = 0,003765$

➤ As perlu =  $\rho \cdot b \cdot d$

$$= 0,003765 \times 1000 \times 76 = 286,11 \text{ mm}^2$$

➤  $S_{\max} = 450 \text{ mm}$  (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)

$$\text{➤ Jumlah tulangan} = \frac{As \text{ perlu}}{\frac{1}{4} x \pi x \phi^2}$$

$$= \frac{286,11}{\frac{1}{4} \times \pi \times 8^2} = 5,69 \approx 6 \text{ (per meter)}$$

- Jarak tulangan (s) =  $1000/n = 1000/6 = 166,67 \text{ mm}$
- As pasang =  $n \times As = 6 \times 50,26 = 301,59 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu}$

Jadi digunakan tulangan lentur tumpuan arah x **D8-150**

b. Perhitungan penulangan arah y lapangan dan tumpuan

- $\beta = 1.3$  (terjepit penuh)
- Mulx (+) = X1 = 19
- Mutx (-) = X2 = 57 (PBI Tabel 13.3.1)

- Lapangan

- $Mlx = 0.001 \times qu \times Lx^2 \times X$   
 $= 0.001 \times 1248,8 \times 2,9^2 \times 19$   
 $= 199,5458 \text{ kg.m}$   
 $= 1.995.458 \text{ Nmm}$

$$\text{➤ } Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{1.995.458}{0,9 \times 1000 \times 68^2} = 0,48 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{12,35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,48}{420}} \right)$$

$$= 0,0011 < \rho_{\min} = 0,003765$$

- Maka dipakai  $\rho_{\text{pakai}} = 0,003765$

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

$$= 0,003765 \times 1000 \times 68 = 255,99 \text{ mm}^2$$

- $S_{\max} = 450 \text{ mm}$  (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)

$$\text{➤ } \text{Jumlah tulangan} = \frac{As \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2}$$

$$= \frac{255,99}{\frac{1}{4} \times \pi \times 8^2} = 5,09 \approx 6 \text{ (per meter)}$$

- Jarak tulangan (s) =  $1000/n = 1000/6 = 166,67 \text{ mm}$
- As pasang =  $n \times As = 6 \times 50,26 = 301,59 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu}$

Jadi digunakan tulangan lentur lapangan arah x **D8-150**

- Tumpuan

- $Mlx = -0.001 \times qu \times Lx^2 \times X$   
 $= -0.001 \times 1248,8 \times 2,9^2 \times 57$   
 $= -598,6373 \text{ kg.m}$   
 $= -5.986.373 \text{ Nmm}$
- $Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{5.986.373}{0.9 \times 1000 \times 68^2} = 1,44 \text{ N/mm}^2$
- $\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right)$   
 $= \frac{1}{12,35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 1,39}{420}} \right)$   
 $= 0,0034 < \rho_{\min} = 0,003765$
- Maka dipakai  $\rho_{\text{pakai}} = 0,003765$
- As perlu =  $\rho \cdot b \cdot d$   
 $= 0,003765 \times 1000 \times 68 = 255,99 \text{ mm}^2$
- $S_{\max} = 450 \text{ mm}$  (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)
- Jumlah tulangan =  $\frac{As \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2}$   
 $= \frac{255,99}{\frac{1}{4} \times \pi \times 8^2} = 5,09 \approx 6 \text{ (per meter)}$
- Jarak tulangan (s) =  $1000/n = 1000/6 = 166,67 \text{ mm}$
- As pasang =  $n \times As = 6 \times 50,26 = 301,59 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu}$

Jadi digunakan tulangan lentur lapangan arah y **D8-150**

Berikut merupakan rekapitulasi penulangan pelat lantai kamar dan atap.

Tabel 6. 2 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Lantai

Tipe	Arah X		Arah Y	
	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
SA	Ø8 – 150	Ø8 – 150	Ø8 – 150	Ø8 – 150
SB	Ø8 – 150	Ø8 – 150	Ø8 – 150	Ø8 – 150
SC	Ø8 – 150	Ø8 – 150	Ø8 – 150	Ø8 – 150
SD	Ø8 – 150	Ø8 – 150	Ø8 – 150	Ø8 – 150

Tabel 6. 3 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Atap

Tipe	Arah X		Arah Y	
	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
SB	Ø8 – 125	Ø8 – 125	Ø8 – 125	Ø8 – 125
SC	Ø8 – 125	Ø8 – 125	Ø8 – 125	Ø8 – 125
SD	Ø8 – 125	Ø8 – 125	Ø8 – 125	Ø8 – 125
SE	Ø8 – 125	Ø8 – 125	Ø8 – 125	Ø8 – 125

Tabel 6. 4 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Basemen

Tipe	Arah X		Arah Y	
	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan
SA	D13 – 125	D13 – 125	D13 – 125	D13 – 125
SB	D13 – 125	D13 – 125	D13 – 125	D13 – 125
SC	D13 – 125	D13 – 125	D13 – 125	D13 – 125
SD	D13 – 125	D13 – 125	D13 – 125	D13 – 125

### 6.3 Penulangan Balok Anak

Pada perencanaan penulangan balok anak ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok anak BA1.

a. Data perencanaan:

L	= 3350 mm
Mu tumpuan	= -37,5031 KN.m
Mu lapangan	= 22,3007 KN.m
Vu	= 22.9972 KN
F'c	= 40 Mpa
Fy	= 420 Mpa
Tulangan lentur (D)	= 13 mm
As tulangan lentur	= 132,73 mm <sup>2</sup>
Tulangan sengkang (D)	= 13 mm
As tulangan	= 132,73mm <sup>2</sup>
B	= 250 mm
H	= 400 mm
Decking	= 40 mm
d	= h – (decking + Øsengkang + ½ Ølentur)
	= 340,5 mm

b. Perhitungan tulangan negatif tumpuan

$\emptyset = 0,9$  untuk asumsi kondisi *tension controlled section*;  $0,75$  untuk geser dan torsi.

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} \\ &= 0,764 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,025 \text{ (menentukan)}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{0,25x\sqrt{f'c}}{f_y} \\ &= \frac{0,25x\sqrt{40}}{420} = 0,00376 \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

$$R_n = \frac{Mu}{\emptyset bd^2} = \frac{22,9972 \times 10^6}{0,9 \times 250 \times 340,5^2} = 0,882 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2xmR_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{12,35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,882}{420}} \right) \\ &= 0,00213 \end{aligned}$$

$$\text{➤ Maka dipakai } \rho = 0,00395 \text{ (} \rho_{\min} > \rho_{\text{pakai}} \text{)}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,00395 \times 250 \times 340,5 = 320,46 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{➤ n (jumlah)} = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{320,46}{132,73} = 2,41 \approx 3 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \bullet \text{ Jarak tulangan (s)} &= \frac{b - n \times \emptyset D - 2 \times \text{Deck} - 2 \times \emptyset S}{n - 1} \\ &= \frac{300 - 3(13) - 2(40) - 2(13)}{3 - 1} \\ &= 105 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

$$\text{➤ Dipakai 3D13 (As = 398,2 mm}^2\text{)}$$

c. Perhitungan tulangan positif tumpuan

$$\text{➤ As.min} = \frac{1}{2} \times As = \frac{1}{2} \times 398,2 = 199,1 \text{ mm}^2$$

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

$$= \frac{199,1}{132,73} = 1,5 \approx 2 \text{ buah}$$

➤ **Dipakai 2D13**

d. Perhitungan tulangan positif lapangan

$$\begin{aligned} \text{➤ } \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{(F'c - 28)}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} \\ &= 0,764 \end{aligned}$$

$$\text{➤ } \rho_{\max} = 0,025 \text{ (menentukan)}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \rho_{\min} &= \frac{0,25x\sqrt{f'c}}{fy} \\ &= \frac{0,25x\sqrt{40}}{420} = 0,00376 \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\text{➤ } \rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\text{➤ } m = \frac{fy}{0,85 f'c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

$$\text{➤ } R_n = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{11,641 \times 10^6}{0,9 \times 250 \times 340,5^2} = 0,446 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2xmR_n}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{12,35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,446}{420}} \right) \\ &= 0,00107 \end{aligned}$$

$$\text{➤ } \text{Maka dipakai } \rho = 0,00395 \text{ } (\rho_{\min} > \rho_{\text{pakai}})$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,00395 \times 250 \times 340,5 = 320,46 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{➤ } n \text{ (jumlah)} = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} = \frac{320,46}{132,73} = 2,41 \approx 3 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \bullet \text{ Jarak tulangan (s)} &= \frac{b - n \times \phi D - 2 \times \text{Deck} - 2 \times \phi S}{n - 1} \\ &= \frac{300 - 3(13) - 2(40) - 2(13)}{3 - 1} \\ &= 105 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

➤ **Dipakai 3D13** (As = 398,2 mm<sup>2</sup>)

e. Perhitungan tulangan negative lapangan

$$\text{➤ } \text{As.min} = \frac{1}{2} \times \text{As} = \frac{1}{2} \times 398,2 = 199,1 \text{ mm}^2$$



$$\begin{aligned} \text{➤ } n \text{ (jumlah)} &= \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} \\ &= \frac{199,1}{132,73} = 1,5 \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

➤ **Dipakai 2D13**

f. Kontrol apakah termasuk balok tekan persegi atau “T” (Tengah Bentang)

$$\text{➤ } b_{eff} \leq \frac{1}{4} \text{ bentang balok}$$

$$b_{eff} \leq \frac{1}{4} \times 3350 \text{ mm} = 837,5 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } b_{eff} \leq 8 \times \text{tebal pelat} + bw$$

$$b_{eff} \leq 8 \times 120 \text{ mm} + 250 \text{ mm} = 1210 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } b_{eff} \leq \frac{1}{2} \text{ jarak bersih antara balok bersebelahan}$$

$$b_{eff} \leq \frac{1}{2} \times (3350 - 250) = 1550 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } b_{eff} = 837,5 \text{ mm (dipilih yang terkecil)}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } a &= \frac{As \times fy}{0,85 \times f'c \times b_{eff}} = \frac{398,2 \times 420}{0,85 \times 40 \times 837,5} \\ &= 5,87 \text{ mm} < hf = 120 \text{ mm (balok persegi)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka, } \phi Mn &= \phi \times As \times fy \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 398,2 \times 420 \times \left( 340,5 - \frac{5,87}{2} \right) \\ &= 50.809.499,65 \text{ Nmm} = 50,809 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$Mu \leq \phi Mn \text{ (desain memenuhi)}$$

g. Perhitungan tulangan geser

$$\text{➤ } Vu = 22,9972 \text{ KN} = 22.997,2 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } Vc &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times bw \times d \\ &= 89.729,63 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } V_{smax} &= \frac{2}{3} \times \sqrt{f'c} \times bw \times d \\ &= 358.918,51 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } V_{smin} &= \frac{1}{16} \times \sqrt{f'c} \times bw \times d \\ &= 33.648,61 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } V's &= \frac{1}{3} \times \sqrt{fc} \times bw \cdot d \\ &= 179.459,26 \text{ N} \end{aligned}$$

Persyaratan

$$\text{➤ } V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c > V_s \text{ max (penampang perlu diperbesar)}$$

$$-59.066,7 \text{ N} < 358.918,51 \text{ N} \text{ (**Tidak OK**)}$$

$$\text{➤ } V_u \leq \frac{1}{2} \phi V_c \text{ (tidak perlu tulangan geser)}$$

$$22.997,2 \text{ N} \leq 134.594,44 \text{ N} \text{ (**OK**)}$$

$$\text{➤ } \frac{1}{2} \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c \text{ (Perlu tulangan geser minimum)}$$

$$134.594,44 \text{ N} \geq 22.997,2 \text{ N} \leq 269.188,89 \text{ N} \text{ (**Tidak OK**)}$$

$$\text{➤ } \phi V_c \leq V_u \leq \phi (V_c + V_{smin}) \text{ (Perlu tulangan geser minimum; } s_{max} \leq \frac{d}{2} \text{ atau 600 mm)}$$

$$269.188,89 \text{ N} \geq 22.997,2 \text{ N} \leq 227.128,12 \text{ N} \text{ (**Tidak OK**)}$$

$$\text{➤ } \phi (V_c + V_{smin}) \leq V_u \leq \phi (V_c + V's) \text{ (Perlu tulangan geser minimum; } s_{max} \leq \frac{d}{2} \text{ atau 600 mm)}$$

$$227.128,12 \text{ N} \geq 22.997,2 \text{ N} \leq 201.891,66 \text{ N} \text{ (**Tidak OK**)}$$

$$\text{➤ } \phi (V_c + V's) \leq V_u \leq \phi (V_c + V_s \text{ max}) \text{ (Perlu tulangan geser minimum; } s_{max} \leq \frac{d}{4} \text{ atau 300 mm)}$$

$$201.891,66 \text{ N} \geq 22.997,2 \text{ N} \leq 336.486,12 \text{ N} \text{ (**Tidak OK**)}$$

➤ Termasuk kategori tidak membutuhkan tulangan geser tetapi tetap diberi tulangan geser minimum

$$\text{➤ } A_v = n \times A_s \text{ D13; Dipasang 2D13}$$

$$= 2 \times 132,73 = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$\text{➤ } s = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{V_s \text{ min}}$$

$$= \frac{265,46 \times 420 \times 340,5}{33.648,61} = 112,8 \text{ mm}$$

$$s_{pakai} = 100 \text{ mm}$$

**Dipakai 2D13-100 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	2D13-100

## 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

*Car size* = 1600x2150 mm<sup>2</sup>

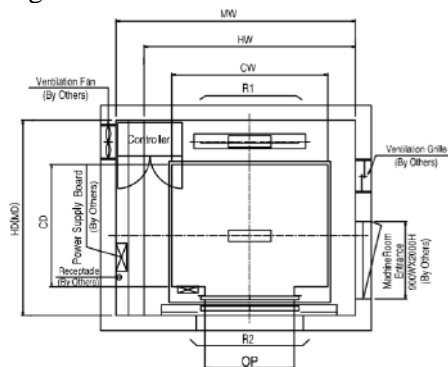
*Hostway size* = 2300x2700 mm<sup>2</sup>

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:

$W = 103 \text{ kg/m}$	$r = 20 \text{ mm}$	$h = d-2(t_f+r)$
$A = 131,3 \text{ cm}^2$	$Z_x = 2462 \text{ cm}^3$	$= 428 \text{ mm}$
$d = 506 \text{ mm}$	$Z_y = 398 \text{ cm}^3$	$S_x = 2230 \text{ cm}^3$
$b_f = 201 \text{ mm}$	$i_x = 20,7 \text{ cm}$	$S_y = 257 \text{ cm}^3$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$i_y = 4,43 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$t_f = 19 \text{ mm}$	$I_x = 56500 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
	$I_y = 2580 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$

#### 1. Perhitungan pembebanan

- Beban merata

- Beban mati

$$\text{Berat profil balok penggantung lift} = 103 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat sambungan (10\%)} = 10,3 \text{ kg/m} +$$

$$\text{Total (q}_D\text{)} = 113,3 \text{ kg/m}$$

- Beban berfaktor

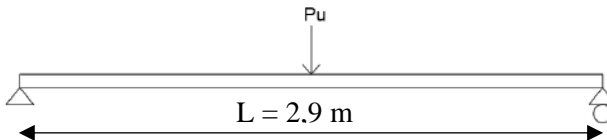
$$q_U = 1,4q_D = 1,4 \times 113,3 = 158,62 \text{ kg/m}$$

- 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

$$Mu = \frac{1}{8} x q_U x L^2 + \frac{1}{4} x P_U x L =$$

$$Mu = \frac{1}{8} x 113,3 x 2,9^2 + \frac{1}{4} x 15300 x 2,9$$

$$= 11.232,6 \text{ kgm}$$

- Gaya geser yang terjadi

$$Vu = \frac{1}{2} x q_U x L + \frac{1}{2} x P_U =$$

$$Vu = \frac{1}{2} x 113,3 x 2,9 + \frac{1}{2} x 15300 = 7814 \text{ kg}$$

## 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

$$L_b = 290 \text{ cm}$$

$$L_p = 220,527 \text{ cm}$$

$$L_r = 694,296 \text{ cm}$$

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

$$M_A = 4079,43 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{maks}} = 11.232,6 \text{ kgm}$$

$$M_A = 4079,43 \text{ kgm}$$

$$M_B = 8089,24 \text{ kgm}$$

$$M_C = 4079,43 \text{ kgm}$$

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

$$= \frac{12,5 \times 11233}{2,5 \times 11233 + 3 \times 5616 + 4 \times 11233 + 3 \times 5616}$$

$$= 1,32 \leq 2.3$$

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

$$= 1.32 \left[ 5.539.500 - (5.539.500 - 0,7 \times 2500 \times 2230) \left( \frac{290 - 220,527}{694,296 - 220,527} \right) \right] < 5.539.500$$

$$= 6.973.159 \text{ kgcm} \geq 5.539.500 \text{ kgcm (Tidak OK), maka}$$

$$M_n = M_p$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1123260 \text{ kgcm} \leq 0.9 \times 6.155.000 \text{ kgcm}$$

$$1123260 \text{ kgcm} \leq 5.539.500 \text{ kgcm (OK)}$$

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

$$L = 290 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{290}{360} = 0,805 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} f^0 &= \left[ \frac{5}{384} \times \frac{(q_D).L^4}{E.I_x} \right] + \left[ \frac{23PL^3}{648.E.I_x} \right] = \\ &= \left[ \frac{5}{384} \times \frac{(1,13).265^4}{2000000.56500} \right] + \left[ \frac{23.12000.265^3}{648.2000000.56500} \right] = 0,126 \text{ cm} \\ f^0 &< f_{ijin} \rightarrow 0,126 \text{ cm} < 0,805 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)} \end{aligned}$$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



## **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.

Perencanaan beton pratekan pada Gedung Hotel Sun Royal ini direncanakan dengan metode pasca tarik (*post tension*) dengan sistem sendi. Metode pasca tarik adalah metode pratekan dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Jadi tendon pratekan diangkurkan pada beton tersebut segera setelah gaya pratekan diberikan.

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.

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 (*servisibility*), dan penggambaran output.

#### **7.2 Data Perencanaan Beton Pratekan**

Berikut ini adalah data data perencanaan beton pratekan pada lantai atap balok:

- Panjangm g bentang : 16 m
- Dimensi balok pratekan : 1000/650 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) :

- $f_{ci} = 0,88 \times 45 = 39,6$  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 ( $s$ ) = 3,35 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:

$$\begin{aligned}
 b_{\text{eff}} &= L/4 \\
 &= 16000/4 \\
 &= 4000 \text{ mm} \\
 b_{\text{eff}} &= b + (8 \times t_f) \\
 &= 650 + (8 \times 150) \\
 &= 1850 \text{ mm} \\
 b_{\text{eff}} &= 0,5 \times (L - b) \\
 &= 0,5 \times (3350 - 650) \\
 &= 1350 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga nilai  $b_{\text{eff}}$  yang terkecil adalah 1350 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 3,35 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 pengankuran 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 2847:201X 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 2847:201X 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 2847:201X 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 2847:201X 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 2847:201X 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 2847:201X pasal 24.5.4.1)

$$\sigma_{tk} = 0,6 \times f'_c = 0,6 \times 45 = 27 \text{ Mpa}$$

- Tegangan tarik (SNI 2847:201X pasal 24.5.2.1)

$$\begin{aligned} \text{Kelas U} &= f_t \leq 0,62\sqrt{f'_c} \\ &= f_t \leq 0,62\sqrt{45} \\ &= f_t \leq 4,16 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kelas T} &= 0,62\sqrt{f'_c} < f_t \leq \sqrt{f'_c} \\ &= 0,62\sqrt{45} < f_t \leq \sqrt{45} \\ &= 4,16 < f_t \leq 6,71 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kelas C} &= f_t > \sqrt{f'_c} \\ &= f_t > \sqrt{45} \\ &= f_t > 6,71 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Pada perencanaan ini beton pratekan diijinkan tarik berdasarkan kelas T dengan tegangan ijin tarik sebesar  $0,8\sqrt{f'_c} = 5,37 \text{ MPa}$ .

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

$$E_{\text{pelat}} = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{45} = 31528,56 \text{ Mpa}$$

$$E_{\text{balok}} = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{45} = 31528,56 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_{\text{balok}}}{E_{\text{pelat}}} = \frac{31528,56}{31528,56} = 1$$

Luas penampang balok pratekan didapat sebagai berikut:

be pakai= be/n

$$= 1350 \text{ mm} / 1$$

$$= 1350 \text{ mm}$$

A pelat = be x tf

$$= 1350 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$$

$$= 202.500 \text{ mm}^2$$

A balok= b x (h-tf)

$$= 650 \times (1000 - 150)$$

$$= 552.500 \text{ mm}^2$$

A tot = 755.000 mm<sup>2</sup>

$$yb = \frac{A_{\text{pelat}} \times Yb_{\text{pelat}} + A_{\text{balok}} \times Yb_{\text{balok}}}{A_{\text{pelat}} + A_{\text{balok}}}$$

$$Yb = \frac{(202.500 \times \frac{150}{2}) + (1350 \times 475)}{567500}$$

$$= 559,11 \text{ mm}$$

Yt = (h - Yb)

$$\begin{aligned}
&= 1000 - 559,11 \\
&= 440,89 \text{ mm} \\
I_1 &= 1/12 \times b \text{ balok} \times (h \text{ balok})^3 + A \text{ balok} \times d^2 \\
&= 43.201.489.906 \text{ mm}^4 \\
I_2 &= 1/12 \times b \text{ pelat} \times (h \text{ pelat})^3 + A \text{ pelat} \times d^2 \\
&= 27.490.073.284 \text{ mm}^4 \\
I_{\text{komp}} &= I_1 + I_2 = 70.691.563.190 \text{ mm}^4 \\
W_t &= \frac{I}{Y_t} \\
&= 169.336.854 \text{ mm}^3 \\
W_b &= \frac{I}{Y_b} \\
&= 126.436.791 \text{ mm}^3 \\
K_t &= \frac{W_b}{A_{\text{total}}} \\
&= 167,47 \text{ mm} \\
K_b &= \frac{W_t}{A_{\text{total}}} \\
&= 212,37 \text{ mm}
\end{aligned}$$

### 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) =  $y_b - d'$   
= 559,11 – 200

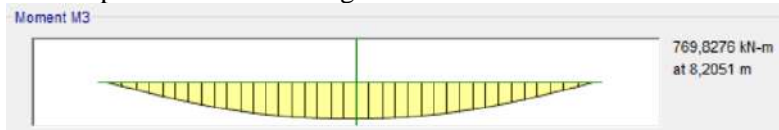
$$= 359,11 \text{ mm}$$

- 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.

### Kondisi saat transfer gaya prategang (tengah bentang)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D



Gambar 7. 1 Diagram Momen Akibat Beban Mati dari ETABS

$$\text{Momen tumpuan kiri (-)} = 0 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen lapangan (+)} = 769,8 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen tumpuan kanan (-)} = 0 \text{ kNm}$$

- Serat atas:

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

$$3,15 \geq -\frac{F_o}{755.000} + \frac{F_o x 359,11}{169.336.854} - \frac{769.800.000}{169.336.854}$$

$$F_o = 8684,22 \text{ kN}$$

- Serat bawah:

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

$$-23,76 \leq -\frac{F_o}{755.000} - \frac{F_o x 359,11}{126.436.791} + \frac{769.800.000}{126.436.791}$$

$$F_o = 7167,05 \text{ kN}$$

### Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

- Serat atas:

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

$$-27,72 \leq -\frac{F_o}{755.000} + \frac{F_o x -100}{169.336.854} - \frac{0}{169.336.854}$$

$$F_o = 14228,59 \text{ kN}$$

- Serat bawah:

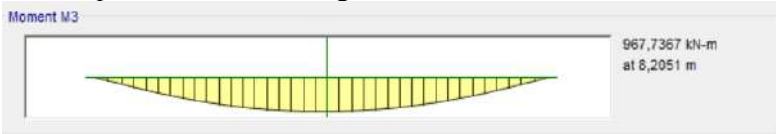
$$\sigma_b \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o x e}{Wb} + \frac{M_{\text{tumpuan}}}{Wb}$$

$$3,15 \geq -\frac{F_o}{755.000} - \frac{F_o x - 100}{126.436.791} + \frac{0}{126.436.791}$$

$$F_o = -5896,66 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L



Gambar 7. 2 Diagram Momen Akibat Beban Mati dan Hidup dari ETABS

Momen tumpuan kiri = 0 kNm

Momen lapangan = 967,74 kNm

Momen tumpuan kanan = 0 kNm

- Serat atas:  $\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$ 

$$-20,25 \leq -\frac{F}{755.000} + \frac{F \times 359,11}{169.336.854} - \frac{967.740.000}{169.336.854}$$

$$F = -15531,53 \text{ kN (asumsi kehilangan prategang 20\%)}$$

$$F_o = -19414,41 \text{ kN}$$

- Serat bawah (asumsi kelas T):

$$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$5,37 \geq -\frac{F}{755.000} - \frac{F \times 359,11}{126.436.791} + \frac{967.740.000}{126.436.791}$$

$$F = 549,22 \text{ kN (asumsi kehilangan prategang 20\%)}$$

$$F_o = 686,53 \text{ kN}$$

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

- Serat atas:  $\sigma_t \geq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{tumpuan}}{W_t}$ 

$$5,37 \geq -\frac{F}{755.000} + \frac{F \times 100}{169.336.854} - \frac{0}{169.336.854}$$



$$F = -2754,64 \text{ kN (asumsi kehilangan prategang 20\%)}$$

$$F_o = -3443,3 \text{ kN}$$

- Serat bawah (asumsi kelas T):

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

$$-20,25 \leq -\frac{F}{755.000} - \frac{F_o \times 100}{126.436.791} + \frac{0}{126.436.791}$$

$$F = 37950,18 \text{ kN (asumsi kehilangan prategang 20\%)}$$

$$F_o = 47437,73 \text{ kN}$$

### 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  $F_o = 2500 \text{ kN}$ .  $F_e = 2000 \text{ kN}$  (asumsi kehilangan prategang 20%)

Kondisi saat transfer gaya prategang (tengah bentang)

- Serat atas:

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

$$3,15 \geq -\frac{2.500.000}{755.000} + \frac{2.500.000 \times 359,11}{169.336.854} - \frac{769.800.000}{169.336.854}$$

$$3,15 \text{ MPa} \geq -2,513 \text{ MPa (OK)}$$

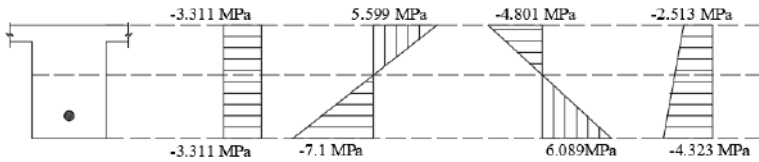
- Serat bawah:

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

$$-20,25 \leq -\frac{2.500.000}{755.000} - \frac{2.500.000 \times 273,02}{126.436.791} + \frac{769.800.000}{126.436.791}$$

$$-20,25 \text{ MPa} \leq -4,323 \text{ MPa (OK)}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan



Gambar 7. 3 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Transfer

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

- Serat atas:

$$\sigma_t \leq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_{tumpuan}}{W_t}$$

$$-27,72 \leq -\frac{2.500.000}{755.000} + \frac{2.500.000 \times 100}{169.336.854} - \frac{0}{169.336.854}$$

$$-27,72 \text{ MPa} \leq -4,87 \text{ MPa (OK)}$$

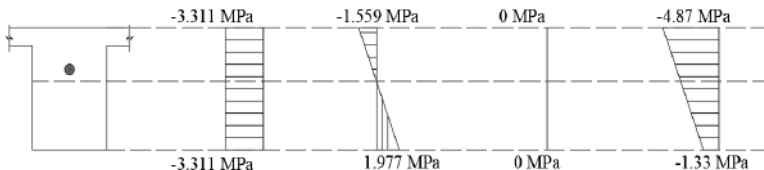
- Serat bawah:

$$\sigma_b \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

$$3,15 \geq -\frac{2.500.000}{755.000} - \frac{2.500.000 \times 100}{126.436.791} + \frac{0}{126.436.791}$$

$$3,15 \text{ MPa} \geq -1,33 \text{ MPa (OK)}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan



Gambar 7. 4 Diagram Tegangan di Tumpuan Saat Transfer

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

- Serat atas:  $\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$
- $$-20,25 \leq -\frac{2.000.000}{755.000} + \frac{2.000.000 \times 359,11}{169.336.854} - \frac{967.740.000}{169.336.854}$$
- $$-20,25 \text{ MPa} \leq -4,205 \text{ MPa (OK)}$$

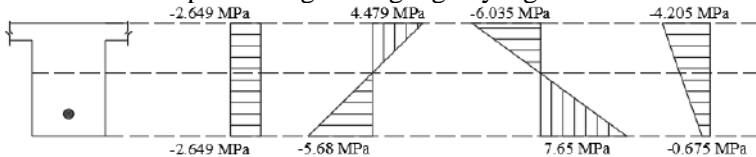
- Serat bawah (asumsi kelas T):

$$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$5,37 \geq -\frac{2.000.000}{755.000} - \frac{2.000.000 \times 359,11}{126.436.791} + \frac{967.740.000}{126.436.791}$$

$$5,059 \text{ MPa} \geq -0,675 \text{ MPa}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan



Gambar 7. 5 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Beban Layan

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

- Serat atas:  $\sigma_t \geq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{tumpuan}}{W_t}$ 

$$5,37 \geq -\frac{2.000.000}{755.000} + \frac{2.000.000 \times 100}{169.336.854} - \frac{0}{169.336.854}$$

$$5,37 \text{ MPa} \geq -3,896 \text{ MPa (OK)}$$

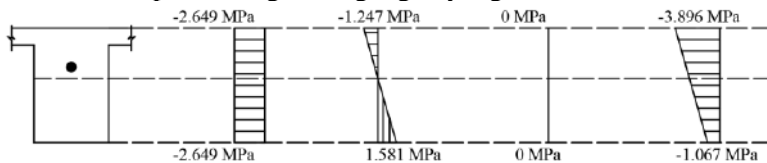
- Serat bawah (asumsi kelas T):

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

$$-20,25 \leq -\frac{2.000.000}{755.000} - \frac{2.000.000 \times 100}{126.436.791} + \frac{0}{126.436.791}$$

$$-20,25 \text{ MPa} \leq -1,067 \text{ MPa (OK)}$$

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).

$$F_{p_{max}} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$$

Luas tendon yang diperlukan adalah:

$$A_{perlu} = \frac{F_o}{f_{p_{max}}} = \frac{2.500.000}{1395} = 1792,115 \text{ mm}^2$$

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

Tendon unit : 5-19

Jumlah strand : 16

*Minimum breaking load* : 2940 kN

Diameter strand: 12,7 mm

Jumlah tendon : 1

Luas tendon yang digunakan

$$\begin{aligned} \text{Apakai} &= \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12,7^2 \times 16 \\ &= 2027,65 \text{ mm}^2 > A_{perlu} = 1792,115 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Nilai tegangan pakai :

$$f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{2.500.000}{2027,65} = 1232,96 \text{ Mpa}$$

### 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 pengangkutan harus dicek apakah kehilangan pratekan akibat pengangkutan 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 :

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

$$g = 2,5 \text{ mm}$$

$$f_{pakai} = 1232,96 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,15 \text{ (wire strand tendon)}$$

$K = 0,016$  (wire strand tendon)

$f = 359,11 + 100 = 459,11$  mm

$\alpha =$  sudut kelengkungan tendon  $\left(\frac{8f}{L}\right) = 0,23$

$L = 16$  m

$$x = \sqrt{\frac{200000 \times 2,5}{1232,96 \times \left(0,15 \frac{0,23}{16000} + 0,016\right)}} = 503,1 \text{ mm}$$

Sehingga diperoleh nilai dari  $x = 503,1$  mm. Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan kantilever  $x < 8$  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 :

$$F_{pf} = F_i \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

$$F_{pf} = 2500 \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$\mu = 0,15$  (wire strand tendon)

$K = 0,016$  (wire strand tendon)

$\alpha =$  sudut kelengkungan tendon  $\left(\frac{8f}{L}\right) = 0,23$

$L = 16$  m

$$\begin{aligned} \text{Nilai } F_{pf} &= 2500 \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)} \\ &= 2500 \cdot e^{-(0,15 \times 0,23 + 0,016 \times 16)} \\ &= 2354,33 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Delta F_{pf} = 2500 - 2354,33 = 145,67 \text{ kN}$$

$$\Delta f_{pf} = \frac{145,67 \times 10^3}{2027,65} = 71,84 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat gesekan ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{71,84}{1232,96} \times 100\% = 5,82\%$$

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.

$$M_B = 0 \text{ kNm}$$

$$M_A = -123,58 \text{ kNm}$$

$$\Delta P = \frac{(0 - (-123,58))}{5} = 24,716 \text{ kN}$$

$$\Delta f_p = \frac{24,716 \times 1000}{2027,65} = 12,19 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat kekangan kolom kanan ialah :

$$\Delta f_p = \frac{12,19}{1232,96} \times 100\% = 0,99\%$$

Perhitungan pada kolom kiri.

$$M_B = 0 \text{ kNm}$$

$$M_A = -193,58 \text{ kNm}$$

$$\Delta P = \frac{(0 - (-193,58))}{5} = 38,716 \text{ kN}$$

$$\Delta f_p = \frac{38,716 \times 1000}{2027,65} = 19,09 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat kekangan kolom kiri ialah :

$$\Delta f_p = \frac{19,09}{1232,96} \times 100\% = 1,55\%$$

Persentase total akibat kekangan kolom adalah  $0,99\% + 1,55\% = 2,54\%$

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 rangkak

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat rangkak:

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}]$$

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

$$f_{c_{ir}} = \frac{2.500.000}{755.500} + \frac{2.500.0000 \times 359,11^2}{70.691.563.190} - \frac{769,8 \times 10^6 \times 359,11}{70.691.563.190}$$

$$= 3,96 \text{ MPa}$$

$$f_{c_{ds}} = \frac{92,68 \times 10^6 \times 359,11}{70.691.563.190} = 0,465 \text{ MPa}$$

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}]$$

$$= 1,6 \times 6,34 \times (3,96 - 0,465)$$

$$= 35,48 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat rangkak ialah:

$$\Delta f_{cr} = \frac{35,48}{1232,96} \times 100\% = 2,88 \%$$

b. Kehilangan akibat susut

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat susut:

$$SH = (8,2 \times 10^{-6}) K_{SH} \cdot E_s \cdot \left[ 1 - 0,0236 \left( \frac{V}{S} \right) \right] \cdot [100 - RH]$$

$$RH = 80\%$$

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

$$\frac{V}{S} = \frac{\text{luas penampang beton}}{\text{keliling penampang beton}}$$

$$= \frac{755.000}{4.700}$$

$$= 160,638 \text{ mm} = 16,0638 \text{ cm}$$

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

$$SH = 15,68 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat susut ialah :

$$\Delta f_{sh} = \frac{15,68}{1232,96} \times 100\% = 1,27 \%$$

- c. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.e)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat relaksasi baja.

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

$$K_{re} = 138 \text{ MPa}$$

$$J = 0,15$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1232,96}{1860} = 0,663, \text{ sehingga diambil nilai } C$$

harus diinterpolasi

$$C = 0,794$$

$$RE = [138 - 0,15 \cdot (15,68 + 35,48 + 0)] \times 0,794 \\ = 103,92 \text{ Mpa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat relaksasi baja ialah :

$$\Delta f_{re} = \frac{103,45}{1232,96} \times 100\% = 8,39 \%$$

Sehingga, total kehilangan pratekan :

$$5,82 + 2,88 + 8,39 + 1,27 + 2,54 = \mathbf{20,9 \%$$

Besar gaya prategang setelah terjadi kehilangan prategang ialah sebagai berikut:

$$F_e = \frac{100 - 20,62}{100} \times 2500 = 1984,51 \text{ kN}$$

Tabel 7. 1 Rekapitulasi Perhitungan Kehilangan Prategang

Jenis Kehilangan	Besar Kehilangan	% Kehilangan Total	Fo (kN)	Fe (kN)
Friksi	5,82	20,9	2500	1977,41
Rangkak	2,88			
Relaksasi	8,39			
Susut	1,27			
Kekangan Kolom	2,54			

### 7.6.6 Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan

Berikut merupakan perhitungan kontrol gaya prategang setelah kehilangan.



### a. Kontrol akibat beban layan

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = 0 kNm

Momen lapangan = 967,74 kNm

Momen tumpuan kanan = 0 kNm

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

- Serat atas:  $\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$   
 $-20,25 \leq -\frac{1.977.410}{755.000} + \frac{1.977.410 \times 359,11}{169.336.854} - \frac{967.740.000}{169.336.854}$   
 $-20,25 \text{ MPa} \leq -4,225 \text{ MPa (OK)}$

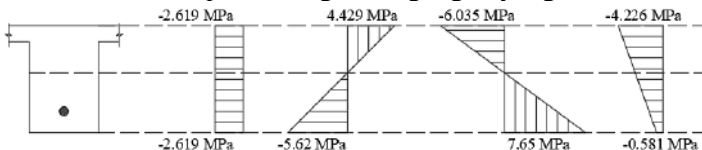
- Serat bawah (asumsi kelas T):

$$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$5,37 \geq -\frac{1.977.410}{755.000} - \frac{1.977.410 \times 359,11}{126.436.791} + \frac{967.740.000}{126.436.791}$$

$$5,059 \text{ MPa} \geq -0,581 \text{ MPa}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan



Gambar 7. 7 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Beban Layan

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

- Serat atas:  $\sigma_t \geq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{tumpuan}}{W_t}$   
 $5,37 \geq -\frac{1.977.410}{755.000} + \frac{1.977.410 \times -100}{169.336.854} - \frac{0}{169.336.854}$   
 $5,37 \text{ MPa} \geq -3,852 \text{ MPa (OK)}$

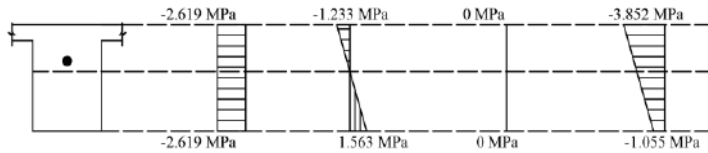
- Serat bawah (asumsi kelas T):

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

$$-20,25 \leq -\frac{1.977.410}{755.000} - \frac{1.977.410 \times -100}{126.436.791} + \frac{0}{126.436.791}$$

$$-20,25 \text{ MPa} \leq -1,055 \text{ MPa (OK)}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan



Gambar 7. 8 Diagram Tegangan di Tumpuan Saat Beban Layan

### 7.6.7 Kontrol terhadap RSNI 2847 : 2018 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  $f'c/10$ .

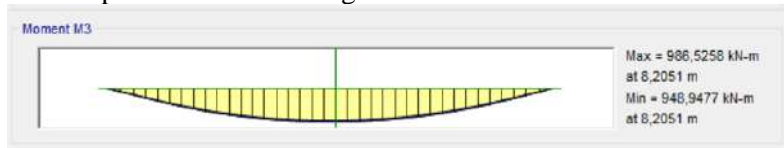
Dimana:

$$\frac{F_c}{10} = \frac{45}{10} = 4,5 \text{ Mpa dan } 3,5 \text{ Mpa, maka diambil nilai } 3,5 \text{ Mpa}$$

$$F_{pc} = \frac{F_e}{A} = \frac{1.977.410}{755.000} = 2,62 \text{ Mpa} < 3,5 \text{ Mpa (OK)}$$

### 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 = 0 kNm

Momen lapangan = 986,53 kNm

Momen tumpuan kanan = 0 kNm

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

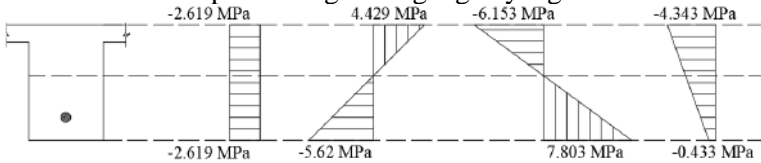
- Serat atas:  $\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{\text{lapangan}}}{W_t}$   
 $-20,25 \leq -\frac{1.977.410}{755.000} + \frac{1.977.410 \times 359,11}{169.336.854} - \frac{986.530.000}{169.336.854}$   
 $-20,25 \text{ MPa} \leq -4.343 \text{ MPa (OK)}$
- Serat bawah (asumsi kelas T):

$$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$5,37 \geq -\frac{1.977.410}{755.000} - \frac{1.977.410 \times 359,11}{126.436.791} + \frac{986.530.000}{126.436.791}$$

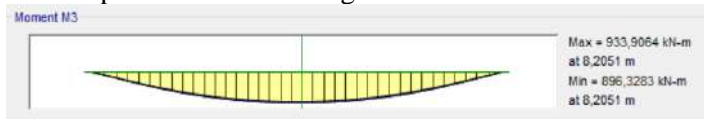
$$5,059 \text{ MPa} \geq -0.433 \text{ MPa}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan



Gambar 7. 10 Diagram Tegangan Tengah Bentang Saat Beban Layan

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+0.5L+1E



Gambar 7. 11 Diagram Momen akibat Gempa dari ETABS

Momen tumpuan kiri = 0 kNm  
Momen lapangan = 933.91 kNm  
Momen tumpuan kanan = 0 kNm  
Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

- Serat atas:  $\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$   
 $-20,25 \leq -\frac{1.977.410}{755.000} + \frac{1.977.410 \times 359,11}{169.336.854} - \frac{933.910.000}{169.336.854}$   
 $-20,25 \text{ MPa} \leq -4.015 \text{ MPa (OK)}$

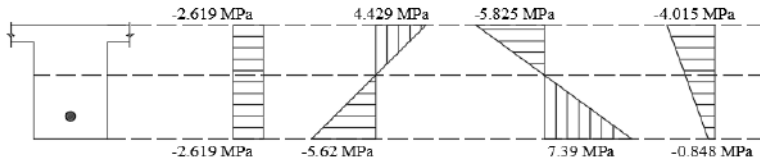
- Serat bawah (asumsi kelas T):

$$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$5,37 \geq -\frac{1.977.410}{755.000} - \frac{1.977.410 \times 359,11}{126.436.791} + \frac{933.910.000}{126.436.791}$$

$$5,059 \text{ MPa} \geq -0.848 \text{ MPa}$$

Berikut merupakan diagram tegangan yang dihasilkan



Gambar 7. 12 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 2847:2013 tabel 9.5.b.

$$f_{\text{ijin}} = \frac{L}{480} = \frac{16000}{480} = 33,33 \text{ mm}$$

### a. Lendutan saat jacking

#### 1) Lendutan akibat tekanan tendon

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

$$\begin{aligned} p' &= 8 \times F_o \times f / L^2 \\ &= 8 \times 2500000 \times 459,11 / (16000)^2 \\ &= 35,87 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta p' &= 5/384 \times (p' \times l^4 / (E_c \times I)) \\ &= 5/384 \times (35,87 \times (16000)^4 / (31528,56 \times 70.691.563.190)) \\ &= 13,73 \text{ mm (keatas)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M (-) &= F_o \times e_o \\ &= 2500000 \times (-100) \\ &= -250.000.000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta M (-) &= M \times L^2 / (8 \times E_c \times I) \\ &= -250.000.000 \times 16000^2 / (8 \times 31528,56 \times 70.691.563.190) \\ &= -3,59 \text{ mm (ke bawah)} \end{aligned}$$

Total lendutan akibat tendon sebesar:

$$13,73 \text{ mm} + (-3,59) \text{ mm} = 10,14 \text{ mm (keatas)}$$

2) Lendutan akibat beban sendiri

$$\begin{aligned} \Delta g &= 5/384 \times (g \times L^4 / (E_c \times I)) \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{(2400 \times 1 \times 0,65 \times 0,01) \times 16000^4}{31528,56 \times 70.691.563.190} \\ &= -5,97 \text{ mm (ke bawah)} \end{aligned}$$

$$\Delta \text{ total} = 10,14 - 5,97 = 4,17 \text{ mm (ke atas)} < 33,33 \text{ mm (OK)}$$

### b. Lendutan saat beban layan

1) Lendutan akibat tekanan tendon

$$\begin{aligned} \Delta &= \frac{F_e}{F_o} \times \Delta p' + \frac{F_e}{F_o} \times \Delta M \\ &= \frac{1977,41}{2500} \times 13,73 + \frac{1977,41}{2500} \times -3,59 \\ &= 8.02 \text{ mm (ke atas)} \end{aligned}$$

2) Lendutan akibat beban sendiri

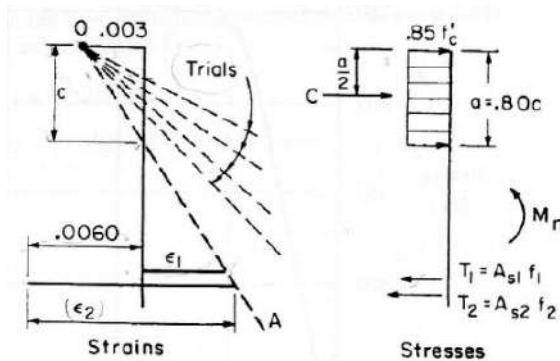
$$\Delta = -20.7 \text{ mm (ke bawah)}$$

$$\Delta \text{ total} = 8.02 + (-20.7) = 12.68 \text{ mm (ke atas)}$$

$$\begin{aligned} \Delta \text{ total (pengaruh rangkai)} &= -12.68 \text{ mm} \times 1,8 \\ &= -22.82 \text{ mm (ke atas)} < 33,33 \\ &\text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

## 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  $T_1+T_2$ .



Gambar 7. 13 Diagram Equilibrium Kekuatan Nominal Beton  
(Sumber: ACI Notes)

Di bawah ini merupakan hasil iterasi  $c = 118,97$  mm di daerah lapangan dengan data sebagai berikut :

- Tulangan atas = 2 D29
- Tulangan bawah = 4 D29
- Tulangan Senggang = D13
- $f_y = 420$  MPa
- $A_{ps} = 2027,65$  mm<sup>2</sup>
- $F_{ps} = 1232,96$  MPa
- $E = 200000$  MPa
- $d = 932,5$  m
- $dt = 800$  m
- $d' = 74$  mm

Penampang merupakan balok T palsu karena  $a = 67,54$  mm < 150 mm (tebal pelat)

Tabel 7. 2 Hasil Iterasi  $c$  di Lapangan

trial	c	E1	E2	f1	f2	a	C	Cs	C+Cs	T1	T2	T1+T2
No	mm	(tendon)	(tulangan bawah)	MPa	MPa	mm	N	N	N	N	N	N
1	600	0.006593	0.001663	1929.2	332.5	437.143	22572964.29	1266243	23.839.207	3911734	878845	4.790.579
2	400	0.008593	0.003994	1929.2	420	291.429	15048642.86	1177173	16.225.815	3911734	1110120	5.021.854
3	500	0.007393	0.002595	1929.2	420	364.286	18810803.57	1230615	20.041.418	3911734	1110120	5.021.854
4	450	0.007927	0.003217	1929.2	420	327.857	16929723.21	1206863	18.136.586	3911734	1110120	5.021.854
5	118.97	0.022766	0.020514	1929.2	420	86.6781	4475842.602	545969	5.021.812	3911734	1110120	5.021.854

$$\text{Sehingga } M_n = T1 \left( dt - \frac{a}{2} \right) + T2 \left( d - \frac{a}{2} \right) + C_s \left( \frac{a}{2} - d' \right)$$

$$M_n = 3.930.191.780 \text{ Nmm}^2$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 3.930.191.780 \text{ Nmm}^2$$

$$= 3.537.172.602 \text{ Nmm}^2 > 967.736.700 \text{ Nmm}^2 \dots \text{OK}$$

Di bawah ini merupakan hasil iterasi  $c = 268,58 \text{ mm}$  di daerah tumpuan dengan data sebagai berikut :

- Tulangan atas = 4 D29
- Tulangan bawah = 2 D29
- Tulangan Senggang = D13
- $f_y = 420 \text{ MPa}$
- $A_{ps} = 2027,65 \text{ mm}^2$
- $F_{ps} = 1232,96 \text{ MPa}$
- $E = 200000 \text{ MPa}$
- $d = 932,5 \text{ mm}$
- $dt = 800 \text{ mm}$
- $d' = 74 \text{ mm}$

Penampang merupakan balok T palsu karena  $a = 67,54 \text{ mm} < 150 \text{ mm}$  (tebal pelat)

Tabel 7. 3 Hasil Iterasi  $c$  di Tumpuan

trial No	c	$\epsilon_1$	$\epsilon_2$	$f_1$	$f_2$	a	C	$C_s$	C+C <sub>s</sub>	T1	T2	T1+T2
	mm	(tendon)	(tulangan bawah)	MPa	MPa	mm	N	N	N	N	N	N
1	600	0.005889	0.001663	1929.2	332.5	437.143	10868464.29	712327	11.580,791	3911734	1239852	5,151,586
2	400	0.007537	0.003994	1929.2	420	291.429	7245642.857	672019	7,917,662	3911734	1566128	5,477,863
3	500	0.006548	0.002595	1929.2	420	364.286	9057053.571	696204	9,753,257	3911734	1566128	5,477,863
4	450	0.006987	0.003217	1929.2	420	327.857	8151348.214	685455	8,836,803	3911734	1566128	5,477,863
5	268.58	0.009956	0.007416	1929.2	420	195.677	4865014.44	612847	5,477,861	3911734	1566128	5,477,863

$$\text{Sehingga } M_n = T1 \left( dt - \frac{a}{2} \right) + T2 \left( d - \frac{a}{2} \right) + C_s \left( \frac{a}{2} - d' \right)$$

$$M_n = 1.878.645.940 \text{ Nmm}^2$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 1.878.645.940 \text{ Nmm}^2$$

$$= 1.690.781.346 \text{ Nmm}^2 > 0 \text{ Nmm}^2 \dots \text{OK}$$

### a. Penulangan Geser

Gaya geser rencana didapat dengan menggunakan program bantu ETABS, yaitu sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 V_u &= 271.576 \text{ N} \\
 M_u &= 967.736.700 \text{ Nmm} \\
 V_c &= (0,05\lambda\sqrt{F_c} + 4,8 \frac{V_u \cdot d_p}{M_u}) b_w \cdot d \\
 b &= 650 \text{ mm} \\
 h &= 1000 \text{ mm} \\
 d_p &= y_b + e = 559,1 + 100 = 659,1 \text{ mm} \\
 \lambda &= 1 \\
 d &= 932,5 \text{ mm} \\
 V_c &= (0,05 \cdot 1 \cdot \sqrt{45} + 4,8 \frac{271.576 \cdot 659,1}{967.736.700}) 650 \times \\
 &932,5 \\
 &= 7414437,5 \text{ N} \\
 V_c \text{ min} &= 0,17 \cdot \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\
 &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{45} \times 650 \times 932,5 \\
 &= 692.704,23 \text{ N} \\
 V_c \text{ max} &= 0,42 \cdot \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\
 &= 0,42 \times 1 \times \sqrt{45} \times 650 \times 932,5 \\
 &= 1.711.386,92 \text{ N} \\
 V_c \text{ pakai} &= 7414437,5 \text{ N} \quad (V_{c \text{ min}} > V_c)
 \end{aligned}$$

Berikut persyaratan pemasangan tulangan geser

1.  $V_u \leq 0,5\emptyset V_c$  (tidak butuh tulangan geser)
 
$$271.576 \text{ N} \leq 0,5 \cdot 0,75 \cdot 7414437,5$$

$$271.576 \text{ N} \leq 0,5 \cdot 0,75 \cdot 7414437,5$$

$$271.576 \text{ N} \geq 259.764,09 \text{ N (Tidak OK)}$$
 sehingga butuh tulangan geser
2.  $0,5\emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c$  (Butuh tulangan geser minimum)
 
$$259.764,09 \text{ N} \leq 271.576 \text{ N} \leq 0,75 (7414437,5)$$

$$259.764,09 \text{ N} \leq 271.576 \text{ N}$$

$$\leq 519.528,17 \text{ N (OK)}$$
 sehingga butuh tulangan geser minimum
3.  $\emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c + 0,66\sqrt{f'_c} b_w \cdot d$  (butuh tulangan geser)



$$519.528,17 \text{ N} \geq 271.576 \text{ N} \\ \leq 3208850,48 \text{ N (tidak OK)}$$

sehingga tidak butuh tulangan geser

Berdasarkan persyaratan tulangan geser, maka dibutuhkan tulangan geser minimum.

Direncanakan tulangan sengkang berdiameter 13 dengan jarak 200 mm

$$\begin{aligned} \text{As tulangan sengkang} &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi 13^2 \\ &= 132,78 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{v_{\min}} = 0,062 \sqrt{f_c} \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$$s = 200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{v_{\min}} &= 0,062 \sqrt{f_c} \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}} \\ &= 128,73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai 2D13 ( $A_v = 132,78 \text{ mm}^2 \geq A_{v \min}$ )

Jadi tulangan geser pakai = 2D13-200

Pada daerah sendi plastis, jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi RSNI 2847 : 2018 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  $2h = 2 \times 1000 = 2000 \text{ mm}$  dari muka kolom. Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

## b. Penulangan Torsi

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1. yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor  $T_u$  memenuhi syarat sebagai berikut:

$$T_u < \phi \cdot 0,083 \lambda \sqrt{f_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,33 \lambda \sqrt{f_c}}}$$

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= \text{Luas penampang keseluruhan} \\
 P_{cp} &= \text{Keliling penampang keseluruhan} \\
 \lambda &= 1 \text{ (beton)} \\
 \emptyset &= 0,75 \text{ (faktor reduksi beban torsi)} \\
 F_{cp} &= 2,59 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Kontrol kebutuhan torsi:

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= b \times h = 650 \times 1000 = 650.000 \text{ mm}^2 \\
 P_{cp} &= 2(b+h) = 2 \times (650 + 1000) = 3300 \text{ mm} \\
 T_u &= 44,0403 \text{ kN.m} = 44.040.300 \text{ N.mm} \\
 T_u &< 0,75 \times 0,083 \times 1 \times \sqrt{45} \\
 &\quad \left( \frac{650.000^2}{3300} \right) \sqrt{1 + \frac{2,59}{0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{45}}} \\
 44.040.300 \text{ Nmm} &< 391.244.354 \text{ N.mm (OK)}
 \end{aligned}$$

Persyaratan diatas terpenuhi, maka balok prategang **tidak memerlukan** tulangan torsi.

## 7.9 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:

$$\begin{aligned}
 e_t &= \frac{f_b' \times A \times k t}{F} \\
 e_b &= \frac{f_t' \times A \times k b}{F_o}
 \end{aligned}$$

et = batas atas yang memperbolehkan terjadinya tarik

eb = batas atas yang memperbolehkan terjadinya tarik

ft' = tegangan tarik ijin pada serat atas saat transfer

fb' = tegangan tarik ijin pada serat bawah akibat beban

kerja

F = gaya prategang efektif

Fo = gaya prategang awal

kt = kern atas

kb = 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 (Fe).

Momen pada koordinat  $x = 0$  pada balok

$$a1 \text{ (atas)} = \frac{M \text{ max}}{F} = \frac{967,74}{1977,41} = 489,4 \text{ mm}$$

$$kt = 167,47 \text{ mm}$$

$$fb' = 5,366 \text{ MPa}$$

$$et = \frac{fb' \times A \times kt}{F} = 237,2 \text{ mm}$$

- Limit bawah kabel dipengaruhi oleh momen minimum yang terdiri dari beban mati dan gaya prategang (Fo).

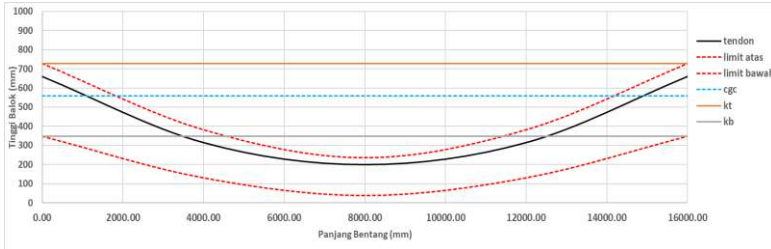
Momen pada koordinat  $x = 0$  pada balok

$$a2 \text{ (bawah)} = \frac{M \text{ min}}{Fo} = \frac{769,83}{2500} = 307,9 \text{ mm}$$

$$kb = 212,37 \text{ mm}$$

$$ft' = 3,146 \text{ MPa}$$

$$eb = \frac{ft' \times A \times kb}{Fo} = 38,8 \text{ mm}$$



Gambar 7. 14 Daerah Limit Tendon

### 7.10 Kontrol Momen Retak

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  $\phi Mn > 1.2Mcr$ , dengan nilai  $\phi = 0.9$ .

#### a. Tumpuan

$$\begin{aligned}
 F &= 1977,41 \text{ kN} \\
 Kb &= 212,37 \text{ mm} \\
 e &= 100 \text{ mm} \\
 W_T &= 160336853,2 \text{ mm}^3 \\
 f_r &= 0,62 \sqrt{f_c} = 0,62 \sqrt{45} \\
 &= 4,16 \text{ MPa} \\
 M_1 &= F (e+Kb) \\
 &= 1977,41 \times 10^3 (100 + 212,37) \\
 &= 617676951.5 \text{ Nmm} \\
 M_2 &= f_r \times W_T \\
 &= 4,16 \times 160336853,2 \\
 &= 666.854.834,2 \text{ Nmm} \\
 Mcr &= M_1 + M_2 \\
 &= 1.284.531.786 \text{ Nmm} \\
 &= 1.285 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan persyaratan kontrol momen retak dapat dihitung sebagai berikut:

$$\phi M_n > 1.2M_{cr}$$

$$1.690.7 > 1,2 \times 1.285$$

$$1.690.7 \text{ kNm} > 1.541,4 \text{ kNm (OK)}$$

**b. Lapangan**

$$F = 1977,41 \text{ kN}$$

$$K_t = 167,47 \text{ mm}$$

$$e = 359,1 \text{ mm}$$

$$W_B = 126436790,5 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{45}$$

$$= 4,16 \text{ MPa}$$

$$M_1 = F(e + K_t)$$

$$= 1977,41 \times 10^3 (359,1 + 167,47)$$

$$= 1.041.248.435 \text{ Nmm}$$

$$M_2 = f_r \times W_B$$

$$= 4,16 \times 126436790,5$$

$$= 525.861.540,8 \text{ Nmm}$$

$$M_{cr} = M_1 + M_2$$

$$= 1.567.109.975 \text{ Nmm}$$

$$= 1.567 \text{ kNm}$$

Berdasarkan persyaratan kontrol momen retak dapat dihitung sebagai berikut:

$$\phi M_n > 1.2M_{cr}$$

$$3.537.1 > 1,2 \times 1.567$$

$$3.537.1 \text{ kNm} > 1.880,5 \text{ kNm (OK)}$$

### 7.11 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 pengekanan di seluruh pengangkuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur.

$$\begin{aligned} P_u &= 1,2 \times P \\ P &= 2500 \text{ kN} = 2500000 \text{ N} \\ P_u &= 1,2 \times 2500000 = 3000000 \text{ N} \\ T_{\text{pencar}} &= 0,25 \times P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right) \\ d_{\text{pencar}} &= 0,5 (h - 2e) \end{aligned}$$

Dimana:

- $P_u$  = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau  
 $a$  = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau  
 $e$  = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang  
 $h$  = Tinggi Penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh:

- $a$  = 265 mm (angkur strand 5-19, VSL tabel)  
 $e$  = 100 mm  
 $h$  = 1000 mm

Maka:

$$\begin{aligned} T_{\text{pencar}} &= 0,25 \times 3000000 \left(1 - \frac{265}{1000}\right) = 551.250 \text{ N} \\ d_{\text{pencar}} &= 0,5 (1000 - 2 \times 100) = 400 \text{ mm} \\ A_{vp} &= \frac{T_{\text{pencar}}}{f_y} = \frac{551.250}{420} = 1.312,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 2D16 ( $A_v = 402,12 \text{ mm}^2$ ), maka kebutuhan tulangan ialah sebanyak

$$n = \frac{1267,86}{402,12} = 3,26 = 4 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara sebagai berikut

$$S = \frac{d_{\text{pencar}}}{n} = \frac{400}{4} = 100 \text{ mm}$$

### 7.11 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 550 x 550 mm direncanakan:

$$\text{-diameter sendi (Dc)} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{-tulangan kolom (d)} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{-sejangkang (db)} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{-decking} = 20 \text{ mm}$$

$$\text{-jarak sejangkang (s)} = 100 \text{ mm}$$

Kekuatan tulangan spiral adalah

$$T_s = 2 \rho_s A_c f_y$$

Dimana  $\rho_s$  = presentasi tulangan spiral.

Dengan tulangan spiral, kuat tekan beton semakin meningkat

$$f'c = f'c + 4,1 (\sigma_s)$$

dimana s adalah jarak spiral

$$s = \frac{4.A_s (Dc - db)}{Dc^2 \cdot \rho_s}$$

$$\rho = \frac{4.A_s (Dc - db)}{Dc^2 \cdot s}$$

dimana:

$A_s$  = luas penampang spiral

$db$  = diameter tulangan spiral

$Dc$  = diameter inti beton luar keluar dari spiral

$$A_s = 0,25\pi \times 10^2 = 78,53 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 0,25\pi \times (200-20)^2 = 25446,9 \text{ mm}^2$$

rasio tulangan

$$\rho = \frac{4 \times 78,53 (200 - 10)}{200^2 \cdot 100} = 0,0149$$

tegangan yang dihasilkan sejangkang

$$T_s = 2 \times 0,0149 \times 25446,9 \times 420 = 318975,7 \text{ N}$$

untuk mendapat tegangan, maka  $T_s$  dibagi dengan luasan penampang beton

$$\sigma_s = 318975.7 / 25446.9 = 12,53 \text{ N/mm}^2$$

Sehingga peningkatan kemampuan beton yang terjadi adalah  
 $f^*c = 40 + 4,1 (\sigma_s) = 91.39 \text{ Mpa}$

### 7.11.1 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.

$$\phi P_n = 0,8 \times \phi \times (0,85 \times f^*c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}) > P_u \text{ max}$$

$$P_u \text{ max} = 528.66 \text{ kN (ok)}$$

$$A_g = 0,25\pi \times (200)^2 = 31415,93 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 6 \text{ D } 13 = 796,393 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0,8 \cdot 0,7 (0,85 \cdot 88,94 \cdot (31415,93 - 796,393) + 420 \cdot 796,393)$$

$$\phi P_n = 1519,36 \text{ kN} > P_u \text{ max} = 528.66 \text{ kN (OK)}$$

### 7.12 Metode Pelaksanaan

Metode pelaksanaan beton prategang sistem bawah adalah sebagai berikut :

8. Dimulai dengan pekerjaan penulangan kolom lantai 15 dan kemudian dilanjutkan dengan penulangan sendi spiral pada kolom bagian atas.
9. Setelah tulangan siap dilanjutkan dengan pengecoran kolom dan sendi spiral lantai 15.
10. Setelah beton di cor dan cukup umur (7 hari) dilanjutkan dengan penulangan lunak balok prategang berupa tulangan longitudinal dan transversal.
11. Setelah semua tulangan terpasang dilanjutkan dengan pemasangan beton decking dan strand tendon prategang serta pemasangan angkur mati sesuai koordinat yang telah diberikan.



12. Lalu dilanjutkan dengan pengecoran balok prategang dengan mutu beton  $f'_c$  45 MPa, dan curing dilakukan pada 7 hari.
13. Setelah beton berumur 14 hari, dilanjutkan dengan pemberian gaya prategang pada balok prategang dimana angkur hidup diletakkan dimuka joint.
14. Setelah diberikan gaya prategang celah pada decking tendon prategang di grouting sesuai kebutuhan.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## 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	3350	Memanjang	203	136	550	350
BI 2	8000	Melintang	486	324	700	450
BI 3	5500	Melintang	334	223	550	350
BI 4	6700	Melintang	407	271	700	450
BI 5	9000	Melintang	546	364	700	450

#### 8.1.1 Perhitungan Penulangan Lentur Balok Induk

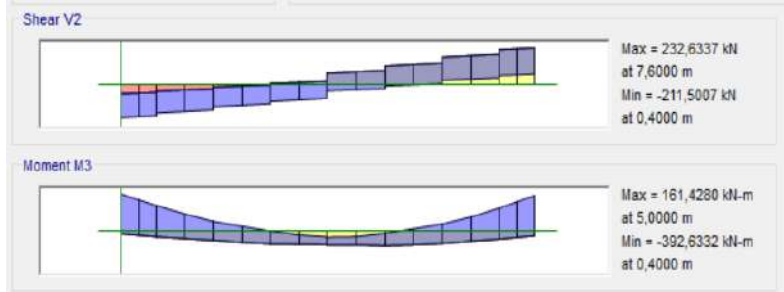
Pada perencanaan penulangan lentur balok induk ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk BI 2.

##### 8.1.1.1 Data perencanaan:

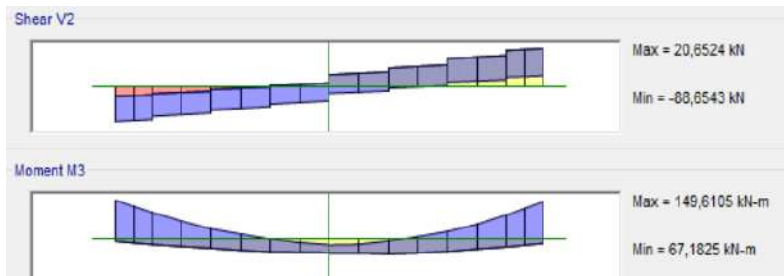
L	= 8000 mm
F'c	= 40 Mpa
Fy	= 420 Mpa
Tulangan lentur (D)	= 25 mm
As tulangan	= 490,87 mm <sup>2</sup>
Tulangan sengkang (D)	= 13 mm
As tulangan	= 132,73 mm <sup>2</sup>
b	= 450 mm
h	= 700 mm
Decking	= 40 mm
d'	= decking + Øsengkang + ½ Ølentur

$$\begin{aligned}
 &= 65,5 \text{ mm} \\
 \text{d} &= h - (\text{decking} + \text{Øsengkan} + \frac{1}{2} \text{Ølentur}) \\
 &= 634,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

**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 dan Geser Lapangan

$$\begin{aligned}
 \text{Mu tumpuan (-)} &= -392.63 \text{ kN.m} \\
 \text{Mu tumpuan (+)} &= 161.43 \text{ kN.m} \\
 \text{Mu lapangan (+)} &= 149.61 \text{ kN.m} \\
 \text{Tu} &= 90,1459 \text{ kN.m} \\
 \text{Vu (envelope)} &= 232,6337 \text{ kN} \\
 \text{Vu (1.2D+L)} &= 174,66 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

**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  $0,1 \cdot A_g \cdot f'_c$   
 $0 \text{ N} < 0,1 \times 450 \times 700 \times 40 = 1260000 \text{ N (OK)}$
- Bentang bersih minimum  $\geq 4d$   
 $(8000 \text{ mm} - 850 \text{ mm}) \geq 4 \cdot 636 \text{ mm}$   
 $7150 \text{ mm} \geq 4 \cdot 636 = 2544 \text{ mm (OK)}$
- Perbandingan Lebar/Tinggi balok  $> 0,3$  dan  
 $\frac{\text{Lebar}}{\text{Tinggi}} = \frac{45}{70} = 0,64 > 0,3 \text{ (OK)}$
- Lebar balok tidak boleh melebihi 1,75 lebar kolom  
 $450 \text{ m} < (1,75 \times 850) = 1487,5 \text{ mm (OK)}$

### 8.1.1.2 Perhitungan Penulangan Lentur

#### Penulangan Tumpuan

Asumsi awal berada pada kondisi *tension controlled section* (penampang terkontrol tarik), dimana  $\phi = 0,9$

##### a. Penulangan tumpuan atas

- $M_u = -392,63 \text{ kN.m}$
- $M_n = \frac{M_u}{\phi}$   
 $= \frac{-392,63 \times 10^6}{0,9}$   
 $= 436.255.555 \text{ N.mm}$
- $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7}$   
 $= 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7}$   
 $= 0,764$
- $\rho_{\max} = 0,025 \text{ (menentukan)}$
- $\rho_{\min} = \frac{0,25x\sqrt{f'_c}}{f_y}$   
 $= \frac{0,25x\sqrt{40}}{420} = 0,00395 \text{ (menentukan)}$

- $\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0035$
  - $m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12,353$
  - $R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{436.255.555}{450 \times 634,5^2} = 2.408067983 \text{ N/mm}^2$
  - $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$   
 $= \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 2,408}{420}} \right)$   
 $= 0,00595$
  - Maka dipakai  $\rho = 0,00595$  ( $\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$ )
  - Tulangan tumpuan atas  
 As perlu  $= \rho \cdot b \cdot d$   
 $= 0,00595 \times 450 \times 634,5 = 1699.539 \text{ mm}^2$   
 n (jumlah)  $= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}}$   
 $= \frac{1699.539}{490,87} = 3.462 \sim 4 \text{ buah}$
  - Kontrol jarak tulangan  
 Jarak tulangan (s)  $= \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n - 1}$   
 $= \frac{450 - 4(25) - 2(65,5) - 2(13)}{4 - 1}$   
 $= 81 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$   
 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  
 $a = \frac{\text{As} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$   
 $= \frac{1699.539 \times 420}{0,85 \times 40 \times 450} = 53.89987396 \text{ mm}$   
 $\emptyset M_n = 0,9 \cdot \text{As} \cdot f_y \cdot (d - a/2)$   
 $= 0,9 \times 1699.539 \times 420 \times (634,5 - (53.9/2))$   
 $= 0,9 \times 501027138.9 \text{ Nmm}$   
 $= 450924425 \text{ Nmm} > M_u = 443,1598 \text{ kNm (OK)}$

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.

$$\text{Mu tumpuan (+)} = 161.43 \text{ kNm}$$

$$0,5 \text{ } \varnothing \text{ Mn dari tulangan atas} = 0,5 \times 450,92 \text{ kNm}$$

$$= 225 \text{ kNm} > 108,08 \text{ kNm}$$

0,5 Mn tulangan atas > Mu tumpuan positif, sehingga gunakan momen lentur hasil perhitungan kapasitas penampang.

$$\text{➤ } R_n = \frac{Mu}{\varnothing b d^2} = \frac{225,46 \times 10^6}{0,9 \times 450 \times 634,5^2} = 1,38 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 1,38}{420}} \right) \\ &= 0,0034 \end{aligned}$$

➤ Maka dipakai  $\rho = 0,00395$  ( $\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$ )

➤ Tulangan tumpuan bawah

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

$$= 0,00395 \times 450 \times 634,5 = 1075 \text{ mm}^2$$

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

$$= \frac{1075}{490,87} = 2,19 \sim 3 \text{ buah}$$

➤ Kontrol jarak tulangan

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

$$= \frac{450 - 3(25) - 2(65,5) - 2(13)}{3 - 1}$$

$$= 135 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Maka tulangan dapat dipasang susun 1 lapis

➤ As pakai =  $n \times \text{As (D25)}$

$$= 3 \times 490,87 \text{ mm}^2 = 1472,6 \text{ mm}^2$$

### Digunakan tulangan lentur positif tumpuan 3 D25.

Jadi tulangan lentur yang digunakan pada tumpuan adalah:

Tulangan atas : 4D25 (As pasang = 1963,5 mm<sup>2</sup>)

Tulangan bawah : 3D25 (As pasang = 1472,6 mm<sup>2</sup>)

- Cek apakah tulangan leleh atau tidak

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{1963,5}{450 \times 634,5} = 0,0069$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd} = \frac{1472,6}{450 \times 634,5} = 0,0052$$

$$\rho_{cy} = \frac{0,85 \times f_c' \times d' \times \beta}{d \times f_y} \left( \frac{600}{600 - f_y} \right) + \rho' = 0,0264 > \rho = 0,0069$$

Sehingga tulangan belum leleh

- Kontrol kekuatan dalam menahan momen negatif

- $M_u = 392,63 \text{ kN.m}$

- $M_n = \frac{M_u}{\phi} = 436.255.555 \text{ N.mm}$

- 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,  $d = 634,5 \text{ mm}$

- Tul. Tarik 4D25,  $A_{s1} = 1963,5 \text{ mm}^2$

- Tul. Tekan 3D25,  $A_{s2} = 1472,6 \text{ mm}^2$

- $(0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1) X^2 + (A_{s2} \cdot 600 - A_{s1} \cdot f_y) X - A_{s2} \cdot d \cdot 600 = 0$

$$66094065 X^2 - 11071304 X - 77165370 = 0$$

$$X = 75,18 \text{ mm (Menggunakan goal seek)}$$

- Mencari nilai  $f_s'$  tulangan terpasang

$$f_s' = \left(1 - \frac{d_2}{x}\right) \times 600$$

$$= 77,26 \text{ Mpa} < 400 \text{ Mpa (tulangan tidak leleh)}$$

- $M_{n\text{act}} = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot X \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2}\right) + A_{s2} \cdot f_s' \cdot (d - d_2)$

$$= 618871033,8 \text{ N.mm} > M_n = 436.255.555 \text{ N.mm}$$

**(OK)**

- Cek kondisi penampang

$$c = 75,18 \text{ mm}$$



$$\varepsilon_t = 0,003 \left( \frac{dt-c}{c} \right) = 0,02 > 0,005$$

Penampang tension controlled, **asumsi benar!**

- Kontrol kekuatan dalam menahan momen positif
  - $M_u = 161,43 \text{ kN.m}$
  - $M_n = \frac{M_u}{\phi} = 225 \text{ kNm}$
  - Decking,  $t_s = 40 \text{ mm}$
  - Jarak ke as tulangan, tarik ( $d_1$ ) = 64 mm
  - Jarak ke as tulangan, tekan ( $d_2$ ) = 64 mm
  - Tinggi efektif,  $d = 634,5 \text{ mm}$
  - Tul. Tarik 3D22,  $A_{s1} = 1472,6 \text{ mm}^2$
  - Tul. Tekan 6D22,  $A_{s2} = 1963,5 \text{ mm}^2$
  - $(0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1) X^2 + (A_{s2} \cdot 600 - A_{s1} \cdot f_y) X - A_{s2} \cdot d \cdot 600 = 0$   
 $52882735,13 X^2 + 43573977 X - 96456712 = 0$   
 $X = 67,25 \text{ mm}$  (Menggunakan goal seek)
  - Mencari nilai  $f_s'$  tulangan terpasang  
 $f_s' = \left(1 - \frac{d_2}{x}\right) \times 600$   
 $= 15,6 \text{ Mpa} < 400 \text{ Mpa}$  (tulangan tidak leleh)
  - $M_{n\text{act}} = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot X \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2}\right) + A_{s2} \cdot f_s' \cdot (d - d_2)$   
 $= 500.535.036 \text{ N.mm} > M_n = 225 \text{ kNm}$  (**OK**)
  - Cek kondisi penampang  
 $c = 67,25 \text{ mm}$   
 $\varepsilon_t = 0,003 \left( \frac{dt-c}{c} \right) = 0,025 > 0,005$   
 Penampang tension controlled, **asumsi benar!**

- Kontrol
  - $M_n^+ \geq \frac{1}{2} \times M_n^-$   
 $500.535.036 \text{ N.mm} \geq 0,5 \times 618.871.033,8 \text{ N.mm}$   
 $509.853.444 \text{ N.mm} \geq 309.435.516,9 \text{ N.mm}$  (**OK**)

- Kontrol batas penulangan tumpuan
  - $\frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \cdot 450 \cdot 634,5}{420} = 951,75 \text{ mm}^2$

$$951,75 \text{ mm}^2 < A_s \text{ tul. atas} = 1963,5 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

$$\triangleright \frac{0,25 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d = \frac{0,25 \cdot \sqrt{40}}{420} \cdot 450 \cdot 636 = 1074,89 \text{ mm}^2$$

$$1074,89 \text{ mm}^2 < A_s \text{ tul. atas} = 1963,5 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

➤ Kontrol jarak tulangan tumpuan

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

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

$$S_1 = 380 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2,5 C_c = 247,5 \text{ mm} > 65,5 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

$$S_2 = 300 \cdot \left(\frac{280}{f_s}\right) = 300 \text{ mm} > 65,5 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

### Penulangan lapangan

Nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari seperempat nilai momen maksimum pada tumpuan.

$$\triangleright \frac{1}{4} \cdot M_{u \text{ tumpuan}} = \frac{1}{4} \times 392,63 \text{ kNm}$$

$$= 98,16 \text{ kNm}$$

$$\triangleright M_{u \text{ lapangan}} = 149,61 \text{ KN.m} > \frac{1}{4} \cdot M_{u \text{ tumpuan}} \text{ (OK)}$$

$$\triangleright M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{149,61 \times 10^6}{0,9}$$

$$= 166,233 \text{ kN.m}$$

$$\triangleright \beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7}$$

$$= 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7}$$

$$= 0,764$$

$$\triangleright \rho_{\max} = 0,025 \text{ (menentukan)}$$

$$\triangleright \rho_{\min} = \frac{0,25x\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$= \frac{0,25x\sqrt{40}}{420} = 0,00395 \text{ (menentukan)}$$

$$\triangleright \rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0035$$

$$\triangleright m = \frac{f_y}{0,85 f_c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,353$$

$$\text{➤ } R_n = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{166.233}{450 \times 634,5} = 0.917579703 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{12,353} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 0,92}{420}} \right) \\ &= 0,0022 \end{aligned}$$

➤ Maka dipakai  $\rho = 0,00395$  ( $\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\text{max}}$ )

➤ Tulangan lapangan bawah

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,00395 \times 450 \times 634,5 = 1074,89 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \text{ (jumlah)} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} \\ &= \frac{1074,89}{490,87} = 2,19 \sim 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Dipakai 3D25 (As. pasang = 1472,6 mm<sup>2</sup>)

➤ Kontrol jarak tulangan

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n - 1} \\ &= \frac{450 - 3(25) - 2(65,5) - 2(13)}{3 - 1} \\ &= 134,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

Maka tulangan harus dipasang susun 1 lapis

➤ Tulangan lapangan atas

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{1}{2} \times \text{As} \\ &= \frac{1}{2} \times 1472,6 = 537,45 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \text{ (jumlah)} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} \\ &= \frac{537,45}{490,87} = 1,09 \sim 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Dipakai 2D25 (As. pasang = 981,75 mm<sup>2</sup>)

➤ Kontrol jarak tulangan

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n - 1} \\ &= \frac{450 - 2(25) - 2(65,5) - 2(13)}{2 - 1} \\ &= 294 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

Maka tulangan harus dipasang susun 1 lapis

Jadi tulangan lentur yang digunakan pada lapangan adalah:

Tulangan atas : 2D25 (As. pasang = 981,75 mm<sup>2</sup>)

Tulangan bawah : 3D25 (As. pasang = 1472,6 mm<sup>2</sup>)

➤ Kontrol balok T

$$\begin{aligned} \text{➤ } b_e &< \frac{L}{4} \\ &< \frac{8000}{4} \\ &< 2000 \text{ mm (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_e &< b_w + 8h_f \\ &< 450 + 8 \cdot 120 \\ &< 1410 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b_e < 3775 \text{ mm}$$

Maka nilai  $b_e = 1410 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{➤ } a &= \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b_e} \\ &= \frac{1140,4 \cdot 420}{0,85 \cdot 40 \cdot 1410} \\ &= 9,99 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } x &= \frac{a}{\beta_1} \\ &= \frac{9,99}{0,764} \\ &= 13,07 \text{ mm} < h_f = 120 \text{ mm (Balok T palsu)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } a_{\text{baru}} &= \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b_w} \quad (\text{analisa dengan balok persegi}) \\ &= \frac{1140,4 \cdot 420}{0,85 \cdot 40 \cdot 450} \\ &= 31,31 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n \text{ act} &= A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1140,4 \cdot 420 \left( 636 - \frac{31,31}{2} \right) \\ &= 297.126.103,8 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \phi M_n &= 0,9 M_n \\ &= 267.413.493,4 \text{ N.mm} \\ &= 267.413.493,4 > M_u = 152.371.700 \text{ N.mm} \\ &(\text{OK}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \triangleright c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{31,31}{0,764} \\
 &= 40,96 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Check Strain

$$\begin{aligned}
 \triangleright \varepsilon_t &= \frac{d-c}{c} 0.003 > 0.005 \\
 &= \frac{636-40,96}{40,96} 0.003 > 0,005 \\
 &= 0,044 > 0,005 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

### 8.1.1.3 Penulangan Geser pada Balok Induk

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok

- $s < 1/4.d = 159 \text{ mm}$
- $s < 6.\emptyset = 132 \text{ mm}$  (menentukan)
- $s < 150 \text{ mm}$
- Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan syarat maksimum tulangan geser balok :

$$s < 1/2.d = 318 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

a. 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.

$$\begin{aligned} \text{➤ } a_1 &= \frac{A_s \cdot 1,25 \cdot f_y}{0,85 f'c \cdot b \cdot w} \\ &= \frac{1963,5 \cdot 1,25 \cdot 420}{0,85 \cdot 40 \cdot 450} \\ &= 116,99 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } M_{pr1} &= A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1963,5 \cdot 1,25 \cdot 420 \left( 634,5 - \frac{116,99}{2} \right) \\ &= 1031,02 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } a_2 &= \frac{A_s' \cdot 1,25 \cdot f_y}{0,85 f'c \cdot b \cdot w} \\ &= \frac{1472,6 \cdot 1,25 \cdot 420}{0,85 \cdot 40 \cdot 450} \\ &= 67,37 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } M_{pr2} &= A_s' \cdot 1,25 \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1472,6 \cdot 1,25 \cdot 420 \left( 634,5 - \frac{67,37}{2} \right) \\ &= 619,34 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

➤ Gaya geser total pada muka tumpuan

- Gaya geser akibat beban gravitasi

$$V_G = 174,66 \text{ kN}$$

- Akibat gempa ke kiri

- $l_n$  = panjang balok – lebar kolom  
 $= 8000 - 800$   
 $= 7200 \text{ mm}$   
 $= 7,2 \text{ m}$

- $V_{\text{sway}} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n}$   
 $= \frac{116,99 + 619,34}{7,2}$   
 $= 229,22 \text{ kN}$

- $V_{\text{ekn}} = V_G - \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n}$   
 $= 174,66 - 229,22$

$$\begin{aligned}
 &= -53,13 \text{ kN} \\
 \bullet \quad V_{\text{ekn}} &= V_g + \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} \\
 &= 174,66 + 229,22 \\
 &= 405,31 \text{ N}
 \end{aligned}$$

### Perhitungan penulangan geser

Kuat geser beton ( $V_c=0$ ) apabila:

- $V_{\text{sway}} > 0,5 \times \text{ gaya geser total}$   
 $229,22 \text{ kN} > 0,5 \times 405,31 \text{ kN}$   
 $229,22 \text{ kN} > 202,65 \text{ kN (OK)}$
- Gaya geser aksial tekan  $< A_g \times \frac{f_c}{20}$   
 $0 \text{ N} < 0,05 \times 450 \times 700 \times 40 = 630 \text{ kN (OK)}$

Dikarenakan kedua syarat memenuhi, maka  $V_c$  bisa dianggap 0.

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } V_s &= \frac{V_e}{\phi} - V_c \\
 &= \frac{405,31}{0,75} - 0 \\
 &= 538,501.21 \text{ N} \\
 \text{➤ } A_v &= 2 \cdot A_s \text{ (D13)} \\
 &= 265,46 \text{ mm}^2 \\
 \text{➤ } \frac{A_v}{s} &= \frac{V_s}{f_y \times d \text{ aktual}} \\
 \text{➤ } s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\
 &= \frac{265,46 \cdot 420 \cdot 634,5}{538,501.21} \\
 &= 131.37 \text{ mm} \sim 100 \text{ mm} \\
 \text{➤ } s \text{ min} &< \frac{1}{4} \cdot d = 159 \text{ mm} \\
 &< 6 \cdot \phi = 132 \text{ mm (menentukan)} \\
 &< 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

**Maka digunakan sengkang 2D13-100 mm**

- b. Penulangan geser di luar daerah sendi plastis
  - Tulangan geser di luar sendi plastis ( $>2h = 1400$ )
  - $V_{u_{2h}}$  hasil interpolasi  $V_e$

- $$26,82 + \frac{(7,2 - 1,4)}{7,2} \times (322,49 - 26,82) = 265 \text{ kN}$$
- $V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{fc} \times bw \times d$   
 $= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 450 \times 634,5$   
 $= 300969,8 \text{ N}$
  - $V_{smax} = \frac{2}{3} \times \sqrt{fc} \times bw \cdot d$   
 $= \frac{2}{3} \times \sqrt{40} \times 450 \times 634,5$   
 $= 1203879,1 \text{ N}$
  - $V_{smin} = \frac{1}{16} \times \sqrt{fc} \times bw \cdot d$   
 $= \frac{1}{16} \times \sqrt{40} \times 450 \times 634,5$   
 $= 112.864 \text{ N}$
  - $V's = \frac{1}{3} \times \sqrt{fc} \times bw \cdot d$   
 $= \frac{1}{3} \times \sqrt{40} \times 450 \times 634,5$   
 $= 601939,6 \text{ N}$
- Persyaratan
- $V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c > V_s \text{ max}$  (penampang perlu diperbesar)  
 $540.507 \text{ N} < 1203879,1 \text{ N}$  (**Tidak OK**)
  - $Vu \leq \frac{1}{2} \phi V_c$  (tidak perlu tulangan geser)  
 $265000,8 \text{ N} \geq 112.864 \text{ N}$  (**Tidak OK**)
  - $\frac{1}{2} \phi V_c \leq Vu \leq \phi V_c$  (Perlu tulangan geser minimum)  
 $112.864 \text{ N} \leq 265000,8 \text{ N} \geq 225727 \text{ N}$  (**Tidak OK**)
  - $\phi V_c \leq Vu \leq \phi (V_c + V_{smin})$  (Perlu tulangan geser minimum;  $s_{max} \leq \frac{d}{2}$  atau 600 mm)  
 $225727 \text{ N} \leq 265000,8 \text{ N} \leq 310.375 \text{ N}$  (**OK**)
  - Termasuk kategori membutuhkan Perlu tulangan geser minimum;  $s_{max} \leq \frac{d}{2}$  atau 600
  - Maka dibutuhkan tulangan geser minimum, sehingga:



- $A_v = 2 \cdot A_s \text{ (D13)}$   
 $= 265,46 \text{ mm}^2$
- $\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d \text{ aktual}}$
- $s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{smin}}$   
 $= \frac{265,46 \cdot 420 \cdot 634,5}{419,649}$   
 $= 168,58 \text{ mm} \sim 150 \text{ mm}$
- $s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{636}{2} = 318$   
 $\leq 600$

**Maka digunakan sengkang 2D13-150 mm**

- Dipakai sengkang 2D13-150 mm pada daerah luar sendi plastis ( $< 2h = 1400 \text{ mm}$ )

#### 8.1.1.4 Perencanaan Tulangan Torsi Balok Induk

Pada perencanaan penulangan balok anak ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk B4 pada lantai Ruang seminar.

- $T_u = 86,939 \text{ kN.m}$
- $V_u = 403,876 \text{ N}$  (dari perhitungan  $V_e$  di Penulangan geser)

##### a. Perhitungan Luas dan Keliling Penampang

- $A_{cp} = \text{Luas bruto penampang beton}$   
 $= b \times h$   
 $= 450 \times 700 = 315000 \text{ mm}^2$
- $P_{cp} = \text{keliling luar penampang beton}$   
 $= 2 \times (b + h)$   
 $= 2 \times (450 + 700) = 2300 \text{ mm}$
- $b_h = (b - 2 \cdot \text{cover} - \emptyset_{geser})$   
 $= 357 \text{ mm}$
- $h_h = (h - 2 \cdot \text{cover} - \emptyset_{geser})$   
 $= 607 \text{ mm}$
- $A_{oh} = \text{Luasan penampang yang dibatasi tulangan sengkang}$

$$= bh \times hh = 216699 \text{ mm}^2$$

- Poh = Keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang  
 $= 2 \times (bh + hh) = 1928 \text{ mm}$

b. Kontrol kebutuhan tulangan torsi

Pengaruh torsi dapat diabaikan jika momen torsi terfaktor

Tu kurang dari perumusan berikut:

$$Tu < \emptyset. 0,083\lambda\sqrt{fc} \left(\frac{Acp^2}{Pcp}\right)$$

Dimana:

Acp = Luas penampang total

Pcp = Keliling penampang total

$\lambda = 1$  (beton normal)

$\emptyset = 0,75$  (faktor reduksi beban torsi)

Sehingga dapat dihitung:

$$Tu < \emptyset. 0,083\lambda\sqrt{fc} \left(\frac{Acp^2}{Pcp}\right)$$

$$Tu < \emptyset. 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \left(\frac{315000^2}{2300}\right)$$

86.939 kN.m < 16.882.567 N.mm (**Butuh tulangan torsi**)

Cek penampang balok

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw \times d}\right)^2 + \left(\frac{Tu \times Poh}{1,7 \times Aoh^2}\right)^2} \leq \emptyset \left(\frac{Vc}{bw \times d} + 0,66 \sqrt{fc}\right)$$

Dimana:

$$\begin{aligned} \text{➤ } Vc &= \frac{1}{6} \times \sqrt{fc} \times bw \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 450 \times 636 \\ &= 301681,3 \text{ N} \end{aligned}$$

Sehingga:

$$\begin{aligned} \text{➤ } &\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw \times d}\right)^2 + \left(\frac{Tu \times Poh}{1,7 \times Aoh^2}\right)^2} \\ &= \sqrt{\left(\frac{403,876}{450 \times 636}\right)^2 + \left(\frac{86.939 \times 1928}{1,7 \times 216699^2}\right)^2} = 2,45 \text{ MPa} \\ \text{➤ } &\emptyset \left(\frac{Vc}{bw \times d} + 0,66 \sqrt{fc}\right) \end{aligned}$$

$$0,75 \cdot \left( \frac{301681,3}{450 \times 636} + 0,66 \sqrt{40} \right) = 3,92 \text{ MPa}$$

➤  $2,53 \leq 3,92$  (OK)

c. Perhitungan tulangan transversal penahan torsi

Perhitungan tulangan transversal penahan torsi nilai  $A_o$  dapat diambil sama dengan  $0,85 A_{oh}$  dan nilai  $\Theta = 45^\circ$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times 216699 \text{ mm}^2 = 184194 \text{ mm}^2$$

$$\emptyset T_n \geq T_u$$

$$\frac{T_u}{\emptyset} = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yt}}{s} \cdot \cot \Theta$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{\emptyset \cdot 2 \cdot A_o \cdot f_{yt} \cdot \cot \Theta} = 0,7492 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:

- Pada daerah sendi plastis ( $< 2h = 1400 \text{ mm}$ )

$$\frac{A_v}{s} + 2x \frac{A_t}{s} = 0,8913 + (2 \times 0,7492) = 2,034 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{(v+t)} = 2,39 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 239 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki} = \frac{239}{0,25 \times \pi \times 13^2} = 1,5 \approx 2 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan 2D13-100 pada daerah sendi plastis ( $< 2h = 1400 \text{ mm}$ )

- Di luar sendi plastis ( $> 2h = 1400 \text{ mm}$ )

$$\frac{A_v}{s} + 2x \frac{A_t}{s} = 0,19 + (2 \times 0,78) = 1,3897 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{(v+t)} = 1,389 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 140 \text{ mm} = 232,7 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki} = \frac{232,7}{0,25 \times \pi \times 13^2} = 1,75 \approx 2 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan 2D13-140 pada daerah luar sendi plastis ( $> 2h = 1400 \text{ mm}$ )

d. Perhitungan tulangan longitudinal penahan torsi

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{A_t}{s} \cdot \text{Poh} \cdot \left( \frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cdot \cot^2 \Theta \\ &= 0,7492 \cdot 1928 \cdot \left( \frac{420}{420} \right) \cdot \cot^2 45 \\ &= 1444,459228 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{1\text{min}} &= \frac{0,42 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \left( \frac{A_t}{s} \right) \cdot \text{poh} \cdot \left( \frac{f_{yt}}{f_y} \right) \\ &= \frac{0,42 \cdot \sqrt{40} \cdot 315000}{420} - 0,7492 \cdot 1928 \cdot \left( \frac{420}{420} \right) \end{aligned}$$

$$= -1162.447697 \text{ mm}^2$$

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 =  $0,5 \times 1444.459228 = 722.2296139 \text{ mm}^2$ .

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  $90^\circ$  dalam beton berat normal adalah sebagai berikut:

$$l_{dh} > 8 \cdot d_b = 200 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > \frac{0,24 \cdot f_y \cdot d_b}{\sqrt{f_c}} = 398,45 \text{ mm}$$

Maka digunakan  $l_{dh} = 400 \text{ mm}$  masuk ke dalam kolom, dengan panjang kait  $12 \cdot d_b = 300 \text{ mm}$

Tabel 8. 2 Rekapitulasi Tulangan Balok Induk

Nama Balok	Lokasi	Tulangan	db (mm)	n (buah)	Tulangan Lentur	Tulangan Geser	
B11	Tumpuan	Atas	25	5	5D25	Sendi Plastis (<2h)	3D13-100
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	4	4D25		
	Lapangan	Atas	25	2	2D25	Di Luar Sendi Plastis (>2h)	2D13-150
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	3	3D25		
B12	Tumpuan	Atas	25	5	5D25	Sendi Plastis (<2h)	2D13-100
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	4	4D25		
	Lapangan	Atas	25	2	2D25	Di Luar Sendi Plastis (>2h)	2D13-150
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	3	3D25		
B13	Tumpuan	Atas	25	4	4D25	Sendi Plastis (<2h)	2D13-100
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	3	3D25		
	Lapangan	Atas	25	2	2D25	Di Luar Sendi Plastis (>2h)	2D13-150
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	3	3D25		
B14	Tumpuan	Atas	25	5	5D25	Sendi Plastis (<2h)	2D13-100
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	3	3D25		
	Lapangan	Atas	25	2	2D25	Di Luar Sendi Plastis (>2h)	2D13-150
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	3	3D25		
B15	Tumpuan	Atas	25	5	5D25	Sendi Plastis (<2h)	2D13-100
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	4	4D25		
	Lapangan	Atas	25	2	2D25	Di Luar Sendi Plastis (>2h)	2D13-150
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	3	3D25		

## 8.2 Perencanaan Kolom

Dalam sub bab ini akan diuraikan desain dan *detailing* penulangan struktur kolom K3 pada lantai 1, seperti terlihat pada gambar dibawah ini.

### 8.2.1 Data Asumsi Awal Perencanaan Kolom

- H : 800 mm
- B : 800 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  $A_g f'_c / 10$ .

$$\frac{A_g \times f'_c}{10} = \frac{800 \times 800 \times 40}{10} = 2560000 \text{ N} = 2560 \text{ kN}$$

$$P_u = 9465,3 \text{ kN} > 2560 \text{ kN (OK)}$$

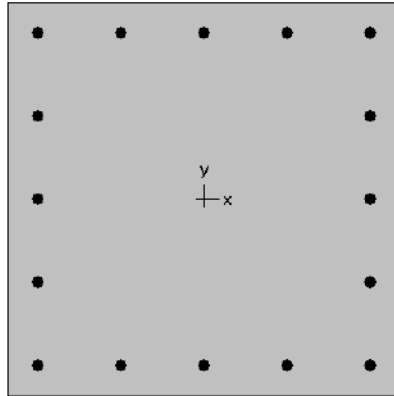
Maka pasal diatas berlaku :

- Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm  
Ukuran penampang terpendek 800 mm > 300 mm (OK)
- Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4  
Ratio  $b/h = 800/800 = 1 > 0,4$  (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,  $\rho_g = 1,27\%$  atau 16D25.



800 x 800 mm  
1.27% 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.

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{sengkang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{n-1}$$

$$= \frac{800 - 2 \cdot 50 - 2 \cdot 16 - 5 \cdot 25}{5-1} = 160,75 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

#### 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 :

$$A_{st} = 20 \times 0,25 \pi D^2 = 16 \times 0,25 \pi 25^2 = 7853,98 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n(\text{max}) = 0,8 \times \phi \times [0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}]$$

$$= 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 40 \times (640.000 - 7.853,98) + 420 \times 7.853,98]$$

$$= 12.891,65 \text{ kN} > P_u = 9465,3 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

#### 8.2.6 Persyaratan Strong Column – Weak Beam

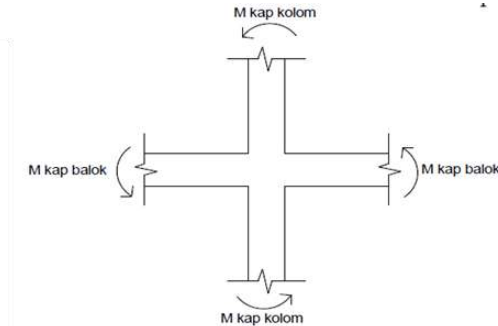
Sesuai dengan filosofi desain kapasitas bahwa:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_g$$

Dimana :

$\Sigma M_{nc}$  adalah momen kapasitas kolom dan  $\Sigma M_g$  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 column weak beam*.



Gambar 8. 4 Ilustrasi Momen yang Bertemu di HBK

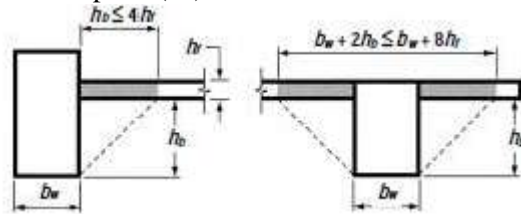
➤ Menghitung nilai  $\Sigma M_g$

Pada perhitungan ini, struktur mengalami goyangan ke kanan. Pada kolom yang ditinjau merupakan joint pertemuan antara BI1 (35/55) sebagai balok kiri dan BI1 (35/55) sebagai balok kanan pada arah x. Sedangkan BI2 (45/70) sebagai balok kiri dan BI2 (45/70) sebagai balok kanan pada arah y. Sehingga  $\Sigma M_g$  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 BI1 35/55 (arah x)

- Lebar efektif pelat (be)



Gambar 8. 5 Lebar Efektif Pelat yang Digabung dengan Balok

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 ( $A_s$ )

$$\begin{aligned} A_{s.\text{tarik}} &= A_{s.\text{tarik balok}} + A_{s.\text{tarik pelat}} \\ &= 1900,7 + 854,5 \\ &= 2755,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s.\text{tekan}} &= A_{s.\text{tekan balok}} \\ &= 1900,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Besar nilai  $M_g$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b}$$

$$M_g = \phi \times A_s \times f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a^+ = 67,08 \text{ mm}$$

$$M_g^+ = 325069454 \text{ Nmm} = 325,07 \text{ kNm}$$

$$a^- = 97,24 \text{ mm}$$

$$M_g^- = 428433706,2 \text{ Nmm} = 428,43 \text{ kNm}$$

$$M_g \text{ total} = 753,5 \text{ kN.m}$$

b. Mg pada balok BI2 45/70 (arah y)

- Lebar efektif pelat (be)

Lebar efektif flens pelat yang disertakan dengan balok yaitu:

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

$$be = bw + 8 hf = 450 + (8 \times 120) = 1410 \text{ mm}$$

**Maka be pakai 1410 mm**

• Luas tulangan ( $A_s$ )

$$\begin{aligned} A_s.\text{tarik} &= A_s \text{ tarik balok} + A_s \text{ tarik pelat} \\ &= 1900,7 + 1156,1 \\ &= 3056,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s.\text{tekan} &= A_s \text{ tekan balok} \\ &= 1140,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

• Besar nilai  $M_g$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b}$$

$$M_g = \phi \times A_s \times f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a^+ = 31,31 \text{ mm}$$

$$M_g^+ = 267413493,4 \text{ Nmm} = 267,41 \text{ kNm}$$

$$a^- = 83,91 \text{ mm}$$

$$M_g^- = 686393834,4 \text{ Nmm} = 686,39 \text{ kNm}$$

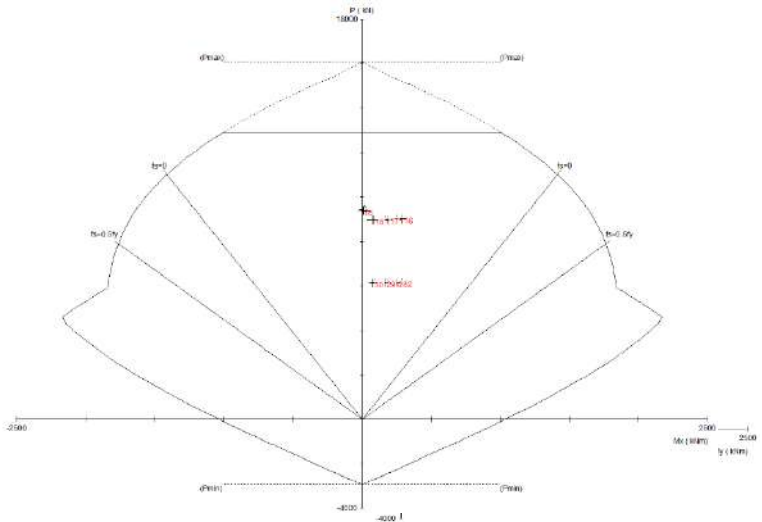
$$M_g \text{ total} = 953,8 \text{ kN.m}$$

➤ Menghitung Nilai  $\sum M_{nc}$

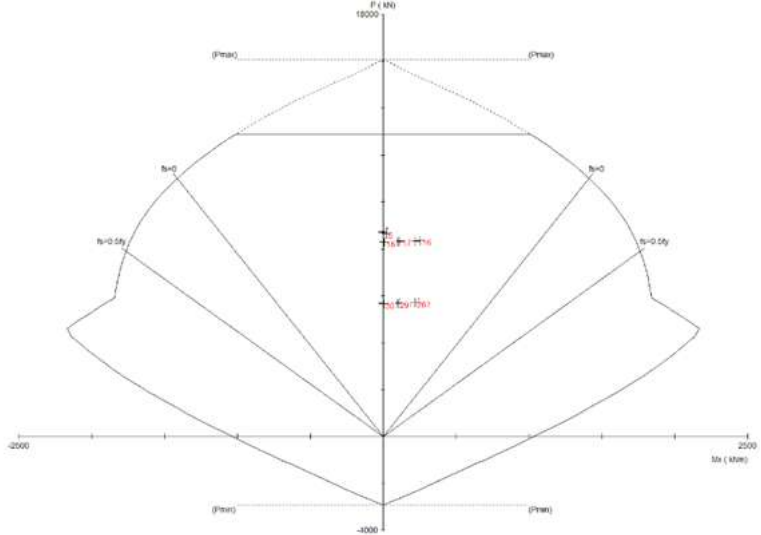
Nilai  $M_{nc}$  didapat dari diagram interaksi P-M dengan spColumn.  $M_{nc}$  merupakan jumlah kuat nominal dari kolom di muka sisi atas dan bawah HBK (Hubungan Balok Kolom) dari hasil perhitungan terpasang akibat kombinasi beban berfaktor. Kuat momen ini harus dicek pada beban aksial maksimum yang memberikan kuat momen terendah.

Pada perhitungan ini, yang ditinjau adalah kolom lantai 1 (K3) sebagai kolom bawah dan kolom lantai 2 (K3) sebagai kolom atas dengan dimensi yang sama.

Arah X



Gambar 8. 6 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 1



Gambar 8. 7 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 2

Tabel 8. 3  $\phi M_{nx}$  kolom lantai 1

No	Pu	Mux	$\phi M_{nx}$
	kN	kNm	kNm
1	9465.33	18.58	1630.73
2	9441.08	8.28	1633.40
3	9416.83	35.15	1636.05
4	9410.60	15.49	1636.72
5	9389.81	7.71	1638.97
6	9369.02	30.90	1641.21
7	9004.89	255.65	1678.39
8	8984.10	161.52	1680.35
9	8963.31	68.17	1682.28
10	9004.89	255.65	1678.39
11	8984.10	161.52	1680.35
12	8963.31	68.17	1682.28

Tabel 8. 4  $\phi M_{nx}$  kolom lantai 2

No	Pu	Mux	$\phi M_{nx}$
	kN	kNm	kNm
1	8760.35	31.27	1700.47
2	8725.55	2.00	1703.45
3	8690.76	27.27	1706.40
4	8723.93	25.95	1703.59
5	8694.10	1.21	1706.12
6	8664.28	23.53	1708.62
7	8348.02	224.17	1733.46
8	8318.19	102.14	1735.65
9	8288.37	9.94	1737.81
10	8348.02	224.17	1733.46
11	8318.19	102.14	1735.65
12	8288.37	9.94	1737.81

➤ Kontrol syarat *strong column - weak beam*

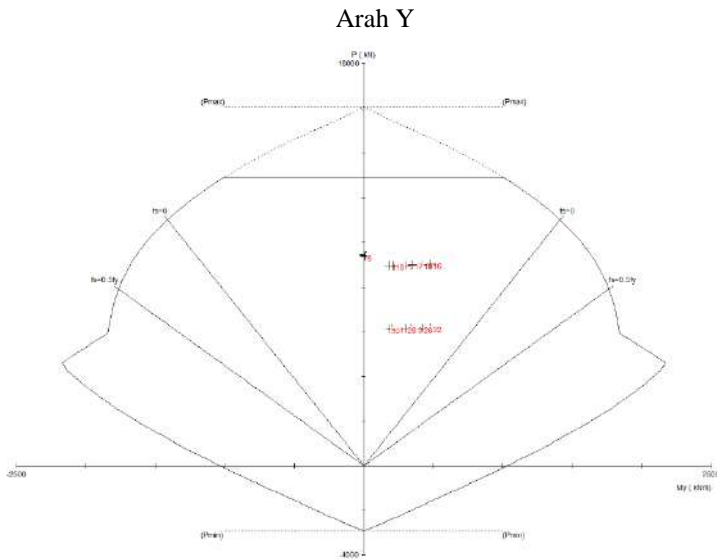
Maka diketahui nilai  $M_{nc_{atas}}$  dan  $M_{nc_{bawah}}$  adalah 1700,47 kN.m dan 1636,05 kN.m

$$\sum M_{nc} = 1700,47 + 1636,05 = 3336,52 \text{ kN.m}$$

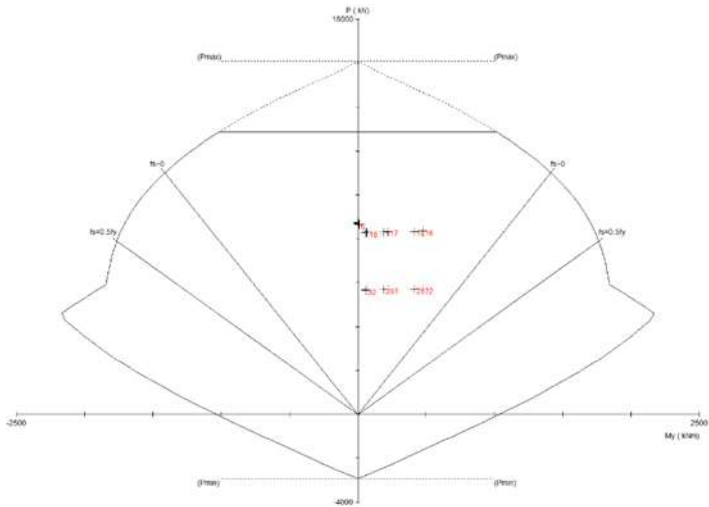
$$1.2 \cdot \sum M_{nb} = 1,2 \times 753,5 = 904,2 \text{ kN.m}$$

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  $\phi M_{ny}$  kolom lantai 1

No	$P_u$	$M_{uy}$	$\phi M_{ny}$
	kN	kNm	kNm
1	9465.33	3.04	1630.73
2	9441.08	6.71	1633.40
3	9416.83	16.47	1636.05
4	9410.60	0.55	1636.72
5	9389.81	7.52	1638.97
6	9369.02	15.59	1641.21
7	9004.89	421.94	1678.39
8	8984.10	304.65	1680.35
9	8963.31	188.13	1682.28
10	9004.89	421.94	1678.39
11	8984.10	304.65	1680.35
12	8963.31	188.13	1682.28

Tabel 8. 6  $\phi M_{ny}$  kolom lantai 2

No	Pu	Muy	$\phi M_{ny}$
	kN	kNm	kNm
1	8760.35	7.41	1700.47
2	8725.55	2.26	1703.45
3	8690.76	11.92	1706.40
4	8723.93	2.94	1703.59
5	8694.10	3.69	1706.12
6	8664.28	10.32	1708.62
7	8348.02	415.81	1733.46
8	8318.19	191.29	1735.65
9	8288.37	61.31	1737.81
10	8348.02	415.81	1733.46
11	8318.19	191.29	1735.65
12	8288.37	61.31	1737.81

➤ Kontrol syarat *strong column - weak beam*

Maka diketahui nilai  $M_{nc_{atas}}$  dan  $M_{nc_{bawah}}$  adalah 1700,47 kN.m dan 1636,05 kN.m

$$\sum M_{nc} = 1700,47 + 1636,05 = 3336,52 \text{ kN.m}$$

$$1.2 \cdot \sum M_{nb} = 1,2 \times 953,8 = 1144,6 \text{ kN.m}$$

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  $l_o$  dari ujung-ujung kolom dengan  $l_o$  merupakan nilai terbesar dari :

- Tinggi komponen struktur di joint,  $h = 800$  mm
- $\frac{1}{6} \times$  bentang bersih kolom  $= \frac{1}{6} \times (4000 - 700) = 550$  mm
- 450 mm

**Maka  $l_o$  yang dipakai = 800 mm**

- b. Menentukan spasi maksimum hoop ( $s_{max}$ ) pada daerah sepanjang  $l_o$  dari ujung ujung kolom.  $s_{max}$  merupakan nilai terbesar dari :

- $\frac{1}{4} \times$  dimensi penampang kolom terkecil = 200 mm
- 6 x db longitudinal terkecil = 150 mm
- $s_o$ , dengan  $s_o$  tidak melebihi 150 mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100 mm.
- $h_x$  = nilai terkecil dari

$$h_{x1} = \frac{2 \times bc}{3} = \frac{2 \times 684}{3} = 456 \text{ mm}$$

$$h_{x2} = 330 \text{ mm}$$

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

- 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 :

$$bc = 800 - 2.50 - 16 = 684 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (b - 2 \times \text{deck})^2 = 490000 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0,3 \frac{s \cdot bc \cdot f'_c}{f_y} \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 598,25 \text{ mm}^2$$



$$A_{sh2} = 0,09 \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_y} = 586,29 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ (D16)} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 201,14 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= 4 A_s \text{ (D16)} \\ &= 804,25 \text{ mm}^2 > 586,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

**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):

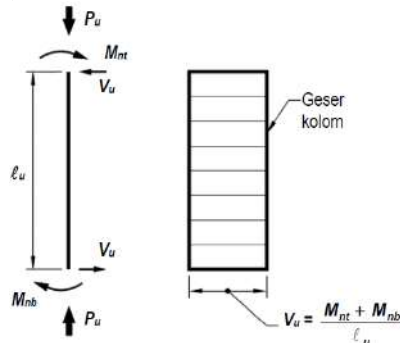
$$6 db = 6 \cdot 25 = 150 \text{ mm}$$

$$\leq 150 \text{ mm}$$

**Sehingga menggunakan tulangan 4D16-150mm.**

### 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 diagram interaksi

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  $M_{pr}$ .

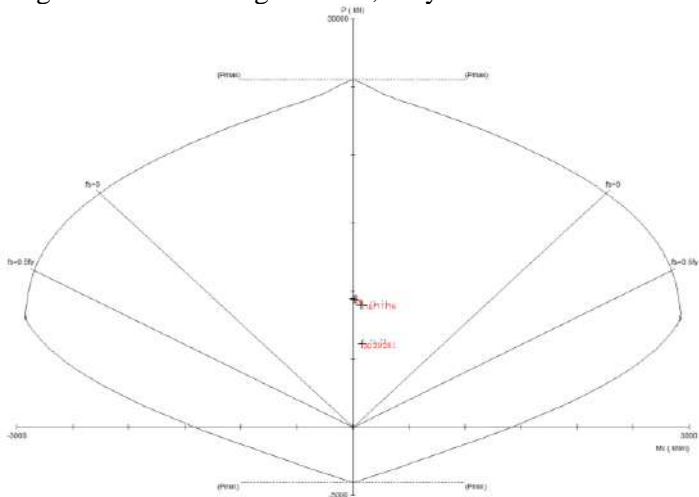
Dengan adanya faktor kuat lebih, tegangan leleh baja sebesar 420 MPa diperbesar 1,25% menjadi 525 MPa. Sehingga gaya geser desain yang digunakan untuk menentukan jarak dan luas tulangan transversal ditentukan dari nilai (a), tetapi tidak perlu lebih besar dari nilai (b) dan harus melebihi nilai (c).

- (a)  $V_{e1} = \frac{M_{prc\ atas} + M_{prbawah}}{l_u}$   
 (b)  $V_{e2} = \frac{M_{pr^+} + M_{pr^-}}{l_n}$   
 (c)  $V_u$  hasil analisa struktur

- Pehitungan gaya geser desain

(a) Menghitung nilai  $V_{e1}$

$M_{prc.atas}$  dan  $M_{prc.bawah}$  didapatkan dari diagram interaksi  $P_n-M_{pr}$  kolom. Diagram interaksi didapat dengan menggunakan  $f_s = 1,25$  dan  $\phi = 1$ . Berikut merupakan output diagram interaksi dengan  $f_s = 1,25 f_y$ .



Gambar 8. 11 Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas dan Bawah  $f_s = 1,25 f_y$

Tabel 8. 7 Output program sp Column, ujung bawah dan atas kolom lt.1

No	Pu	Mux	$\phi$ Mnx
	kN	kNm	kNm
1	9465.33	18.58	2906.45
2	9441.08	8.28	2906.88
3	9416.83	35.15	2907.31
4	9410.60	15.49	2907.41
5	9389.81	7.71	2907.77
6	9369.02	30.90	2908.12
7	9004.89	255.65	2915.89
8	8984.10	161.52	2916.18
9	8963.31	68.17	2916.46
10	9004.89	255.65	2915.89
11	8984.10	161.52	2916.18
12	8963.31	68.17	2916.46

Maka, dapat dihitung

$$V_{e1} = \frac{M_{prc\ bawah} + M_{prc\ atas}}{lu} = \frac{2916,46\ kN.m + 2915,89\ kN.m}{(4-0,7)\ m}$$

$$= 1767,4\ kN$$

(b) Menghitung  $V_{e2}$

Nilai Mpr 1 dan Mpr 2 merupakan nilai pada balok yaitu sebesar 880,07 kNm dan 369,06 kNm

$$V_{e2} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{ln} = \frac{(880,07\ kN.m + 369,06\ kN.m)}{(4-0,7)\ m}$$

$$= 378,52\ kN$$

(c)  $V_u$  hasil analisa struktur ETABS

Berdasarkan output ETABS didapatkan nilai  $V_u = 120,03\ kN$ , sedangkan didapatkan  $V_{e_{maks}}$  hasil perhitungan sebesar 1767,4 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 2847:2018, kontribusi beton diabaikan dalam menahan gaya geser rencana bila:

- Gaya geser yang ditimbulkan gempa,  $V_{sway}$ , mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam lo.

$$V_e > 50\% V_u$$

$$1767,4 \text{ kN} > 60,01 \text{ kN (OK)}$$

- Gaya tekan aksial terfaktor,  $P_u = 9465,3 \text{ kN}$  harus kurang dari  $\frac{A_g \times f_c}{20} = \frac{800 \times 800 \times 40}{20} = 1280 \text{ kN} < P_u = 9465,3$  (**NOT OK**)

Sehingga  $V_c$  diperhitungkan.

- b. Perhitungan kuat geser beton bila ikut berkontribusi menahan geser, dengan nilai  $N_u$  diambil yang terkecil dari semua kombinasi yang ada yaitu:

$$d = 800 - 50 - 16 - \frac{25}{2} = 721,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \cdot \lambda \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{6134,5 \times 10^3}{14 \times 800 \times 800}\right) \times 1 \sqrt{40} \times 800 \times 721,5 \\ &= 1.027.112 \text{ N} = 1.027,112 \text{ kN} \end{aligned}$$

- c. Menghitung tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang lo dari ujung-ujung kolom. Besarnya nilai  $V_s$  dihitung berdasarkan tulangan sengkang terpasang 4 D16 -100 dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_e}{\phi} - V_c \\ &= \frac{1767,4}{0,75} - 1.027,112 \\ &= 2356,51 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$A_v = 4 \times 0,25 \times \pi \times 16^2 = 804 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = 103,4 \text{ mm} > \text{spakai} = 100 \text{ mm (OK)}$$

Sehingga pada daerah sepanjang lo dipakai 4D16-100 mm

d. Spasi minimum untuk tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi lo pada masing-masing ujung kolom) sebagai berikut:

- 6 x diameter tulangan longitudinal terkecil  
6 x 25 mm = 150 mm
- 150 mm

Jadi sengkang diluar daerah plastis adalah 4 D16-150 mm.

### 8.1.2 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)

$d = 29$  mm

nilai  $c_b$  merupakan nilai terkecil dari parameter dibawah ini:

$$c_1 = 50 + 16 + \frac{25}{2} = 78,5 \text{ mm}$$

$$c_2 = \frac{800 - 2 \times 78,5}{2} = 160,75 \text{ mm}$$

maka  $c_b = c_{\min} = 78,5$  mm

$(c_b + k_{tr})/d_b = 2,5 > 2,5$  sehingga gunakan 2,5

$$l_d = \left( \frac{420}{1,1 \times 1 \times \sqrt{40}} \frac{1 \cdot 1 \cdot 1}{2,5} \right) \times 25 = 603,71 \text{ mm}$$

$$1,3 l_d = 1,3 \times 603,71 \text{ mm} = 784,82 \text{ mm}$$

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.

$$0,0015 \times h \times s = 0,0015 \times 800 \times 100 = 120 \text{ mm}^2 < A_v = 804,2 \text{ mm}^2$$

Sehingga panjang lewatan dapat dikurangi menjadi

$$0,83 \times 1,31d = 0,83 \times 784,82 = 651,4 \text{ mm} \sim 652 \text{ mm}$$

Digunakan sambungan lewatan sepanjang 652 mm

Tabel 8. 8 Rekapitulasi Penulangan Kolom

Tipe	Tulangan Longitudinal	Panjang lo (mm)	Tulangan Transversal		Sambungan Lewatan
			di daerah lo	di luar daerah lo	
K1	20D25	716.66667	4D16-100	4D16-150	652
K2	16D25	700	4D16-100	4D16-150	652
K3	16D25	800	4D16-120	4D16-150	652

### 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	: 50 cm
Tebal decking	: 40 mm
Tulangan	: 16 mm
$d'$	: 452 mm
Mutu tulangan ( $f_y$ )	: 420 MPa
Mutu beton ( $f'_c$ )	: 45 Mpa
Tinggi lantai	: 500 cm (maksimum)
Lebar dinding	: 335 cm (x) dan 550 cm (y)

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada kolom, yaitu :

Gaya aksial	: 20473 kN (x) ; 20473 kN (y)
Momen	: 33610,21 kNm (x) ; 17577,34 kNm (y)

Gaya geser : 1352,69 kN (x) ; 2005,18 kN (y)

### 8.3.2 Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser

Ketebalan dinding tidak boleh kurang dari:

1.  $50 \text{ cm} \geq H / 25 = 500 / 25 = 20 \text{ cm (OK)}$
2.  $50 \text{ cm} \geq L / 25 = 550 / 25 = 22 \text{ cm (OK)}$

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  $0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$1352,69 \text{ kN} < 0.83 (500 \times 3350) \frac{\sqrt{45}}{10}$$

$$1352,69 \text{ kN} < 9326,081 \text{ kN (OK)}$$

### 8.3.4 Pemeriksaan Kebutuhan Lapisan Tulangan

Terdapat dua kondisi untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding, yaitu:

- a. Bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi  $0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.17 \times 500 \times 3350 \times \frac{\sqrt{45}}{10}$$

$$1352,69 \text{ kN} < 1910,16 \text{ kN} \rightarrow 1 \text{ lapis tulangan}$$

- b. Bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.

$$500 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$$

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:

$$Vu < \phi Vn$$

$$Vn = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{53,2}{3,35} = 15,88 > 2 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0.17$$

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2 D19 dengan  $s = 100$  mm pada arah vertikal dan horizontal

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' x s} = \frac{2 x \frac{1}{4} x \pi x 16}{452 x 100} = 0,0089$$

$$Vn = 500 x 3350 [0.17 \sqrt{45} + 0,0013 x 420]$$

$$Vn = 10768 \text{ kN} > Vu = 1352,69 \text{ kN (OK)}$$

### 8.3.6 Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Rasio tulangan Vertikal ( $\rho_l$ ) tidak boleh kurang dari 0.0015
- Rasio tulangan horizontal ( $\rho_t$ ) tidak boleh kurang dari 0.0025

Dipakai tulangan vertikal dan horizontal 2D16 dengan rasio tulangan :

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' x s} = \frac{2 x \frac{1}{4} x \pi x 16^2}{452 x 100} = 0,0089 > 0,0025$$

### 8.3.7 Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Spasi tulangan Horizontal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{Lw}{5} = 670 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 3h = 1500 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

$$S \text{ pakai} = 100 \text{ mm (OK)}$$

- Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{Lw}{3} = 1117 \text{ mm (OK)}$$

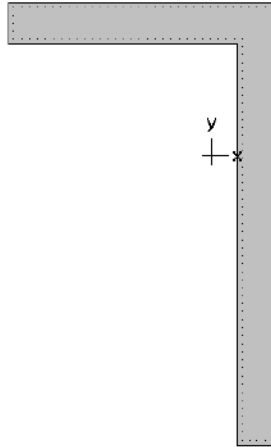
$$s \leq 3h = 1500 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

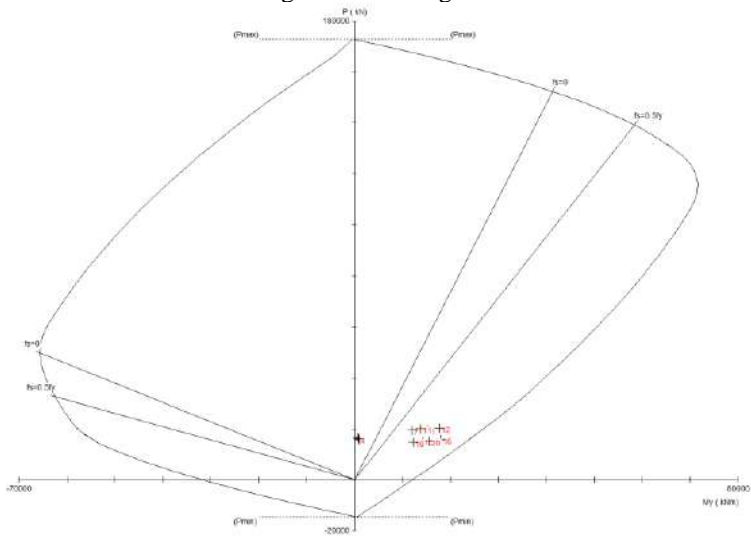


s pakai = 100 mm (OK)

### 8.3.8 Perencanaan Dinding Terhadap Kombinasi Gaya Aksial dan Lentur



Gambar 8. 12 Konfigurasi Penulangan *Shearwall* Pier 1



Gambar 8. 13 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

$$x_a = 2528,29 \text{ mm}$$

$$x_b = 821,71 \text{ mm}$$

$$I_y = 3,655 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

Untuk ujung sisi kiri

$$\frac{M_y \cdot x_a}{I_y} + \frac{P_u}{A_c} > 0.2 f'c$$

$$\frac{17577,34 \times 10^6 \times 2528,29}{3,655 \times 10^{12}} + \frac{20473 \times 10^3}{500 \times 2850 + 500 \times 5500} > 0.2 \times 45$$

$$17,06 \text{ MPa} > 9 \text{ MPa} \text{ (Butuh Komponen Batas)}$$

Untuk ujung sisi kanan

$$\frac{M_y \cdot x_b}{I_y} + \frac{P_u}{A_c} > 0.2 f'c$$

$$\frac{17577,34 \times 10^6 \times 821,71}{3,655 \times 10^{12}} + \frac{20473 \times 10^3}{500 \times 2850 + 500 \times 5500} > 0.2 \times 45$$

$$8,86 \text{ MPa} < 9 \text{ MPa} \text{ (Tidak Butuh Komponen Batas)}$$

- Melalui Pendekatan Perpindahan

Nilai  $\delta u$  adalah nilai displacement pada lantai tertinggi pada masing-masing arah.

$$c > \frac{lw}{600 \left( \frac{\delta u}{hw} \right)} \quad ; \quad \frac{\delta u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{148.872}{56200} = 0.0026 < 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} \text{ pakai} = 0.007$$

$$c > \frac{lw}{600 \left(\frac{\delta u}{hw}\right)} = \frac{3350}{600 (0.007)} = 797,62 \text{ mm}$$

Untuk ujung sisi kiri

Dari output SpColumn didapatkan nilai c sebesar 2029 mm  
 $2005 \text{ mm} > 797,62 \text{ mm}$  (**Butuh Komponen Batas**)

Untuk ujung sisi kanan

Dari output SpColumn didapatkan nilai c sebesar 186 mm  
 $335 \text{ mm} < 797,62 \text{ mm}$  (**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  $(c - 0.1l_w)$  dan  $c/2$

Untuk ujung sisi kiri

- $c - 0.1 L_w = 2005 - 0.1(3350) = 1670 \text{ mm}$  (menentukan)
- $c/2 = \frac{2005}{2} = 1002,5 \text{ mm}$

Digunakan jarak komponen pembatas  $> 1670 \text{ mm} = \mathbf{1700 \text{ mm}}$

### 8.3.10 Tulangan longitudinal dan Transversal yang Diperlukan di Daerah Spesial Boundary Element

#### a. Tulangan Longitudinal

- Ujung Sisi Kiri

Dipasang  $2 \times (1700 \text{ mm}/100 \text{ mm}) = 34 \text{ D16}$  di daerah komponen batas khusus. Rasio tulangan longitudinal yang dihasilkan adalah

$$\rho_l = \frac{34 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{500 \times 1700} = 0,008 > 0,005 \text{ (OK)}$$

#### 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  
 =  $500 - (2 \times 40) = 420 \text{ mm}$

Spasi maksimum hoop ditentukan oleh yang terkecil diantara

- $\frac{1}{4}$  panjang sisi terpendek =  $\frac{1}{4} \times 1700 \text{ mm} = 425 \text{ mm}$

- $6 db = 6 \times 16 \text{ mm} = 96 \text{ mm}$

- $sx \leq 100 + \frac{350-hx}{3}$

$$hx = 420 \text{ mm}$$

$$sx \leq 100 + \frac{350 - 420}{3}$$

$$sx \leq 76,7 \text{ mm}$$

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:

$$Ash = \frac{0,09 s bc fc'}{fy}$$

$$Ash = \frac{0,09 \times 100 \times 420 \times 45}{420}$$

$$Ash = 389,57 \text{ mm}^2$$

$$Ash \text{ pakai} = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 402,1 \text{ mm}^2$$

Ash pakai > Ash perlu ... (OK)

Tabel 8. 9 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	1700	tidak perlu	tidak perlu	1200
2	2D16-100	2D16-100	1800	tidak perlu	1700	tidak perlu
3	2D16-100	2D16-100	tidak perlu	1400	1600	tidak perlu
4	2D16-100	2D16-100	1800	tidak perlu	1700	tidak perlu
5	2D16-100	2D16-100	1000	1000	-	-
6	2D16-100	2D16-100	1100	1100	-	-

## 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.

$$B = 800 \text{ mm}$$

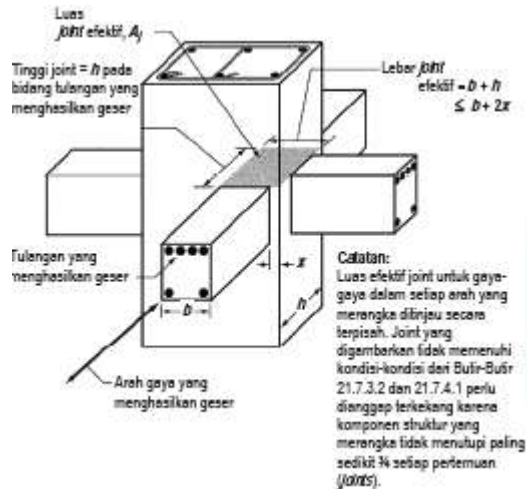
$$H = 800 \text{ mm}$$

$$d_b \text{ balok} = 25 \text{ mm}$$

$$20 \times d_b = 20 \times 25 = 500 \text{ mm} \leq 800 \text{ mm (OK)}$$

### b. Menentukan luas efektif joint

Aj merupakan perkalian tinggi efektif dengan lebar joint efektif.



Gambar 8. 14 Luas Joint Efektif

$$b = 450 \text{ mm}$$

$$h = 800 \text{ mm}$$

$$x = \frac{(800-450)}{2} = 175 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi joint} = 800 \text{ mm}$$

Lebar joint efektif merupakan nilai terkecil dari: (Gambar 4.16)

$$b + h = 450 + 800 = 1250 \text{ mm}$$

$$b + 2x = 450 + 2 \cdot (175) = 800 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_j &= \text{tinggi joint} \times \text{lebar efektif joint} \\ &= 800 \text{ mm} \times 800 \text{ mm} \\ &= 640000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 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.

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,5 \frac{A_{sh}}{s} = 2,99 \text{ mm}$$

Digunakan 4D16

$$A_{sh} = 804,24 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{804,24}{2,99} = 269 \text{ mm}$$

Jadi digunakan 4D16–100 mm

- a. Menghitung gaya geser pada joint

- Menghitung  $M_g$

Balok yang memasuki joint memiliki:

$$M_{prb1} = 1031,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{prb2} = 619,39 \text{ KN.m}$$

Pada joint, kekakuan kolom atas dan kolom bawah sama.

$$\begin{aligned} M_e &= 0,5 (M_{prb1} + M_{prb2}) \\ &= 825 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- Menghitung geser pada kolom atas

$$\begin{aligned} V_{\text{sway}} &= \frac{M_e + M_e}{\frac{l}{4 - 0,7}} \\ &= \frac{2 \times 612}{4 - 0,7} \\ &= 370,91 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Dalam perhitungan diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah  $1,25 f_y$ .

1. Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kiri (BI2)

$$A_s \text{ balok kiri } 5 \text{ D25} = 2454,4 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T_1 &= A_s \times 1,25 \cdot f_y \\ &= 1288,56 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Gaya tekan pada tulangan balok di tumpuan kanan (BI2)

$$A_s \text{ balok kanan } 3 \text{ D25} = 1963,5 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} C_2 &= A_s \times 1,25 \cdot f_y \\ &= 1718,0625 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Menghitung gaya geser

$$\begin{aligned} V_j &= (T_1 + C_2) - V_{\text{sway}} \\ &= (1288,56 + 1718,0625) - 370,91 \\ &= 2506,52 \text{ KN (searah T)} \end{aligned}$$

- b. Cek kuat geser joint

menghitung kuat geser joint yang dikekang di keempat sisinya sebagai berikut

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \times \sqrt{f_c} \times A_j \\ &= 1,7 \times \sqrt{40} \times 640000 \\ &= 4047,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,75 \times 4047,72 \text{ kN} \\ &= 3035,79 \text{ kN} > V_j = 2506,52 \text{ KN (OK)} \end{aligned}$$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



# BAB IX

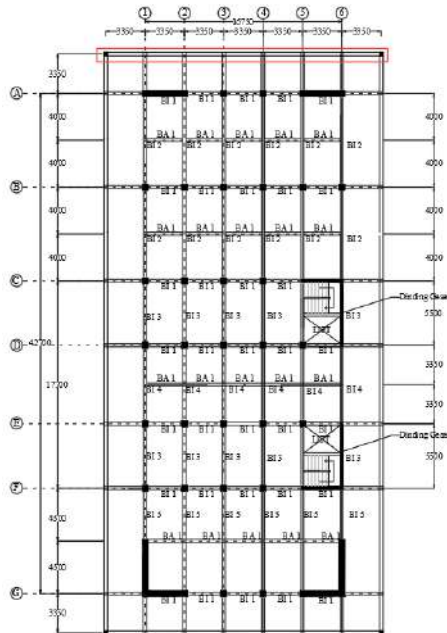
## PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH

### 9.1 Perencanaan Basement

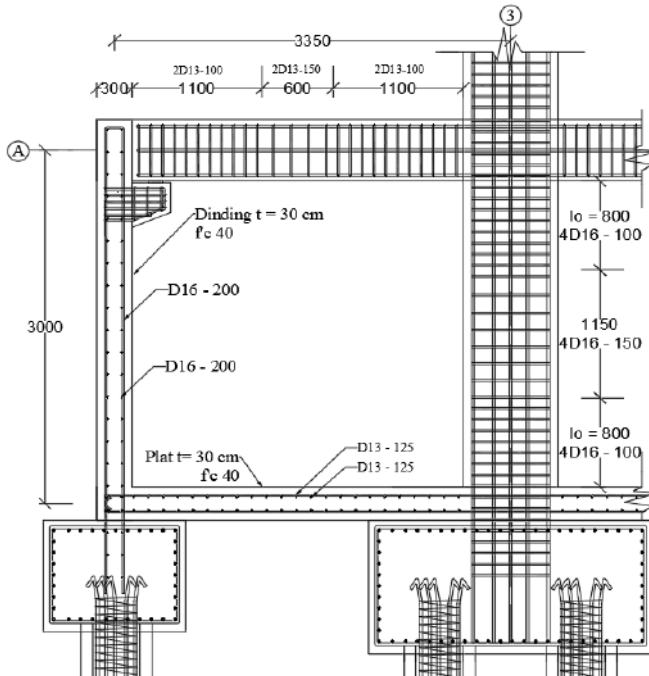
#### 9.1.1 Perencanaan dimensi dinding penahan tanah

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 *surcharge load* beban kendaraan sebesar  $q = 0,8 \text{ t/m}^2$ .

- Data Perencanaan



Gambar 9. 1 Bagian Dinding Penahan Tanah yang Dimodelkan



Gambar 9. 2 Tampak Samping Dinding Penahan Tanah

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,721 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{air}} = 1 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = 1,721 - 1 = 0,721 \text{ t/m}^3$$

$$\theta = 0$$

$$c' = 0,3 \text{ t/m}^2$$

- Tekanan Aktif Tanah

$$\sigma v'(0) = q + \gamma' \times h = 0,8 + 0,721 \times 0 = 0,8 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned} \sigma v'(-3) &= \sigma v_1 + \gamma' \times h \\ &= 0,8 + 0,721 \times 3 \\ &= 2,963 \text{ t/m}^3 \end{aligned}$$

$$Ka = \tan^2 \left( 45 - \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 - \frac{0}{2} \right) = 1$$

$$\sigma h'(0) = (\sigma v' \times Ka) - (2 \times c' \times \sqrt{Ka})$$

$$\sigma h'(0) = 0,8 - (2 \times 0,3 \times \sqrt{1}) = 0,2 \text{ t/m}'$$

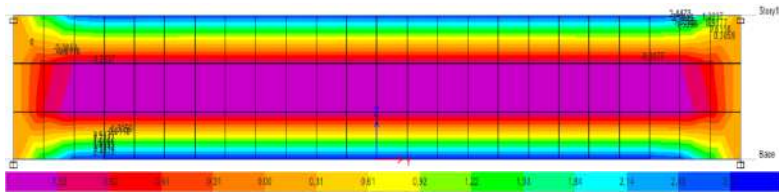
$$\sigma h \text{ total } (0) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 0,2 + 1 \times 0 = 0,2 \text{ t/m}'$$

$$\sigma h'(-3) = (\sigma v' \times Ka) - (2 \times c' \times \sqrt{Ka})$$

$$\sigma h'(-3) = (2,963 \times 1) - (2 \times 0,3 \times \sqrt{1}) = 2,363 \text{ t/m}'$$

$$\begin{aligned} \sigma h \text{ total } (-3) &= \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h \\ &= 2,363 + 1 \times 3 \\ &= 5,363 \text{ t/m}' \end{aligned}$$

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. 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)

$$Mu = 14,509 \text{ kNm} = 14.509.000 \text{ Nmm}$$

$$d = h - c_c - \frac{1}{2} \times D$$

$$= 300 - 75 - \frac{1}{2} \times 16$$

$$= 217 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{0,9 \times b \times d^2}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{14.509.000}{0,9 \times 1000 \times 217^2} \\
 &= 0.342 \\
 \rho_{\min} &= 0.00376 \\
 \rho_{\min} &= 0.0033 \\
 \rho &= \frac{1}{12,35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0.342}{420}} \right) \\
 &= 0.00082
 \end{aligned}$$

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)

$$M_u = 6,570 \text{ kNm} = 6.570.000 \text{ Nmm}$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho b d = 0.00376 \times 1.000 \times 217 = 816,92 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{S_{\text{perlu}}}} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{816,92} \\
 &= 246,12 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-200 mm.

- Penulangan lentur positif (M22)

$$M_u = 29,086 \text{ kNm} = 29.086.000 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h - c_c - \frac{1}{2} \times D \\
 &= 300 - 75 - \frac{1}{2} \times 16 \\
 &= 217 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{0,9 \times b \times d^2} \\
 &= \frac{29.086.000}{0,9 \times 1000 \times 217^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.686 \\
 \rho_{\min} &= 0.00376 \\
 \rho_{\min} &= 0.0033 \\
 \rho &= \frac{1}{12,35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0.353}{420}} \right) \\
 &= 0.0017
 \end{aligned}$$

Maka, diambil  $\rho = 0.00376$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho b d = 0.00376 \times 1.000 \times 217 = 816,92 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{\text{perlu}}} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{816,92} \\
 &= 246,12 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-200 mm.

- Penulangan lentur negative (M22)

$$M_u = 15,223 \text{ kNm} = 15.223.000 \text{ Nmm}$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho b d = 0.00376 \times 1.000 \times 217 = 816,92 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{\text{perlu}}} \\
 &= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{816,92} \\
 &= 246,12 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-200 mm.

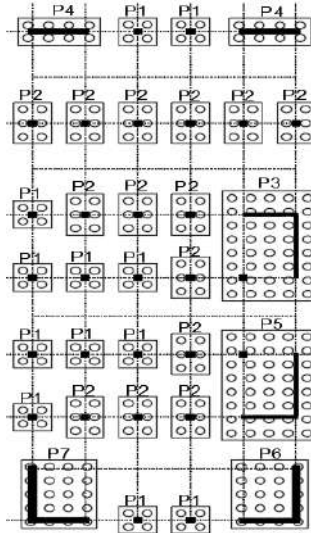
## 9.2 Perencanaan Pondasi

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 : A1
- *Concrete cross section* : 1571 cm<sup>2</sup>
- Berat : 393 kg/m
- *Bending moment crack* : 17 tm
- *Bending momen ultimate* : 25,5 tm
- *Allowable axial load* : 252,7 t

### 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  $N_1$  yang terkecil

2. Koreksi terhadap *overburden pressure* dari tanah

Dari harga  $N_1$  dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal

$$N_2 = \frac{4N_1}{(1 + 0,4 P_o)} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

$$N_2 = \frac{4N_1}{(3,25 + 0,1 P_o)} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

3. Perhitungan daya dukung satu tiang pancang

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji Standard Penetration Test (SPT) dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = C_n \times A_{ujung} = 40 \times \tilde{N} \times A_{ujung}$$

$$Q_s = \sum C_{li} \times A_{si}$$

Dimana :

$\tilde{N}$  = Harga rata – rata N2 4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang

$C_{li}$  = N/2 untuk tanah lempung atau lanau dan N/5 untuk tanah pasir

$A_{si}$  = Luas selimut tiang pada segmen i =  $O_i \times h_i$

$O_i$  = Keliling tiang

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{ijng\ 1\ tiang} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

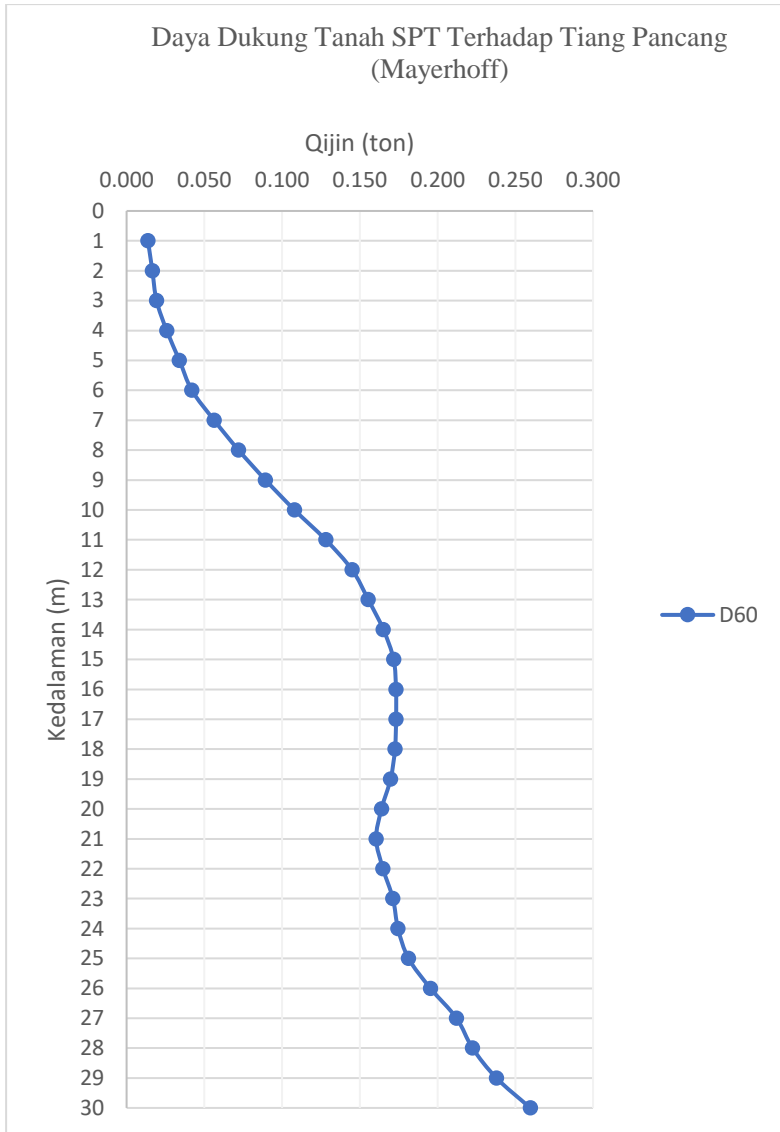
Dimana :

SF = safety factor = 3

Tabel 9. 1 Daya Dukung Tanah Kedalaman 1 – 30 m



Depth (m)	N (blow/m)	Q <sub>p</sub>	Q <sub>s</sub>	Q <sub>ult</sub>	Q <sub>ijin</sub> = Q <sub>ult</sub> /SF	Q <sub>izin</sub>
		(ton)	(ton)	Q <sub>p</sub> + Q <sub>s</sub>	SF=3 ; (ton)	kN
0	0					
1	0	41.202	0.000	41.202	13.734	134.729
2	2	45.929	3.770	49.699	16.566	162.515
3	2.5	49.320	8.482	57.802	19.267	189.013
4	3	63.682	13.734	77.416	25.805	253.151
5	3.5	82.896	19.137	102.033	34.011	333.648
6	4	101.301	24.660	125.961	41.987	411.891
7	10	131.832	37.148	168.980	56.327	552.566
8	16	160.807	55.264	216.071	72.024	706.551
9	20	192.133	75.975	268.108	89.369	876.714
10	24	225.025	98.874	323.899	107.966	1059.150
11	27.5	259.917	124.375	384.292	128.097	1256.634
12	31	282.416	152.582	434.998	144.999	1422.444
13	33.5	283.829	182.502	466.332	155.444	1524.905
14	36	281.320	214.075	495.395	165.132	1619.942
15	26	278.814	236.472	515.286	171.762	1684.986
16	16	269.762	250.020	519.782	173.261	1699.687
17	19.5	253.727	266.254	519.981	173.327	1700.339
18	23	232.761	285.086	517.847	172.616	1693.360
19	20	208.228	301.196	509.424	169.808	1665.816
20	17	177.200	314.670	491.870	163.957	1608.415
21	16	154.259	327.153	481.412	160.471	1574.216
22	15	156.126	338.674	494.799	164.933	1617.994
23	11	166.987	346.975	513.961	171.320	1680.654
24	7	171.502	352.167	523.668	174.556	1712.395
25	20.5	176.857	367.114	543.971	181.324	1778.787
26	34	194.864	391.494	586.358	195.453	1917.391
27	31.5	223.047	413.712	636.760	212.253	2082.204
28	29	233.647	433.839	667.485	222.495	2182.676
29	39.5	252.794	460.818	713.612	237.871	2333.513
30	50	284.543	494.438	778.981	259.660	2547.267

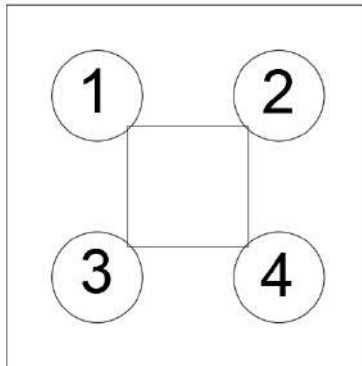


Gambar 9. 5 Grafik Daya Dukung Tanah Terhadap Kedalaman

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, diambil output semua reaksi perletakkan.

Tabel 9. 2 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1

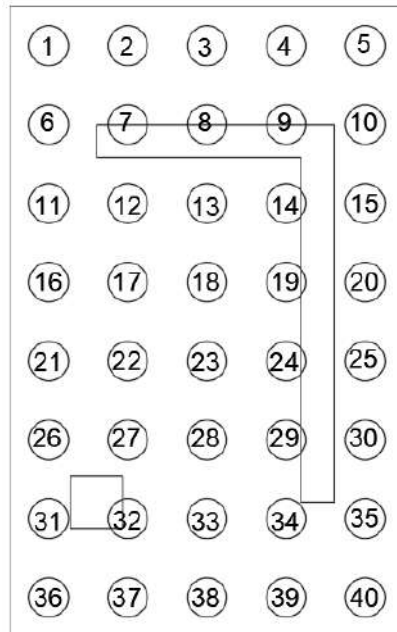
Load Case/Combo	FZ	FX	FY	MX	MY	Qu izin	n tiang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	pancang
0.6D+0.6SDL+0.7Ex Max	2922.01	89.34	-7.11	182.90	331.82	1778.79	4
0.6D+0.6SDL+0.7Ex Min	2086.84	-85.00	-68.76	-111.42	-324.01	1778.79	4
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Max	2828.71	69.87	-14.00	150.03	258.56	1778.79	4
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Min	2180.14	-65.52	-61.88	-78.55	-250.75	1778.79	4
1D+1L	4668.20	4.04	-72.50	68.37	8.02	1778.79	4
1D+1SDL+0.75L	4544.66	3.93	-70.18	66.17	7.64	1778.79	4
1D+1SDL+0.75L+0.525Ex	4857.85	69.31	-47.06	176.54	253.58	1778.79	4
1D+1SDL+0.75L+0.525Ex	4231.47	-61.44	-93.30	-44.20	-238.30	1778.79	4
1D+1SDL+0.75L+0.525Ey	4787.88	54.71	-52.23	151.88	198.63	1778.79	4
1D+1SDL+0.75L+0.525Ey	4301.44	-46.84	-88.14	-19.54	-183.35	1778.79	4
1D+1SDL+0.7Ex Max	4591.62	90.79	-32.41	206.73	334.43	1778.79	4
1D+1SDL+0.7Ex Min	3756.46	-83.55	-94.05	-87.60	-321.41	1778.79	4
1D+1SDL+0.7Ey Max	4498.33	71.31	-39.29	173.85	261.16	1778.79	4
1D+1SDL+0.7Ey Min	3849.75	-64.08	-87.17	-54.72	-248.15	1778.79	4
Dead	2393.24	2.14	-26.47	25.09	3.20	1778.79	4



Gambar 9. 6 Pondasi Tiang Pancang Tipe 1

Tabel 9. 3 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 3

Load Case/Combo	Fz total	FX	FY	Mx total	My total	Qu izin	n tiang pancang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	
0.6D+0.6SDL+0.7Ex Max	18741.51	847.41	1173.62	-5547.65	-8703.43	1778.79	40
0.6D+0.6SDL+0.7Ex Min	223.1312	-900.87	-1192.67	1968.203	1848.847	1778.79	40
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Max	16672.88	652.11	909.29	-4704.43	-7524.66	1778.79	40
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Min	2291.767	-705.58	-928.34	1062.929	670.0829	1778.79	40
1D+1L	17260.63	-54.96	-16.34	-3074.83	-5946.39	1778.79	40
1D+1SDL+0.75L	16896.44	-52.36	-16.22	-2934.81	-5887.83	1778.79	40
1D+1SDL+0.75L+0.525Ex Max	23840.83	603.25	871.13	-5874.98	-9844.93	1778.79	40
1D+1SDL+0.75L+0.525Ex Min	9952.049	-707.97	-903.58	-238.087	-1930.72	1778.79	40
1D+1SDL+0.75L+0.525Ey Max	22289.36	456.77	672.89	-5242.56	-8960.86	1778.79	40
1D+1SDL+0.75L+0.525Ey Min	11503.53	-561.49	-705.33	-788.053	-2814.8	1778.79	40
1D+1SDL+0.7Ex Max	25063.06	829.59	1167.27	-6729.93	-10988.3	1778.79	40
1D+1SDL+0.7Ex Min	6544.679	-918.70	-1199.02	785.9268	-436.013	1778.79	40
1D+1SDL+0.7Ey Max	22994.42	634.29	902.94	-5886.71	-9809.52	1778.79	40
1D+1SDL+0.7Ey Min	8613.315	-723.40	-934.69	-163.413	-1614.78	1778.79	40
Dead	11120.01	-23.55	-3.94	-3423.53	-5226.33	1778.79	40



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 40 buah  
 Jumlah tiang pancang tipe 4 digunakan 15 buah  
 Jumlah tiang pancang tipe 5 digunakan 40 buah  
 Jumlah tiang pancang tipe 6 digunakan 25 buah  
 Jumlah tiang pancang tipe 7 digunakan 25 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 ( $\eta$ ) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$\eta = \left(1 - \frac{36S(m+n-2)}{(75S^2-7)(m+n-1)}\right) + \frac{0.3}{m+n}$$

Dimana:

D = diameter tiang pancang

S = Jarak antar tiang pancang

m = Jumlah baris tiang pancang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang pancang dalam grup

#### 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:

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times 1,2(2+2-2)}{(75(1,2)^2 - 7)(2+2-1)}\right) + \frac{0,3}{2+2} = 0,71$$

Besar  $Q_{ijin}$  daya dukung tanah untuk satu tiang pancang pada kedalaman 25 m adalah 181,32 ton. Nilai tersebut perlu dikalikan dengan koefisien efisiensi sehingga daya dukung tanah tiang dalam kelompok pada Pondasi tipe P1 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_{ijin(grup)} &= Q_{ijin(grup)} \times \eta \\ &= 181,32 \text{ ton} \times 0,71 \\ &= 129,62 \text{ ton} \\ &= 1271,57 \text{ kN} \end{aligned}$$

### Pondasi Tipe 3

Untuk contoh perhitungan, digunakan Pondasi Tipe 3 dengan keterangan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} D &= 0,6 \text{ m} \\ m &= 8 \\ n &= 5 \\ s &= 1,2 \text{ m} \\ d &= 0,6 \text{ m} \end{aligned}$$

Maka, nilai koefisien efisiensi:

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times 1,2(8+5-2)}{(75(1,2)^2 - 7)(8+5-1)}\right) + \frac{0,3}{8+5} = 0,61$$

Besar  $Q_{ijin}$  daya dukung tanah untuk satu tiang pancang pada kedalaman 25 m adalah 181,32 ton. Nilai tersebut perlu dikalikan dengan koefisien efisiensi sehingga daya dukung tanah tiang dalam kelompok pada Pondasi tipe P3 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_{ijin(grup)} &= Q_{ijin(grup)} \times \eta \\ &= 181,32 \text{ ton} \times 0,61 \\ &= 110,23 \text{ ton} \\ &= 1081,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

### **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

P kolom = 4857,85 kN

P poer =  $2,4 \times 2,4 \times 1,2 \times 23,4 = 162,74$  kN

N = 4 tiang

$M_x = 176,54$  kNm

$M_y = 253,58$  kNm

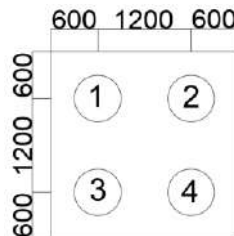
$x = 0,6$  m

$y = 0,6$  m

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y}{\Sigma y^2}$$

$$P_{max} = \frac{4857,85 + 162,74}{4} \pm \frac{253,58 \times 0,6}{4 \times 0,6^2} \pm \frac{176,54 \times 0,6}{4 \times 0,6^2}$$

$$P_{max} = 1434,48 \text{ kN} \leq 1778,79 \text{ kN (1 tiang)} \dots \text{OK}$$



Gambar 9. 8 Konfigurasi Tiang Pancang Pondasi Tipe 1

Tabel 9. 4 Hasil Perhitungan P Per Tiang pada Pondasi Tipe 1

Load Case/Combo	P1 (kN)	P2 (kN)	P3 (kN)	P4 (kN)	Qu izin	P izin >=
					kN	P
0.6D+0.6SDL+0.7Ex Max	709.137	985.655	556.716	833.235	1778.79	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ex Min	650.973	380.963	743.827	473.817	1778.79	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Max	702.639	918.107	577.618	793.085	1778.79	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Min	657.47	448.511	722.925	513.966	1778.79	OK
1D+1L	1232.88	1239.56	1175.91	1182.59	1778.79	OK
1D+1SDL+0.75L	1201.24	1207.6	1146.09	1152.46	1778.79	OK
1D+1SDL+0.75L+0.525Ex Max	<b>1223.05</b>	<b>1434.36</b>	<b>1075.93</b>	<b>1287.24</b>	<b>1778.79</b>	OK
1D+1SDL+0.75L+0.525Ex Min	1179.43	980.844	1216.26	1017.68	1778.79	OK
1D+1SDL+0.75L+0.525Ey Max	1218.18	1383.7	1091.6	1257.13	1778.79	OK
1D+1SDL+0.75L+0.525Ey Min	1184.3	1031.51	1200.59	1047.79	1778.79	OK
1D+1SDL+0.7Ex Max	1135.38	1414.07	963.108	1241.8	1778.79	OK
1D+1SDL+0.7Ex Min	1077.22	809.379	1150.22	882.378	1778.79	OK
1D+1SDL+0.7Ey Max	1128.89	1346.52	984.01	1201.65	1778.79	OK
1D+1SDL+0.7Ey Min	1083.72	876.928	1129.32	922.527	1778.79	OK
Dead	648.115	650.781	627.206	629.872	1778.79	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

$$P \text{ kolom} = 25063,06 \text{ kN}$$

$$P \text{ poer} = 2,4 \times 2,4 \times 1,2 \times 23,4 = 162,74 \text{ kN}$$

$$N = 40 \text{ tiang}$$

$$M_x = -6729,93 \text{ kNm}$$

$$M_y = -10988,29 \text{ kNm}$$

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

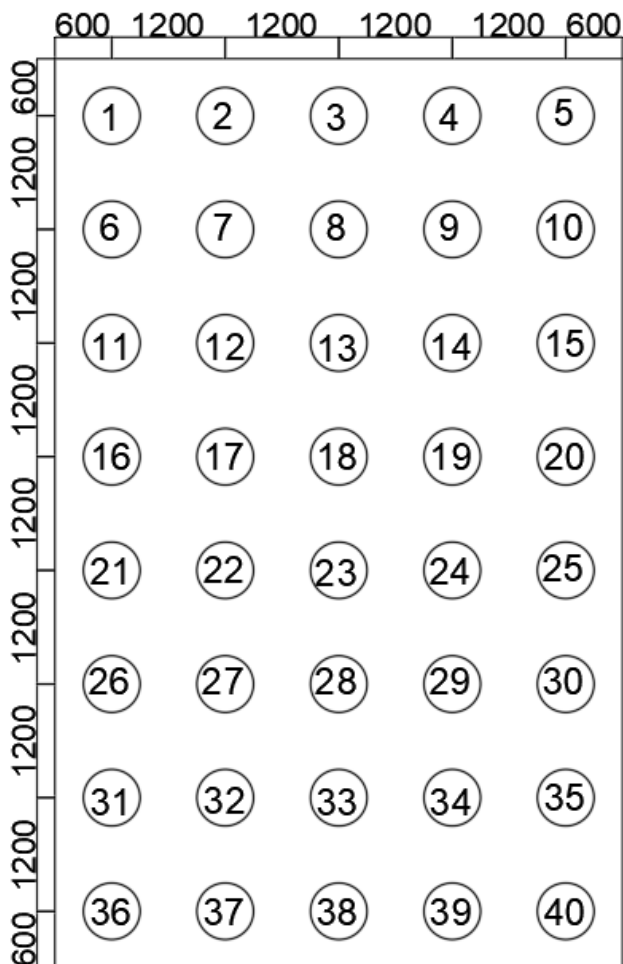
$$y = 4,2 \text{ m}$$

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y}{\Sigma y^2}$$

$$P_{max} = \frac{25063,06 + 162,74}{40} \pm \frac{-10988,29 \times 2,4}{115,2} \pm \frac{-6729,93 \times 4,2}{302,4}$$

$$P_{max} = 953,039 \text{ kN} \leq 1778,79 \text{ kN (1 tiang)} \dots \text{OK}$$





Gambar 9. 9 Konfigurasi Tiang Pancang Pondasi Tipe 3

Tabel 9. 5 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 1

Load Case/Combo	P1 (kN)	P2 (kN)	P3 (kN)	P4 (kN)	P5 (kN)	P6 (kN)	P7 (kN)	P8 (kN)	P9 (kN)	P10 (kN)	Qu izin tekan kN	Qu izin tarik kN	P izin >= Pmax
0.6D+0.6SDL+0.7Ex Max	576.877	486.216	395.556	304.895	214.234	598.891	508.231	417.57	326.909	236.249	1778.79	720.278	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ex Min	-1.53481	17.724	36.9828	56.2417	75.5005	-9.34514	9.91368	29.1725	48.4313	67.6902	1778.79	720.278	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Max	512.315	433.933	355.551	271.169	198.787	530.983	453.491	374.910	295.837	215.456	1778.79	720.278	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Min	62.1654	69.1455	76.1255	83.1055	90.0854	97.9475	104.9275	111.9075	118.8875	125.8676	1778.79	720.278	OK
ID-IL	516.761	454.82	392.878	330.937	268.995	528.963	467.021	405.08	343.138	281.197	1778.79	720.278	OK
ID+ISDL+0.7SL	508.381	447.05	385.718	324.387	263.055	520.027	458.696	397.364	336.033	274.701	1778.79	720.278	OK
D+ISDL+0.7SL+0.525Ex Max	723.599	621.044	518.492	415.941	313.39	746.908	644.357	541.806	439.254	336.703	1778.79	720.278	OK
D+ISDL+0.7SL+0.525Ex Min	289.786	269.675	249.563	229.451	209.339	290.731	270.619	250.508	230.264	210.284	1778.79	720.278	OK
D+ISDL+0.7SL+0.525Ey Max	675.173	581.831	488.489	395.147	301.804	695.977	602.635	509.293	415.951	322.608	1778.79	720.278	OK
D+ISDL+0.7SL+0.525Ey Min	339.353	310.032	280.711	251.391	222.07	342.48	313.159	283.839	254.518	225.197	1778.79	720.278	OK
ID+ISDL+0.7Ex Max	<b>766.096</b>	<b>651.635</b>	<b>537.174</b>	<b>422.712</b>	<b>308.251</b>	<b>792.802</b>	<b>678.341</b>	<b>563.88</b>	<b>449.418</b>	<b>334.957</b>	<b>1778.79</b>	<b>720.278</b>	OK
ID+ISDL+0.7Ex Min	187.685	183.443	178.601	174.059	169.517	184.566	180.024	175.482	170.94	166.399	1778.79	720.278	OK
ID+ISDL+0.7Ey Max	701.534	599.352	497.169	394.987	292.804	724.894	622.712	520.529	418.347	316.164	1778.79	720.278	OK
ID+ISDL+0.7Ey Min	250.773	233.952	217.132	200.311	183.49	251.421	234.601	217.78	200.96	184.139	1778.79	720.278	OK
Dead	343.401	288.961	234.52	180.079	125.638	356.987	302.546	248.105	193.664	139.223	1778.79	720.278	OK

Load Case/Combo	P11 (kN)	P12 (kN)	P13 (kN)	P14 (kN)	P15 (kN)	P16 (kN)	P17 (kN)	P18 (kN)	P19 (kN)	P20 (kN)	Qu izin tekan kN	Qu izin tarik kN	P izin >= Pmax
0.6D+0.6SDL+0.7Ex Max	150.700	530.245	439.585	348.924	288.263	642.920	552.260	461.599	370.938	397.761	1778.787	720.278	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ex Min	-24.402	2.103	21.362	40.621	59.880	-24.966	-5.707	13.552	32.811	745.105	1778.787	720.278	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Max	131.161	471.270	392.888	314.506	236.124	568.320	489.938	411.556	333.174	355.661	1778.787	720.278	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Min	-3.233	60.710	67.690	74.670	81.650	89.112	96.492	103.872	111.252	118.632	1778.787	720.278	OK
ID-IL	107.980	479.223	417.282	355.340	293.399	553.366	491.425	429.483	367.542	384.821	1778.787	720.278	OK
ID+ISDL+0.7SL	107.594	470.342	400.010	347.679	286.347	543.319	481.988	426.056	359.325	326.278	1778.787	720.278	OK
D+ISDL+0.7SL+0.525Ex Max	172.533	667.671	565.119	462.568	360.016	793.535	690.984	588.433	485.881	517.083	1778.787	720.278	OK
D+ISDL+0.7SL+0.525Ex Min	41.206	271.564	251.452	231.341	211.229	292.621	272.509	252.397	232.286	237.053	1778.787	720.278	OK
D+ISDL+0.7SL+0.525Ey Max	157.879	623.439	530.097	436.754	344.412	737.585	644.243	550.900	457.558	485.526	1778.787	720.278	OK
D+ISDL+0.7SL+0.525Ey Min	56.351	316.287	286.966	257.645	228.324	348.735	319.414	290.093	267.772	267.924	1778.787	720.278	OK
ID+ISDL+0.7Ex Max	<b>191.264</b>	<b>706.047</b>	<b>590.586</b>	<b>476.124</b>	<b>361.663</b>	<b>846.215</b>	<b>731.753</b>	<b>617.292</b>	<b>502.831</b>	<b>538.165</b>	<b>1778.787</b>	<b>720.278</b>	OK
ID+ISDL+0.7Ex Min	16.162	176.905	172.364	167.822	163.280	178.328	173.787	169.245	164.703	164.703	1778.787	720.278	OK
ID+ISDL+0.7Ey Max	171.725	646.072	543.889	441.707	339.524	771.614	669.432	567.249	465.066	496.041	1778.787	720.278	OK
ID+ISDL+0.7Ey Min	35.069	235.249	218.429	201.608	184.787	252.718	235.898	219.077	202.256	206.195	1778.787	720.278	OK
Dead	90.904	316.131	261.690	207.250	152.809	384.158	329.717	275.276	220.833	234.608	1778.787	720.278	OK

Load Case/Combo	P21 (kN)	P22 (kN)	P23 (kN)	P24 (kN)	P25 (kN)	P26 (kN)	P27 (kN)	P28 (kN)	P29 (kN)	P30 (kN)	Qu izin tekan kN	Qu izin tarik kN	P izin >= Pmax
0.6D+0.6SDL+0.7Ex Max	664.935	574.274	483.613	392.953	302.292	686.949	596.289	505.628	414.967	344.307	1778.787	720.278	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ex Min	-32.776	-13.517	5.742	25.000	44.259	-40.586	-21.328	-2.069	17.190	36.270	1778.787	720.278	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Max	586.988	508.606	430.225	351.843	273.461	605.657	527.275	448.893	370.511	292.129	1778.787	720.278	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Min	45.294	52.274	59.254	66.234	73.214	41.076	48.056	55.036	62.016	68.996	1778.787	720.278	OK
ID-IL	565.568	503.623	441.685	379.744	317.802	577.770	515.828	453.887	391.945	330.004	1778.787	720.278	OK
ID+ISDL+0.7SL	554.966	493.634	432.302	370.971	309.639	566.612	505.280	443.949	382.617	321.285	1778.787	720.278	OK
D+ISDL+0.7SL+0.525Ex Max	816.849	714.297	611.746	509.195	406.643	840.162	737.611	635.059	532.508	429.957	1778.787	720.278	OK
D+ISDL+0.7SL+0.525Ex Min	293.565	273.454	253.342	233.230	213.119	294.510	274.399	254.287	234.175	214.063	1778.787	720.278	OK
D+ISDL+0.7SL+0.525Ey Max	758.389	665.017	571.704	478.362	385.020	779.193	685.850	592.508	499.166	405.824	1778.787	720.278	OK
D+ISDL+0.7SL+0.525Ey Min	351.862	322.541	293.220	263.899	234.579	354.989	325.668	296.347	267.207	237.706	1778.787	720.278	OK
ID+ISDL+0.7Ex Max	<b>872.921</b>	<b>758.489</b>	<b>643.998</b>	<b>529.537</b>	<b>415.075</b>	<b>899.627</b>	<b>785.165</b>	<b>670.704</b>	<b>562.243</b>	<b>441.781</b>	<b>1778.787</b>	<b>720.278</b>	OK
ID+ISDL+0.7Ex Min	175.210	170.668	166.126	161.584	157.042	172.091	167.549	163.007	158.465	153.924	1778.787	720.278	OK
ID+ISDL+0.7Ey Max	794.974	692.792	590.609	488.426	386.244	818.334	716.151	613.969	511.786	409.605	1778.787	720.278	OK
ID+ISDL+0.7Ey Min	253.367	236.546	219.726	202.905	186.804	254.015	237.195	220.374	203.553	186.733	1778.787	720.278	OK
Dead	397.743	343.302	288.861	234.420	179.979	411.329	356.888	302.447	248.006	193.565	1778.787	720.278	OK

Load Case/Combo	P31 (kN)	P32 (kN)	P33 (kN)	P34 (kN)	P35 (kN)	P36 (kN)	P37 (kN)	P38 (kN)	P39 (kN)	P40 (kN)	Qu izin tekan kN	Qu izin tarik kN	P izin >= Pmax
0.6D+0.6SDL+0.7Ex Max	708.964	618.303	527.642	436.982	346.321	730.978	640.318	549.657	458.996	438.573	1778.787	720.278	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ex Min	-48.397	-29.138	-9.879	9.380	28.639	-56.207	-36.948	-17.689	1.569	276.530	1778.787	720.278	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Max	624.325	545.943	467.561	389.179	310.797	642.993	564.612	486.230	407.848	394.833	1778.787	720.278	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Min	36.858	43.338	50.818	57.798	64.778	72.640	80.620	88.600	95.880	103.862	1778.787	720.278	OK
ID-IL	589.971	528.030	466.088	404.147	342.705	602.173	540.232	478.290	416.349	411.225	1778.787	720.278	OK
ID+ISDL+0.7SL	578.258	516.926	455.595	394.263	332.932	589.904	528.572	467.241	405.909	401.961	1778.787	720.278	OK
D+ISDL+0.7SL+0.525Ex Max	863.475	760.994	658.373	555.821	453.270	886.789	784.238	681.696	579.153	552.162	1778.787	720.278	OK
D+ISDL+0.7SL+0.525Ex Min	295.455	275.343	255.232	235.120	215.008	296.400	276.288	256.176	236.065	240.953	1778.787	720.278	OK
D+ISDL+0.7SL+0.525Ey Max	799.996	706.654	613.312	519.710	426.627	820.800	727.458	634.116	540.773	519.216	1778.787	720.278	OK
D+ISDL+0.7SL+0.525Ey Min	358.116	328.795	299.475	270.154	240.833	361.243	331.923	302.602	273.281	278.723	1778.787	720.278	OK
ID+ISDL+0.7Ex Max	<b>926.333</b>	<b>811.871</b>	<b>697.410</b>	<b>582.949</b>	<b>468.487</b>	<b>953.039</b>	<b>838.577</b>	<b>724.116</b>	<b>609.655</b>	<b>575.817</b>	<b>1778.787</b>	<b>720.278</b>	OK
ID+ISDL+0.7Ex Min	168.972	164.430	159.888	155.347	150.805	165.853	161.312	156.770	152.228	145.385	1778.787	720.278	OK
ID+ISDL+0.7Ey Max	841.694	739.311	637.329	535.146	432.964	865.054	762.871	660.689	558.506	532.712	1778.787	720.278	OK
ID+ISDL+0.7Ey Min	254.664	237.843	221.023	204.202	187.381	255.312	238.492	221.671	204.850	309.294	1778.787	720.278	OK
Dead	424.914	370.473	316.032	261.591	207.150	438.500	384.059	329.618	275.177	27			

### 9.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang

#### Pondasi Tipe 1

- Kontrol terhadap Gaya Aksial

Untuk tiang pancang diameter 60 cm kelas A1 pada produk dari PT. Waskita Beton Precast, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 252,7 ton.

$$P_{\max} = 1434,48 \text{ kN} < P_{\text{ijin}} = 2476,46 \text{ kN (OK!)}$$

- Kontrol terhadap Gaya Momen

Berdasarkan metode Philipponat, kedalaman minimal penjepitan tanah terhadap tiang pondasi ( $D_{\min}$ ) dapat didapat dari harga yang terbesar dari harga dibawah ini untuk tanah multilayers:

$$f = 1,5 \text{ m atau } 3 \times \text{diameter}$$

$$f = 3 \times \text{diameter} = 3 \times 60 = 180 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = H/2 \times (f + \text{kedalaman pilecap})$$

$$= 4483,91 (180 + 120)$$

$$= 1342172,78 \text{ kgcm}$$

$$= 13,45 \text{ tm}$$

Untuk diameter 600 mm kelas A1 pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi  $M_{\text{crack}} = 17 \text{ tm}$ .

Cek kekuatan momen tiang :

$$M_{\text{crack}} = 17 \text{ tm} > M = 13,45 \text{ tm} \dots\dots\dots \text{(OK)}$$

#### Pondasi Tipe 3

- Kontrol terhadap Gaya Aksial

Untuk tiang pancang diameter 60 cm kelas A1 pada produk dari PT. Waskita Beton Precast, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 252,7 ton.

$$P_{\max} = 953,04 \text{ kN} < P_{\text{ijin}} = 2476,46 \text{ kN (OK!)}$$

- Kontrol terhadap Gaya Momen

Berdasarkan metode Philipponat, kedalaman minimal penjepitan tanah terhadap tiang pondasi ( $D_{\min}$ ) dapat didapat dari harga yang terbesar dari harga dibawah ini untuk tanah multilayers:

$$f = 1,5 \text{ m atau } 3 \times \text{diameter}$$

$$f = 3 \times \text{diameter} = 3 \times 60 = 180 \text{ cm}$$

$$M_{\text{max}} = H/2 \times (f + \text{kedalaman pilecap})$$

$$= 3055,6 (180 + 120)$$

$$= 916678,82 \text{ kgcm}$$

$$= 9,17 \text{ tm}$$

Untuk diameter 600 mm kelas A1 pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi  $M_{\text{crack}} = 17 \text{ tm}$ .

Cek kekuatan momen tiang :

$$M_{\text{crack}} = 17 \text{ tm} > M = 9,17 \text{ tm} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

Tabel 9. 6 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 1

kombinasi pembebanan	n tiang pancang	H1	H2	H	H	f	Mmax	Mmax	Mcrack	kontrol desain
		kN	kN	kN	kg	cm	kgcm	tonm	tonm	
0.6D+0.6SDL+0.7Ex Max	4	89.34	52.94	22.34	2276.80	180.00	683038.99	6.83	17	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ex Min	4	-85.00	-52.28	21.25	2166.13	180.00	649837.92	6.50	17	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Max	4	69.87	175.73	43.93	4478.31	180.00	1343492.35	13.43	17	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Min	4	-65.52	-175.07	43.77	4461.50	180.00	1338449.54	13.38	17	OK
ID+1L	4	4.04	0.55	1.01	102.95	180.00	30883.79	0.31	17	OK
ID+1SDL+0.75L	4	3.93	40.15	10.04	1023.08	180.00	306924.31	3.07	17	OK
ID+1SDL+0.75L+0.525Ex Max	4	69.31	-38.78	17.33	1766.36	180.00	529908.26	5.30	17	OK
ID+1SDL+0.75L+0.525Ex Min	4	-61.44	132.23	33.06	3369.88	180.00	1010964.83	10.11	17	OK
ID+1SDL+0.75L+0.525Ey Max	4	54.71	-130.86	32.72	3334.97	180.00	1000491.59	10.00	17	OK
ID+1SDL+0.75L+0.525Ey Min	4	-46.84	0.65	11.71	1193.60	180.00	358080.28	3.58	17	OK
ID+1SDL+0.7Ex Max	4	90.79	53.16	22.70	2313.69	180.00	694106.27	6.94	17	OK
ID+1SDL+0.7Ex Min	4	-83.55	-52.06	20.89	2129.24	180.00	638771.41	6.39	17	OK
ID+1SDL+0.7Ey Max	4	71.31	175.95	43.99	4483.91	180.00	1345172.78	13.45	17	OK
ID+1SDL+0.7Ey Min	4	-64.08	-174.85	43.71	4455.90	180.00	1336769.11	13.37	17	OK
Dead	4	2.14	0.69	0.54	54.54	180.00	16360.86	0.16	17	OK

Tabel 9. 7 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 3

kombinasi pembebanan	n tiang pancang	H1	H2	H	H	f	Mmax	Mmax	Mcrack	kontrol desain
		kN	kN	kN	kg	cm	kgcm	tonm	tonm	
0.6D+0.6SDL+0.7Ex Max	40	847.41	1173.62	29.34	2990.87	180.00	897261.47	8.97	17	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ex Min	40	-900.87	-1192.67	29.82	3039.42	180.00	911824.54	9.12	17	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Max	40	652.11	909.29	22.73	2317.25	180.00	695173.70	6.95	17	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Min	40	-705.58	-928.34	23.21	2365.79	180.00	709736.54	7.10	17	OK
ID+1L	40	-54.96	-16.34	1.37	140.07	180.00	42020.03	0.42	17	OK
ID+1SDL+0.75L	40	-52.36	-16.22	1.31	133.44	180.00	40030.96	0.40	17	OK
D+1SDL+0.75L+0.525Ex M	40	603.25	871.13	21.78	2220.02	180.00	666004.89	6.66	17	OK
D+1SDL+0.75L+0.525Ex M	40	-707.97	-903.58	22.59	2302.70	180.00	690809.71	6.91	17	OK
D+1SDL+0.75L+0.525Ey M	40	456.77	672.89	16.82	1714.80	180.00	514438.99	5.14	17	OK
D+1SDL+0.75L+0.525Ey M	40	-561.49	-705.33	17.63	1797.48	180.00	539243.73	5.39	17	OK
ID+1SDL+0.7Ex Max	40	829.59	1167.27	29.18	2974.69	180.00	892407.19	8.92	17	OK
ID+1SDL+0.7Ex Min	40	-918.70	-1199.02	29.98	3055.60	180.00	916678.82	9.17	17	OK
ID+1SDL+0.7Ey Max	40	634.29	902.94	22.57	2301.06	180.00	690319.34	6.90	17	OK
ID+1SDL+0.7Ey Min	40	-723.40	-934.69	23.37	2381.97	180.00	714591.06	7.15	17	OK
Dead	40	-23.55	-3.94	0.59	60.00	180.00	18001.38	0.18	17	OK

## 9.2.6 Perencanaan Poer

### Pondasi Tipe 1

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur. Data-data perencanaan poer adalah sebagai berikut.

$P_u$ kolom	= 6238,53 kN
N	= 4 buah
Dimensi poer	= 2,4×2,4×1,2 m
Mutu beton ( $f_c'$ )	= 45 MPa
Mutu baja ( $f_y$ )	= 420 MPa
Diameter tulangan	= 25 mm
Selimit beton	= 75 mm
$\lambda$	= 1 (beton normal)

Tinggi efektif (d)

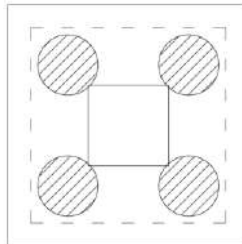
$$d_x = 1200 - 75 - \frac{1}{2} 25 = 1.112,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 75 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1.087,5 \text{ mm}$$

#### 1) 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 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.



Gambar 9. 10 Daerah Kritis Geser Ponds Dua Arah

$$\begin{aligned}
 \text{Pu punch} &= \text{Pu kolom} + \text{Wu poer} - \text{Pu pile daerah kritis} \\
 &= 6238,53 + 1,2 \times 1.112,5 \times 1.112,5 \times 23,544 \times 1,2 \\
 &\quad - (1532,55 + 1986,32 + 1543,89 + 1703,41) \\
 &= -400,36 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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 untuk kolom sudut

= 30 untuk kolom tepi

= 40 untuk kolom interior

$\beta$  = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek

$$= \frac{90}{90} = 1$$

$b_o$  = Keliling penampang kritis

$$= 2 (b_{\text{kolom}} + d) + 2 (h_{\text{kolom}} + d)$$

$$= 2 (800 + 1137,5) + 2 (800 + 1.112,5)$$

$$= 7.750 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

$$= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 7.750 \times 1.112,5$$

$$= 30159875,25 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1.137,5}{7.750} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 7750 \times$$

$$1.112,5$$

$$= 38633636,53 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,333 \times 1 \times \sqrt{45} \times 7.750 \times 1.112,5$$

$$= 19692624,43 \text{ N (menentukan)}$$

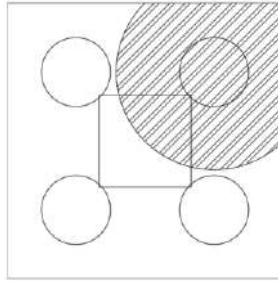
Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang poer dalam memikul gaya geser adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0,75 \times 19692624,43 \text{ N} \\ &= 14769468,32 \text{ N} \\ &= 14769,47 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\phi V_n > P_u \text{ punch} = -400,36 \text{ kN (OK)}$$

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

$$\begin{aligned}\beta &= \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\ &= \frac{90}{90} = 1\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}b_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\ &= (0,25 \times \pi \times (600+1112,5)) \\ &= 1364,63 \text{ mm}\end{aligned}$$

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.

$$\begin{aligned}V_{cl} &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 1364,63 \times 1.112,5\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 31238747,41 \text{ N} \\
 V_{c2} &= 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,083 \times \left( \frac{40 \times 1137,5}{1364,63} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 1364,63 \times \\
 &1.112,5 \\
 &= 30545436,85 \text{ N} \\
 V_{c3} &= 0,333 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,333 \times 1 \times \sqrt{45} \times 1364,63 \times 1.112,5 \\
 &= 3467500,96 \text{ N (menentukan)} \\
 \phi V_n &= 0,75 \times 3467500,96 \text{ N} \\
 &= 2600625,72 \text{ N} \\
 &= 2600,63 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

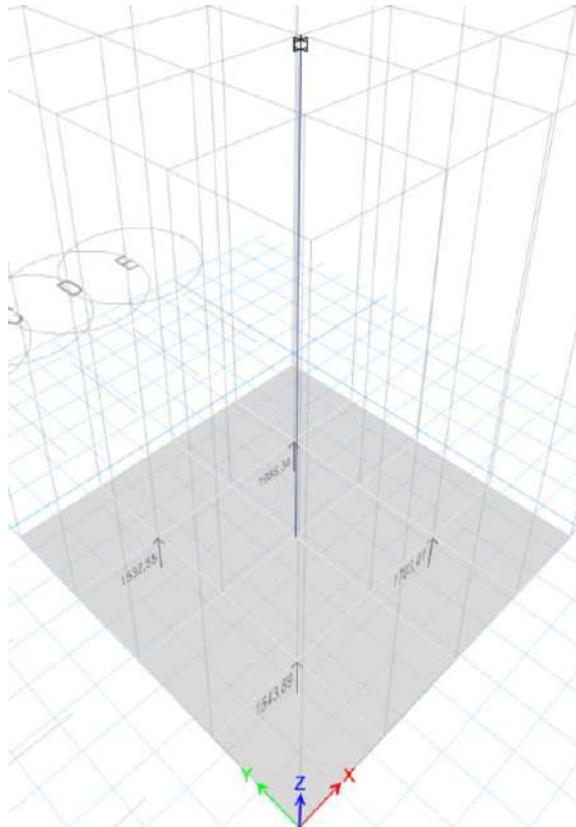
$$\phi V_n > P_u = 1986,32 \text{ kN (OK)}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat pancang.

## 2) Penulangan Poer

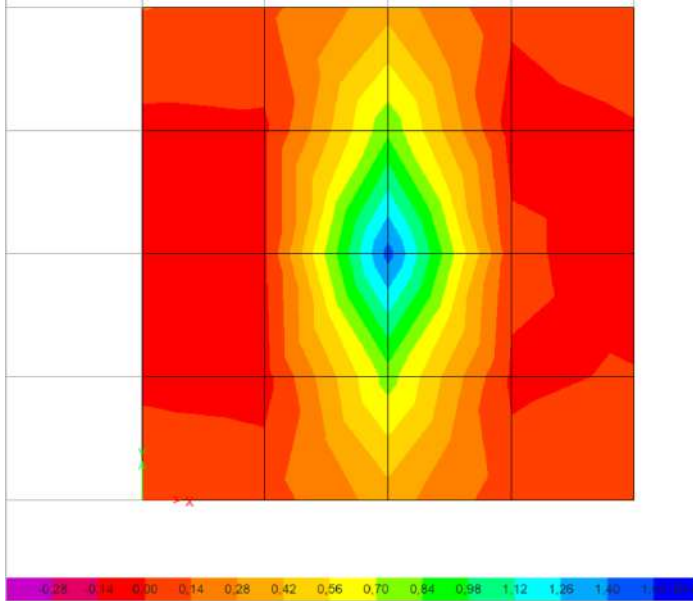
Untuk penulangan lentur, momen di dapat dari permodelan tiga dimensi pada ETABS dengan menginput P masing-masing tiang pancang.





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:

$$M_{max} = 1656,399 \text{ kN.m} = 1.656.399.000 \text{ N.mm}$$

$$M_{min} = 381,283 \text{ kN.m} = 381.283.000 \text{ N.mm}$$

- Penulangan bawah

$$R_n = \frac{M_{max}}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{1.656.399.000}{0,9 \times 2400 \times 1.137,5^2} = 0,59$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{45}}{420} = 0,0039$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka,  $\rho_{min} = 0,0039$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 45} = 10,98$$

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

$$= \frac{1}{10,98} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,98 \times 0,59}{420}} \right)$$

$$= 0,0014 < \rho_{\min}$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0,0039$$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0,0039 \times 1.000 \times 1.137,5 = 4542,01 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4542,01} = 108,07 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm

• Penulangan atas

$$R_n = \frac{M_{\min}}{\phi \times b \times d \times x^2} = \frac{381.283.000}{0,9 \times 2400 \times 1.212^2} = 0,14$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{45}}{420} = 0,0039$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka,  $\rho_{\min} = 0,0039$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 45} = 10,98$$

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

$$= \frac{1}{10,98} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,98 \times 0,14}{420}} \right)$$

$$= 0,0003 < \rho_{\min}$$

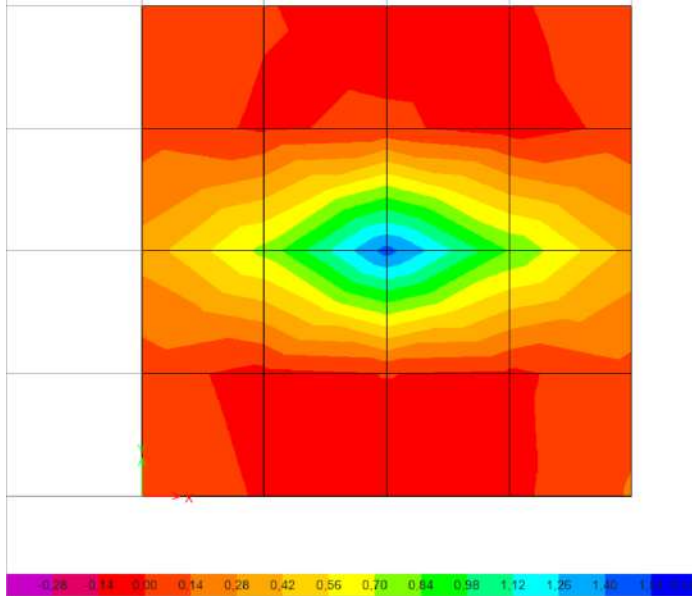
$$\rho = \rho_{\min} = 0,0039$$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0,0039 \times 1.000 \times 1.137,5 = 4542,01 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4542,01} = 108,07 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm

### Penulangan Poer Arah Sumbu Y



dalam satuan kNm

Gambar 9. 14 Momen dari ETABS (M22)

Didapat momen dari ETABS:

M positif = 1580,054 kN.m = 1.580.054.000 N.mm

M negatif = 389,513 kN.m = 389.513.000 N.mm

- Penulangan bawah

$$R_n = \frac{M_{max}}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{1.580.054.000}{0,9 \times 2400 \times 1.112,5^2} = 0,59$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{45}}{420} = 0,0039$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka,  $\rho_{min} = 0,0039$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 45} = 10,98$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10,98} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,98 \times 0,59}{420}} \right) \\ &= 0,0014 < \rho_{\min} \end{aligned}$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0,0039$$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0,0039 \times 1.000 \times 1.112,5 = 4442,19 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4442,19} = 110,5 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm

- Penulangan atas

$$R_n = \frac{M_{\min}}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{389.513.000}{0,9 \times 2400 \times 1.112,5^2} = 0,15$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{45}}{420} = 0,0039$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka,  $\rho_{\min} = 0,0039$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 45} = 10,98$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10,98} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,98 \times 0,15}{420}} \right) \\ &= 0,0003 < \rho_{\min} \end{aligned}$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0,0039$$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0,0039 \times 1.000 \times 1.112,5 = 4442,19 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4442,19} = 110,5 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm

Pondasi Tipe 1

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur. Data-data perencanaan poer adalah sebagai berikut.

$P_u$  kolom = 14943,91 kN

N = 40 buah

Dimensi poer = 2,4×2,4×1,2 m

Mutu beton ( $f_c'$ ) = 45 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) = 420 MPa

Diameter tulangan = 25 mm

Selimit beton = 75 mm

$\lambda$  = 1 (beton normal)

Tinggi efektif (d)

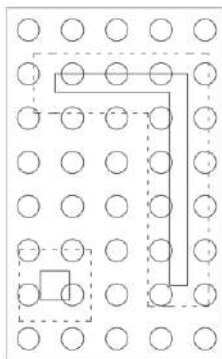
$d_x = 1200 - 75 - \frac{1}{2} 25 = 1.112,5 \text{ mm}$

$d_y = 1200 - 75 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1.087,5 \text{ mm}$

## 3) 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 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.



Gambar 9. 15 Daerah Kritis Geser Ponds Dua Arah

$$\begin{aligned} \text{Pu punch} &= \text{Pu kolom} + \text{Wu poer} - \text{Pu pile daerah kritis} \\ &= 3728,29 \text{ kN} \end{aligned}$$

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:

$$\alpha_s = 20 \text{ untuk kolom sudut}$$

$$= 30 \text{ untuk kolom tepi}$$

$$= 40 \text{ untuk kolom interior}$$

$$\beta = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek}$$

$$= \frac{90}{90} = 1$$

$$b_o = \text{Keliling penampang kritis}$$

$$= 31002 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

$$= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 31002 \times 1.112,5$$

$$= 12064784,2 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1.137,5}{7.750} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 31002 \times$$

$$1.112,5$$

$$= 68086401,01 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,333 \times 1 \times \sqrt{45} \times 31002 \times 1.112,5$$

$$= 78775579,68 \text{ N (menentukan)}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang poer dalam memikul gaya geser adalah sebagai berikut.

$$\phi V_n = 0,75 \times 68086401,01 \text{ N}$$

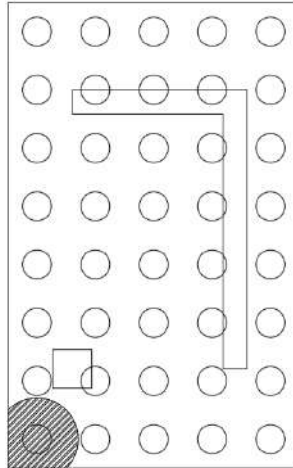
$$= 51064800,76 \text{ N}$$

$$= 51064,80076 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > P_u \text{ punch} = 3728,29 \text{ kN (OK)}$$

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

$$\beta = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\ = \frac{90}{90} = 1$$

$$b_o = \text{Keliling penampang kritis} \\ = (0,25 \times \pi \times (600 + 1112,5)) \\ = 1364,63 \text{ mm}$$

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.

$$V_{ct} = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

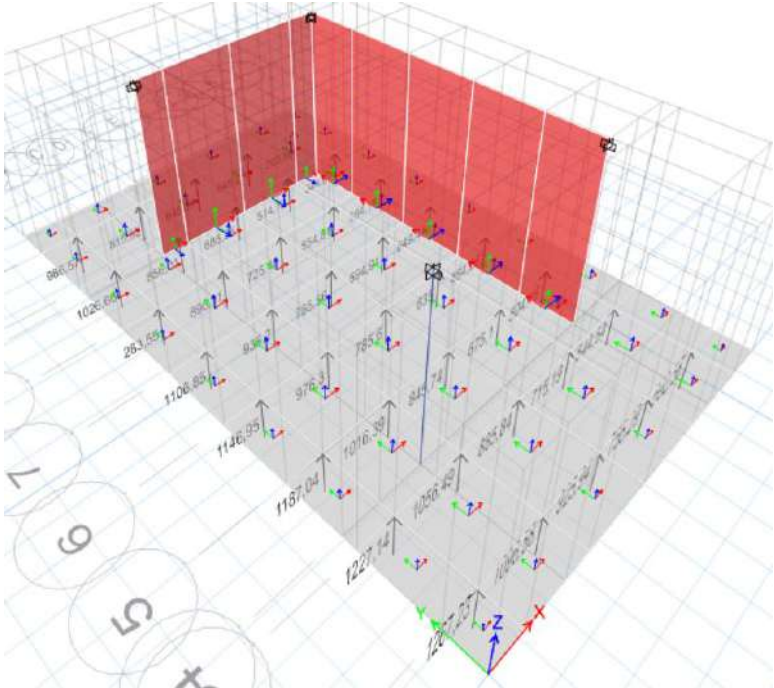


$$\begin{aligned}
&= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 1364,63 \times 1.112,5 \\
&= 31238747,41 \text{ N} \\
V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
&= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1137,5}{1364,63} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 1364,63 \times \\
&1.112,5 \\
&= 30545436,85 \text{ N} \\
V_{c3} &= 0,333 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
&= 0,333 \times 1 \times \sqrt{45} \times 1364,63 \times 1.112,5 \\
&= 3467500,96 \text{ N (menentukan)} \\
\phi V_n &= 0,75 \times 3467500,96 \text{ N} \\
&= 2600625,72 \text{ N} \\
&= 2600,63 \text{ kN} \\
\phi V_n &> P_u = 1263,75 \text{ kN (OK)}
\end{aligned}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat pancang.

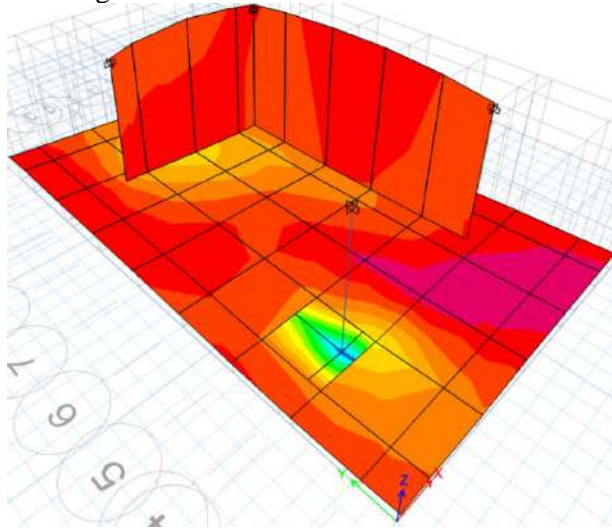
#### 1) Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, momen di dapat dari permodelan tiga dimensi pada ETABS dengan menginput P masing-masing tiang pancang.

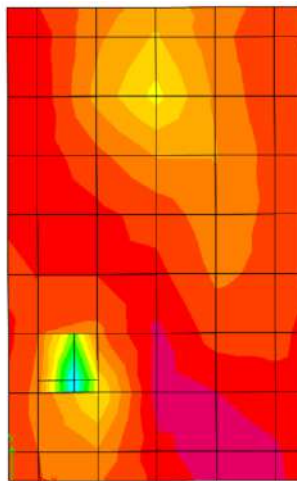


Gambar 9. 17 Permodelan 3D Pilecap Tipe 3

### 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:

$$M_{max} = 3300,786 \text{ kN.m} = 3.300.786.000 \text{ N.mm}$$

$$M_{min} = 706,368 \text{ kN.m} = 706.368.000 \text{ N.mm}$$

- Penulangan bawah

$$R_n = \frac{M_{max}}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{3.300.786.000}{0,9 \times 6000 \times 1.137,5^2} = 0,47$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{45}}{420} = 0,0039$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka,  $\rho_{min} = 0,0039$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 45} = 10,98$$

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

$$= \frac{1}{10,98} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,98 \times 0,47}{420}} \right)$$

$$= 0,0011 < \rho_{min}$$

$$\rho = \rho_{min} = 0.0039$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,0039 \times 1.000 \times 1.137,5 = 4542,01 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4542,01} = 108,07 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm

- Penulangan atas

$$R_n = \frac{M_{min}}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{706.368.000}{0,9 \times 6000 \times 1.212^2} = 0,101$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{45}}{420} = 0,0039$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka,  $\rho_{min} = 0,0039$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 45} = 10,98$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10,98} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,98 \times 0,101}{420}} \right) \\ &= 0,0002 < \rho_{\min}\end{aligned}$$

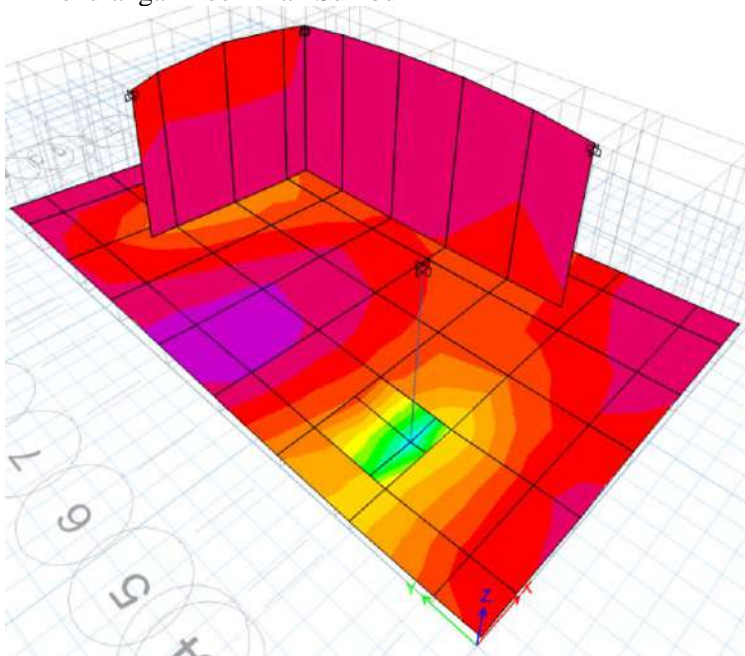
$$\rho = \rho_{\min} = 0,0039$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0039 \times 1.000 \times 1.137,5 = 4542,01 \text{ mm}^2$$

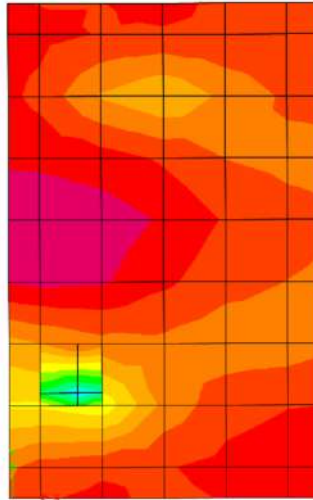
$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4542,01} = 108,07 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm

Penulangan Poer Arah Sumbu Y



Gambar 9. 20 Hasil Momen (M22) Secara Keseluruhan



dalam satuan kNm

Gambar 9. 21 Hasil Momen (M22) pada Poer

Didapat momen dari ETABS:

M positif = 4940,82 kN.m = 4.940.820.000 N.mm

M negatif = 762,256 kN.m = 762.256.000 N.mm

- Penulangan bawah

$$R_n = \frac{M_{max}}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{4.940.820.000}{0,9 \times 9600 \times 1.112,5^2} = 0,46$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{45}}{420} = 0,0039$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka,  $\rho_{min} = 0,0039$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 45} = 10,98$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10,98} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,98 \times 0,46}{420}} \right) \\ &= 0,0011 < \rho_{\min}\end{aligned}$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0,0039$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0039 \times 1.000 \times 1.112,5 = 4442,19 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4442,19} = 110,5 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm

• Penulangan atas

$$R_n = \frac{M_{\min}}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{762.256.000}{0,9 \times 9600 \times 1.112,5^2} = 0,07$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{45}}{420} = 0,0039$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka,  $\rho_{\min} = 0,0039$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 45} = 10,98$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{10,98} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,98 \times 0,07}{420}} \right) \\ &= 0,0001 < \rho_{\min}\end{aligned}$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0,0039$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0039 \times 1.000 \times 1.112,5 = 4442,19 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4442,19} = 110,5 \text{ mm}$$

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:

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

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

Selimut beton = 40 mm

Tulangan utama = D19

Tulangan Senggang = D10

$$d = 400 - (40 + 10 + \frac{1}{2} 19) = 340,5 \text{ mm}$$

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan diaman beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangan pada kolom. Adapun beban sloof adalah

Berat sendiri sloof

$$q_u = 1,4 \times 0,3 \times 0,4 \times 2400 = 403,2 \text{ kg/m}$$

$$= 4,032 \text{ kN/m}$$

Panjang sloof = 6 m

$$M_{u_{\text{tump}}} = \frac{1}{8} q_u \cdot L^2 = \frac{1}{8} \times 4,032 \times 6^2 \text{ kgm}$$

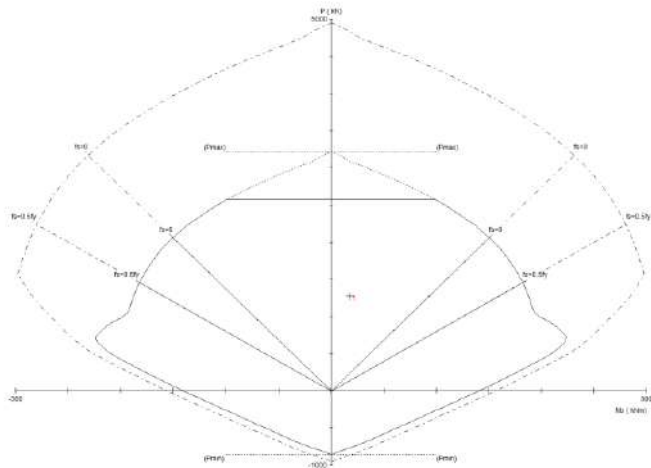
$$= 18,144 \text{ kNm}$$

Lalu menggunakan program SPCol dengan memasukkan beban:

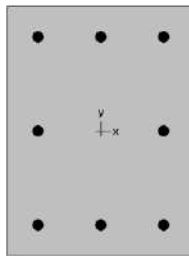
$$P = 10\% P_u = 10\% 12761,49 \text{ kN} = 1276,149 \text{ kN}$$

$$M = 18,144 \text{ kNm}$$





Gambar 9. 22 Diagram Interaksi P-M



300 x 400 mm  
1.8% reinf.

**MATERIAL:**

-----  
 $f_c = 40 \text{ MPa}$   
 $E_c = 29725.4 \text{ MPa}$   
 $f_y = 34 \text{ MPa}$   
 $\text{Beta1} = 0.759534$   
 $f_y = 420 \text{ MPa}$   
 $E_s = 206900 \text{ MPa}$

**SECTION:**

-----  
 $A_g = 120000 \text{ mm}^2$   
 $b = 1.5e+009 \text{ mm}^4$   
 $I_y = 5e+008 \text{ mm}^4$   
 $X_o = 0 \text{ mm}$   
 $Y_o = 0 \text{ mm}$

**REINFORCEMENT:**

-----  
 $\#19 \text{ bars @ } 1.8\%$   
 $A_s = 2272 \text{ mm}^2$   
 Confinement: Dec  
 Clear Cover = 40.00 mm  
 Min Clear Spacing = 81.35 mm

Gambar 9. 23 Spesifikasi Penulangan Sloof  
Penulangan Geser Sloof

$$V_u = \frac{1}{2} q_u \times L = \frac{1}{2} \times 4,032 \times 6 = 12,096 \text{ kN}$$

$$d' = 400 - 40 - 10 - 19/2 = 340,5 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{b_w \times d' \times \sqrt{f'c}}{6} = \frac{300 \times 340,5 \times \sqrt{40}}{6} = 107.675,55 \text{ N}$$

$$= 107,676 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 107,676 = 80,78 \text{ kN} > V_u \text{ (OK)}$$

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 kolom:

$$\text{Diameter kolom} = 600 - 2 \times 100 = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal decking (d')} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu tulangan (f}_y\text{)} = 420 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu beton (f'c)} = 52 \text{ Mpa}$$

### 9.2.8.1 Kontrol Dimensi Kolom

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diperoleh beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom:

$$P_u : 1600,32 \text{ kN}$$

$$V_u : 52,59 \text{ kN}$$

$$M_u : 15,93 \text{ kNm}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar  $\geq A_g \times \frac{f'_c}{10}$ , maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.

$$400 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi besar dari 0.4  
Rasio  $b/h = 400/400 = 1 > 0.4$

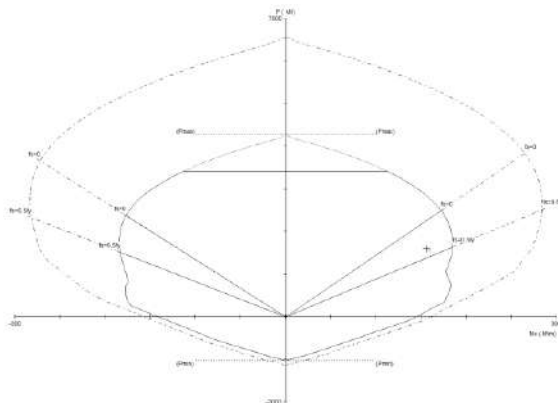
Dari hasil program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah kN

$$1600,32 \text{ kN} \geq \pi \times \left(\frac{400}{2}\right)^2 \times \frac{52}{10} \times \frac{1}{1000}$$

$$1600,32 \text{ kN} \geq 1306,903 \text{ kN (OK)}$$

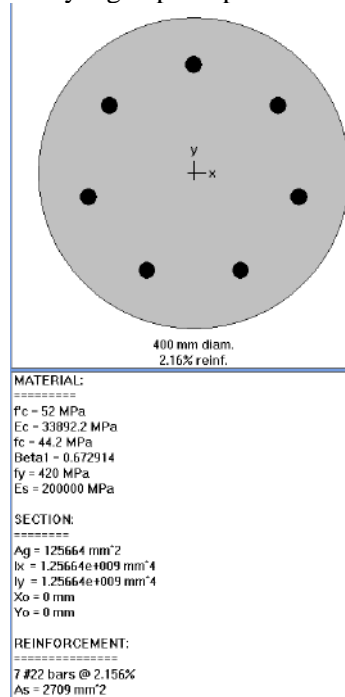
### 9.2.8.2 Penulangan Longitudinal Kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu spColumn, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut:



Gambar 9. 24 Diagram Interaksi Kolom Diameter 400 mm

Dari hasil spColumn Design diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah **7D22**.



Gambar 9. 25 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn

$$\phi M_n = 185,22 \text{ kNm} > M_u = 156,31 \text{ kNm (OK)}$$

### 9.2.8.3 Kontrol rasio tulangan longitudinal pada kolom

Tulangan memanjang,  $A_{st}$ , tidak boleh kurang dari 0.01  $A_g$  atau lebih dari 0.06  $A_g$ .

$$A_{st} = 2660,93 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 125663,7 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program spColumn diperoleh Tulangan longitudinal: 7D22, dengan rasio tulangan = 2,56 %.

$$0,01A_g < A_s < 0,06 A_g$$

$$1256,6 \text{ mm}^2 < 2660,93 \text{ mm}^2 < 7539,82 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

#### 9.2.8.4 Kontrol kapasitas beban aksial kolom terhadap beban aksial terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 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:

$$P_u = 1600,32 \text{ KN}$$

$$\phi = 0,7$$

$$A_g = \frac{1}{2} \times \pi \times \left(\frac{400}{2}\right)^2 = 125663,7 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 7 \frac{1}{4} \pi 22^2 = 2660,93 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

$$\phi P_n = 0,85 \times 0,7 (0,85 \times 52 (125663,7 - 2660,93) + 420 (2660,93))$$

$$\phi P_n = 3899816 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 3899,816 \text{ kN} > P_u = 1600,32 \text{ kN (OK)}$$

#### 9.2.8.5 Kontrol gaya tekan terhadap gaya geser rencana

Gaya geser rencana,  $V_e$ , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

$$F_s = 1,25 \times F_y = 1,25 \times 420 = 525 \text{ Mpa}$$

$$L_n = 5 \times d = 5 \times 400 = 2.000 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 418,39 \text{ kNm}$$

$$V_{ex} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_n} = \frac{2 \times 418,39}{2} = 418,39 \text{ kN}$$

$$V_{ex} = 418,39 \text{ kN} > V_u = 52,59 \text{ kN (OK)}$$

#### 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  $25 \text{ mm} \leq s \leq 75 \text{ mm}$ .

$$D_c = 400 - 2 \times 50 - 19 = 281 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 281^2 = 62015,82 \text{ mm}^2$$

$\rho$  harus memenuhi persyaratan di SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4, pasal 10.9.3 dan , diambil nilai yang terbesar dari rumus berikut ini:

$$\begin{aligned} \rho_s &= 0,12 \times \left( \frac{f_c'}{f_{yt}} \right) \\ &= 0,12 \times \left( \frac{52}{420} \right) \\ &= 0,014 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_s &= 0,45 \times \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{f_c'}{f_{yt}} \\ &= 0,45 \times \left( \frac{125663,7}{62015,82} - 1 \right) \times \frac{52}{420} \\ &= 0,057 \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho_s \times A_g \\ &= 0,057 \times 125663,7 \\ &= 7185,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= \frac{\pi/4 \times d_b^2 \times 1000}{A_{s \text{ perlu}}} \\ &= \frac{\pi/4 \times 19^2 \times 1000}{7185,5} \\ &= 39,46 \text{ mm} \end{aligned}$$

Didapat tulangan sengkang D19 – 30 mm.

## **BAB X**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **10.1 Resume**

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Perencanaan Gedung Hotel Sun Royal 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 2847:2018, 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 dan 2D13-120 mm
- b. Pelat atap setebal 150 mm menggunakan tulangan D8-125 mm
- c. Pelat lantai setebal 120 mm menggunakan tulangan D8-150 mm
- d. Pelat basemen setebal 300 mm menggunakan tulangan D13-125 mm
- 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 dan 2D13-150 mm
- b. Balok prategang menggunakan 1 tendon unit 5-19 dengan jumlah strand 16, 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 25 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 Hotel Sun Royal menggunakan analisa respon spectrum di daerah Badung berdasarkan peraturan RSNI 1726 : 2018.
  4. Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS yang telah memenuhi kontrol persyaratan struktur berdasarkan peraturan RSNI 1726 : 2018 sebagai berikut:
    - a. Kontrol beban gravitasi : selisih antara perhitungan manual dan ETABS sebesar 3,78 %. 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 3,062 detik lebih besar dari Ta maksimum.
    - 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 Gedung Hotel Sun Royal dituangkan pada gambar teknik pada lampiran.

## 10.2 Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisa dalam Tugas Akhir ini diantaranya:

1. 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
2. Perencanaan gedung yang dilakukan harus pada zona gempa yang sebenarnya agar ketepatan perhitungan dalam perencanaan lebih efisien dan efektif
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.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## DAFTAR PUSTAKA

- Ables, P.W, Bardhah B.K, Turner F.H. 1976. **Prestressed Concrete Designer's Handbook Second Edition**. Inggris: Spon Press
- Adewuyi, A.P dan Franklin, S.O. 2011. **Analytical Investigation of Prestressed Concrete Structures Incorporating Combined Post-Tensioned and Post-Compressed Reinforcements.** Nigeria : ARPN
- Astawa, Tawio dan Raka, 2014. **"Behavior of Partially-Prestressed Concrete Exterior Beam-Column Joints for Highly-Seismic Zones", Proceeding of the 6th International Conference of Asian Concrete Federation.** 21-24 Sept. 2014. Asian Concrete Federation (ACF), Seoul, Korea. pp. 589-594.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013)**. Jakarta : BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional. 2018. **Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (RSNI 2847-2018)**. Jakarta : BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional. 2018. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung (RSNI 1726-2018)**. Jakarta : BSNI
- Building Code Requirement for **Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary**. 2008. Farnington Hills
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan 1971 Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBI)
- Guna, Adi, 2012. **Civil Sharing**, [URL:http://civilisociety.blogspot.co.id/2012/12/beton-prategang.html](http://civilisociety.blogspot.co.id/2012/12/beton-prategang.html)
- 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.

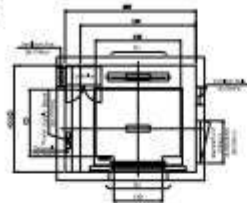
- Kajewski, S. (1994). **Construction Techniques and Methodology.** Makalah QUT untuk Short Course Pasca Sarjana Teknik Sipil, Jakarta.
- Lin, T.Y., dan Burns. N.H. 1988. **Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1.** Jakarta : Erlangga.
- Lin, T.Y., dan Burns. N.H. 2000. **Desain Struktur Beton Prategang Jilid 2.** Jakarta : Erlangga.
- Mulyadi, I Nyoman dan Suryasih, Ida Ayu. 2016. **Pengelolaan Museum Arma Sebagai Daya Tarik Wisata Budaya Di Desa Ubud.** Jurnal Destinasi Pariwisata Vol. 4 No. 2
- Nawy, Edward G. 2001. **Beton Prategang : Suatu Pendekatan Mendasar, Edisi Ketiga.** Jakarta : Erlangga
- Purwono, R., dkk., 2005. **Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa.** Surabaya. ITS Press.
- Sulendra, I Ketut dan Tatong, Burhan. 2011. **Analisis Teknis Pekerjaan Balok-Plat Lantai Bangunan Pascasarjana UNTAD dengan Metode Combidec-Prestress.** Palu: Universitas Tadulako.
- Tavio., dan Benny Kusuma. 2009. **Desain Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa.** Surabaya : ITS Press
- Widjaja, Budijanto. 2006. **Kajian Pengaruh Setup Pada Tiang Pancang Terhadap Peningkatan Daya Dukung Pondasi.** Jurnal Laboratorium Geoteknik Universitas Katolik Parahyangan Vol. 3 No. 1
- Wikana, Iwan dan Widayat Yohanes. 2007. **Tinjauan Kuat Lentur Balok Beton Bertulang Dengan Lapisan Mutu Beton Yang Berbeda.** Yogyakarta.

## **LAMPIRAN**

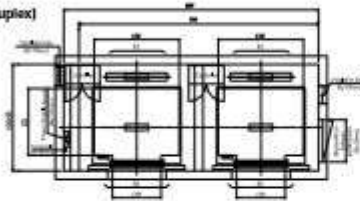
## Technical Data

### 1. Hoistway & Machine Room Plan

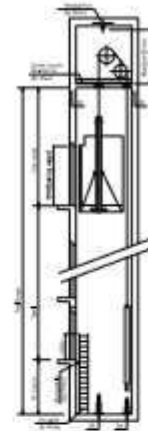
[Simplex]



[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	4690				5000
M2001	1	400-3000	Travel-300	4500	1800	2000	3000	
		1150	Travel-300	4500			4500	
		1150/1600	30-Travel-300	4620			5000	
	1.5	400-3000	Travel-300	4400			1950	3000
		1150/1365	Travel-80	4400				4500
		400-3000	30-Travel-300	4570				5000
1.75	400-3000	Travel-300	4500	1800	3000			
	1150	Travel-300	4500		4500			
	1150/1600	30-Travel-300	4620		5000			
Standard /IH	7	800-3400	Travel-310	5100	1800	2000	6000	
	2.5			5300	2000			

SIEMENS

## 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	1170	1200	1800	1500	1770	1700	2000	2000	3000	3750	
	8	510	800	1100	910	1000	1100	1170	1200	1800	1500	1770	1700	2000	2000	3000	3750	
	9	600	800	1100	1130	1000	1170	1270	1300	1800	1750	1770	1770	2100	2100	3100	3900	
	10	680	800	1100	1250	1000	1100	1100	1100	1700	1900	1900	1900	2300	2300	3300	4100	
	11	770	800	1100	1350	1000	1000	1000	1000	1700	2000	2000	1700	2000	2100	3100	3900	
	13	900	800	1600	1550	2000	2000	2100	2000	2000	2100	2000	2100	2000	1500	1800	2800	3600
	15	1000	800	1600	1600	2000	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	1500	1800	2800	3600
	17	1150	1000	1800	1700	2350	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	1800	2100	3100	3900
	18	1350	1000	1800	1700	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	1800	2100	3100	3900
	21	1600	1100	2000	1750	2550	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2100	2400	3400	4200

[EN Code]

1.0	6	410	700	1150	800	1000	1100	1170	1200	1800	1500	1770	1700	2000	2000	3000	3750	
	7	525	800	1100	800	1000	1100	1170	1200	1800	1500	1770	1700	2000	2000	3000	3750	
	8	600	800	1100	1100	1000	1170	1270	1300	1800	1750	1770	1770	2100	2100	3100	3900	
	9	680	800	1100	1250	1000	1100	1100	1100	1700	1900	1900	1900	2300	2300	3300	4100	
	10	800	800	1100	1350	1000	1000	1000	1000	1700	2000	2000	1700	2000	2100	3100	3900	
	11	900	800	1600	1500	2000	2000	2100	2000	2100	2000	2100	2000	1500	1800	2800	3600	
	13	1000	800	1600	1600	2000	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	1500	1800	2800	3600
	15	1150	1000	1800	1700	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	1800	2100	3100	3900
	18	1350	1000	1800	1700	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	1800	2100	3100	3900
	21	1600	1100	2000	1750	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2100	2400	3400	4200

[Malaysia]

1.0	6	410	800	1100	810	1000	1100	1170	1200	1800	1500	1770	1700	2000	2000	3000	3750	
	8	515	800	1100	910	1000	1100	1170	1200	1800	1500	1770	1700	2000	2000	3000	3750	
	9	615	800	1100	1110	1000	1100	1170	1200	1800	1500	1770	1700	2000	2000	3000	3750	
	10	685	800	1100	1260	1000	1100	1100	1100	1700	1900	1900	1900	2300	2300	3300	4100	
	11	775	800	1100	1360	1000	1000	1000	1000	1700	2000	2000	1700	2000	2100	3100	3900	
	13	905	800	1600	1560	2000	2000	2100	2000	2100	2000	2100	2000	1500	1800	2800	3600	
	15	1005	800	1600	1610	2000	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	1500	1800	2800	3600
	17	1155	1000	1800	1710	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	1800	2100	3100	3900
	18	1355	1000	1800	1710	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	1800	2100	3100	3900
	21	1625	1100	2000	1810	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2100	2400	3400	4200

# 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	d (mm)	Y1860S7	prEN 10138 - 3 (2009) Y1860S7	Y1770S7	ASTM A 416-06 Grade 270
		Nominal diameter	15.3	15.7	15.7
Nominal cross section	$A_p$ (mm <sup>2</sup> )	140	150	150	140
Nominal mass	M (kg/m)	1.093	1.172	1.172	1.102
Nominal yield strength	$f_{0.1%$ (MPa)	1636 <sup>1)</sup>	1640 <sup>1)</sup>	1526 <sup>1)</sup>	1676 <sup>2)</sup>
Nominal tensile strength	$f_{ts}$ (MPa)	1860	1860	1770	1860
Specif./min. breaking load	$F_{tk}$ (kN)	260.4	279.0	265.5	260.7
Young's modulus	(GPa)	approx. 195			
Relaxation <sup>3)</sup> after 1000 h at 20 °C and 0.7 x $F_{tk}$	(%)	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 <sup>1)</sup> recommended		Plastic duct VSL PT-PLUS <sup>2)</sup>		PE pipe			
		Y1860S7 (prEN)		Y1770S7 (prEN)	Grade 270 (ASTM)	$\phi_1 / \phi_2$	$\phi_1 / \phi_2$	$\phi_1 / \phi_2$	$\phi_1 / \phi_2$	$\phi_{max} \times \phi_{min}$			
		d=15.3 mm $A_p=140 \text{ mm}^2$	d=15.7 mm $A_p=150 \text{ mm}^2$	d=15.7 mm $A_p=150 \text{ mm}^2$	d=15.24 mm $A_p=140 \text{ mm}^2$	$\phi_1 / \phi_2$	$\phi_1 / \phi_2$	$\phi_1 / \phi_2$	$\phi_1 / \phi_2$	[mm] x [mm]	[mm]		
6-1	1	260	279	260.5	260.7	2930	5	30/35	7	22/26	6	25 x 2.0	3
	2	520	558	521	521	4045	9	45/50	12	*	-	40 x 3.0	6
6-3	3	780	837	797	782	4945	6	45/50	9	*	-	50 x 3.7	8
	4	1040	1116	1062	1043	45/50 <sup>1)</sup>	7	50/55 <sup>1)</sup>	10	*	-	50 x 3.7	6
6-7	5	1300	1396	1308	1304	5967	8	60/60	11	58/67 <sup>1)</sup>	-	75 x 5.6	17
	6	1560	1676	1593	1564	6962	9	60/67	12	68/80	11	75 x 5.6	15
6-7	7	1820	1953	1869	1825	6962	7	60/67	10	66/70	14	75 x 5.6	13
	8	2080	2232	2104	2086	6572	11	70/77	14	76/81	18	90 x 5.4	20
6-12	9	2340	2511	2360	2346	6572	9	70/77	12	70/81	16	90 x 5.4	18
	10	2600	2790	2655	2607	7077	11	75/82	14	76/81	15	90 x 5.4	17
6-12	11	2860	3059	2921	2868	7077	9	79/82	12	76/81	13	90 x 5.4	15
	12	3120	3348	3186	3128	7582	11	80/87	14	76/81	12	90 x 5.4	14
6-15	13	3380	3607	3462	3389	8087	13	89/92	16	85/91	16	110 x 5.3	26
	14	3640	3906	3717	3650	8087	11	89/92	14	85/91	16	110 x 5.3	25
6-15	15	3900	4185	3998	3911	8087	10	89/92	13	85/91	12	110 x 5.3	24
	16	4160	4464	4248	4171	8087	12	90/97	15	100/106	22	110 x 5.3	22
6-19	17	4420	4743	4514	4432	8592	11	90/97	14	100/106	20	110 x 5.3	20
	18	4680	5022	4779	4693	9097	13	95/102	16	100/106	19	110 x 5.3	19
6-19	19	4940	5301	5045	4953	9097	12	95/102	15	100/106	18	110 x 5.3	18
	20	5200	5580	5310	5214	100/107	17	110/117	26	100/106	17	125 x 6.0	24
6-22	21	5460	5859	5576	5475	100/107	16	110/117	22	100/106	16	125 x 6.0	23
	22	5720	6138	5841	5735	100/107	15	110/117	15	125 x 6.0	22	125 x 6.0	22
6-22	23	5980	6417	6107	6006	100/107	14	110/117	20	115/121	22	125 x 6.0	21
	24	6240	6696	6372	6257	100/107	13	110/117	19	115/121	22	125 x 6.0	21
6-27	25	6500	6975	6658	6518	110/117	18	120/127	24	119/121	21	125 x 6.0	20
	26	6760	7254	6933	6778	110/117	17	120/127	23	119/121	21	125 x 6.0	20
6-27	27	7020	7533	7209	7039	110/117	16	120/127	22	119/121	20	125 x 6.0	19
	28	7280	7812	7434	7300	110/117	15	120/127	21	130/136	22	140 x 6.7	26
6-31	29	7540	8097	7700	7560	120/127	21	130/137	27	140 x 6.7	25	140 x 6.7	25
	30	7800	8376	7965	7821	120/127	20	130/137	26	130/136	26	140 x 6.7	24
6-37	31	8060	8649	8251	8082	120/127	19	130/137	25	130/136	25	140 x 6.7	23
	32	8320	8928	8496	8342	120/127	18	130/137	24	130/136	24	140 x 6.7	22
6-37	33	8580	9207	8763	8603	120/127	17	130/137	23	130/136	23	140 x 6.7	21
	34	8840	9486	9027	8864	120/127	16	130/137	22	130/136	22	140 x 6.7	20
6-43	35	9100	9765	9293	9125	130/137	22	140/147	21	130/136	22	140 x 6.7	20
	36	9360	10044	9568	9395	130/137	21	140/147	20	130/136	21	140 x 6.7	19
6-43	37	9620	10323	9824	9646	130/137	20	140/147	19	130/136	20	140 x 6.7	18
	38	9880	10602	10104	9921	140/147	21	150/157	27	150/157	27	160 x 7.7	24
6-55	45	14300	15345	14603	14359	169/167	26	170/177	31	150/157	31	n.a.	

- Flat duct possible as well (width = 75mm, height = 21mm)
- Flat duct PT-PLUS for use with VStab anchorage; see 2.2.3
- Quoted only for sheet 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 (ENS23)
- $\phi_2$  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	d (mm)	prEN 10138 - 3 (2009) Y1860S7	ASTM A 416-06 Grade 270	
		Nominal diameter	12.5	12.9
Nominal cross section	$A_p$ (mm <sup>2</sup> )	93	100	96.7
Nominal mass	M (kg/m)	0.726	0.781	0.775
Nominal yield strength	$f_{0.1%$ (MPa)	1634 <sup>1)</sup>	1640 <sup>1)</sup>	1675 <sup>2)</sup>
Nominal tensile strength	$f_{ts}$ (MPa)	1860	1860	1860
Specif./min. breaking load	$F_{tk}$ (kN)	173.0	186.0	183.7
Young's modulus	(GPa)	approx. 195		
Relaxation <sup>3)</sup> after 1000 h at 20 °C and 0.7 x $F_{tk}$	(%)	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 <sup>1)</sup> recommended		Plastic duct VSL PT-PLUS <sup>2)</sup>			
		Y1860S7 (prEN)	Grade 270 (ASTM)	$\phi_1 / \phi_2$	$\phi_1 / \phi_2$	$\phi_1 / \phi_2$	$\phi_1 / \phi_2$			
		d=12.5 mm $A_p=93 \text{ mm}^2$	d=12.7 mm $A_p=99 \text{ mm}^2$	$\phi_1 / \phi_2$	$\phi_1 / \phi_2$	$\phi_1 / \phi_2$	$\phi_1 / \phi_2$			
6-1	1	173	186	184	20/26	3	26/30	6	22/25	6
	2	346	372	367	36/40	6	40/45	11	*	-
6-3	3	519	558	551	35/40	6	40/45	9	*	-
	4	692	744	735	40/45 <sup>1)</sup>	7	45/50	10	*	-
6-7	5	865	930	919	45/50	6	50/57	11	58/69 <sup>1)</sup>	-
	6	1038	1116	1102	45/50	6	50/57	9	58/63	12
6-7	7	1211	1302	1288	50/57	7	60/67	10	60/63	11
	8	1384	1488	1470	55/62	8	60/67	12	68/83	10
6-12	9	1557	1674	1653	55/62	8	60/67	11	68/83	9
	10	1730	1860	1837	60/67	10	66/72	13	65/70	9
6-12	11	1903	2046	2021	60/67	9	66/72	12	65/70	8
	12	2076	2232	2204	66/72	8	66/72	11	65/70	7
6-15	13	2249	2418	2388	66/72	8	70/77	12	76/81	14
	14	2422	2604	2572	66/72	8	70/77	11	76/81	13
6-15	15	2595	2790	2756	70/77	9	75/82	12	76/81	12
	16	2768	2976	2939	70/77	9	75/82	12	76/81	12
6-19	17	2941	3162	3123	75/82	11	80/87	14	76/81	11
	18	3114	3348	3307	75/82	10	80/87	13	76/81	10
6-19	19	3287	3534	3490	75/82	9	80/87	12	100/106	21
	20	3460	3720	3674	80/87	10	85/92	13	100/106	20
6-22	21	3633	3906	3858	80/87	9	85/92	12	100/106	19
	22	3806	4092	4041	80/87	8	85/92	11	100/106	18
6-27	23	3979	4278	4225	85/92	12	90/97	15	100/106	19
	24	4152	4464	4409	85/92	11	90/97	14	100/106	18
6-27	25	4325	4620	4557	90/97	14	95/102	17	100/106	19
	26	4498	4836	4776	90/97	13	95/102	16	100/106	18
6-31	27	4671	5022	4960	95/102	15	100/107	18	100/106	18
	28	4844	5208	5144	95/102	14	100/107	17	100/106	17
6-31	29	5017	5394	5327	95/102	13	100/107	16	100/106	16
	30	5190	5580	5511	95/102	12	100/107	15	100/106	15
6-37	31	5363	5766	5695	95/102	11	100/107	14	100/106	14
	32	5536	5952	5878	100/107	13	110/117	19	115/121	20
6-37	33	5709	6138	6062	100/107	12	110/117	18	115/121	19
	34	5882	6324	6246	100/107	12	110/117	18	115/121	19
6-43										



## STRAND PROPERTIES – TO AS1311

Nominal Diameter	Nominal Steel Area	Nominal Mass	Minimum Breaking Load	Minimum Proof Load (0.2% Offset)	Min. Elong. to Fracture in 600mm	Relaxation After 1,000hrs at 0.7 Breaking Load	Modulus of Elasticity
mm	mm <sup>2</sup>	kg/m	kN	kN	%	%	MPa
12.7	100.1	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180-205
15.2	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	x 10 <sup>1</sup>

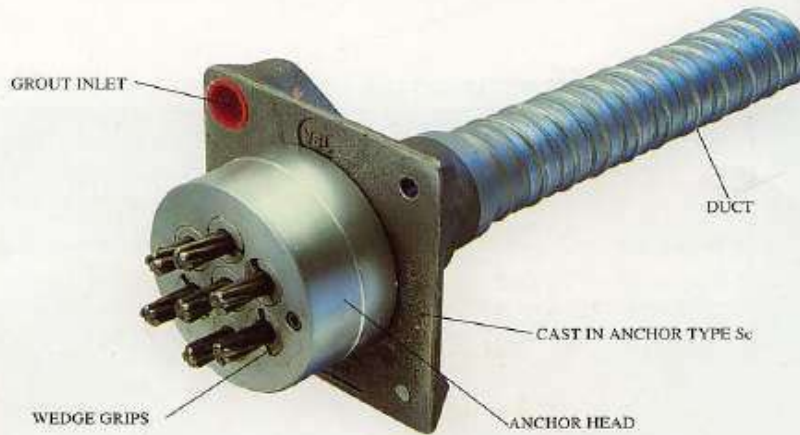
## TENDON PROPERTIES

STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
5-3	2	368	39
	3	552	39
5-7	4	736	51
	5	920	51
	6	1100	51
	7	1290	51
5-12	8	1470	69
	9	1660	69
	10	1840	69
	11	2020	69
	12	2210	69
5-19	13	2390	84
	14	2580	84
	15	2760	84
	16	2940	84
	17	3130	84
	18	3310	84
	19	3500	84
5-22	20	3680	90
	21	3860	90
	22	4050	90
5-27	23	4230	96
	24	4420	96
	25	4600	96
	26	4780	96
	27	4970	96
5-31	28	5150	105
	29	5340	105
	30	5520	105
	31	5700	105
5-37	32	5890	115
	33	6070	115
	34	6260	115
	35	6440	115
	36	6620	115
	37	6810	115
5-42	38	6990	118
	39	7180	118
	40	7360	118
	41	7540	118
	42	7730	118
5-48	43	7910	127
	44	8100	127
	45	8280	127
	46	8460	127
	47	8650	127
	48	8830	127
5-55	49	9020	135
	50	9200	135
	51	9380	135
	52	9570	135
	53	9750	135
	54	9940	135
	55	10120	135

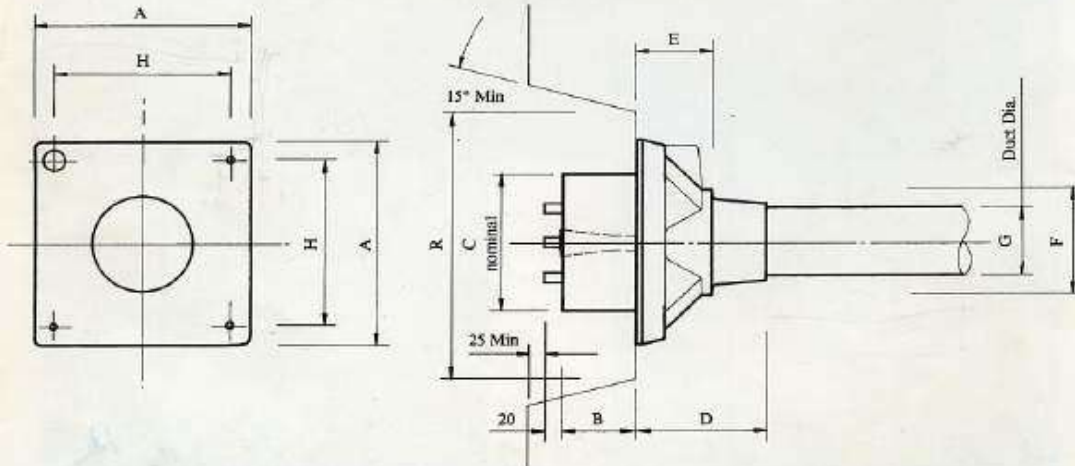
STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
6-3	2	500	39
	3	750	39
6-4	4	1000	51
6-7	5	1250	69
	6	1500	69
	7	1750	69
	8	2000	84
6-12	9	2250	84
	10	2500	84
	11	2750	84
	12	3000	84
	6-19	13	3250
14		3500	96
15		3750	96
16		4000	96
17		4250	96
18		4500	96
19		4750	96
6-22	20	5000	105
	21	5250	105
	22	5500	105
6-27	23	5750	115
	24	6000	115
	25	6250	115
	26	6500	115
	27	6750	115
6-31	28	7000	118
	29	7250	118
	30	7500	118
	31	7750	118
	6-37	32	8000
33		8250	127
34		8500	127
35		8750	127
6-42		36	9000
	37	9250	135
	38	9500	135
	39	9750	135
	40	10000	135
	41	10250	135
6-48	42	10500	135
	43	10750	144
	44	11000	144
	45	11250	144
	46	11500	144
	47	11750	144
6-55	48	12000	144
	49	12250	154
	50	12500	154
	51	12750	154
	52	13000	154
	53	13250	154
	54	13500	154
	55	13750	154

- Note: 1. Intermediate duct diameters may be available on application.  
 2. Duct diameters are for corrugated steel duct.  
 3. Duct external dia. = 1. Dia. + 6mm nominal  
 4. Corrugated polyethylene PT-Plus<sup>TM</sup> duct is also available, refer page 14.  
 5. For special applications other strand and tendon capacities are available.





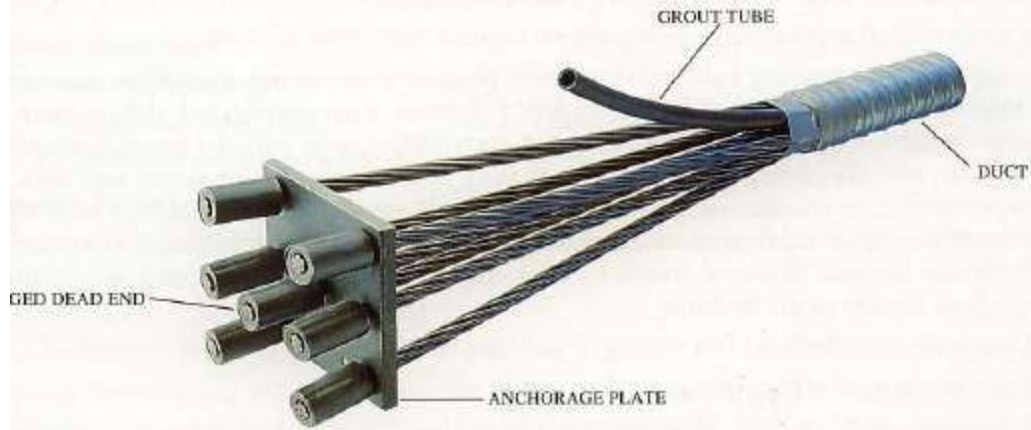
VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc  
LIVE END



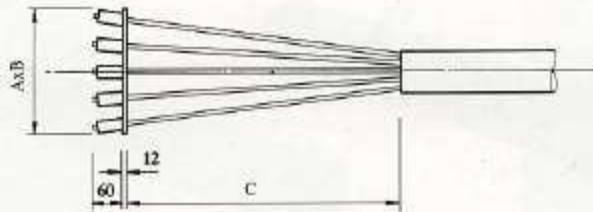
TENDON UNIT	Dimensions (mm)									
	A	B	C	D	E	F	G Int. Dia.	H	R	
STRAND TYPE 12.7mm	*5-3P	135	57	90	191	16	56	39	116	210
	*5-4P	150	57	90	216	16	64	39	125	210
	5-7	165	57	120	100	60	85	51	125	275
	5-12	213	54	160	160	84	120	69	151	320
	5-19	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	5-22	290	77	200	215	140	153	90	230	360
	5-27	315	92	220	250	160	176	96	250	360
	5-31	315	92	230	250	161	175	105	250	360
	5-37	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	5-42	390	112	290	346	168	217	118	325	650
5-48	430	122	300	340	161	233	127	365	750	
5-55	465	142	320	340	160	400	135	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	150	320
	6-12	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	6-19	315	92	220	250	160	175	96	250	360
	6-22	315	92	230	250	160	175	105	250	360
	6-27	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	6-31	390	112	290	340	160	217	118	325	650
	6-37	430	122	300	340	160	235	135	365	750
	6-42	465	142	320	340	160	250	135	400	750
	*6-48P	575	155	340	1035	110	269	144	495	900
	*6-55P	600	190	360	1070	120	294	154	520	900

Note: Dimension R does not allow for Lift Off force check. Smaller recesses can be provided for special cases. Refer VSL office for details.

\*Plate type anchorages (Type P). Also available for other tendon units.



## VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE P



STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	A	B	C
	Dimensions (mm)		
5-3	100	100	100
5-4	120	120	150
5-7	150	150	250
5-12	200	200	350
5-19	250	250	500
5-22	300	250	500
5-27	300	300	650
5-31	350	300	650
5-37	375	350	850
5-42	375	375	850
5-48	400	400	1000
5-55	425	425	1000

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	A	B	C
	Dimensions (mm)		
6-3	150	150	250
6-4	150	150	250
6-7	200	200	350
6-12	250	250	500
6-19	300	300	500
6-22	300	300	500
6-27	350	350	650
6-31	350	350	650
6-37	400	350	850
6-42	400	350	850
6-48	475	475	1000
6-55	550	475	1000





**REKAP HASIL TEST LABORATORIUM**

KLIEN : PT. PELINDO PROPERTY INDONESIA  
 PROYEK : DERMAGA  
 LOKASI : BENOA MARINA, BALI

TITIK BOR : BH-1  
 MASTER BOR : HARNO

DEPTH (Meter)	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC							CONSOLIDATION			
	Gs	e	Sr	Wc	n	yt	yd	ysat	Pp	Cc	Cv
-7.50	2.592	1.208	100.00	46.60	54.71	1.721	1.174	1.721	*	*	*
-15.00	2.638	1.107	100.00	41.96	52.54	1.777	1.252	1.777	*	*	*
-22.50	2.643	1.161	100.00	43.93	53.73	1.760	1.223	1.760	*	*	*
-30.00	2.585	0.816	100.00	31.57	44.93	1.873	1.423	1.873	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			DIRECT TEST			UNCONFINED TEST			TRIAXIAL CD		VANE TEST		k (cm/sec)
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	C	φ	Cu	φu	Cd	φd	Su	Cu			
-7.50	0.00	63.84	36.16	50.37	29.88	20.49	*	*	0.34	*	*	*	*	*	*	*	*
-15.00	0.00	65.29	34.71	56.19	30.76	25.43	*	*	0.72	0	*	*	*	*	*	*	*
-22.50	0.00	61.37	38.63	49.84	29.53	20.31	*	*	0.69	0	*	*	*	*	*	*	*
-30.00	0.00	65.18	34.82	51.29	29.57	21.72	*	*	2.19	0	*	*	*	*	*	*	*

**REMARK**  
 G = Gravel (%)  
 S = Sand (%)  
 S + Cl = Silt + Clay (%)  
 e = Void ratio  
 Gs = Specific Gravity  
 n = Porosity (%)  
 Sr = Degree of saturation (%)  
 Wc = Water content (%)  
 γt = Moisture density (gr/cc)  
 γsat = Saturated density (gr/cc)  
 γd = Dry density (gr/cc)  
 LL = Liquid Limit (%)  
 PL = Plastic Limit (%)  
 IP = Plastic Index (%)  
 Cc = Compression Index  
 Cv = Compression of Consolidation (cm<sup>2</sup>/det)  
 Pp = Preconsolidation Pressure (kg/cm<sup>2</sup>)  
 \* = Not test  
 k = Coefficient of permeability (cm/sec)  
 C = Cohesion of direct shear (kg/cm<sup>2</sup>)  
 Cd = Drained cohesion triaxial test(kg/cm<sup>2</sup>)  
 Cu = Undrained cohesion (kg/cm<sup>2</sup>)  
 Su = Strength of vane test (kg/cm<sup>2</sup>)  
 φ = Angle of internal friction direct shear test (degree)  
 φd = Angle of internal friction drained triaxial test (degree)  
 φu = Angle of internal friction undrained triaxial test (degree)



# PC SPUN PILE CONCRETE PRODUCT



## Description

Type of pile	: Prestressed Concrete Spun Pile
Splice system	: Welded at steel joint plate
Type of shoe	: Pencil (Standard Product) Mamira (Special Design)
Method of Driving	: Diesel or Hydraulic Hammer

PT WASKITA BETON PRECAST TBK

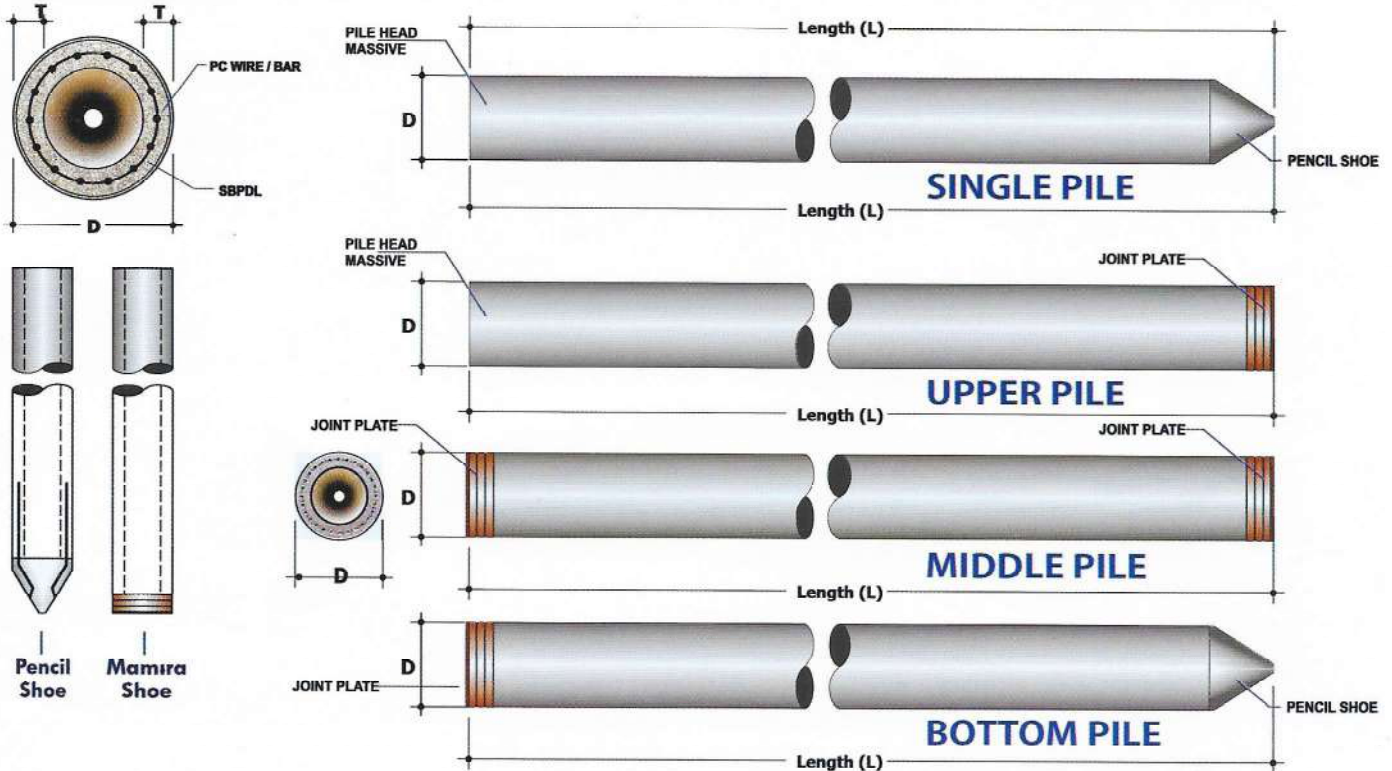
## Design and Manufacturing References

JIS A 5335 - 1987  
ACI 543 - 00

SNI 03-2847-2002

Prestressed Concrete Spun Pile  
Design, Manufactured and Installation  
of Concrete Piles  
Indonesian Concrete Code

## Shape and Dimension



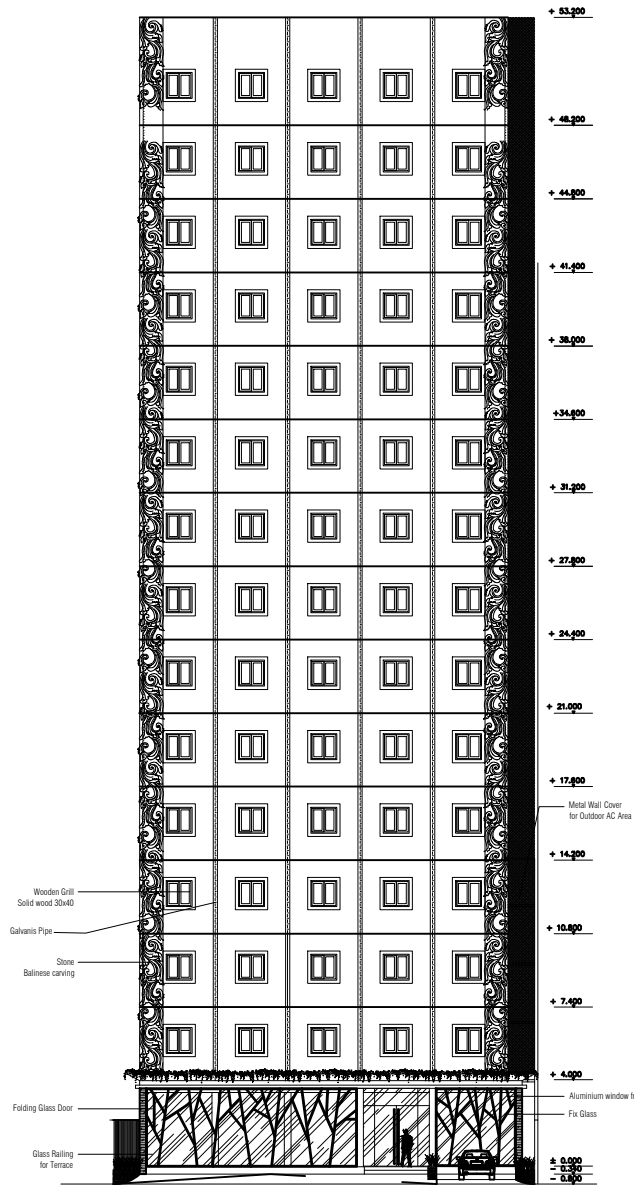
## Specification of Material

Item	Reference	Description	Specification
Aggregate	ASTM C33 - 1999 NI 2 PBI - 1971	Standard Specification for Concrete Aggregate Indonesian Concrete Code	
Cement	SNI 15-2049 - 2004	Portland Cement	Standard product : Type I Special order : Type II or V
Adimixture	ASTM C494 - 1985	Standard Specification for Chemical Adimixture for Concrete	Type F : Water reducing adimixtures
Concrete	SNI 03-2847 - 2002	Indonesian Concrete Code	Compressive strength at : 28 days : 600kg/cm <sup>2</sup> (cube)
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wire and strand for Prestressed Concrete	SWPD 1
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	SBPDL 1275 / 1420
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wire	SWMA / SWMP
Join Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steel for General Structure	SS - 400
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 1990	Structural Welding Code-steel	AWS AS.1 / E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent



# Classification

Outside Diameter D	Wall Thickness T	Class	Concrete Cross Section	Unit Weight	Length L	Bending Moment		Allowable Axial Load
						Crack	Ultimate	
(mm)	(mm)		(cm <sup>2</sup> )	(kg/m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	(ton)
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1.159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1.571	393	6 - 16	17.00	26.50	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  
SKALA 1:350



TAMPAK SAMPIING  
SKALA 1:350



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
FTSLK  
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL  
SUN ROYAL MENGGUNAKAN SISTEM BALOK  
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

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

MAHASISWA

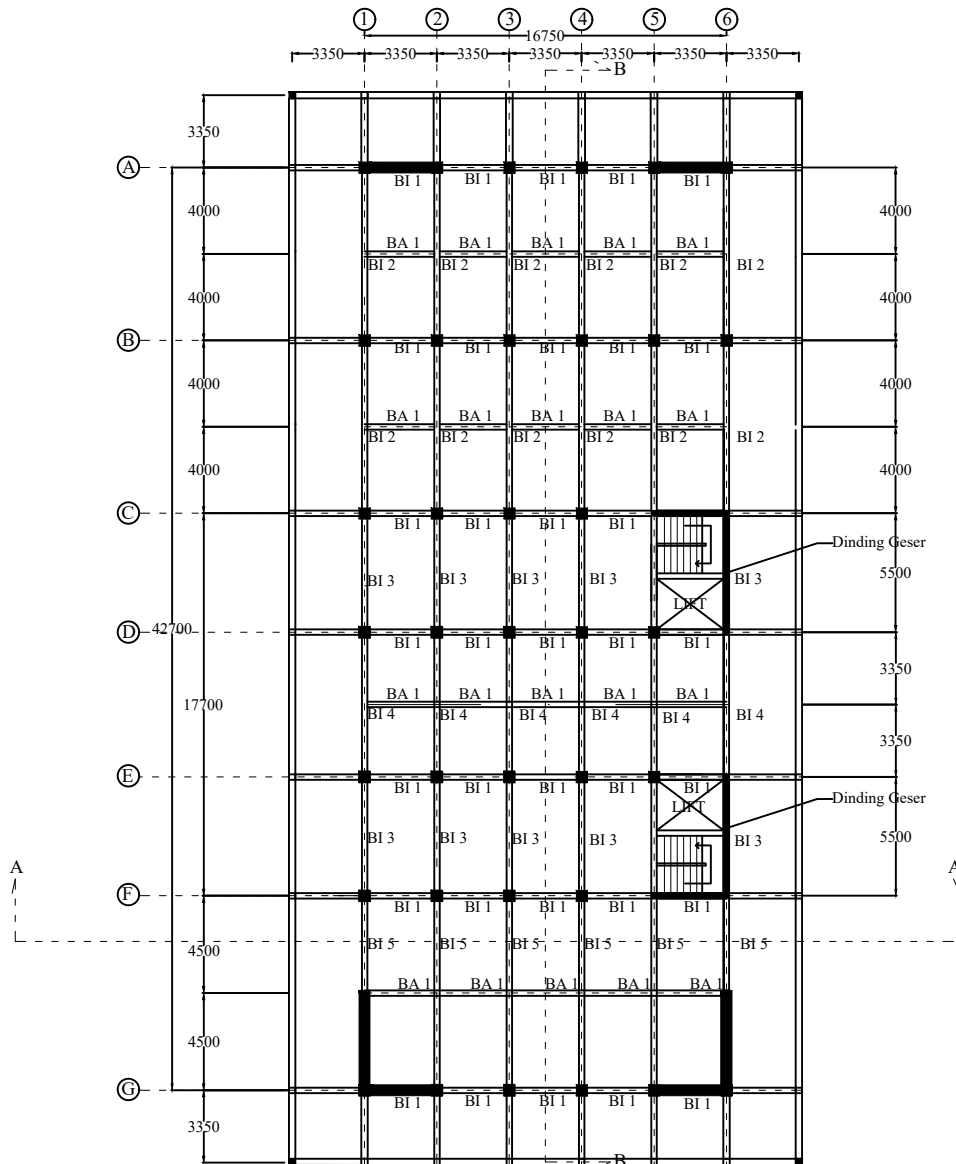
NI PUTU ARY YULIADEWI  
(0311154000079)

JUDUL GAMBAR

TAMPAK  
BANGUNAN

NO / TOTAL LEMBAR

01/34

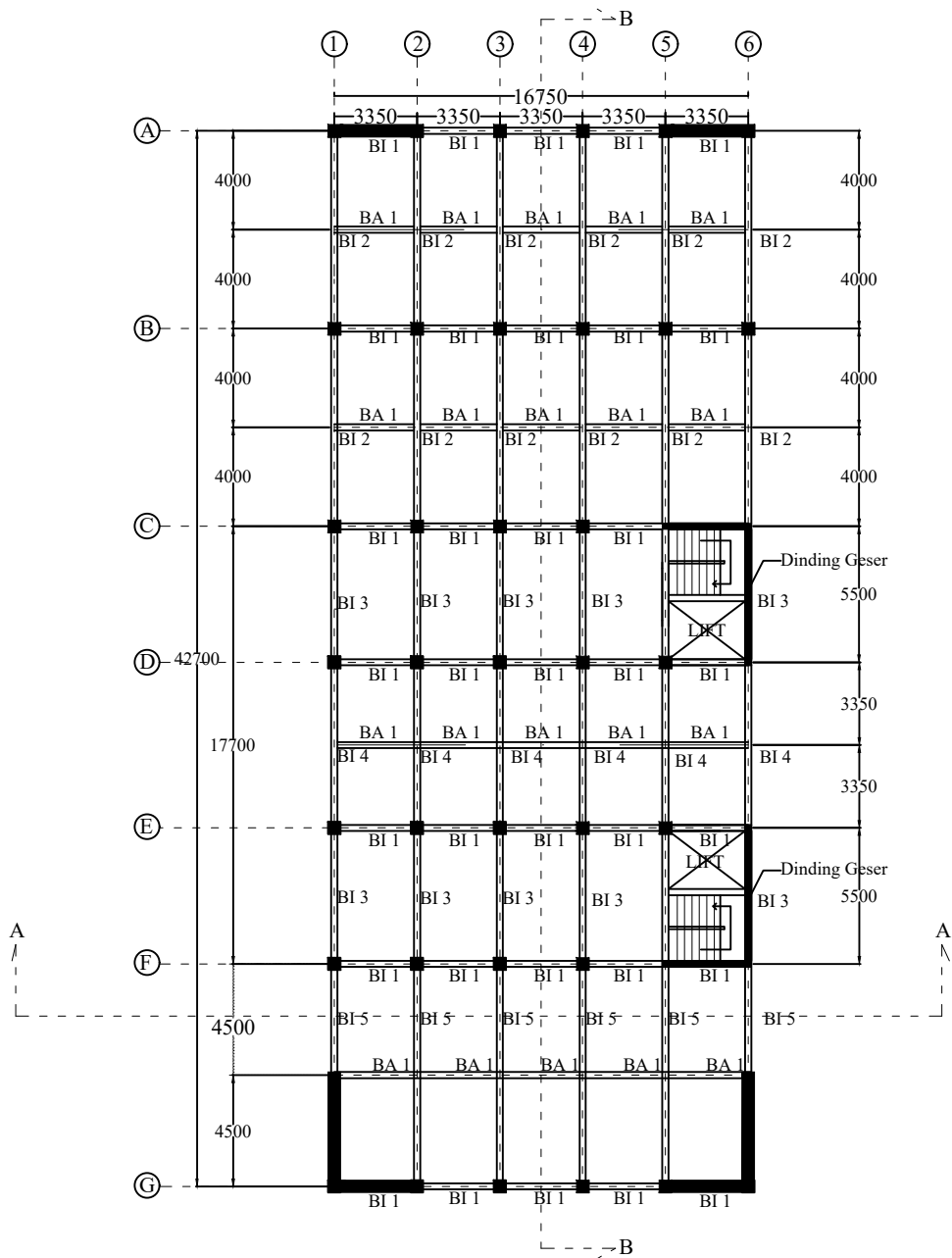


Balok Induk			Balok Anak		
No.	Tipe	Dimensi Balok (mm)	No.	Tipe	Dimensi Balok (mm)
1	BI1	350x550	1	BA1	250x400
2	BI2	450x700			
3	BI3	350x550			
4	BI4	450x700			
5	BI5	450x700			


**DENAH BALOK LT. BASEMENT**  
 SKALA 1:350

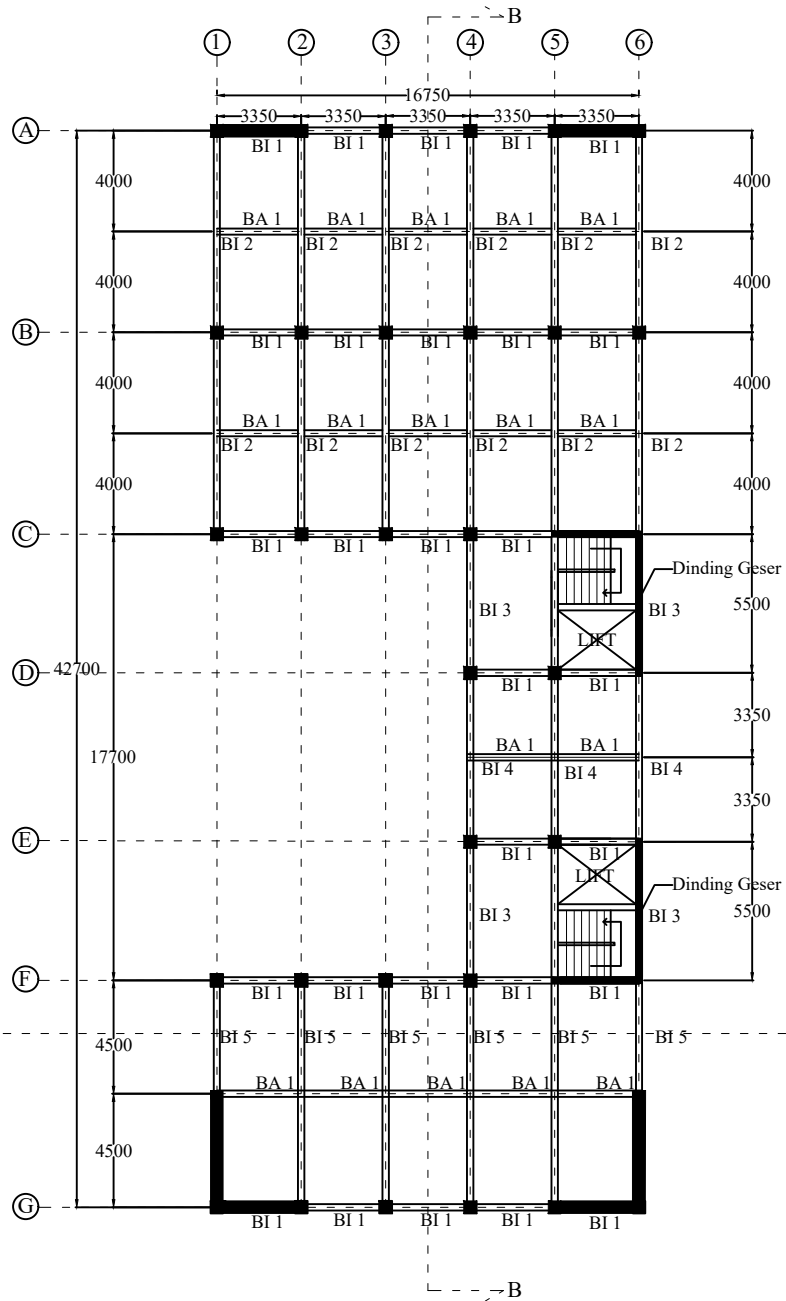






Balok Induk			Balok Anak		
No.	Tipe	Dimensi Balok (mm)	No.	Tipe	Dimensi Balok (mm)
1	BI1	350x550	1	BA1	250x400
2	BI2	450x700			
3	BI3	350x550			
4	BI4	450x700			
5	BI5	450x700			

 DENAH PEMBALOKAN LT. 1  
SKALA 1:300

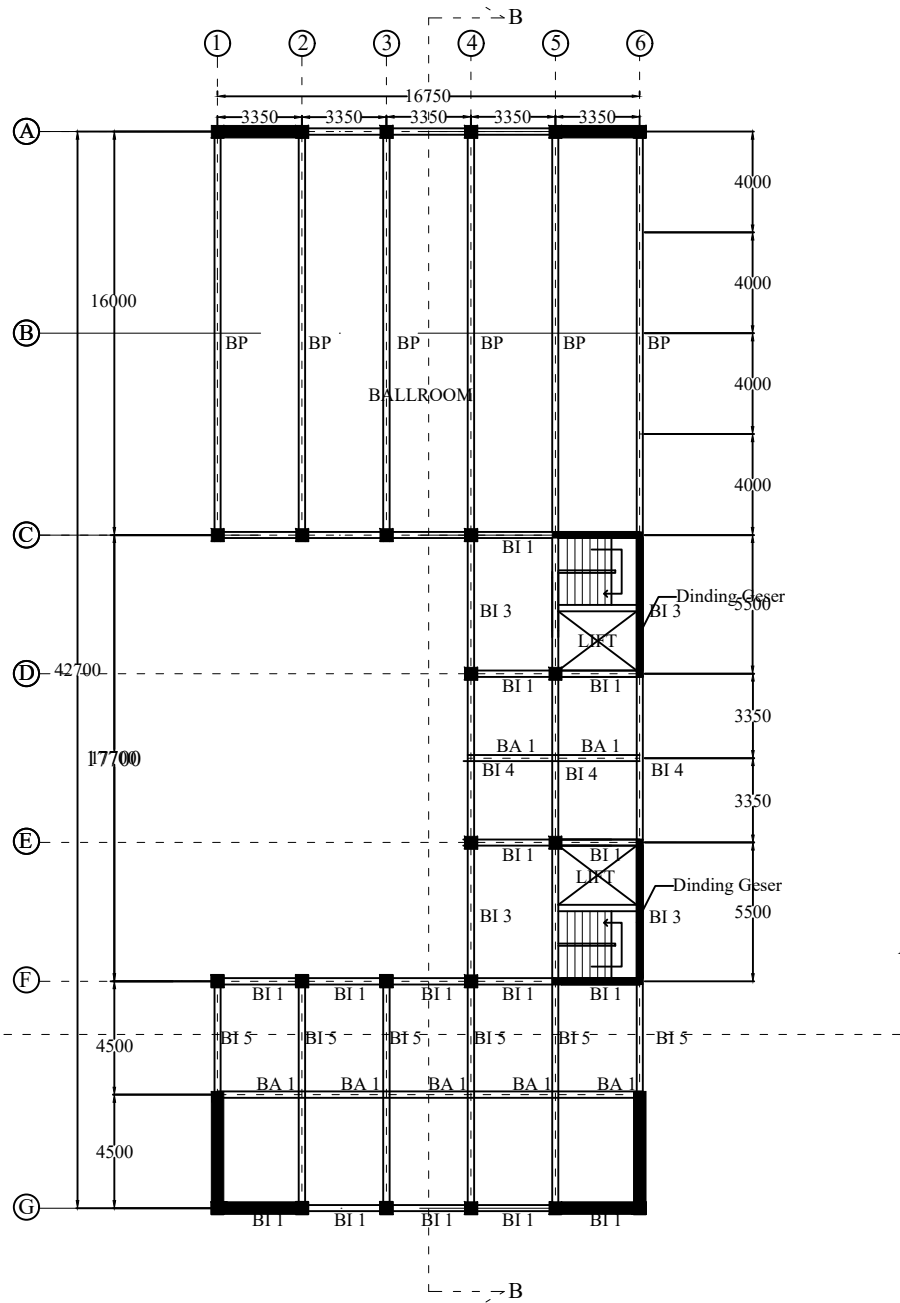


Balok Induk			Balok Anak		
No.	Tipe	Dimensi Balok (mm)	No.	Tipe	Dimensi Balok (mm)
1	BI1	350x550	1	BA1	250x400
2	BI2	450x700			
3	BI3	350x550			
4	BI4	450x700			
5	BI5	450x700			




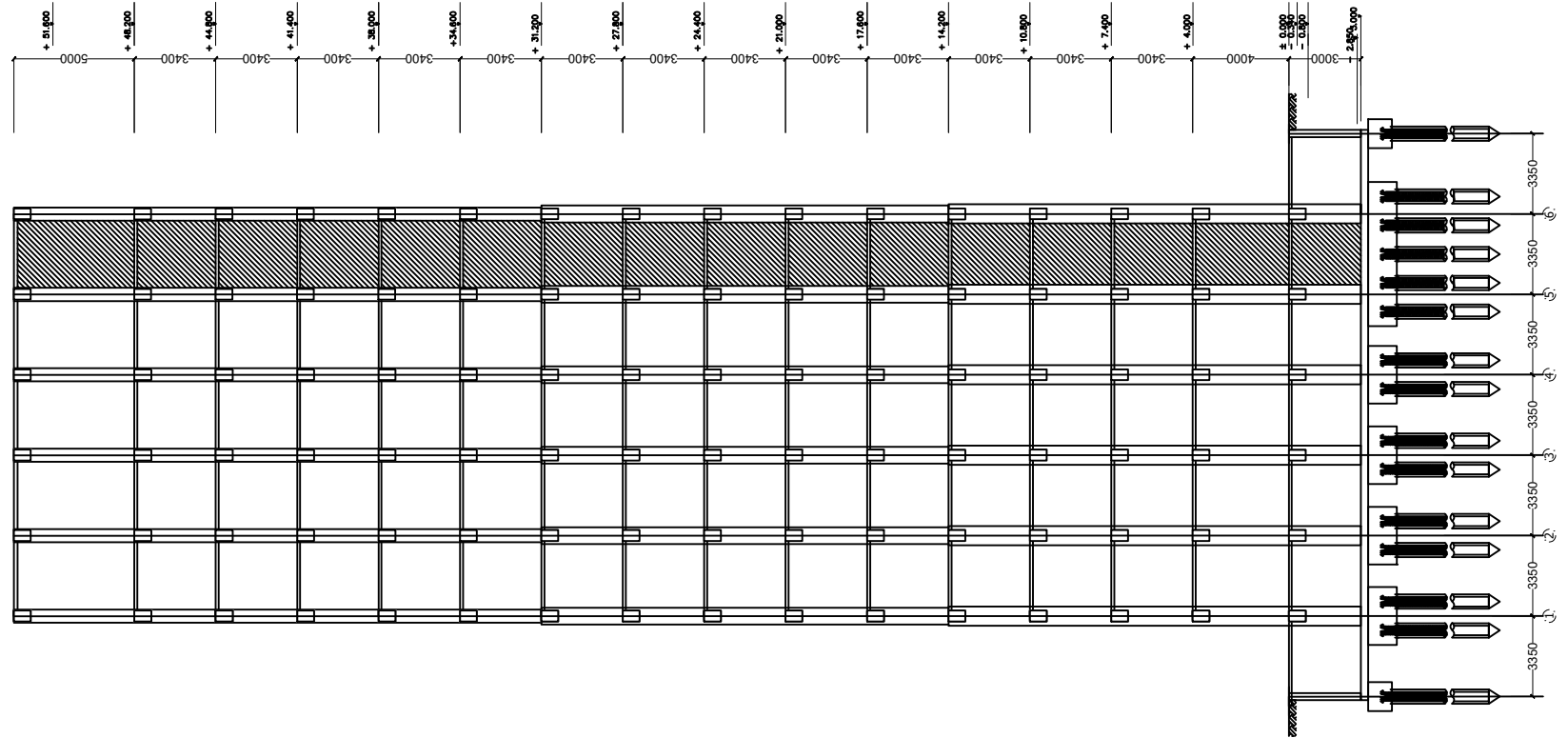
DENAH PEMBALOKAN LT. 2 - LT. 15  
SKALA 1:300

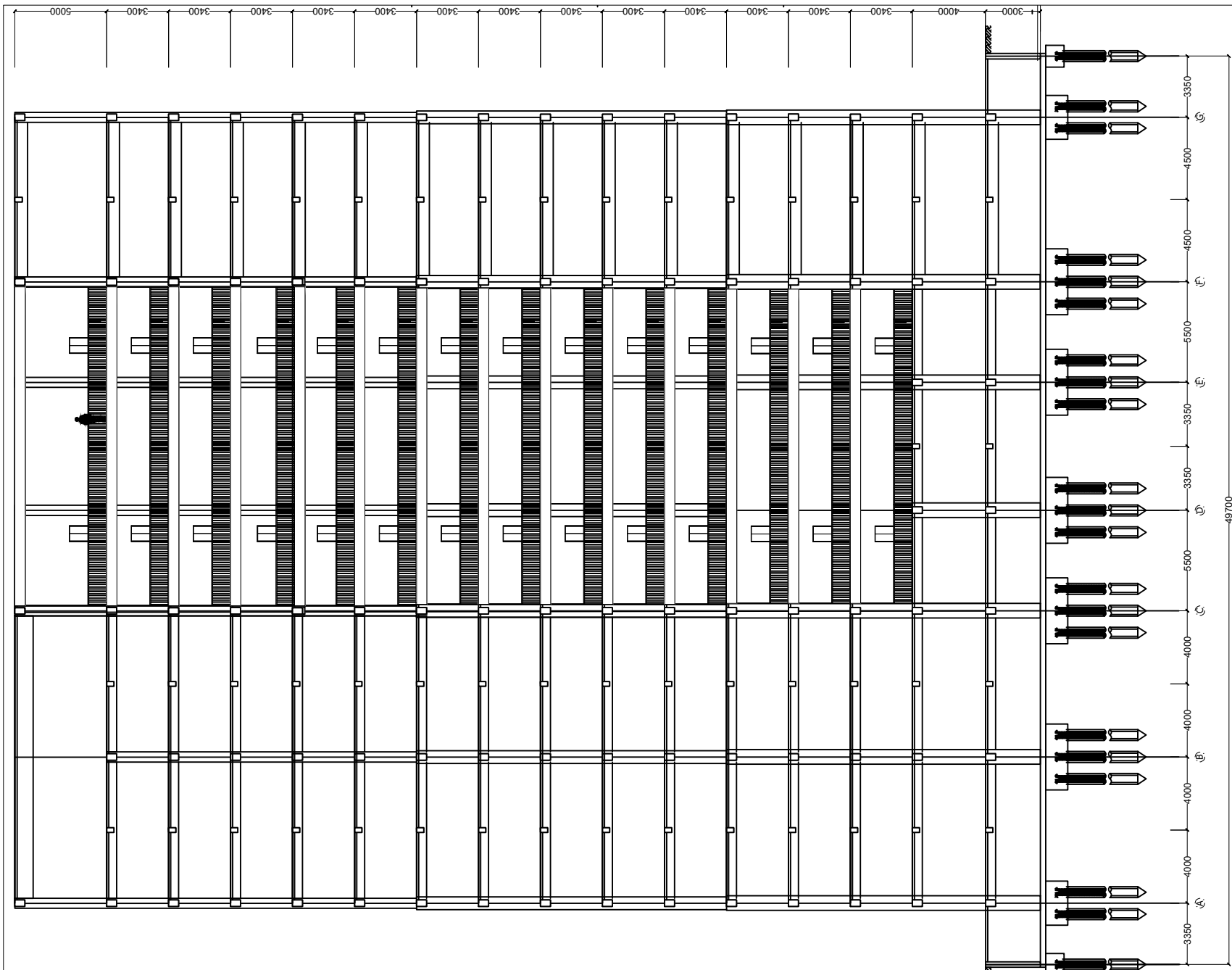




Balok Induk			Balok Anak		
No.	Tipe	Dimensi Balok (mm)	No.	Tipe	Dimensi Balok (mm)
1	BI1	350x550	1	BA1	250x400
2	BI2	450x700			
3	BI3	350x550			
4	BI4	450x700			
5	BI5	450x700			

 DENAH PEMBALOKAN LT. ATAP  
SKALA 1:300





POTONGAN B-B  
SKALA 1:300



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
FTSLK  
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL  
SUN ROYAL MENGGUNAKAN SISTEM BALOK  
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING

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

MAHASISWA

NI PUTU ARY YULIADEWI  
(0311154000079)

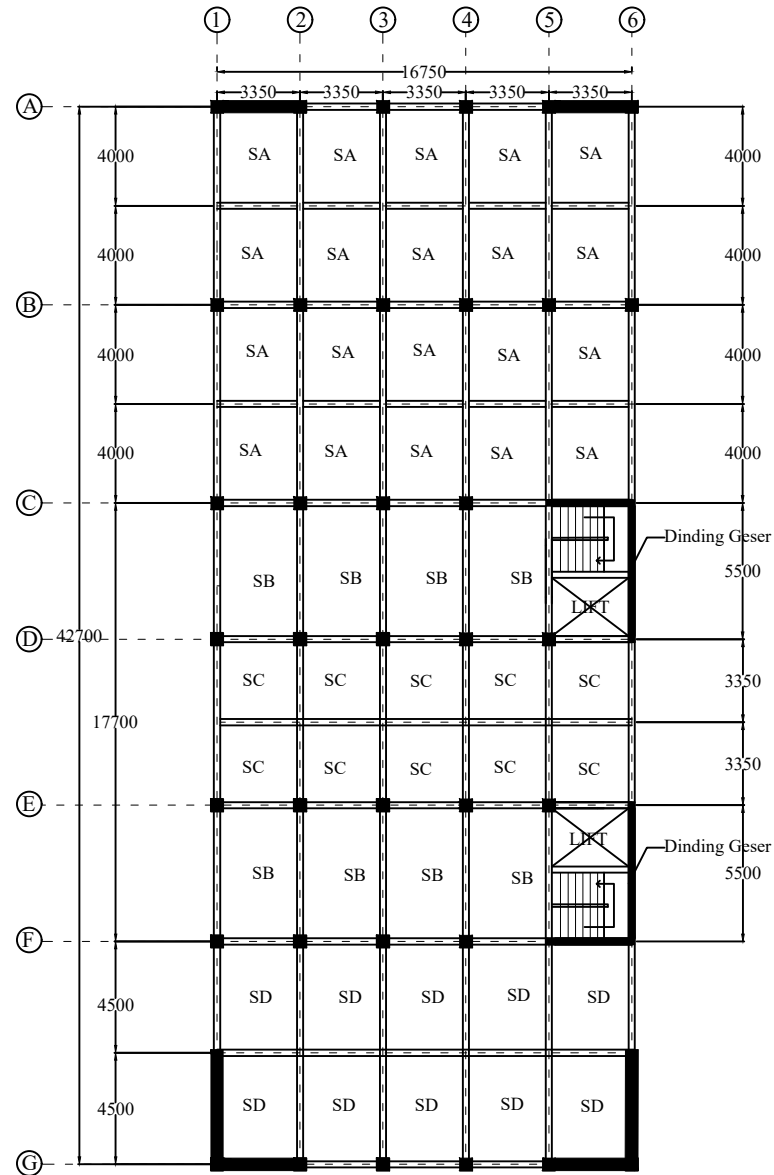
JUDUL GAMBAR

POTONGAN B-B

NO / TOTAL LEMBAR

07/34

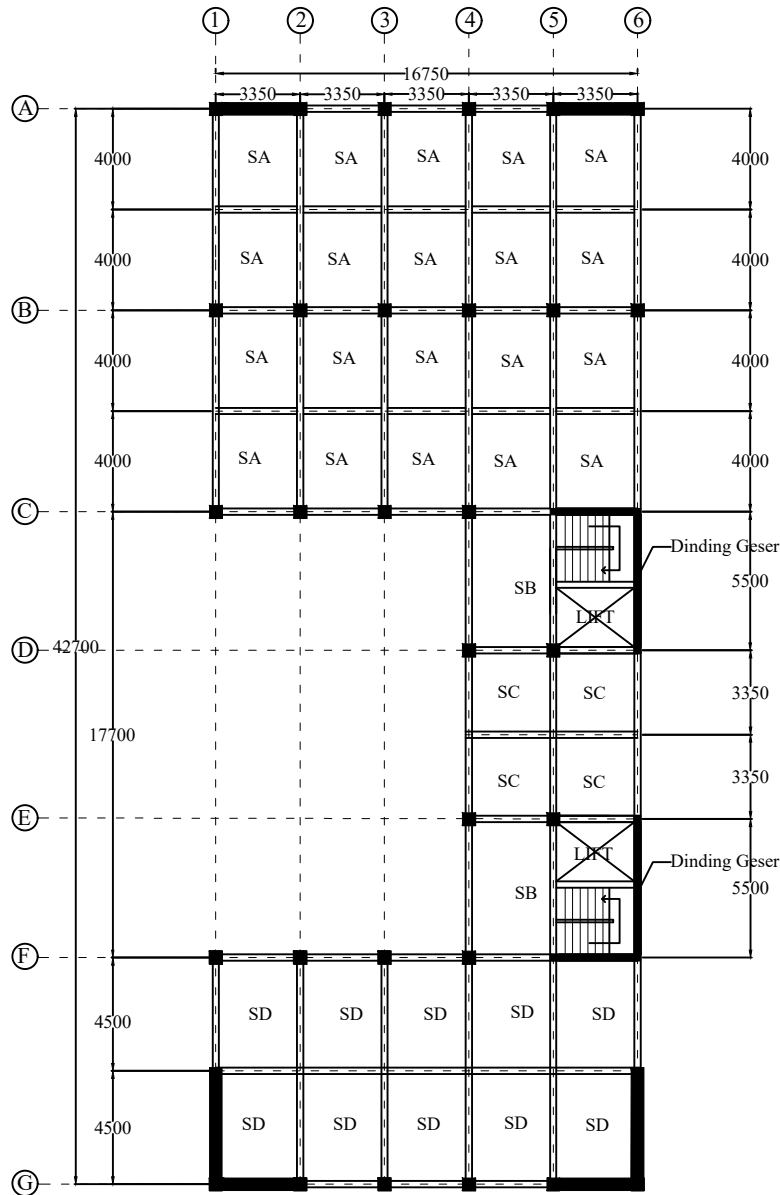





PELAT		
No.	Tipe	Tebal Pelat (mm)
1	SA	120
2	SB	120
3	SC	120
4	SD	120
5	SE	150


**DENAH PELAT LANTAI 1**  
 SKALA 1:300



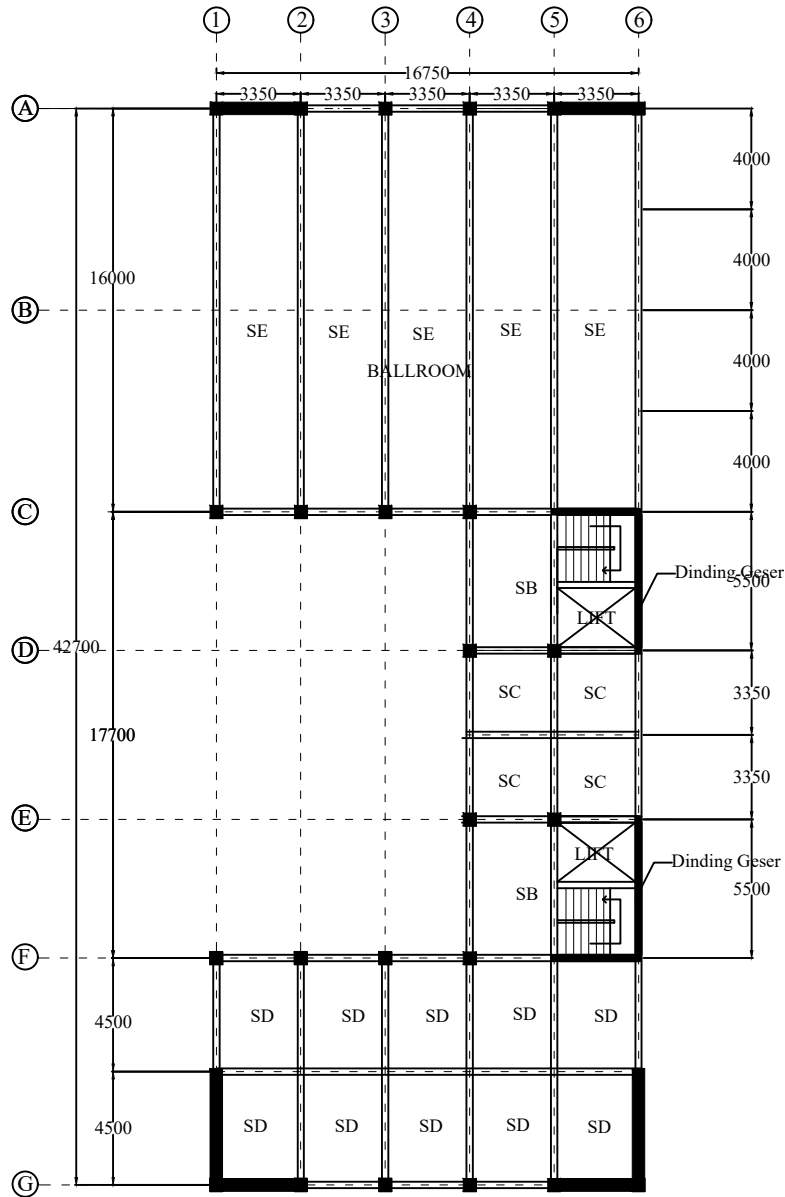


PELAT		
No.	Tipe	Tebal Pelat (mm)
1	SA	120
2	SB	120
3	SC	120
4	SD	120
5	SE	150


 DENAH PELAT LT. 2 - LT. 15  
SKALA 1:300



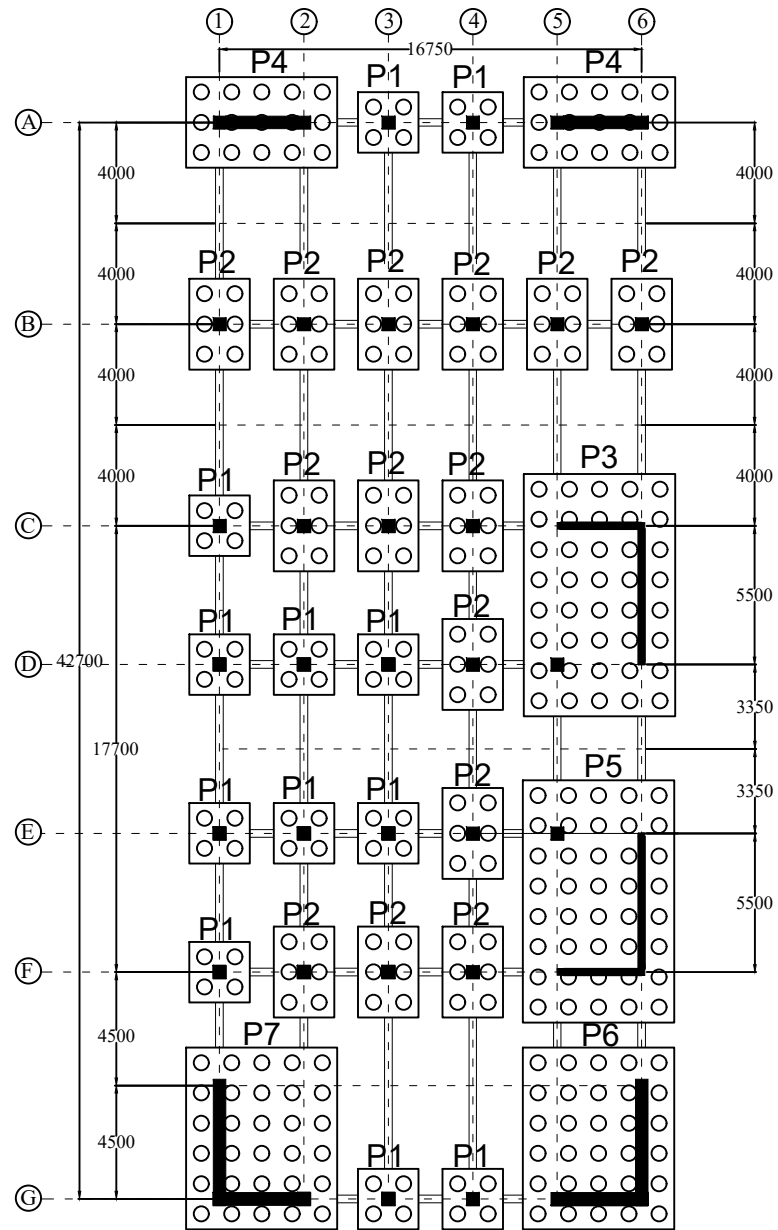




PELAT		
No.	Tipe	Tebal Pelat (mm)
1	SA	120
2	SB	120
3	SC	120
4	SD	120
5	SE	150

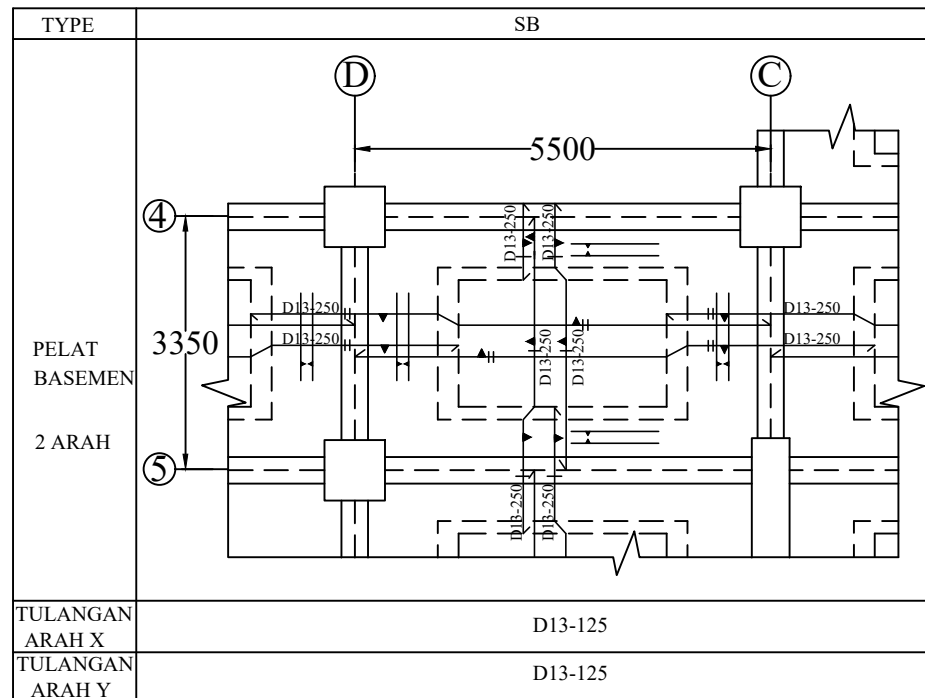
 DENAH PELAT LT. ATAP  
SKALA 1:300





DENAH PONDASI  
SKALA 1:300





DETAIL PENULANGAN PELAT BASEMENT  
SKALA 1:200



TYPE	SA	SB
PELAT LANTAI 2 ARAH		
TULANGAN ARAH X	D8-150	D8-150
TULANGAN ARAH Y	D8-150	D8-150

DETAIL PENULANGAN PELAT LANTAI  
 SKALA 1:100



INSTITUT TEKNOLOGI  
 SEPULUH NOPEMBER  
 FTSLK  
 DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR  
 DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL  
 SUN ROYAL MENGGUNAKAN SISTEM BALOK  
 PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING  
 Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka DEA  
 Ir. Faimun M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA  
 NI PUTU ARY YULIADEWI  
 (0311154000079)

JUDUL GAMBAR  
 DETAIL PENULANGAN  
 PELAT LANTAI

NO / TOTAL LEMBAR  
 14/34

TYPE	SC	SD
PELAT LANTAI 2 ARAH		
TULANGAN ARAH X	D8-150	D8-150
TULANGAN ARAH Y	D8-150	D8-150


**DETAIL PENULANGAN PELAT LANTAI**  
 SKALA 1:100



INSTITUT TEKNOLOGI  
 SEPULUH NOPEMBER  
 FTSLK  
 DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

**JUDUL TUGAS AKHIR**  
 DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL  
 SUN ROYAL MENGGUNAKAN SISTEM BALOK  
 PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

**DOSEN PEMBIMBING**  
 Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka DEA  
 Ir. Faimun M.Sc., Ph.D.

**MAHASISWA**  
 NI PUTU ARY YULIADEWI  
 (0311154000079)

**JUDUL GAMBAR**  
 DETAIL PENULANGAN  
 PELAT LANTAI

**NO / TOTAL LEMBAR**  
 15/34

TYPE	SB	SC
PELAT ATAP 2 ARAH		
TULANGAN ARAH X	D8-125	D8-125
TULANGAN ARAH Y	D8-125	D8-125

DETAIL PENULANGAN PELAT ATAP  
 SKALA 1:200

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FTSLK DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	NO / TOTAL LEMBAR
	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL SUN ROYAL MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG DAN SISTEM GANDA	Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka DEA Ir. Faimun M.Sc., Ph.D.	NI PUTU ARY YULIADEWI (0311154000079)	DETAIL PENULANGAN PELAT ATAP	16/34

TYPE	SD (2 ARAH)	SC (1 ARAH)
PELAT ATAP		
TULANGAN ARAH X	D8-125	D8-125
TULANGAN ARAH Y	D8-125	D8-125

**DETAIL PENULANGAN PELAT ATAP**  
 SKALA 1:200



INSTITUT TEKNOLOGI  
 SEPULUH NOPEMBER  
 FTSLK  
 DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

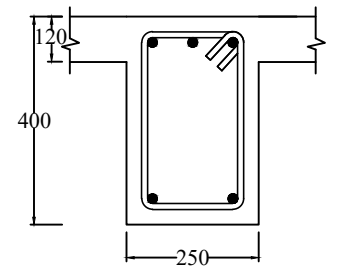
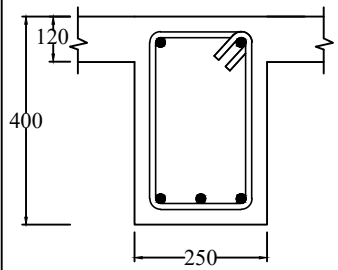
**JUDUL TUGAS AKHIR**  
 DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL  
 SUN ROYAL MENGGUNAKAN SISTEM BALOK  
 PRATEGANG DAN SISTEM GANDA


**DOSEN PEMBIMBING**  
 Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka DEA  
 Ir. Faimun M.Sc., Ph.D.

**MAHASISWA**  
 NI PUTU ARY YULIADEWI  
 (0311154000079)

**JUDUL GAMBAR**  
 DETAIL PENULANGAN  
 PELAT ATAP

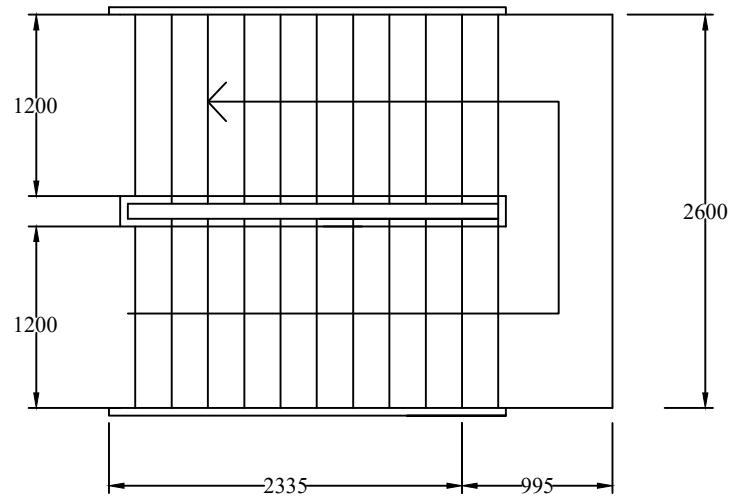
**NO / TOTAL LEMBAR**  
 17/34


TYPE	BA1	
DIMENSI BXH(mm)	250 x 400	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
TUL. ATAS	3D13	2D13
TUL. BAWAH	2D13	3D13
SENGKANG	2D13-100	2D13-120

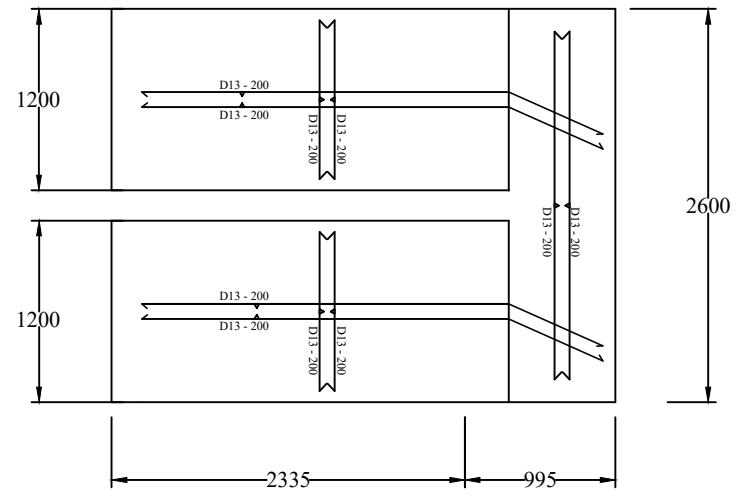
 **DETAIL BALOK ANAK**  
SKALA 1:20



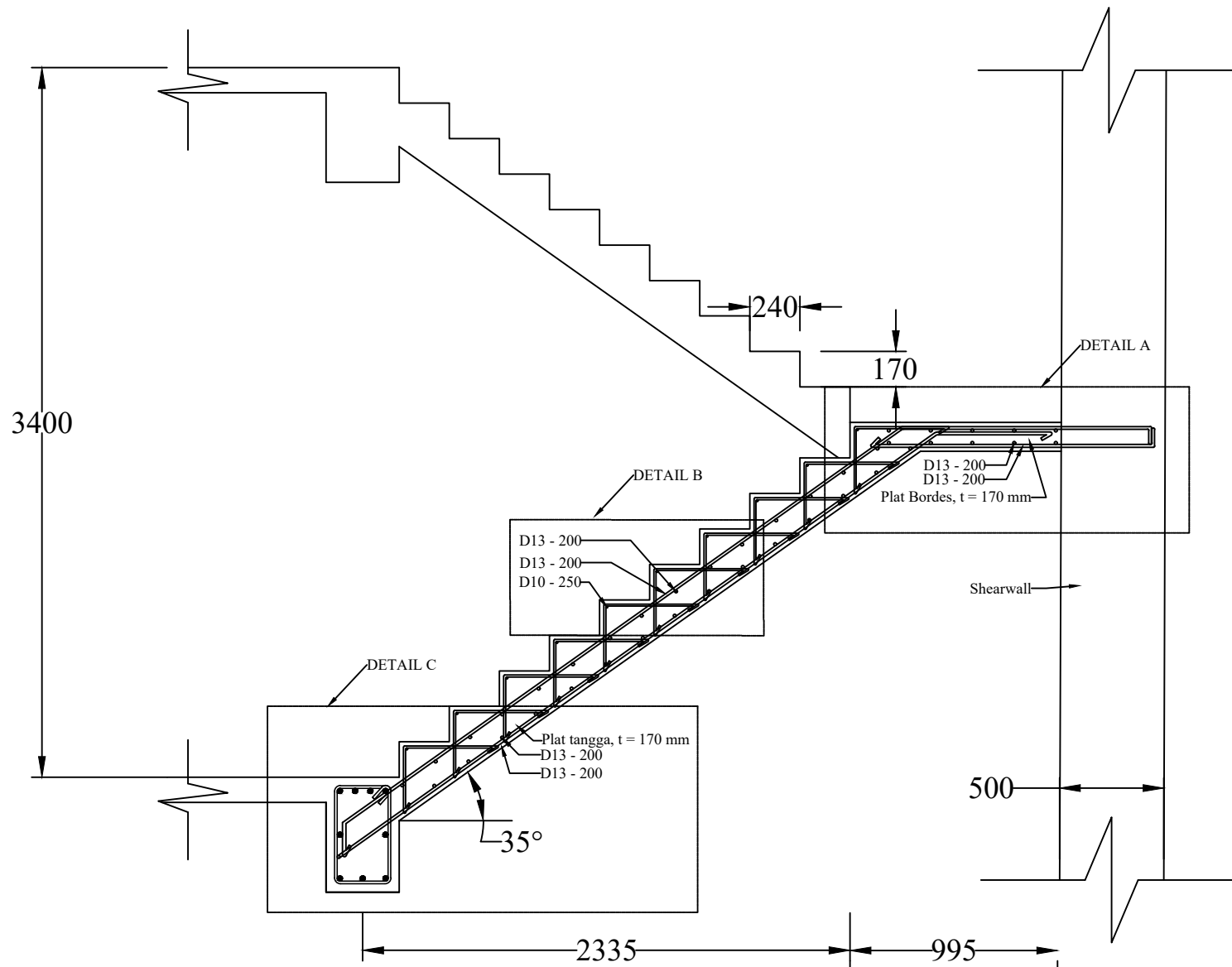





 TAMPAK ATAS TANGGA  
SKALA 1:50



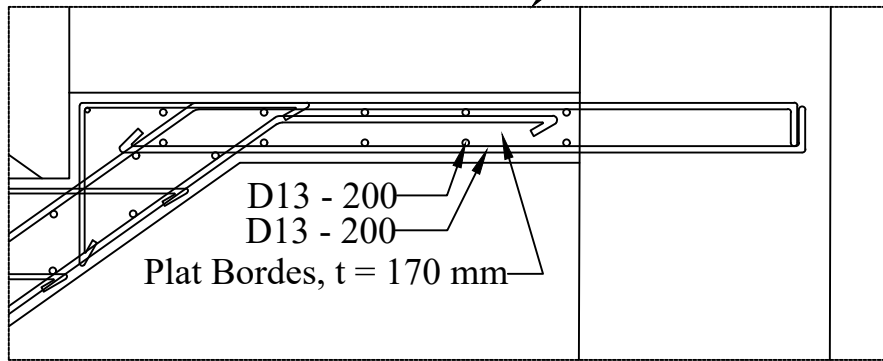
 PENULANGAN PELAT TANGGA DAN BORDES  
SKALA 1:50



 POTONGAN TANGGA  
SKALA 1:30

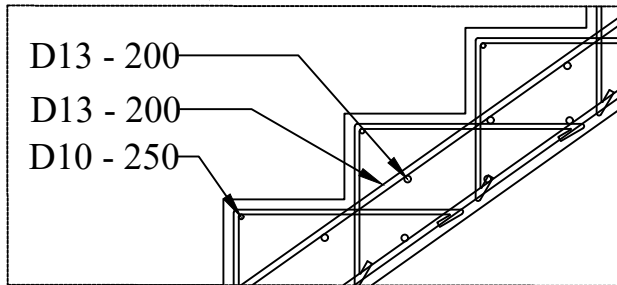


DETAIL A



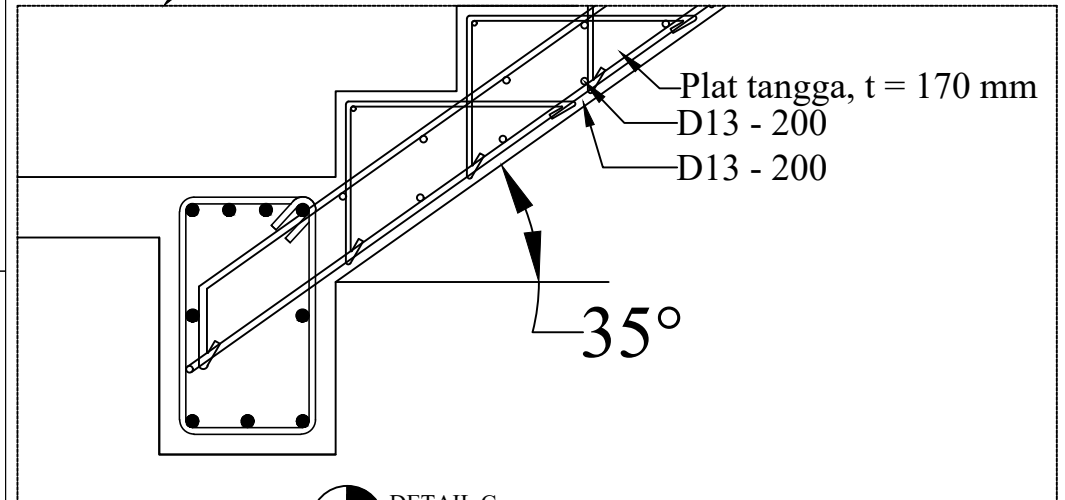
DETAIL A  
SKALA 1:15

DETAIL B



DETAIL B  
SKALA 1:15

DETAIL C



DETAIL C  
SKALA 1:15




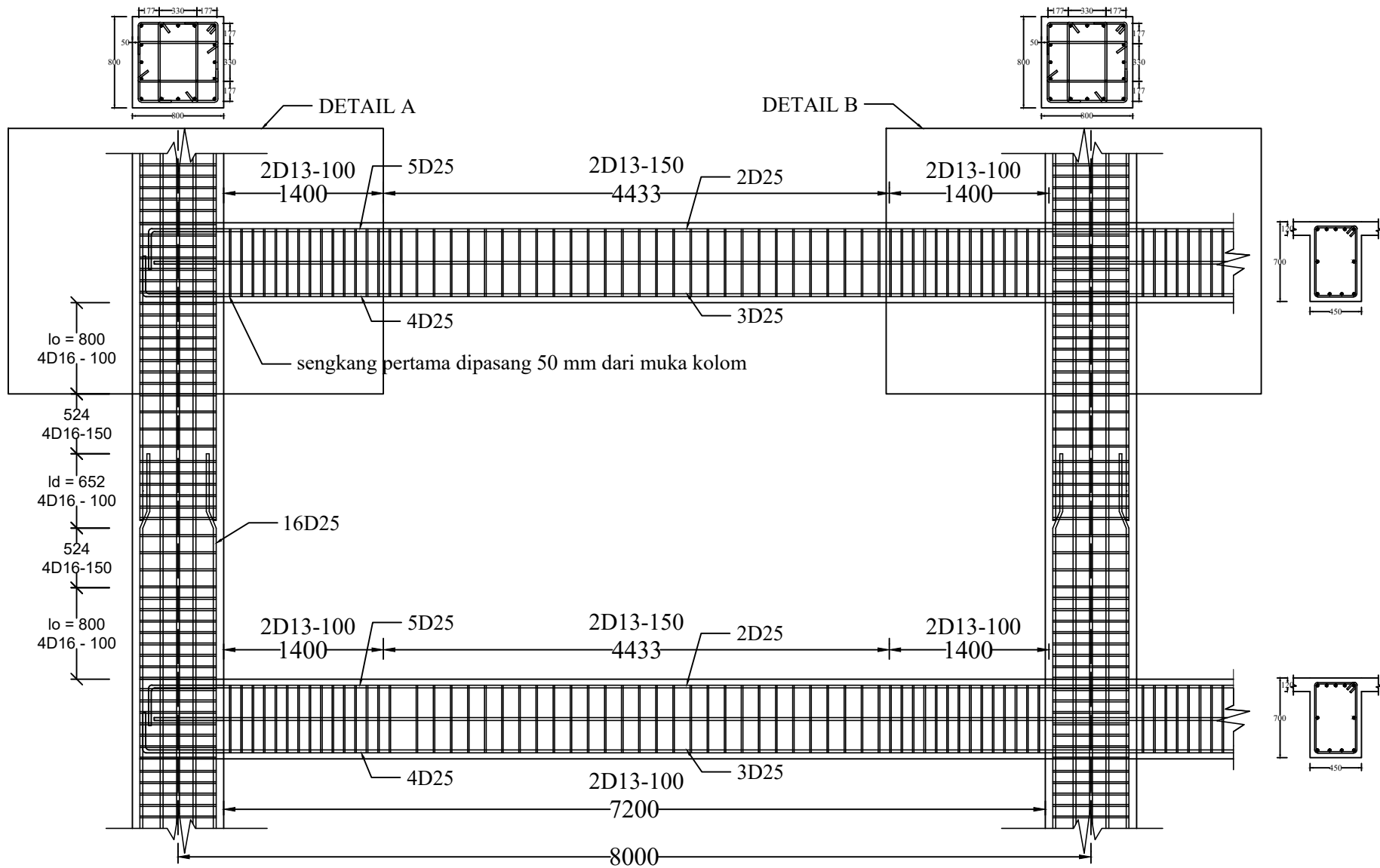
TYPE	BI1		BI2			BI5	
DIMENSI BXH(mm)	350 x 550		450 x 700		DIMENSI BXH(mm)	450 x 700	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN					POTONGAN		
TUL. ATAS	5D25	2D25	5D25	2D25	TUL. ATAS	6D25	2D25
TUL. BAWAH	4D25	3D25	4D25	3D25	TUL. BAWAH	4D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25	2D25	2D25	TUL. PINGGANG	2D25	2D25
SENGKANG	3D13-100	2D13-150	2D13-100	2D13-150	SENGKANG	2D13-100	2D13-150
TYPE	BI3		BI4		TYPE	BI5	
DIMENSI BXH(mm)	350 x 550		450 x 700		DIMENSI BXH(mm)	450 x 700	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN					POTONGAN		
TUL. ATAS	4D25	2D25	5D25	2D25	TUL. ATAS	6D25	2D25
TUL. BAWAH	3D25	3D25	3D25	3D25	TUL. BAWAH	4D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25	2D25	2D25	TUL. PINGGANG	2D25	2D25
SENGKANG	2D13-100	2D13-150	2D13-100	2D13-150	SENGKANG	2D13-100	2D13-150


**DETAIL PENULANGAN BALOK INDUK**  
 SKALA 1:30



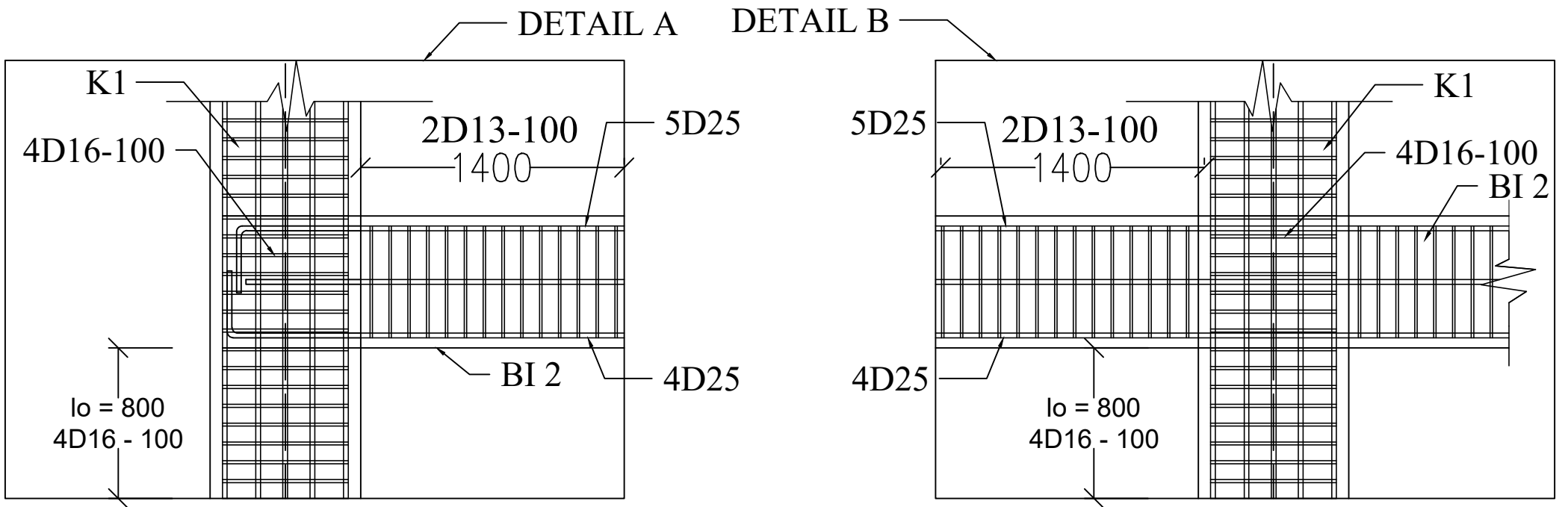
TYPE	K1 (800 X 800)	TYPE	K2 (700 X 700)
LT. Basement - 4		Lt. 5 - 9	
TULANGAN	16D25	TULANGAN	16D25
SENGKANG	4D16-100/150	SENGKANG	4D16-100/150
TYPE	K3 (550 x 550)		
LT. 10-Atap			
TULANGAN	20D25		
SENGKANG	4D16-120/150		


**DETAIL PENULANGAN KOLOM**  
 SKALA 1:20




**HUBUNGAN BALOK-KOLOM**  
 SKALA 1:50





DETAIL HUBUNGAN BALOK-KOLOM  
SKALA 1:30



INSTITUT TEKNOLOGI  
SEPULUH NOPEMBER  
FTSLK  
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

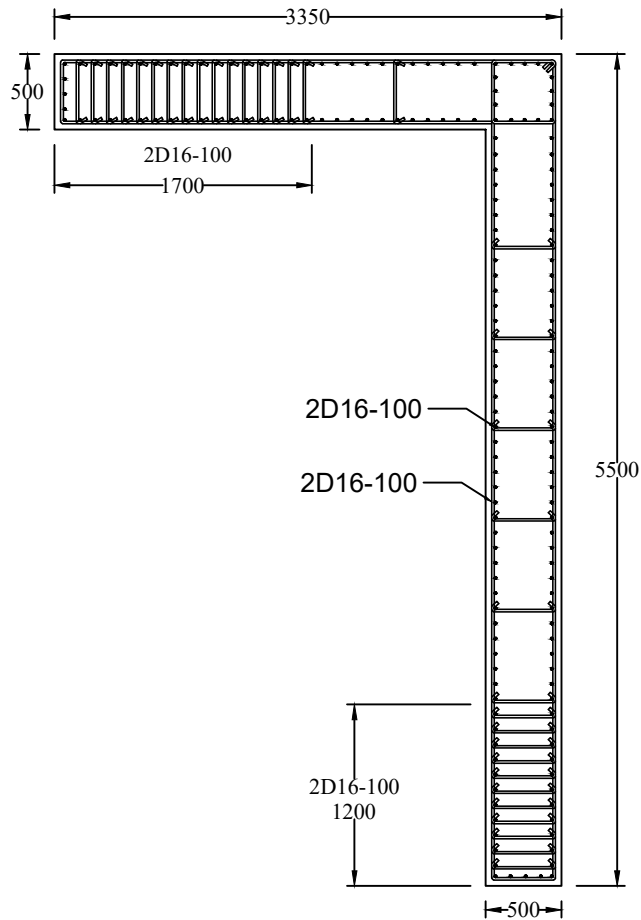
JUDUL TUGAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL  
SUN ROYAL MENGGUNAKAN SISTEM BALOK  
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

DOSEN PEMBIMBING  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka DEA  
Ir. Faimun M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA  
NI PUTU ARY YULIADEWI  
(0311154000079)

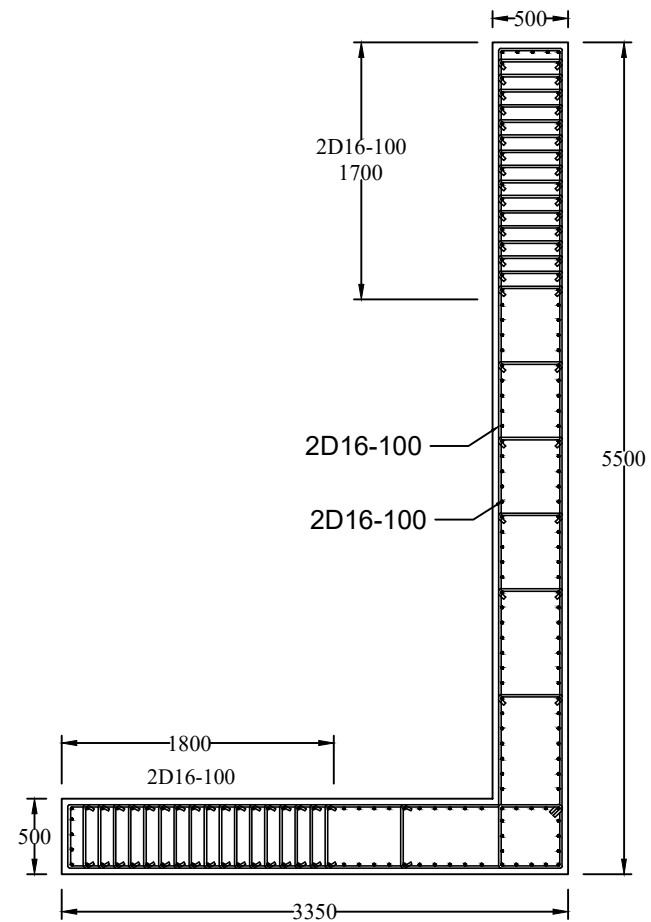
JUDUL GAMBAR  
DETAIL HUBUNGAN  
BALOK-KOLOM

NO / TOTAL LEMBAR  
25/34



DETAIL PENULANGAN DINDING GESER TIPE 1

SKALA 1:50

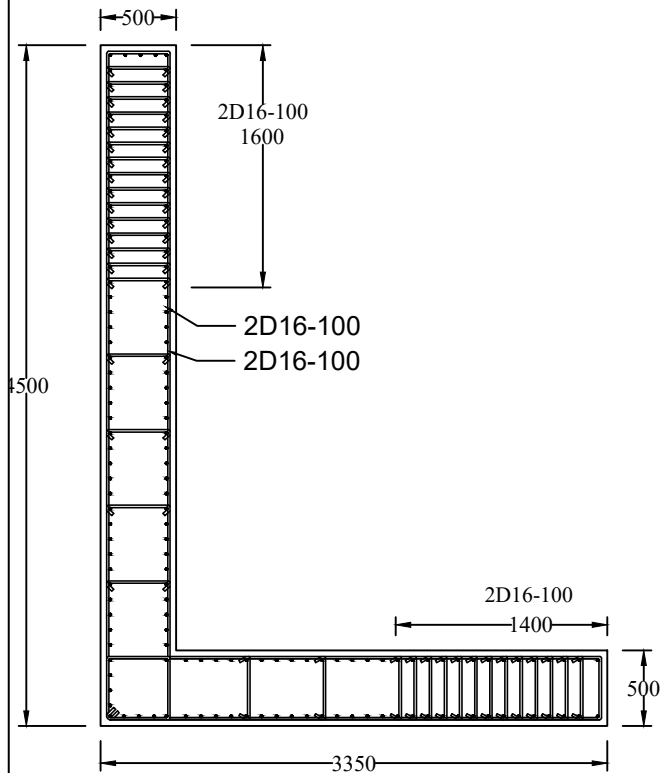


DETAIL PENULANGAN DINDING GESER TIPE 2

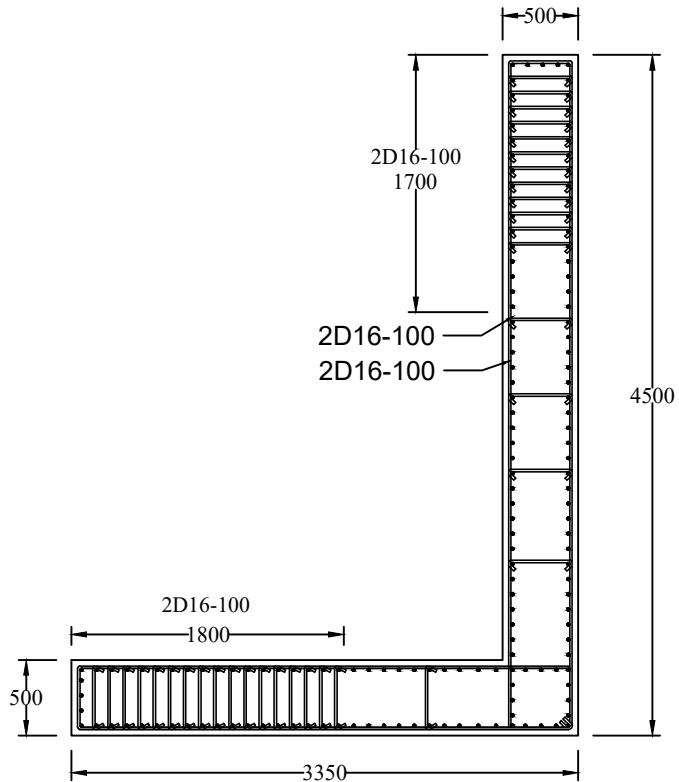
SKALA 1:50



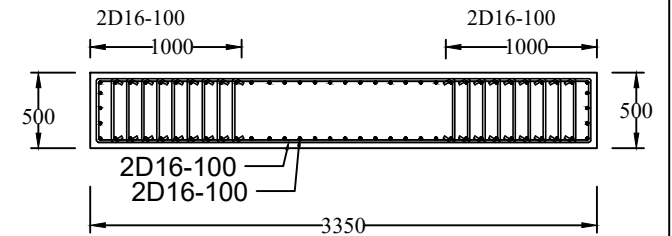




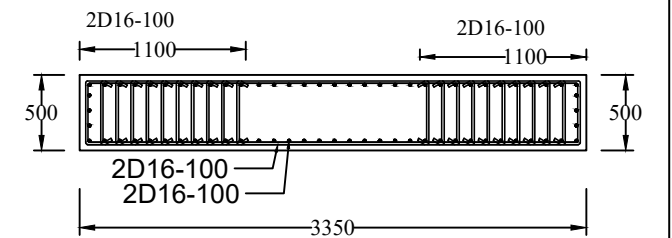

**DETAIL PENULANGAN DINDING GESER TIPE 3**  
 SKALA 1:50




**DETAIL PENULANGAN DINDING GESER TIPE 4**  
 SKALA 1:50

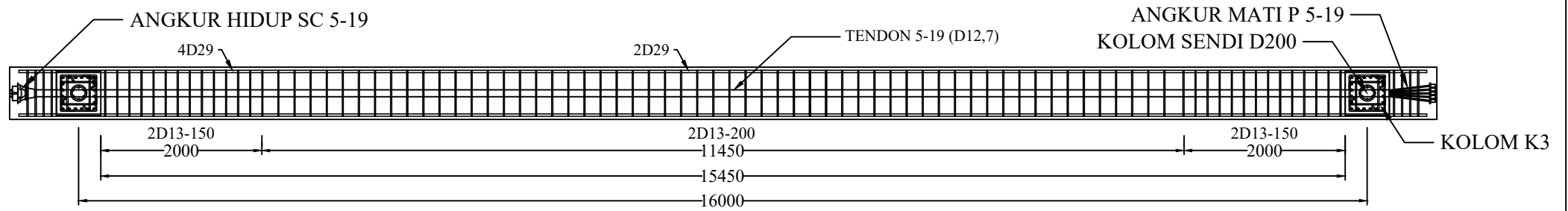



**DETAIL PENULANGAN DINDING GESER TIPE 5**  
 SKALA 1:50

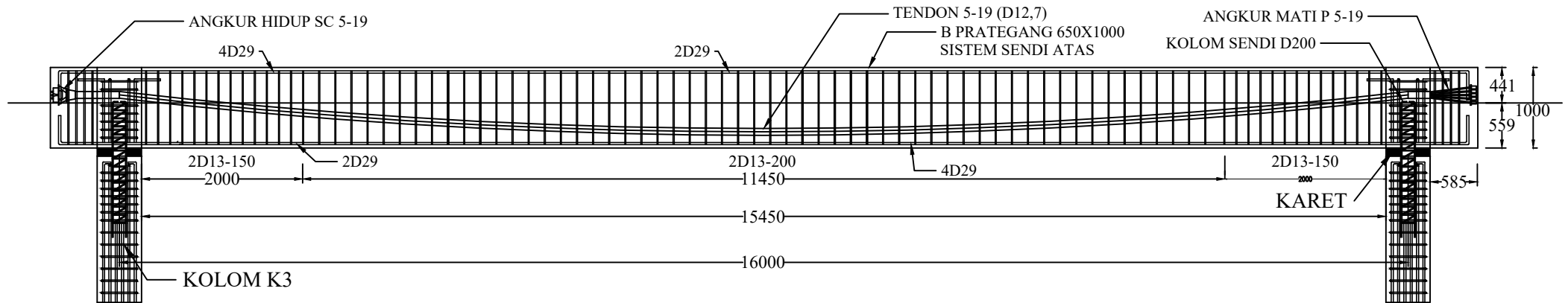



**DETAIL PENULANGAN DINDING GESER TIPE 6**  
 SKALA 1:50



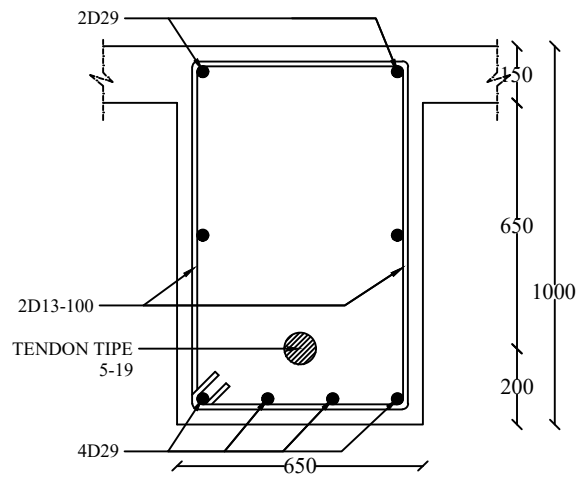


POTONGAN ATAS BALOK PRATEGANG SISTEM SENDI ATAS  
SKALA 1 : 70

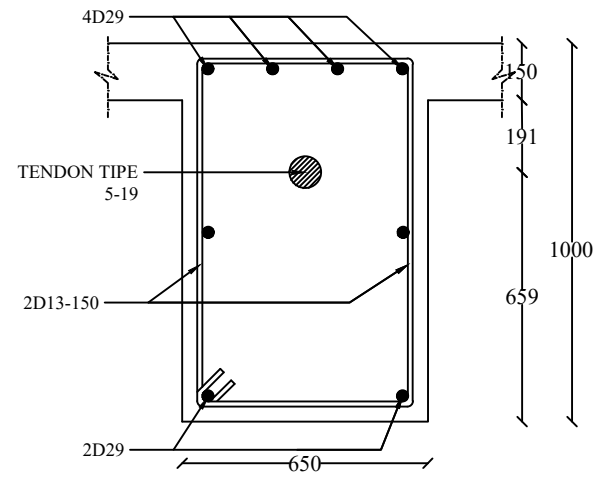


POTONGAN MEMANJANG  
BALOK PRATEGANG SISTEM SENDI ATAS  
SKALA 1 : 70



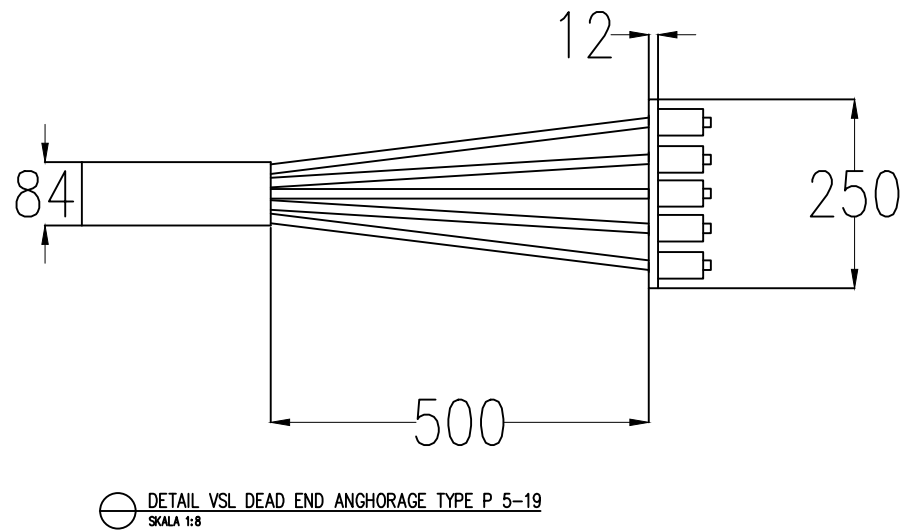
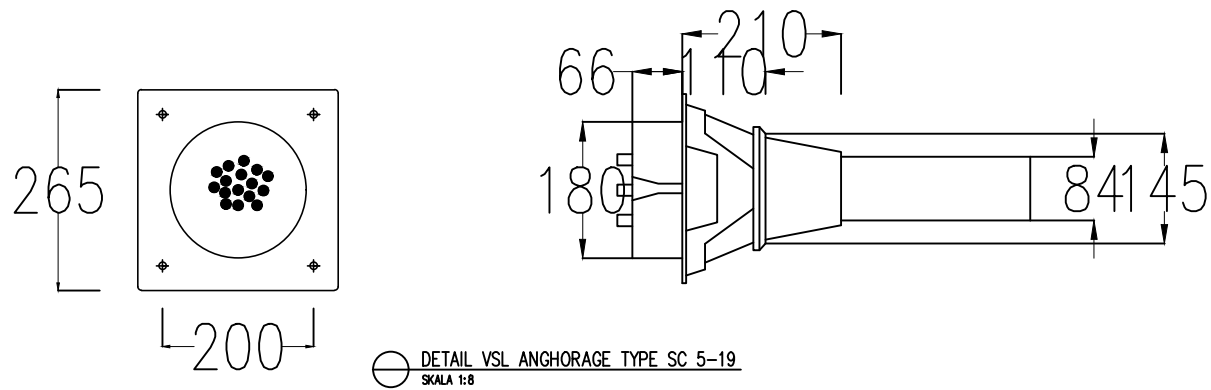


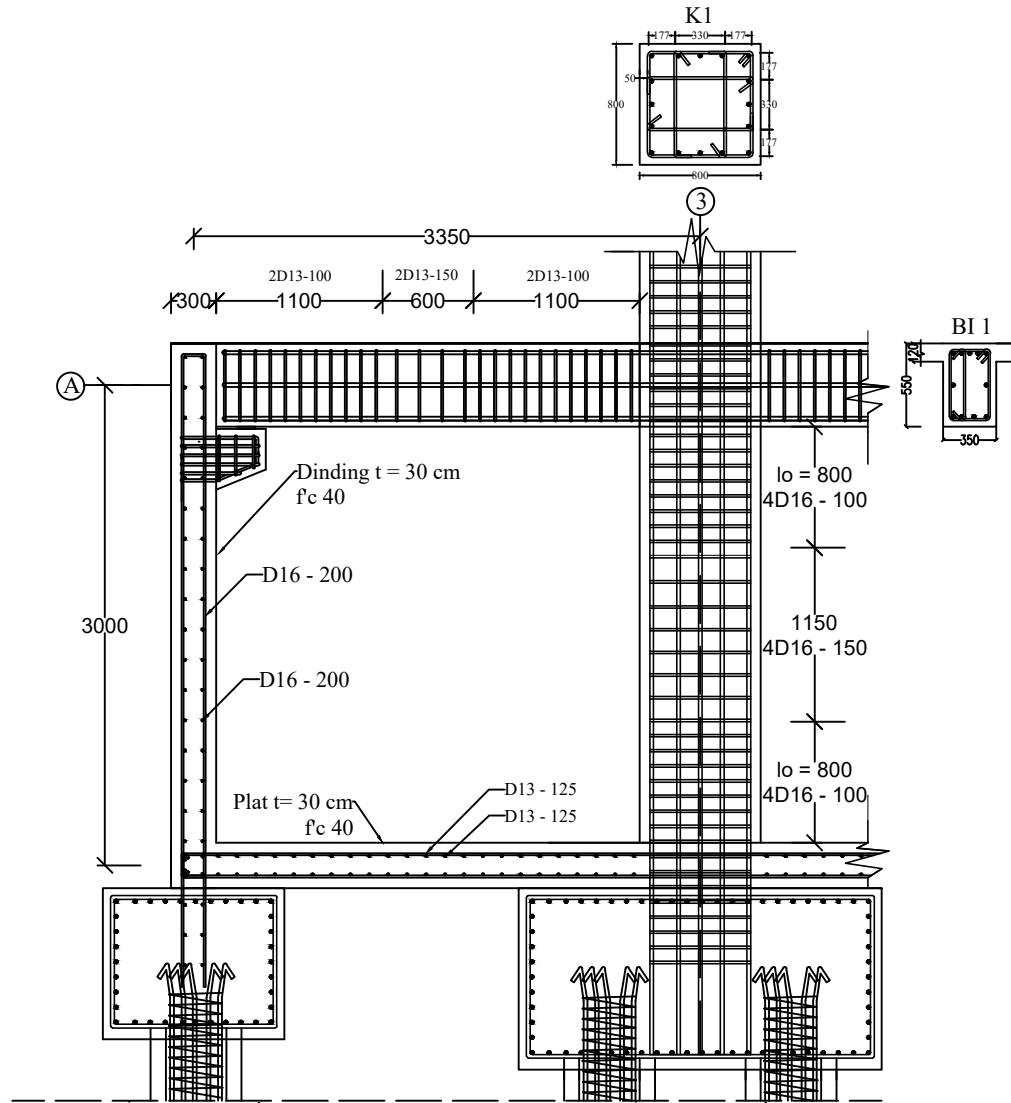

 PENULANGAN BALOK DAERAH LAPANGAN  
 SKALA 1:20




 PENULANGAN BALOK DAERAH TUMPUAN  
 SKALA 1:50

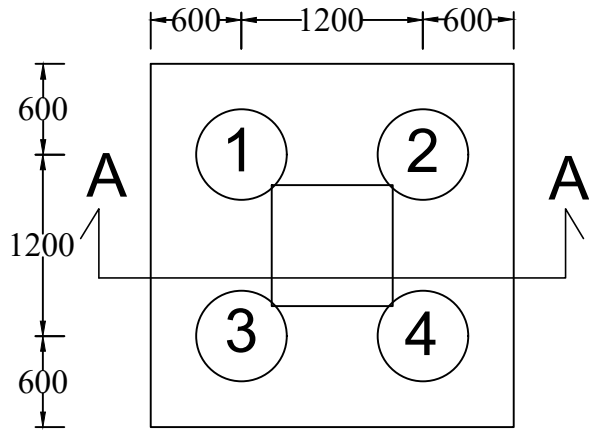




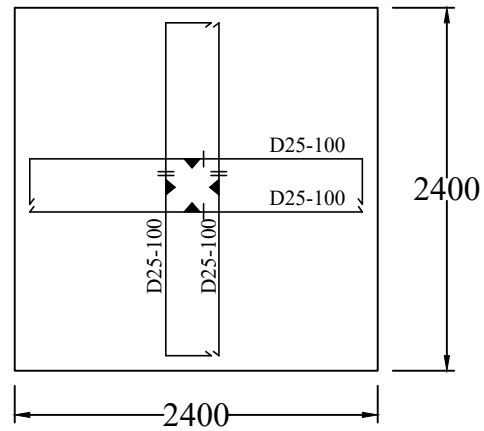


DETAIL PENULANGAN DINDING DAN PLAT BASEMENT  
SKALA 1 : 50

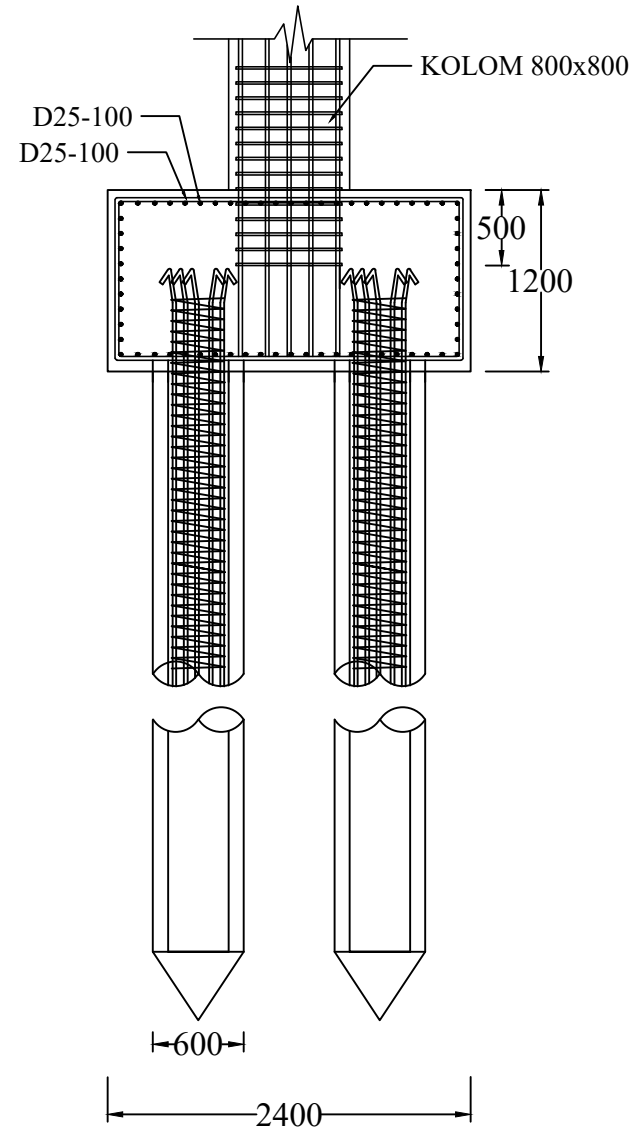
<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FTSLK DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	NO / TOTAL LEMBAR
	DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL SUN ROYAL MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG DAN SISTEM GANDA	Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka DEA Ir. Faimun M.Sc., Ph.D.	NI PUTU ARY YULIADEWI (0311154000079)	DINDING PENAHAN TANAH	31/34



DENAH PILE CAP TIPE 1  
SKALA 1:50

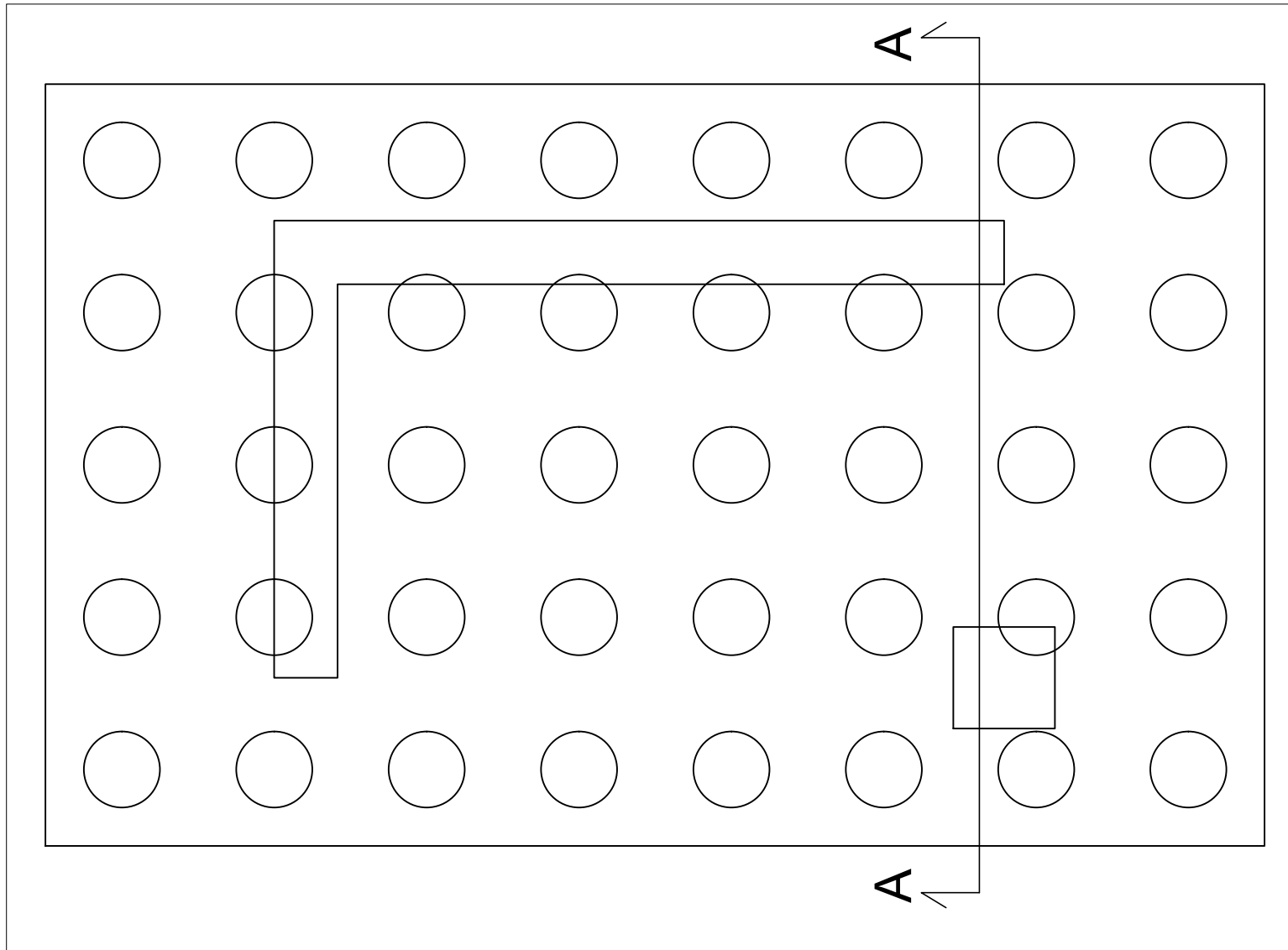


PENULANGAN PILE CAP TIPE 1  
SKALA 1:50



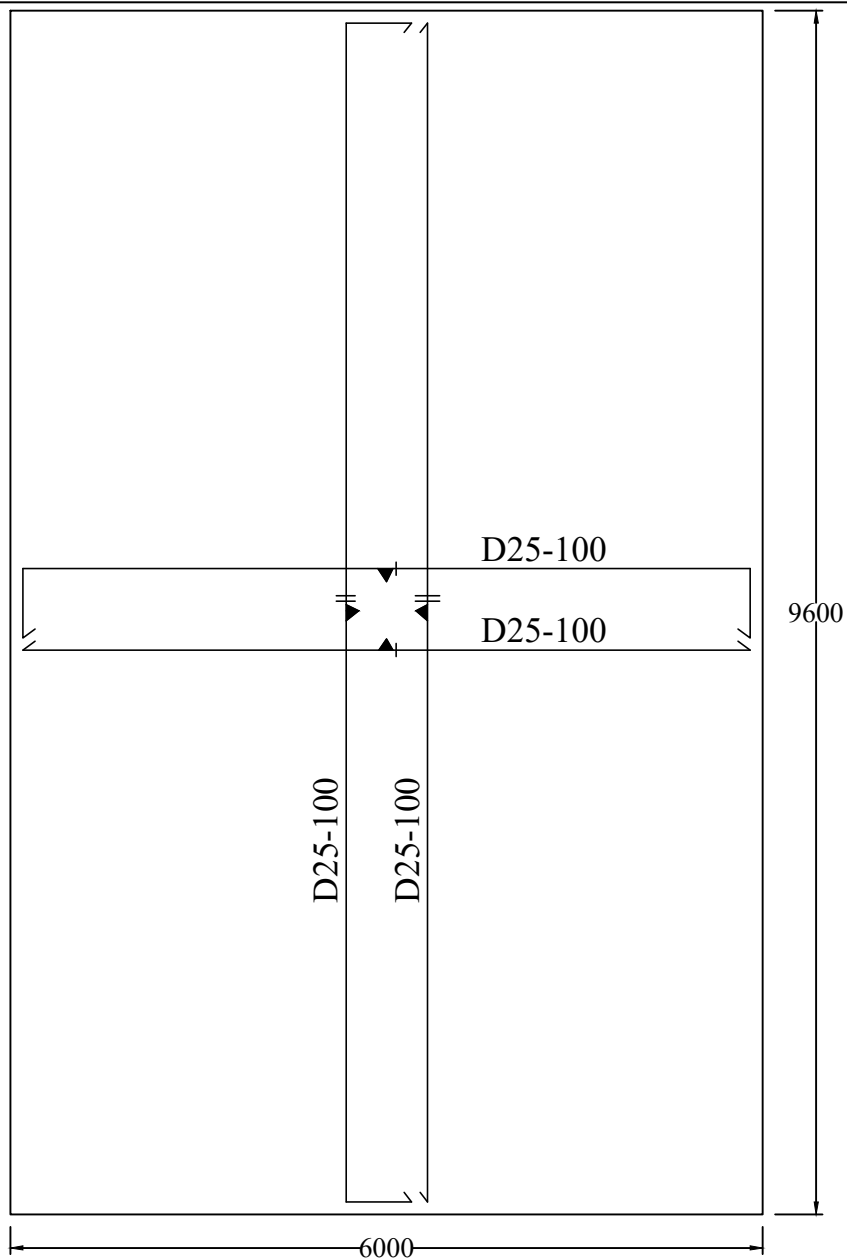
POTONGAN A-A  
SKALA 1:50




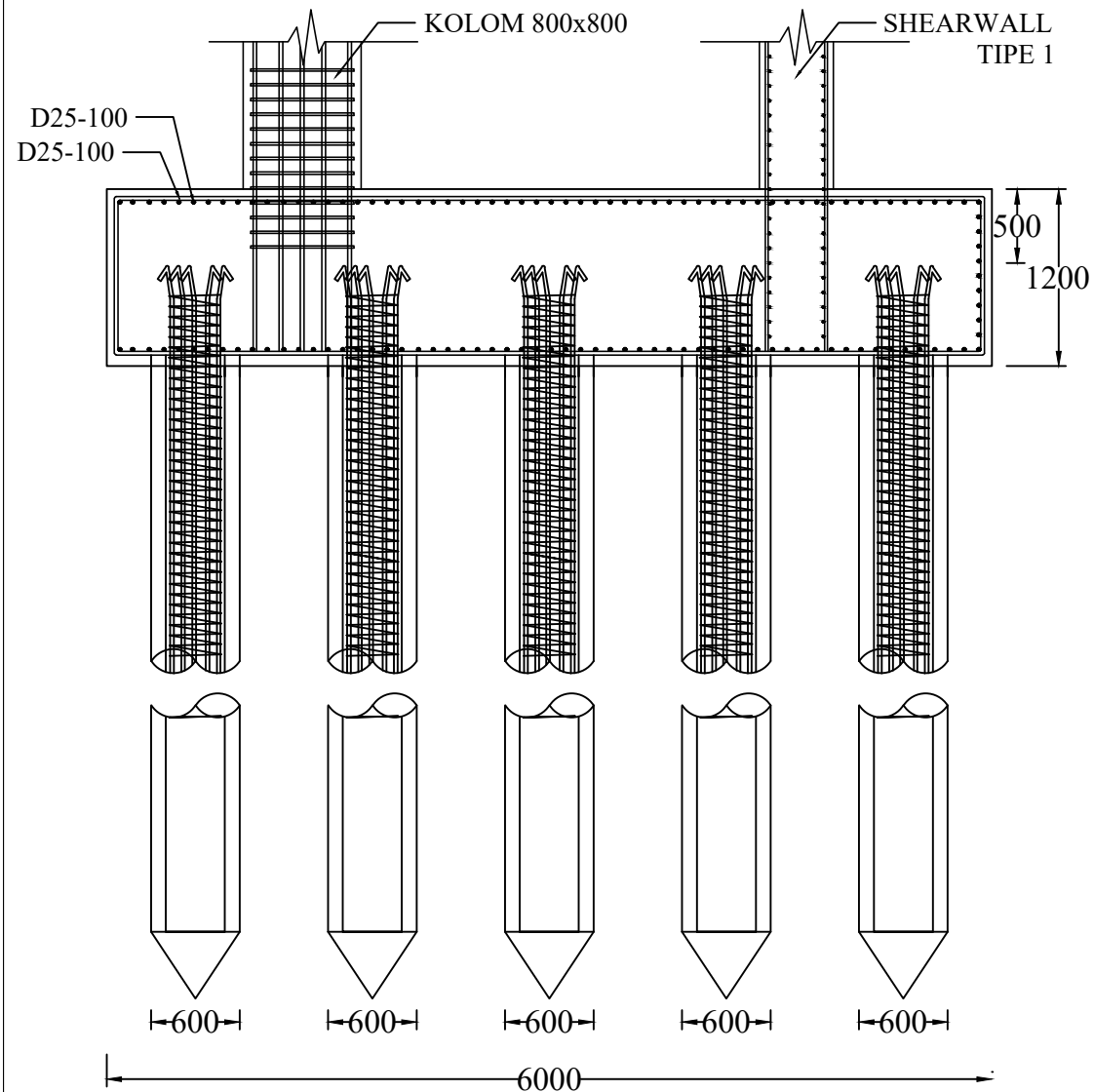


DENAH PILE CAP TYPE 3  
 SKALA 1:50






**PENULANGAN PILE CAP TPE 3**  
 SKALA 1:60




**POTONGAN A-A**  
 SKALA 1:50





## BIODATA PENULIS



Penulis memiliki nama lengkap Ni Putu Ary Yuliadewi, lahir di Denpasar, 10 Juli 1997 yang merupakan putri dari pasangan I Wayan Suasira dan Ni Nyoman Ariani. Sebelumnya penulis telah mengenyam pendidikan di SD Negeri 11 Pemecutan, SMP Negeri 1 Denpasar, dan SMA Negeri 4 Denpasar. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya (ITS) Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian pada tahun 2015 melalui program sarjana dan terdaftar dengan NRP 03111540000079. Penulis adalah salah satu mahasiswi program sarjana (S1) dengan bidang studi struktur dengan mengambil judul tugas akhir “Desain Modifikasi Struktur Gedung Hotel Sun Royal Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda”. Selama dalam masa perkuliahan, penulis aktif dalam bidang organisasi kemahasiswaan. Penulis pernah menjadi staff Departemen Medfo HMS FTSLK ITS, Sekretaris Umum II TPKH-ITS pada tahun kedua dan Wakil Kepala Departemen Pengembangan Sumber Daya Manusia TPKH-ITS pada tahun ketiga. Penulis dapat dihubungi melalui email [aryyulia10@gmail.com](mailto:aryyulia10@gmail.com).