



TUGAS AKHIR (RC18-4803)

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA FASE 3  
MENGUNAKAN SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEGANG**

DIAN ARIEF PRAWIRA RAMADHAN  
NRP. 0311154000083

Dosen Pembimbing I  
Prof. Taviero, S.T., M.T., Ph.D

Dosen Pembimbing II  
Harun Al Rasyid, S.T., M.T., Ph.D

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

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*



FINAL PROJECT (RC18-4803)

**STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF  
CIPUTRA WORLD SURABAYA PHASE 3 USING  
DUAL SYSTEM WITH PRESTRESSED CONCRETE  
BEAM**

DIAN ARIEF PRAWIRA RAMADHAN  
NRP. 0311154000083

Academic Supervisor I  
Prof. Tavo, S.T., M.T., Ph.D

Academic Supervisor II  
Harun Al Rasyid, S.T., M.T., Ph.D

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT  
Faculty of Civil, Planning and Geo Engineering  
Sepuluh Nopember Institute of Technology  
Surabaya  
2020

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*



**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN BALOK BETON PRATEGANG**

**TUGAS AKHIR**

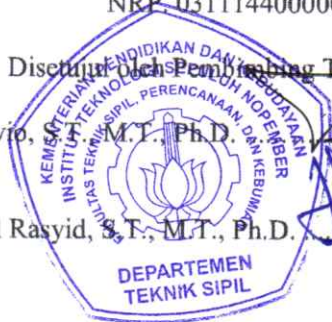
Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada  
Bidang Studi Struktur  
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

**DIAN ARIEF PRAWIRA RAMADHAN**  
NRP. 0311144000083

Disetujui Oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Tawio, S.T., M.T., Ph.D. .... (Pembimbing I)
2. Harun Al Rasyid, S.T., M.T., Ph.D. .... (Pembimbing II)



**SURABAYA**  
**JANUARI 2020**

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

# **DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG SOHO CIPUTRA WORLD SURABAYA FASE 3 MENGGUNAKAN SISTEM GANDA DENGAN BALOK BETON PRATEGANG**

**Nama Mahasiswa : Dian Arief Prawira Ramadhan**  
**NRP : 0311154000083**  
**Jurusan : Teknik Sipil FTSPK-ITS**  
**Dosen Pembimbing : Prof. Tavio S.T., M.T., Ph.D.**  
**Harun Al Rasyid S.T., M.T., Ph.D.**

## **Abstrak**

*Berada pada daerah yang berada pada ring of fire membuat Indonesia rentan terhadap ancaman gempa bumi, sehingga merupakan syarat yang wajib dipenuhi untuk merencanakan struktur bangunan tahan gempa. Salah satu sistem pada bangunan beton yang dirancang untuk menahan gempa adalah menggunakan sistem rangka pemikul momen atau yang biasa disebut dengan SRPM. SRPM khusus merupakan salah satu jenis dari SRPM dengan kemampuan menerima gaya gempa yang cukup besar.*

*Dalam tugas akhir ini, Gedung SOHO Ciputra World Surabaya Fase 3 dimodifikasi menjadi 19 lantai dan 1 basement dengan menggunakan sistem ganda serta penambahan struktur balok beton prategang pada lantai 19 untuk convention hall. Desain modifikasi ini akan mengacu pada persyaratan keamanan struktur berdasarkan SNI 1729:2015, SNI 1726:2012, SNI 2847:2013, dan SNI 1727:2013.*

*Dari hasil analisa yang telah dilakukan, diperoleh hasil yaitu: rangka utama gedung mampu menahan beban lateral arah X sebesar 25,54% dan arah Y sebesar 25,16%. Tebal pelat lantai dan atap dengan sebesar 14 cm, dimensi balok induk 30/50 dan 40/70, dimensi kolom 90/130 untuk lantai basement, kolom 60/90 untuk lantai 1-12, dan kolom 60/60 untuk lantai 13-19. Pada*

*convention hall digunakan balok beton prategang berukuran 60/100 dengan panjang 20,1 m yang menggunakan 5-22 VSL multi strand post-tensioning tendon yang di jack dengan gaya sebesar 3000 kN, dan ditumpu oleh sistem konsol pendek. Perencanaan bangunan bawah Gedung SOHO Ciputra World Surabaya Fase 3 menggunakan dinding penahan dengan tipe cantilever wall dan dimensi sloof 45/65 cm, ditumpu dengan pondasi tiang pancang berkedalaman rata-rata 28 m.*

*Hasil dari permodelan dan desain modifikasi dituangkan dalam gambar CAD dengan menggunakan program bantu AutoCAD.*

***Kata kunci: Desain Modifikasi, Gedung SOHO, Sistem Ganda, Beton Prategang***

# **STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF SOHO CIPUTRA WORLD SURABAYA PHASE 3 USING DUAL SYSTEM WITH PRESTRESSED CONCRETE BEAM**

**Student Name** : Dian Arief Prawira Ramadhan  
**NRP** : 0311154000083  
**Department** : Civil Engineering FTSPK-ITS  
**Academic Supervisor** : Prof. Tavio, S.T., M.T., Ph.D.  
Harun Al Rasyid S.T., M.T., Ph.D.

## **Abstract**

*As a country which located in the ring of fire area, Indonesia has high level earthquake threat, thus planning an earthquake resistant building structure is a requirement that must be met. One of the system of concrete building that designed to stand with lateral force of earthquake is sistem rangka pemikul moemen or SRPM for short. SRPM khusus is one of SRPM that can withstand large amount of earthquake force.*

*In this final project, SOHO Ciputra World Surabaya Phase 3 is modified so that it has 19 floors and 1 basement with dual system and prestressed concrete beam as and additional structure on 19th floor for convention hall. This design modification will meet the requirements of structural safety based on SNI 1729:2015, SNI 1726:2012, SNI 2847:2013, and SNI 1727:2013.*

*From the analysis, the obtained results are: the building main frame is able to withstand 25,54 lateral force in X axis and 25,16% in the Y axis. Thickness of floor and roof plates are 14 cm, the dimension of primary beams is 30/50 and 40/70 respectively, 90/130 column dimension for basement level, 60/90 colum for level 1-12, and 60/60 for level 13-19. Convension hall beam is using a 60/100 prestressed concrete with span of 20,1 m, using 5-22 VSL multi-strand post-tensioning tendon jacked with 3000 kN force. Lower part design of SOHO Ciputra World Surabaya Phase 3 is*

*using a retaining wall with cantilever wall type and foundation using concrete piles with 60 cm diameter and 28 meters of depth and the dimension of Sloof is 45/65 cm.*

*The result of this design modification is visualized into computer aided drawing by AutoCAD software.*

***Kata kunci: Modification Design, SOHO Building, Dual System, Prestressed Concrete***

## KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadiran Allah SWT karena atas berkat rahmat dan karunia-Nya, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan judul “Desain Modifikasi Struktur Gedung SOHO Ciputra World Surabaya Fase 3 Menggunakan Sistem Ganda Dengan Balok Beton Prategang”.

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

1. Kedua orang tua, Achmad Wahyudi, S.T. dan Sudarmin, S.E. yang selalu memberikan dukungan baik moril dan materil, dan menjadi motivasi penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini. Serta tak lupa pula kakak tersayang, Dyah Ayu Indriyati Puspaningsih, S.KM. yang bersama-sama akan terus berusaha membahagiakan Bapak dan Ibu.
2. Bapak Prof. Tavo, S.T., M.T., Ph.D. dan Harun Al Rasyid, S.T., M.T., Ph.D. selaku dosen pembimbing tugas akhir yang selalu sabar dan tulus dalam memberikan banyak masukan dan ilmu yang sanga bermanfaat.
3. Bapak Prof. Dr. Ir. H. Nadjadji Anwar, M.Sc., selaku dosen wali yang selalu memberikan nasehat selama menempuh pendidikan di Departemen Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
4. Seluruh dosen pengajar beserta staf karyawan di Departemen Teknik Sipil ITS, terima kasih atas ilmu-ilmu yang telah diberikan.
5. Teman-teman S58, keluarga yang menemani selama 4 tahun ini dalam menjalani kehidupan perkuliahan.
6. Semua pihak yang tidak dapat disebutkan satu per satu yang memberi dukungan dan membantu dalam penyusunan Tugas Akhir ini, semoga semua jasa anda dibalas kebaikan oleh-Nya.

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

Surabaya, Januari 2020

(Penulis)



## DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN.....	v
ABSTRAK.....	vii
ABSTRACT.....	ix
KATA PENGANTAR.....	xi
DAFTAR ISI.....	xiii
DAFTAR TABEL.....	xviii
DAFTAR GAMBAR.....	xx
BAB 1 PENDAHULUAN.....	1
1.1    Latar Belakang.....	1
1.2    Rumusan Masalah.....	4
1.2.1    Permasalahan Utama.....	4
1.2.2    Rincian Permasalahan.....	4
1.3    Tujuan.....	4
1.3.1    Umum.....	4
1.3.2    Khusus.....	5
1.4    Batasan Masalah.....	5
1.5    Manfaat.....	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1    Umum.....	7
2.2    Konsep Desain Kapasitas.....	7
2.3    Faktor Daktilitas.....	8
2.4    Sistem Struktur Bangunan Tahan Gempa.....	9
2.5    Sistem Rangka Pemikul Momen dan SRPMK.....	9
2.6    Sistem Dinding Struktural (SDS).....	10
2.7    Sistem Ganda ( <i>Dual System</i> ).....	11
2.8    Beton Prategang.....	12
BAB III METODOLOGI.....	24
3.1    Umum.....	24
3.2    Bagan Alir Perencanaan.....	24
3.3    Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir.....	25
3.3.1    Pengumpulan Data.....	25
3.3.2    Studi Literatur.....	26
3.3.3 <i>Preliminary Design</i> .....	27

3.3.3.3	Perencanaan Tangga .....	29
3.3.4	Perhitungan Struktur Sekunder .....	31
3.3.5	Perhitungan Beban Struktur.....	37
3.3.6	Analisis Permodelan Struktur .....	51
3.3.7	Perhitungan Struktur Primer .....	52
3.3.8	Kontrol Perencanaan Struktur Primer .....	52
3.3.9	Balok Prategang.....	62
3.3.10	Perencanaan Struktur Bawah .....	74
3.3.11	Penggambaran Teknik .....	78
BAB IV PEMBAHASAN .....		79
4.1	Preliminary Desain .....	79
4.1.1	Data Perencanaa .....	79
4.1.2	Pembebanan.....	80
4.1.3	Perencanaan Dimensi Balok Induk .....	80
4.1.4	Perencanaan Dimensi Balok Anak.....	81
4.1.5	Perencanaan Dimensi Balok Prategang .....	82
4.1.6	Perencanaan Dimensi Tebal Pelat.....	82
4.1.7	Perencanaan Dimensi Kolom.....	86
4.1.8	Perencanaan Dimensi Shearwall.....	89
4.2	Struktur Sekunder.....	90
4.2.1	Perencanaan Pelat .....	90
4.2.2	Perencanaan Balok Anak .....	94
4.2.3	Perencanaan Balok <i>Lift</i> .....	99
4.2.4	Perencanaan Tangga.....	104
4.3	Permodelan Struktur.....	113
4.3.1	Penjelasan Umum .....	113
4.3.2	Pembebanan Struktur Utama .....	115
4.3.3	Pembebanan Gempa Dinamis .....	116
4.3.3.1	Faktor Keutamaan Gempa .....	116
4.3.3.2	Kelas Situs .....	116
4.3.3.4	Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral Desain	117
4.3.3.5	Periode Fundamental dan Respon Spektrum Desain .....	118
4.3.3.6	Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T).....	119

4.3.3.7	Gaya Geser Dasar ( <i>Base Shear</i> ).....	121
4.3.3.8	Kontrol Partisipasi Massa .....	124
4.3.3.9	Kontrol <i>Drift</i> .....	125
4.3.3.10	Kontrol Sistem Ganda .....	128
4.4	Perencanaan Struktur Primer .....	129
4.4.1	Perencanaan Balok Induk .....	129
4.4.1.1	Kapasitas Minimum Momen Positif dan Negatif..	135
4.4.1.2	Penulangan Geser .....	136
4.4.1.3	Lap Splicing untuk Bentang Menerus.....	139
4.4.1.4	Aangkur Kait Tulangan .....	139
4.4.1.5	Cut-off Points .....	139
4.4.1.6	Penulangan Torsi.....	140
4.4.1.7	Analisa Kapasitas Mn Berdasarkan Kompatibilitas Regangan.....	143
4.4.2	Perencanaan Kolom.....	147
4.4.2.1	Data Asumsi Awal Perencanaan Kolom.....	147
4.4.2.2	Syarat Komponen Struktur Kolom .....	147
4.4.2.3	Konfigurasi Penulangan .....	148
4.4.2.4	Kontrol Spasi Tulangan .....	149
4.4.2.5	Tulangan Transversal Sebagai Pengekang Inti Beton	151
4.4.2.6	Desain Tulangan Geser.....	152
4.4.2.7	Desain <i>lap splices</i> .....	155
4.4.2.8	Cek torsi .....	156
4.4.3	Desain Hubungan Balok Kolom .....	156
4.4.4.	Perencanaan Dinding Geser.....	158
4.4.4.1	Data Perencanaan Dinding Geser .....	158
4.4.4.2	kontrol ketebalan minimum dinding geser.....	159
4.4.4.3	Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser .....	159
4.4.4.4	Penulangan Geser Shearwall .....	159
4.4.4.5	Tulangan Logitudinal dan Tranvensal di <i>Special Boundary Element</i> .....	163
4.4.4.6	Pengecekan Tulangan Dengan SpColumn.....	164
4.5	Perencanaan Balok Prategang.....	165

4.5.1	Data Perencanaan .....	166
4.5.2	Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton .....	166
4.5.3	Analisa Penampang Global .....	168
4.5.4	Kontrol Gaya Prategang .....	169
4.5.5	Penentuan Tendon Yang Digunakan.....	173
4.5.6	Daerah Limit Kabel .....	174
4.5.7	Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang.....	177
4.5.8	Kehilangan Segera (kehilangan langsung).....	177
4.5.9	Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung).....	181
4.5.10	Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan.....	183
4.5.11	Kontrol Lendutan .....	186
4.5.12	Perencanaan Tulangan Lunak.....	188
4.5.13	Data-data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak .....	189
4.5.14	Penulangan Lentur.....	190
4.5.15	Penulangan Geser .....	191
4.5.17	Penulangan Torsi.....	195
4.5.18	Kontrol Momen Nominal Setelah Adanya Tulangan .....	198
4.5.19	Kontrol Momen Retak .....	201
4.5.20	Pengangkuran Ujung .....	202
4.5.21	Pengecekan Kapasitas Kolom pada Balok Prategang .....	204
4.5.22	Metode Konstruksi Balok Prategang .....	206
4.6	Perencanaan Struktur Bawah.....	209
4.6.1	Perencanaan <i>Basement</i> .....	209
4.6.2	Perencanaan Pondasi .....	225
4.6.3	Perencanaan Poer Pada Kolom .....	239
4.6.4	Penulangan Poer .....	242
4.6.5	Perencanaan Kolom Basement .....	251
4.6.6	Perencanaan Sloof Pondasi.....	256
BAB V RINGKASAN .....		261
5.1	Ringkasan .....	261
5.2	Saran.....	262

DAFTAR PUSTAKA .....	263
LAMPIRAN.....	265

## DAFTAR TABEL

Tabel 3. 1 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa .....	40
Tabel 3. 2 Faktor keutamaan gempa.....	43
Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs.....	43
Tabel 3. 4 Koefisien situs $F_a$ .....	45
Tabel 3. 5 Koefisien situs $F_v$ .....	46
Tabel 3. 6 Kategori resiko $S_{DS}$ .....	46
Tabel 3. 7 Kategori resiko $S_{D1}$ .....	47
Tabel 3. 8 Faktor $R$ , $C_d$ , dan $\Omega$ untuk system penahan gaya gempa .....	47
Tabel 3. 9 Nilai parameter perioda Pendekatan $C_t$ dan $x$ .....	49
Tabel 3. 10 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung .....	50
Tabel 3. 11 Simpangan antar lantai ijin .....	53
Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk .....	81
Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak.....	81
Tabel 4. 3 Rekapitulasi <i>Preliminary</i> Dimensi Pelat Lantai dan Atap .....	86
Tabel 4. 4 Kombinasi Beban Atap.....	87
Tabel 4. 5 Kombinasi Beban Lantai 18 .....	88
Tabel 4. 6 Rekapitulasi Dimensi Kolom Per Lantai .....	89
Tabel 4. 7 Rekapitulasi Penulangan Pelat.....	94
Tabel 4. 8 Rekapitulasi Penulangan Balok Anak.....	99
Tabel 4. 9 Perhitungan Momen Dinding Penahan Tanah .....	212
Tabel 4. 10 Rekapitulasi Penulangan Pelat <i>Basement</i> akibat <i>uplift</i> air .....	218
Tabel 4. 11 Rekapitulasi Penulangan Pelat <i>Basement</i> akibat beban parkir.....	220
Tabel 4. 12 Tabel Rekapitulasi Dinding Geser .....	222
Tabel 4. 13 Daya Dukung Tanah Kedalaman 4 – 16,5 m .....	228
Tabel 4. 14 Daya Dukung Tanah Kedalaman 17 – 29,5 m .....	229
Tabel 4. 15 Daya Dukung Tanah Kedalaman 30 m .....	230
Tabel 4. 16 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1 .....	231

Tabel 4. 17 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 2.....	232
Tabel 4. 18 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 1 .....	235
Tabel 4. 19 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 2.....	235
Tabel 4. 20 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 1 .....	237
Tabel 4. 21 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 2 .....	237

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Macam-macam mekanisme keruntuhan pada portal rangka terbuka (Aryanti dan Aminsyah, 2004).....	8
Gambar 2. 2 Mekanisme keruntuhan ideal suatu struktur gedung (Wardhono, 2010).....	10
Gambar 2. 3 Kategori dinding tampak depan .....	11
Gambar 2. 4 Tegangan pada Beton Prategang.....	13
Gambar 2. 5 Contoh Tendon dengan Eksentrisitas.....	13
Gambar 2. 6 Tegangan yang Bekerja pada Beton Prategang.....	14
Gambar 2. 7 Sistem Prategang dengan Baja dan Beton Mutu Tinggi .....	14
Gambar 2. 8 Jenis Pondasi Dangkal .....	21
Gambar 2. 9 Jenis Pondasi Dalam .....	22
Gambar 3. 1 Bagan Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir	25
Gambar 3. 2 Balok Interior dan Eksterior.....	28
Gambar 3. 3 Koefisien risiko terpetakan, periode respon spektral 0.2 detik.....	44
Gambar 3. 4 Koefisien risiko terpetakan, periode respon spektral 1 detik .....	45
Gambar 3. 5 Grafik respons spectrum .....	48
Gambar 3. 6 Penentuan simpangan antar lantai.....	53
Gambar 3. 7 Tekanan Pasif Tanah.....	75
Gambar 4. 1 Denah Modifikasi Struktur Gedung <i>SOHO Ciputra World Surabaya Fase 3</i> .....	79
Gambar 4. 2 Denah Pelat Tipe L1 .....	82
Gambar 4. 3 Potongan Penampang Balok as B/1-2.....	83
Gambar 4. 4 Potongan Penampang Balok as 2/A-B .....	84
Gambar 4. 5 Kolom yang Ditinjau .....	86
Gambar 4. 6 Penulangan Pelat.....	93
Gambar 4. 7 Balok Anak yang Direncanakan .....	95
Gambar 4. 8 Gambar Permodelan Balok Anak pada SAP2000 ..	96
Gambar 4. 9 Hasil Gaya Dalam Balok Anak .....	96
Gambar 4. 10 Denah Ruang Lift .....	100
Gambar 4. 11 Denah Tangga.....	105
Gambar 4. 12 Potongan Memanjang Tangga .....	106



Gambar 4. 13 Pelat Anak Tangga.....	106
Gambar 4. 14 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Merata .....	107
Gambar 4. 15 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terpusat.....	107
Gambar 4. 16 Denah Tangga.....	113
Gambar 4. 17 Permodelan Struktur Gedung <i>SOHO Ciputra World Surabaya Fase 3</i> Menggunakan <i>ETABS 2015</i> .....	114
Gambar 4. 18 Tampak Samping Dinding Penahan Tanah .....	210
Gambar 4. 19 Sketsa Beban Dinding Penahan Tanah.....	212
Gambar 4. 20 Shearkey .....	213
Gambar 4. 21 Dinding Geser yang Ditinjau .....	222
Gambar 4. 22 Penulangan dinding Geser .....	225
Gambar 4. 23 Grafik Antara Daya dukung Tanah dengan Kedalaman .....	231
Gambar 4. 24 Pondasi Tiang Pancang Tipe 1 .....	232
Gambar 4. 25 Pondasi Tiang Pancang Tipe 2.....	233
Gambar 4. 26 Diagram Gaya Lateral Tiang.....	237
Gambar 4. 27 Area Kritis Geser Akibat Kolom .....	240
Gambar 4. 28 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang .....	241
Gambar 4. 29 Pembebanan Poer Tipe I (Arah Sumbu X).....	243
Gambar 4. 30 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 1 Sumbu X...244	
Gambar 4. 31 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 2 Sumbu Y...244	
Gambar 4. 32 Pembebanan Poer Tipe I (Arah Sumbu Y).....	245
Gambar 4. 33 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 1 Sumbu Y...246	
Gambar 4. 34 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 2 Sumbu Y...246	
Gambar 4. 35 Pembebanan Poer Kolom Tipe II (Arah Sumbu X) .....	247
Gambar 4. 36 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 1 Sumbu X...248	
Gambar 4. 37 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 2 Sumbu X...248	
Gambar 4. 38 Pembebanan Poer Kolom Tipe II (Arah Sumbu Y) .....	249
Gambar 4. 39 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 1 Sumbu Y...250	
Gambar 4. 40 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 2 Sumbu Y...250	
Gambar 4. 41 Diagram Interaksi Kolom 95/95 cm.....	252

Gambar 4. 42 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn .....	253
Gambar 4. 43 Penulangan Kolom.....	256
Gambar 4. 44 Diagram Interaksi Sloof.....	258
Gambar 4. 45 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn .....	258
Gambar 4. 46 Penulangan Sloof.....	260

# **BAB 1**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Tingginya perkembangan jumlah penduduk serta majunya perekonomian di Indonesia memberikan dampak terhadap meningkatnya kebutuhan akan hunian, perkantoran, lokasi pertemuan, serta pusat perbelanjaan. Naiknya kebutuhan-kebutuhan tersebut tidak dibarengi dengan keterbatasan lahan yang ada. Hal itu akan memunculkan konsep SOHO (*Small Office/Home Office*) sebagai tempat hunian, perkantoran, dan pertemuan untuk mengefisienkan lahan yang tersedia. Akibat adanya konsep tersebut, kebutuhan akan gedung dengan ruang yang luas semakin meningkat di negara Indonesia. Pada umumnya, pembangunan gedung bertingkat di Indonesia menggunakan struktur beton bertulang. Sementara keperluan akan hall, ballroom, ataupun ruang konferensi yang luas menjadikan balok beton bertulang biasa tidak sanggup untuk menahan atau dimensi yang diperlukan cukup besar sehingga tidak efektif dalam aplikasinya, sehingga dibutuhkan sistem struktur yang kuat pada gedung bertingkat untuk menahan beban pada luasan lantai yang cukup besar atau dengan kata lain memerlukan bentang balok yang cukup panjang. Penggunaan struktur beton prategang sebagai solusi masalah tersebut sudah banyak diterapkan pada struktur gedung bertingkat seperti mall, apartemen, dan hotel.

Pada akhir tahun 1940-an, pengamatan atas struktur yang sebelumnya telah dibuat, menunjukkan adanya kekuatan ekstra pada elemen struktur tersebut. Oleh karena itu, sebagian insinyur percaya dalam desain bahwa tegangan tarik dengan jumlah tertentu dapat diijinkan (Lin dan Burns, 1996). Berbeda sekali dengan kriteria sebelumnya yang tidak memperkenankan adanya tegangan

tarik pada elemen struktur, metode desain yang mengijinkan adanya sejumlah tegangan tarik pada elemen struktur ini sering dinamakan prategang parsial (Fransiskus, 2013).

Menurut Naaman Antoine E (1982), prategang parsial adalah kombinasi tendon prategang dan tulangan baja lunak (non prategang), dimana sebagian beban dipikul oleh tendon dan sebagian dipikul oleh baja lunak (Fransiskus, 2013). Pada perencanaan terhadap beban gempa, adanya baja lunak pada beton prategang akan meningkatkan daktalitas dan peredam energi selama beban siklis bolak balik bekerja (Artiningsih, 2008). Sehingga daktalitas yang diperlukan dapat tercapai dan mendispasi energi cukup baik. Hasil penelitian Gilbert dan Mickleborough (1990), memperlihatkan bahwa sistem prategang parsial mampu mendispasi energi lebih baik daripada sistem prategang penuh (Nurjannah dkk, 2015). Suatu keuntungan penting dari prategang parsial adalah berkurangnya lendutan ke atas (*chamber*). Pengurangan lendutan ke atas juga dapat mengurangi pengaruh rangkai lentur dan kemudahan dalam pengendalian keseragaman lendutan ke atas (Fransiskus, 2013).

Yang perlu diperhatikan juga adalah kekuatan geser balok dalam menahan beban horizontal. Gaya geser umumnya tidak bekerja sendiri, tetapi terjadi bersamaan dengan gaya lentur, torsi atau aksial. Dari percobaan yang telah dilakukan, diketahui bahwa keruntuhan akibat gaya geser bersifat getas atau tidak bersifat daktail, sehingga keruntuhannya terjadi secara tiba-tiba. Hal ini karena kekuatan menahan geser lebih banyak dari kuat tarik dan tekan beton dibandingkan oleh tulangan gesernya. Pada struktur beton yang menahan momen maka keruntuhannya bisa diatur apakah akan bersifat daktail atau tidak, tergantung pada jumlah tulangan yang dipakai. Secara keseluruhan, hal ini dapat diatasi dengan penggunaan sistem dinding struktural maupun sistem

ganda serta mendesainnya sesuai peraturan keamanan yang berlaku. Khusus pada kekuatan geser balok beton prategang, terdapat sebuah kendala dimana keruntuhan getas akan terjadi akibat tekanan pada beton sebelum tegangan tarik pada baja melampaui batas elastis. Oleh karena itu, diperlukan sebuah perencanaan khusus dalam mendesain balok prategang agar mencapai daktilitas yang memadai serta kuat dalam menahan beban gempa.

Dengan mengetahui keuntungan balok prategang, penulis mencoba menerapkan desain balok beton prategang pada struktur gedung SOHO Ciputra World Surabaya Fase 3. SOHO Ciputra World Surabaya Fase 3 adalah gedung SOHO dan apartemen, terdiri dari 34 lantai dengan 3 basement. Gedung SOHO Ciputra World Surabaya Fase 3 akan dimodifikasi dengan mengurangi jumlah lantai eksisting menjadi 19 lantai. Hal ini dilakukan karena penulis merasa bahwa tingkat kesulitannya sudah cukup untuk memenuhi tugas akhir. Gedung SOHO Ciputra World Surabaya Fase 3 juga akan dimodifikasi dengan *Convention Hall* pada lantai 19 sehingga membutuhkan ruangan luas tanpa ada kolom di bagian tengah ruangan.

Selain itu, dalam perencanaan konstruksi bangunan tahan gempa, material dan sistem struktur merupakan hal utama yang perlu diperhatikan. Penerapan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) pada struktur bangunan dapat menjadi solusi dalam perencanaan konstruksi bangunan tahan gempa dikarenakan peraturan dan batasan-batasan dalam perencanaan yang ada menjadikan suatu struktur gedung lebih kuat menahan beban gempa.

## **1.2 Rumusan Masalah**

### **1.2.1 Permasalahan Utama**

Bagaimana merencanakan gedung struktur SOHO Ciputra World Surabaya Fase 3 menggunakan sistem ganda dengan balok beton prategang sebagai alternatif penahan gempa pada bangunan tinggi?

### **1.2.2 Rincian Permasalahan**

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* penampang elemen struktur SOHO Ciputra World Surabaya Fase 3?
2. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat, balok anak, tangga dan balok penggantung lift?
3. Bagaimana menghitung pembebanan yang terjadi?
4. Bagaimana memodelkan dan menganalisis struktur dengan menggunakan program bantu?
5. Bagaimana merencanakan struktur primer yang meliputi balok induk, kolom dan dinding geser (*shearwall*)?
6. Bagaimana merencanakan struktur balok beton prategang?
7. Bagaimana merencanakan hubungan balok dan kolom pada struktur?
8. Bagaimana merencanakan *basement* dan pondasi yang sesuai dengan keadaan tanahnya?
9. Bagaimana mengilustrasikan hasil perencanaan struktur dalam gambar teknik?

## **1.3 Tujuan**

### **1.3.1 Umum**

Tujuan Utama dari tugas akhir ini adalah merencanakan gedung SOHO Ciputra World Surabaya Fase 3 menggunakan sistem ganda dengan balok beton prategang.

### **1.3.2 Khusus**

1. Menentukan *preliminary design* penampang elemen struktur SOHO Ciputra World Surabaya Fase 3.
2. Merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat, balok anak, tangga dan balok penggantung lift.
3. Menghitung pembebanan yang terjadi.
4. Memodelkan dan menganalisis struktur dengan menggunakan program bantu.
5. Merencanakan struktur primer yang meliputi balok induk, kolom, dan dinding geser (*shearwall*).
6. Merencanakan struktur balok beton prategang
7. Merencanakan hubungan balok dan kolom pada struktur.
8. Merencanakan *basement* dan pondasi yang sesuai dengan keadaan tanahnya.
9. Mengilustrasikan hasil perencanaan struktur dalam gambar teknik.

### **1.4 Batasan Masalah**

Batasan masalah pada tugas akhir ini, antara lain:

1. Perencanaan tidak menghitung analisa biaya dan waktu serta tidak membahas metode pelaksanaan konstruksi.
2. Tidak mempertimbangan sistem sanitasi, *mechanical plumbing*, utilitas bangunan, dan *finishing*.
3. Tidak meninjau dari segi arsitektur.

### **1.5 Manfaat**

Manfaat yang diperoleh dari modifikasi ini, antara lain :

1. Menambah wawasan dan dapat mengaplikasikan teori yang didapat selama kuliah.
2. Referensi perencanaan struktur gedung bertingkat yang memenuhi persyaratan keamanan struktur.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*



## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

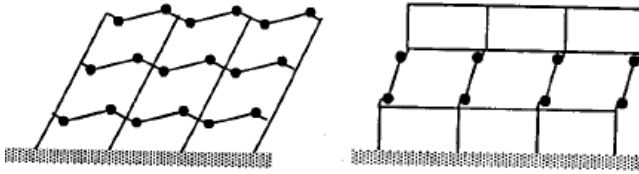
Pembangunan konstruksi dengan menggunakan beton bertulang merupakan jenis konstruksi yang paling banyak digunakan karena mudah dalam mendapatkan material dan pelaksanaannya. Beton bertulang efektif digunakan pada konstruksi dengan bentang balok yang tidak terlalu panjang. Sedangkan untuk konstruksi balok dengan bentang yang panjang digunakan beton prategang dengan dimensi yang relatif kecil.

Didalam perancangan suatu struktur harus selalu memperhatikan hal-hal berikut: 1). Dari segi kekuatan, struktur tersebut harus dapat diandalkan kekuatannya, 2). Dari segi estetika, memenuhi syarat keindahan dan 3). Dari segi finansial, struktur tersebut harus ekonomis. Apabila semua persyaratan diatas terpenuhi, maka dapat dikatakan bahwa struktur yang direncanakan memenuhi persyaratan teknis (Sutarja, 2006).

Perencanaan struktur gedung tahan gempa di Indonesia sangat penting mengingat sebagian besar wilayahnya intensitas gempa berkekuatan rendah hingga tinggi. Salah satu syarat penting struktur tahan gempa adalah daktilitas yang memadai. Sebuah struktur memiliki daktilitas yang baik bila elemen- elemen struktur penyusunnya juga memiliki daktilitas yang baik.

#### **2.2 Konsep Desain Kapasitas**

Konsep desain kapasitas adalah mengatur bagian yang satu lebih kuat dari bagian yang lain, sehingga bentuk keruntuhan dapat ditentukan lebih dahulu (Aryanti dan Aminsyah, 2004). Gambar 2.1 berikut memberikan dua mekanisme keruntuhan yang dapat terjadi pada portal rangka terbuka.



Gambar 2. 1 Macam-macam mekanisme keruntuhan pada portal rangka terbuka  
(Aryanti dan Aminsyah, 2004)

Faktor-faktor yang perlu diperhatikan agar mekanisme ini dapat dijamin tercapai adalah: 1). Faktor peningkatan kuat lentur balok sebagai elemen utama pemancar energi gempa, 2). Faktor pengaruh beban dinamis pada kolom (Aryanti dan Aminsyah, 2004)

### 2.3 Faktor Daktilitas

Daktilitas didefinisikan sebagai kemampuan suatu struktur untuk menahan respon inelastik yang dominan sekaligus mempertahankan sebagian besar dari kekuatan awalnya dalam memikul beban. Faktor daktilitas adalah rasio deformasi inelastis yang terjadi pada struktur selama pembebanan berlangsung, seperti beban gempa, terhadap deformasi yang terjadi pada saat struktur mengalami leleh pertama. Deformasi yang terjadi dapat berupa perpindahan translasi, perpindahan rotasi, kelengkungan, dan regangan (Artiningsih, 2008)

Dalam perencanaan struktur beton, hanya daktilitas penampang dan daktilitas struktural yang diperhitungkan. Daktilitas penampang menggambarkan sifat inelastik penampang akibat momen lentur, sedangkan daktilitas struktural menggambarkan sifat inelastik struktur akibat beban lateral. Daktilitas penampang digambarkan dalam kurva momen–kelengkungan, sedangkan daktilitas struktural dalam kurva gaya lateral–lendutan lateral (Artiningsih, 2008).

## 2.4 Sistem Struktur Bangunan Tahan Gempa

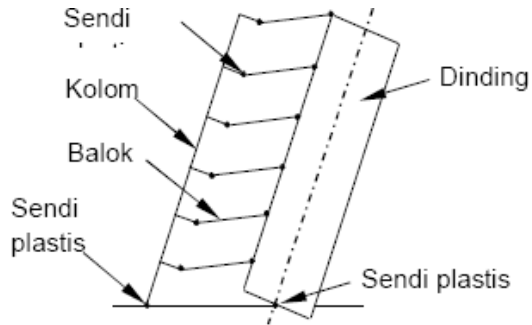
Sistem struktur dasar penahan beban lateral secara umum dapat dibedakan atas Sistem Rangka Momen (SRPM), Sistem Dinding Struktural (SDS), dan Sistem Ganda. Dalam memilih jenis struktur yang tepat, ada beberapa faktor yang perlu dipertimbangkan misalnya tinggi bangunan, arsitektural, dan fungsi bangunan (Agus dan Gushendra, 2015)

## 2.5 Sistem Rangka Pemikul Momen dan SRPMK

Sistem Rangka Pemikul Momen merupakan struktur portal *open frame* yang terdiri dari kolom dan balok yang digabungkan dengan sambungan tahan momen. Kekakuan lateral dari portal cenderung tergantung dari kekakuan lentur dari kolom, balok, dan sambungannya (Agus dan Gushendra, 2015)

Sistem rangka pemikul momen terdiri dari : 1) Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), memiliki tingkat daktalitas terbatas dan hanya cocok digunakan di daerah dengan resiko gempa yang rendah, 2) Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), memiliki daktalitas sedang dan cocok digunakan pada zona gempa menengah, 3) Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), memiliki daktalitas penuh, ketentuan detailing yang ketat, dan cocok digunakan pada zona gempa tinggi (Hasan dan Astira, 2013).

Pada struktur gedung dengan sistem rangka pemikul momen khusus harus didesain memenuhi syarat “*Strong Column Weak Beam*”, yang artinya ketika menerima pengaruh gempa hanya boleh terjadi sendi plastis di ujung-ujung balok dan kaki kolom (Wardhono, 2010). Mekanisme keruntuhan ideal dapat dilihat pada Gambar 2.2



Gambar 2. 2 Mekanisme keruntuhan ideal suatu struktur gedung (Wardhono, 2010)

## 2.6 Sistem Dinding Struktural (SDS)

Dinding struktural atau dinding geser adalah dinding beton bertulang dengan kekakuan bidang geser yang sangat lebar, yang ditempatkan pada lokasi tertentu (ruang lift atau tangga) untuk menyediakan tahanan gaya / beban horizontal (Pranata dan Yuniar, 2011). Dinding geser biasanya dikategorikan berdasarkan geometrinya, yaitu:

1. Dinding Langsing (*Flexural Wall*)

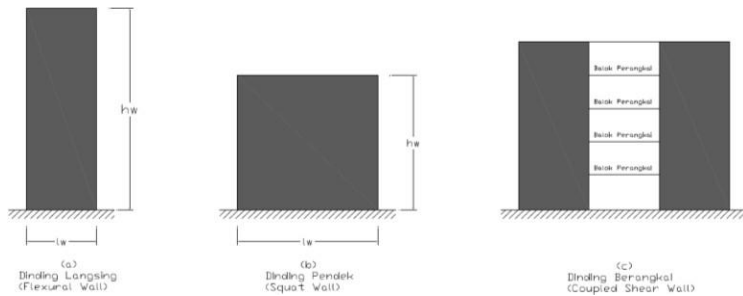
Dinding geser yang memiliki  $h_w/l_w \geq 2$ , dimana desain dikontrol oleh perilaku lentur.

2. Dinding pendek (*Squat wall*)

Dinding geser yang memiliki rasio  $h_w/l_w \leq 2$ , dimana desain dikontrol oleh perilaku geser.

3. Dinding berangkai (*Coupled Shear Wall*)

Momen guling yang terjadi akibat beban gempa ditahan oleh sepasang dinding, yang dihubungkan oleh balok-balok perangkai, sebagai gaya-gaya tarik dan tekan yang bekerja pada masing-masing dasar pasangan dinding tersebut.



Gambar 2. 3 Kategori dinding tampak depan  
(Pranata dan Yuniar, 2011)

Dinding geser sebagai elemen penahan gaya lateral memiliki keuntungan utama karena menyediakan kontinuitas vertikal pada sistem lateral struktur gedung. Struktur gedung dengan dinding geser sebagai elemen penahan gaya lateral pada umumnya memiliki kinerja yang cukup baik pada saat gempa. Hal ini terbukti dari sedikitnya kegagalan yang terjadi pada sistem struktur dinding geser di kejadian-kejadian gempa yang lalu (Imran dkk, 2008).

Besarnya simpangan pada struktur yang menggunakan dinding geser lebih kecil bila dibandingkan pada struktur yang tidak menggunakan dinding geser. Ini menunjukkan bahwa penggunaan dinding geser pada suatu struktur dapat meningkatkan kekakuan lateral struktur sehingga memberikan pengaruh yang signifikan terhadap besarnya simpangan lateral struktur (Windah, 2011)

## 2.7 Sistem Ganda (*Dual System*)

Sistem ini terdiri dari sistem rangka yang digabung dengan sistem dinding struktural. Rangka ruang lengkap berupa Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) berfungsi memikul beban gravitasi, sedangkan dinding struktural menahan beban lateral. Berdasarkan SNI 1726-2012, sistem rangka pemikul momen pada

sistem ganda ini harus mampu menahan minum 25% beban lateral total yang bekerja pada struktur bangunan, sedangkan sistem dinding geser menahan 75% gaya lateral tersebut (Hasan dan Astira, 2013)

## **2.8 Beton Prategang**

Beton prategang adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi tegangan yang terjadi akibat beban eksternal sampai batas tertentu (T.Y. Lin, 2000). Perbedaan utama antara beton bertulang dan beton prategang adalah beton bertulang mengkombinasikan beton dan tulangan baja dengan cara menyatukan dan membiarkan keduanya bekerja bersama-sama sesuai dengan keinginannya, sedangkan beton prategang mengkombinasikan beton berkekuatan tinggi dan baja mutu tinggi dengan cara aktif (T.Y Lin, 2000)

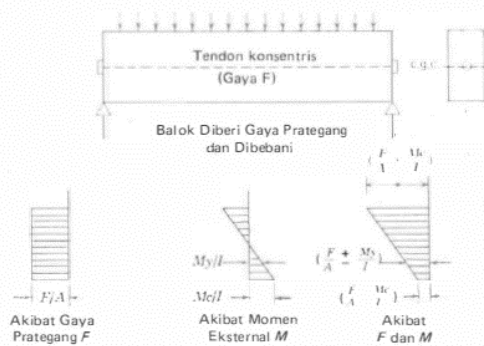
### **2.8.1 Prinsip Dasar**

Beton prategang memiliki beberapa prinsip dasar, berdasarkan “*Desain Struktur Beton Prategang (T.Y. Lin, 2000)*” terdapat 3 prinsip beton prategang, yaitu :

1. Sistem prategang untuk mengubah beton menjadi bahan yang elastis

Eugene Freyysinet menyatakan dalam “*Desain Struktur Beton Prategang (T.Y. Lin, 2000)*” bahwa beton prategang pada dasarnya adalah beton yang ditransfromasikan dari bahan yang getas menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan (desakan terlebih dahulu (prategang) pada bahan tersebut.

Akibat gaya tekan yang diberikan,  $F$  yang bekerja pada pusat berat penampang beton akan memberikan tegangan tekan yang merata diseluruh penampang beton sebesar  $F/A$ , dimana  $A$  adalah luas penampang beton. Akibatnya, beban merata yang memberikan tegangan tarik di bawah garis netral dan tegangan tekan di atas garis netral pada serat terluar penampang, digunakan perumusan sebagai berikut :



Gambar 2. 4 Tegangan pada Beton Prategang  
(Sumber : T.Y. Lin, 2000)

$$f = \frac{Mx C}{I}$$

Dimana :

M = Momen lantur pada penampang yang ditinjau

C = Garis netral ke serat terluar penampang

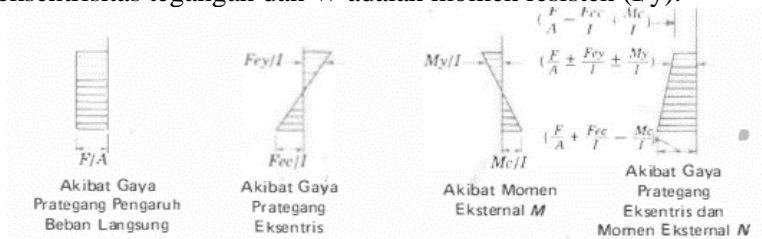
I = Momen inersia penampang

Untuk meningkatkan kemampuan beton prategang kita dapat menambahkan eksentrisitas tegangan baja terhadap garis netral beton.



Gambar 2. 5 Contoh Tendon dengan Eksentrisitas  
(Sumber : T.Y. Lin, 2000)

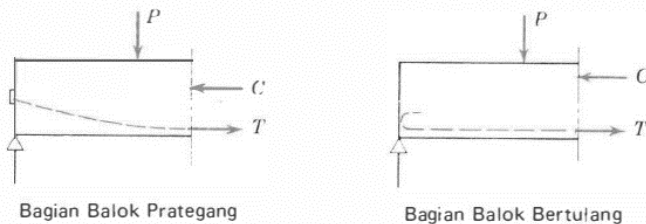
Akibat adanya pergeseran eksentrisitas baja terhadap garis pusat beton, maka terjadi tegangan sebesar  $F_e/W$  dimana  $e$  adalah eksentrisitas tegangan dan  $W$  adalah momen resisten ( $I/y$ ).



Gambar 2. 6 Tegangan yang Bekerja pada Beton Prategang  
(Sumber : T.Y. Lin, 2000)

## 2. Sistem prategang untuk kombinasi baja mutu tinggi dengan beton.

Konsep ini mempertimbangkan beton prategang sebagai kombinasi (gabungan) dari baja dan beton, seperti pada beton bertulang, di mana baja menahan tarikan dan beton menahan tekanan, dengan demikian kedua bahan membentuk kopel penahan untuk melawan momen eksternal. Konsep ini hampir sama dengan konsep beton bertulang.



Gambar 2. 7 Sistem Prategang dengan Baja dan Beton Mutu Tinggi

(Sumber : T.Y. Lin, 2000)

## 3. Sistem prategang untuk mencapai kesetimbangan beban.



Konsep ini menggunakan prategang sebagai suatu usaha untuk membuat seimbang gaya-gaya pada sebuah batang balok. Pada keseluruhan desain sturkur beton prategang, pengaruh dari prategang dipandang sebagai keseimbangan berat sendiri sehingga batang yang mengalami lenturan seperti pelat, balok, dan gelagar tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan terjadi.

### **2.8.2 Metode Pemberian Gaya Prategang**

Pada dasarnya ada 2 macam metode pemberian gaya prategang pada beton, yaitu :

#### **a.) Pre-tensioned Prestressed Concrete (Pratarik)**

Di dalam sistem pratarik, tendon lebih dahulu ditarik antara blok-blok angkur yang rigid yang dicetak di atas tanah atau dalam suatu kolom atau perangkat cetakan dengan bentuk dan ukuran yang dibutuhkan. Oleh karena itu semua metode pratarik bersandar pada rekatan yang timbul antara baja dan beton sekelilingnya, adalah penting bahwa setiap tendon harus merekat sepenuhnya sepanjang seluruh panjang badan. Setelah beton mengeras, tendon dilepaskan.

#### **b.) Post-tensioned Prestressed Concrete (Pascatarik)**

Dalam sistem pascatarik, unit beton lebih dahulu dicetak dengan memasukka saluran atau alur untuk menempatkan tendon. Apabila beton sudah cukup kuat, maka kawat bermutu tinggi ditarik dengan menggunakan bantalan dongkrak pada permukaan ujung batang dan kawat diangkurkan dengan pasak dan mur. Gaya-gaya diteruskan ke beton oleh angkur ujung dan juga apabila kabel melengkung, melalui tekanan radial antara kabel dan saluran. Ruang antara tendon dan saluran pada umumnya digROUT setelah penarikan.

Secara ideal pascatarik cocok untuk pekerjaan yang dilaksanakan di tempat dengan bentangan menengah sampai panjang di mana biaya penarikan hanya merupakan sebagian kecil dari seluruh pekerjaan dan dalam hal ini lebih ekonomis untuk memakai sedikit kabel atau batang dengan gaya yang

besar pada masing masingnya daripada memakai banyak kabel dengan gaya yang kecil.

### **2.8.3 Tahapan Pembebanan**

Salah satu pertimbangan istimewa pada beton prategang adalah banyaknya tahapan pembebanan di mana sebuah komponen struktur dibebani. Beberapa tahapan pembebanan ini terjadi juga pada struktur yang bukan prategang. Untuk struktur yang dicor setempat, beton prategang harus didesain paling sedikit untuk dua tahap, tahap awal pada saat pemberian prategang dan tahap akhir pada saat dibebani oleh beban eksternal. Untuk beton pracetak, tahap ketiga yaitu pengangkatan dan pengangkutan harus diteliti. Pada setiap tahap dari ketiga tahapan ini, ada perbedaan waktu bilamana komponen-komponen atau struktur dibebani pada kondisi yang berbeda-beda.

#### **1. Tahap Awal**

Batang atau struktur yang diberi gaya prategang tetapi tidak dibebani oleh beban eksternal. Tahap ini selanjutnya dibagi menjadi beberapa tahap, beberapa di antaranya tidak penting dan oleh karenanya dapat diabaikan dalam desain-desain tertentu. Pada tahap awal, dibagi menjadi empat tahap, yaitu :

1. Saat struktur belum diberi gaya prategang
2. Saat diberi gaya prategang
3. Saat peralihan gaya prategang (transisi)
4. Desentring dan penarikan kembali

#### **2. Tahap Antara**

Ini adalah tahapan selama pengangkutan dan penempatan. Hal ini terjadi hanya pada 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.

#### **3. Tahap Akhir**

Ini adalah tahapan bila beban kerja yang sesungguhnya bekerja pada struktur. Seperti pada konstruksi-konstruksi lain, pendesain juga harus mempertimbangkan berbagai macam kombinasi beban hidup pada setiap bagian yang berbeda dari

struktur akibat beban-beban lateral seperti angin dan gaya gempa, dan beban-beban regangan yang dihasilkan oleh penurunan pada tumpuan dan pengaruh temperatur. Pada tahap ini dibagi menjadi 2 tahap :

1. Beban yang bekerja tetap (*Sustainable Load*)
2. Beban kerja

#### **2.8. 4 Material Beton Prategang**

##### a. Beton

Beton yang digunakan pada beton prategang pada umumnya merupakan beton mutu tinggi, hal ini dilakukan untuk menahan tegangan tekan pada pengungkuran beton agar tidak terjadi keretakan. Tegangan ijin pada beton yang mengalami prategang dibagi menjadi 2 kategori, yaitu tegangan ijin pada saat transfer dan tegangan ijin pada saat *service* (T. Y. Lin, 2000)

##### b. Baja

Baja prategang yang digunakan terbagi menjadi 3 tipe, kawat tunggal (*wire*), untaian kawat (*strand*), dan kawat batangan (*bar*). Setiap jenis kawat biasanya digunakan untuk merode yang berbeda, kawat tunggal dan batangan biasa digunakan dalam beton prategang tipe *pre-tension*, untuk untaian kawat biasanya digunakan dalam beton prategang *post-tension*. Jenis tendon lain yang sering digunakan pada beton prategang sistem *pre-tension* adalah *seven wire strand* dan *single wire*. Baja yang digunakan memiliki batasan tegangan ijin sebesar 0,94 fpy akibat gaya penarikan (*jacking*) dan 0,7 fpy sesaat setelah transfer gaya.

#### **2.8. 5 Kehilangan Gaya Prategang**

Gaya prategang pada beton mengalami proses reduksi yang progresif sejak gaya prategang awal diberikan, sehingga tahapan gaya prategang perlu ditentukan pada setiap tahapan pembebanan, yaitu pada tahapan transfer gaya prategang ke beton sampai ke berbagai tahapan prategang yang terjadi pada kondisi beban kerja hingga mencapai kondisi *ultimate*.

Pada dasarnya, nilai masing masing kehilangan gaya prategang adalah kecil, tetapi apabila dijumlahkan dapat

menyebabkan penurunan gaya *jacking* yang signifikan. Berikut ini adalah jenis-jenis kehilangan prategang.

a. Perpendekan Elastis

Pada saat gaya prategang dialihkan ke beton, komponen struktur akan memendek dan baja prategang turut memendek bersamaan. Jadi ada kehilangan gaya prategang pada baja. (T. Y. Lin, 2000)

b. Kehilangan Gaya Prategang Akibat Friksi atau Geseran Sepanjang Tendon

Pada kasus batang pascatarik, apabila kabel lurus atau agak melengkung ditarik, maka gesekan dinding elemen atau kisi-kisi penyekat akan mengakibatkan kehilangan tegangan yang makin bertambah tergantung jaraknya dari dongkrak. (Krishna Raju, 1989)

c. Kehilangan Akibat Slip Angkur

Di dalam sistem pascatarik, apabila kabel ditarik dan dongkrak dilepaskan untuk mentransfer prategang beton, pasak-pasak gesekan yang dipasang untuk memegang kawat-kawat dapat menggelincir pada jarak yang pendek sebelum kawat-kawat tersebut menepatkan diri secara kokoh di antara pasak-pasak tadi (Krishna Raju, 1989). Besarnya penggelinciran tergantung pada tipe pasak dan tegangan pada kawat.

d. Kehilangan Akibat Susut Beton

Susut beton pada beton prategang mengakibatkan perpendekan kawat-kawat yang ditarik dan dengan demikian ikut menyebabkan kehilangan tegangan. Penyebab utama dari susut adalah hilangnya air yang berlanjut pada beton. Susut pada permukaan batang lebih besar dari yang dibawahnya, perbedaan inilah yang mengakibatkan pada retak permukaan. Oleh karena itu, perawatan beton yang tepat penting untuk mencegah retak akibat susut pada beton.

e. Kehilangan Akibat Relaksasi Baja

Percobaan percobaan pada baja prategang dengan perpanjangan yang konstan dan dijaga tetap pada suatu selang waktu memperlihatkan bahwa gaya prategang akan berkurang secara

perlahan-lahan. Besarnya pengurangan prategang bergantung pada lamanya waktu.

#### f. Kehilangan Akibat Rangkak Beton

Sifat beton untuk mengalami tambahan regangan akibat beban tetap (mati) menunjukkan variasi perbandingan rangkak terhadap waktu, memperlihatkan sifat alami rangkak. Penyusutan beton dipengaruhi oleh rasion antara penampang beton dan luas permukaan beton, dan juga kelembapan relatif waktu antara pengecoran dan pemberian gaya prategang (Lin & Burns, 2000)

## 2.9 Pondasi

Pondasi adalah struktur bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan suatu bagian dari konstruksi yang berfungsi menahan gaya beban di atasnya. Pondasi dibuat menjadi satu kesatuan dasar bangunan yang kuat yang terdapat dibawah konstruksi. Pondasi dapat didefinisikan sebagai bagian paling bawah dari suatu konstruksi yang kuat dan stabil (solid). Dalam perencanaan pondasi untuk suatu struktur dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan pondasi berdasarkan fungsi bangunan atas (*upper structure*) yang akan dipikul oleh pondasi tersebut, besarnya beban dan beratnya bangunan atas, keadaan tanah dimana bangunan tersebut didirikan dan berdasarkan tinjauan dari segi ekonomi.

Semua konstruksi yang direncanakan, keberadaan pondasi sangat penting mengingat pondasi merupakan bagian terbawah dari bangunan yang berfungsi mendukung bangunan serta seluruh beban bangunan tersebut dan meneruskan beban bangunan itu, baik beban mati, beban hidup dan beban gempa ke tanah atau batuan yang berada dibawahnya. Bentuk pondasi tergantung dari macam bangunan yang akan dibangun dan keadaan tanah tempat pondasi tersebut akan diletakkan, biasanya pondasi diletakkan pada tanah yang keras.

Pondasi bangunan biasanya dibedakan atas dua bagian yaitu pondasi dangkal (*shallow foundation*) dan pondasi dalam (*deep foundation*), tergantung dari letak tanah kerasnya dan perbandingan kedalaman dengan lebar pondasi. Pondasi dangkal

kedalamannya kurang atau sama dengan lebar pondasi ( $D \leq B$ ) dan dapat digunakan jika lapisan tanah kerasnya terletak dekat dengan permukaan tanah. Sedangkan pondasi dalam digunakan jika lapisan tanah keras berada jauh dari permukaan tanah.

Pondasi dapat digolongkan berdasarkan kemungkinan besar beban yang harus dipikul oleh pondasi :

### **1. Pondasi Dangkal**

Pondasi dangkal disebut juga pondasi langsung, pondasi ini digunakan apabila lapisan tanah pada dasar pondasi yang mampu mendukung beban yang dilimpahkan terletak tidak dalam (berada relatif dekat dengan permukaan tanah). Beberapa contoh pondasi dangkal adalah sebagai berikut:

#### a) Pondasi Memanjang

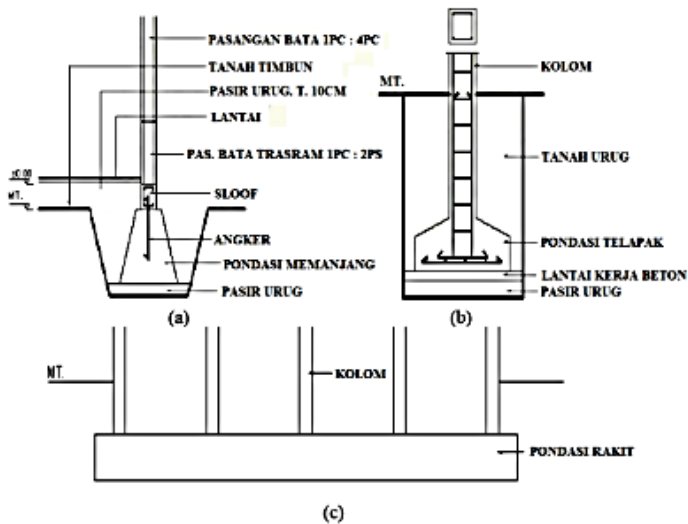
Pondasi yang digunakan untuk mendukung sederetan kolom yang berjarak dekat sehingga bila dipakai pondasi telapak sisinya akan terhimpit satu sama lainnya.

#### b) Pondasi Telapak

Pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom atau pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit dibawah permukaan tanah.

#### c) Pondasi Rakit

Pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak atau digunakan bila susunan kolom-kolom jaraknya sedemikian dekat disemua arahnya, sehingga bila menggunakan pondasi telapak, sisi- sisinya berhimpit satu sama lainnya.



Gambar 2. 8 Jenis Pondasi Dangkal  
(Sostrodarsono, Nakazawa.1984)

## 2. Pondasi Dalam

Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, seperti:

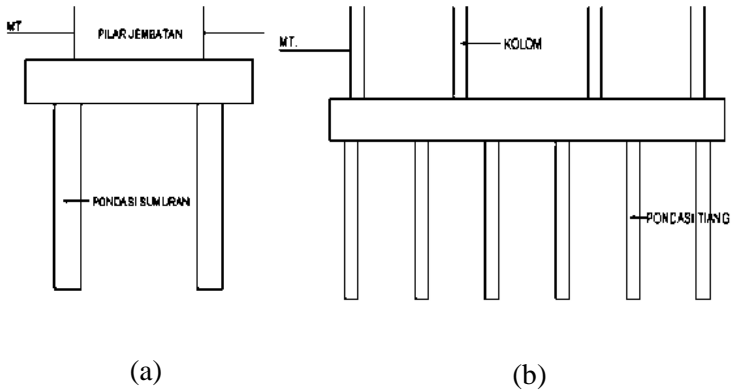
### a) Pondasi Sumuran (*Pier Foundation*)

Pondasi sumuran merupakan pondasi peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam, dimana pondasi sumuran nilai kedalaman ( $D_f$ ) dibagi lebar ( $B$ ) lebih kecil atau sama dengan 4, sedangkan pondasi dangkal  $D_f/B \leq 1$ . (Gambar 2.9a).

### b) Pondasi Tiang (*Pile Foundation*)

Pondasi tiang digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung bebannya dan tanah

kerasnya terletak pada kedalaman yang sangat dalam. Pondasi tiang umumnya berdiameter lebih kecil dan lebih panjang dibanding dengan pondasi sumuran. (Gambar 2.9b).



Gambar 2. 9 Jenis Pondasi Dalam  
(Sostrodarsono, Nakazawa.1984)



*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

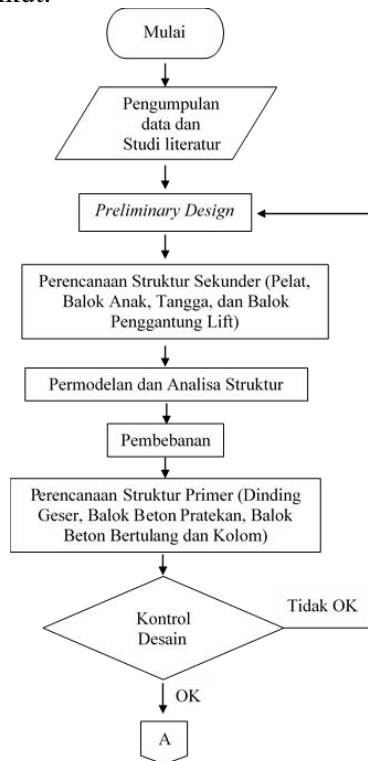
## BAB III METODOLOGI

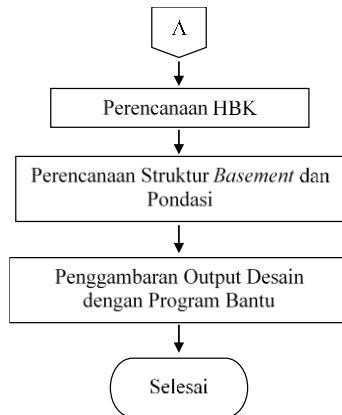
### 3.1 Umum

Desain modifikasi gedung SOHO Ciputra World Surabaya Fase 3 ini tentunya memiliki susunan langkah-langkah pengerjaan sesuai dengan urutan kegiatan yang akan dilakukan. Urutan-urutan pelaksanaan dimulai dari pengumpulan data dan studi literatur sampai penyajian analisa struktur dan gambar teknik.

### 3.2 Bagan Alir Perencanaan

Langkah yang dilakukan untuk mengerjakan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:





Gambar 3. 1 Bagan Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

### 3.3 Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

Rincian penjelasan mengenai metodologi penyelesaian dari bagan alir di atas dapat dijelaskan sebagai berikut:

#### 3.3.1 Pengumpulan Data

Mempelajari gambar yang berkaitan dengan perencanaan sebagai bahan pertimbangan dalam melakukan modifikasi perencanaan. Berikut adalah informasi umum mengenai gedung yang akan dimodifikasi :

- Nama Gedung : SOHO Ciputra World Surabaya Fase 3
- Lokasi : Jalan Mayjen Sungkono No. 89, Surabaya
- Fungsi : SOHO
- Jarak dari Tepi Laut : 10 km
- Jenis Tanah : Tanah Lunak
- Gambar Struktur : (Terlampir)
- Data Tanah : (Terlampir)

Data gedung SOHO Ciputra World Surabaya Fase 3 sebelum dimodifikasi adalah sebagai berikut :

- Jumlah Lantai : 34 Lantai dan 3 Basement (1 Tower)
- Tinggi Gedung : 179 meter
- Struktur Utama : Beton Bertulang Konvensional

- Sistem Struktur : Sistem Ganda  
Adapun Tugas Akhir ini akan dimodifikasi perencanaannya menggunakan struktur beton prategang dengan data-data sebagai berikut :

- Jumlah Lantai : 19 Lantai dan 1 Basement (1 Tower)
- Struktur Utama : Beton Bertulang Konvensional pada lantai 1-18, pada lantai 19 dimodifikasi menggunakan balok beton prategang

Sistem Struktur : Sistem Ganda

### 3.3.2 Studi Literatur

Dalam menunjang pengerjaan tugas akhir ini, maka dilakukan studi terhadap literatur yang berkaitan dengan perencanaan bangunan struktur menggunakan sistem ganda dengan balok beton prategang. Beberapa buku dan tinjauan terlampir pada Bab II yang bisa membantu mengenai perencanaan balok beton prategang dan sistem ganda adalah sebagai berikut :

- a. *“Desain Struktur Beton Prategang”* Edisi Ketiga Jilid 1 (T.Y.Lin dan Burns)
- b. *“Beton Prategang”* Edisi Ketiga (Edward G.Nawy)
- c. *“Beton Prategang”* Edisi Kedua (N. Krishna Raju)

Selain mengkaji studi literatur yang ada, juga harus mengkaji beberapa peraturan-peraturan yang berlaku terkait perencanaan gedung tersebut, yaitu :

- a. SNI 1727-2013 tentang *“Beban Minimum untuk Perancangan Gedung dan Struktur lain”*.
- b. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983.
- c. SNI 1726-2012 tentang *“Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung”*.
- d. SNI 2847-2013 tentang *“Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung”*.
- e. SNI 7833-2012 tentang *“Tata Cara Perancangan Beton Pracetak dan Beton Prategang untuk Bangunan Gedung”*.
- f. SNI 1727-2013 tentang *“Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain”*.

### 3.3.3 Preliminary Design

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

#### 3.3.3.1 Perencanaan Balok

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 9.5.3.1 dalam menentukan dimensi awal balok anak dan balok induk dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah berikut :

- a. Menentukan data desain yang meliputi Panjang balok dan data property material.
- b. Rencanakan lebar balok ( $b$ ) adalah  $2/3 h$ .
- c. Bila  $f_y$  sama dengan 420 Mpa gunakan pers. 3.1, bila  $f_y$  selain 420 Mpa gunakan pers. 3.2

$$h_{min} = \frac{L}{16} \quad (3.1)$$

$$h_{min} = \frac{L}{16} \left( 0,4 + \left( \frac{f_y}{700} \right) \right) \quad (3.2)$$

Keterangan :

$h_{min}$  = Tinggi minimum balok (mm)

$L$  = Panjang Balok (mm)

$f_y$  = Tegangan leleh baja (Mpa)

#### 3.3.3.2 Perencanaan Pelat

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 9.5.3 dalam menentukan dimensi awal pelat lantai dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah sebagai berikut :

- a. Menentukan data desain yang meliputi bentang bersih dan dimensi balok yang menjepitnya.
- b. Menentukan lebar sayap efektif dari balok T ( $be$ )

- Balok Interior

Lebar efektif ( $be$ ) diambil nilai yang terkecil dari:

$$be < \frac{1}{4} Lb \quad (3.3)$$

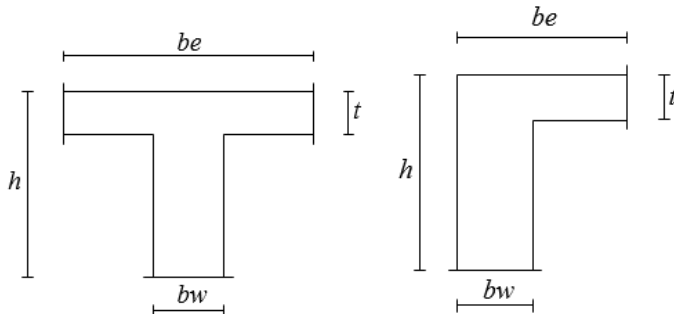
$$be < bw + 8t \quad (3.4)$$

- Balok Eksterior

Lebar efektif ( $be$ ) diambil nilai yang terkecil dari:

$$h_{min} = \frac{1}{12} Lb \quad (3.5)$$

$$h_{min} = bw + 6t \quad (3.6)$$



Gambar 3. 2 Balok Interior dan Eksterior

c. Menghitung  $\alpha m$  yang didapatkan dari pers. 3.7

$$\alpha m = \frac{\sum \alpha n}{n} \quad (3.7)$$

Keterangan :

$\alpha m$  = Nilai rata rata  $\alpha$  yang menjepit pelat tersebut

$\alpha$  = Rasio kekakuan balok terhadap pelat yang

ditentukan dengan pers. 3.8

$$\alpha = \frac{Ecb \cdot Ib}{Ecp \cdot Ip} \quad (3.8)$$

Keterangan :

$Ecb$  =  $Ecp$  = Elastisitas beton

$Ip$  = Momen inersia pelat ( $\text{mm}^4$ )

$Ib$  = Momen inersia belok ( $\text{mm}^4$ )

Bila  $\alpha m \leq 0.2$ , maka tebal pelat adalah 125 mm, namun bila  $0.2 \leq \alpha m \leq 2$ , tebal pelat ditentukan dengan pers. 3.9

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha m - 0,2)} \leq 125 \text{ mm} \quad (3.9)$$

Keterangan :

$ln$  = Bentang bersih arah memanjang panel pelat (mm)

$h$  = Tebal pelat (mm)

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

$fy$  = Tegangan leleh baja (Mpa)

Bila  $\alpha m \geq 2$ , maka tebal pelat ditentukan dengan pers. 3.10

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta} \leq 90 \text{ mm} \quad (3.10)$$

Keterangan :

$ln$  = Bentang bersih arah memanjang panel pelat (mm)

$h$  = Tebal pelat (mm)

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

$fy$  = Tegangan leleh baja (Mpa)

### 3.3.3.3 Perencanaan Tangga

Dalam menentukan dimensi awal tangga dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah berikut :

- a. Menentukan data perencanaan meliputi elevasi tangga, lantai, dan pelat bordes.
- b. Merencanakan lebar anak tangga ( $i$ ) dan tinggi anak tangga ( $t$ )
- c. Menghitung jumlah tanjakan dan injakan
- d. Kontrol batasan  $\alpha$ , yaitu  $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$
- e. Menentukan tebal efektif pelat dan bordes tangga berdasarkan tabel berikut :

Tabel 3.1 Tebal Minimum Balok Non-Prategang atau Pelat Satu Arah Bila Lendutan Tidak Dihitung

Tebal Minimum
---------------

Komponen Struktur	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	$l / 16$	$l / 18.5$	$l / 21$	$l / 8$

(Sumber : SNI 2847:2013)

Pada perencanaan tangga pada struktur menggunakan cor setempat dengan perletakan jepit-jepit (bebas), agar struktur tangga tidak mempengaruhi struktur utama terhadap beban gempa. Perencanaan tangga dibedakan menjadi perencanaan tangga darurat dan tangga putar. Pada perencanaan struktur tangga ini lebar injakan harus memenuhi persyaratan pada pers. 3.11

$$2. t + i = 64 - 67 \text{ cm} \quad (3.11)$$

Keterangan :

$t$  = Tinggi injakan (15-20 cm)

$i$  = Lebar injakan (26-30 cm)

### 3.3.3.4 Perencanaan Kolom

Dalam menentukan dimensi awal kolom dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah berikut :

- a. Kolom yang dianalisis dipilih berdasarkan yang memikul beban terbesar lalu menentukan data desain yang meliputi:
  - Tebal pelat yang menumpu kolom yang akan dianalisis
  - Dimensi balok yang menumpu kolom yang akan dianalisis
  - Mutu beton yang digunakan ( $f'c$ )



- b. Mendefinisikan beban-beban yang akan menumpu pada kolom sesuai dengan SNI 1727-2012
- c. Menghitung  $A_{perlu}$  dengan menggunakan pers. 3.12

$$A = \frac{3w}{\phi f'_c} \quad (3.12)$$

Keterangan :

$A$  = Luas kolom yang dibutuhkan ( $\text{mm}^2$ )

$w$  = Total beban yang menumpu kolom

$\phi$  = Faktor reduksi = 0.65

Cek dimensi kolom dengan  $h = b$  lebih besar dari 300 mm serta rasio  $b$  dan  $h$  lebih kecil dari 0,4.

### 3.3.4 Perhitungan Struktur Sekunder

Desain struktur sekunder dilakukan dengan cara mengambil output gaya-gaya dalam dari hasil proses analisis struktur sekunder. Gaya-gaya dalam tersebut menjadi acuan untuk desain dalam struktur sekunder. Beberapa elemen struktur sekunder yang akan di rencanakan antara lain :

#### 3.3.4.1 Pelat Lantai

Langkah-langkah dalam penulangan pelat lantai adalah sebagai berikut :

- a. Diberikan data-data meliputi dimensi pelat dan properti material
- b. Menentukan pembebanan yang diterima oleh pelat lantai
- c. Merencanakan penulangan pelat

Momen tumpuan

$$\beta = \frac{Ln}{Sn} < 2 \quad (3.13)$$

Keterangan :

$Ln$  = Panjang pelat bersih

$Sn$  = Lebar pelat bersih

$\beta < 2$  = Pelat dua arah

$\beta > 2$  = Pelat satu arah

Sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 13.6.1.6 untuk panel dengan balok di antara tumpuan pada semua sisinya, persamaan berikut harus dipenuhi untuk balok dalam dua arah tegak lurus.

$$0,2 = \frac{a_{f1}l_2^2}{a_{f2}l_1^2} \leq 5,0 \quad (3.14)$$

Dimana  $a_{f1}$  dan  $a_{f2}$  dihitung dengan persamaan 3.14.

Menghitung momen terfaktor total sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 13.6.2.2

$$0,2 = \frac{a_{f1}l_2^2}{a_{f2}l_1^2} \leq 5,0 \quad (3.15)$$

Menghitung momen terfaktor negatif dan positif sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 13.6.2.3

Menghitung momen statis pada lajur kolom sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 13.6.2.4

Lajur kolom harus diproporsikan menahan beban berikut dalam persen momen terfaktor negatif interior.

Tabel 3.2 Proporsi lajur kolom dalam persen momen terfaktor negatif interior

$l_2/l_1$	0.5	1	2
$(a_1l_2/l_1) = 0$	75	75	75
$(a_1l_2/l_1) \geq 1$	90	75	45

(Sumber : SNI 2847:2013)

Lajur kolom harus diproporsikan menahan beban berikut dalam persen momen terfaktor negatif eksterior.

Tabel 3.3 Proporsi lajur kolom dalam persen momen terfaktor negatif eksterior

$l_2/l_1$		0.5	1	2

$(a_1l_2 / l_1) = 0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	75	75	75
$(a_1l_2 / l_1) \geq 1$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	90	75	45

(Sumber : SNI 2847:2013)

$$\beta_1 = \frac{Ecb \cdot C}{2Ecs \cdot Is} \quad (3.16)$$

$$C = \Sigma(-0,63 \frac{x}{y}) \frac{x^3 \cdot y}{3} \quad (3.17)$$

Meninjau arah x dan arah y pada tiap jalur kolom dan jalur tengah

$$Jd = 0,9 d \quad (3.18)$$

$$Mn = T \cdot Jd = As \cdot fy \cdot Jd \quad (3.19)$$

$$As = \frac{Mn}{fy \cdot Jd} \quad (3.20)$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \quad (3.21)$$

Menghitung As sebenarnya

$$As = \frac{Mn}{fy \cdot (d - \frac{a}{2})} \quad (3.22)$$

Cek tulangan kolom  $\rho \text{ aktual} > \rho \text{ min}$

$$\rho \text{ aktual} = \frac{As}{b \cdot d} \quad (3.23)$$

$$\rho \text{ min} = \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{fy} \quad (3.24)$$

$$n = \frac{As}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} \quad (3.25)$$

Jarak tulangan

$$Smax = 2h \quad (3.26)$$

d. Cek regangan

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (3.27)$$

$$\varepsilon_t = 0,03 \cdot \frac{d-c}{c} > 0,005 = \text{terkendali tarik} \quad (3.28)$$

### 3.3.4.2 Balok Anak

Langkah-langkah dalam penulangan balok anak adalah sebagai berikut :

- a. Diberikan data-data meliputi dimensi balok dan properti material
- b. Menentukan pembebanan yang diterima oleh balok anak
- c. Menganalisis struktur secara manual sehingga didapatkan gaya-gaya dalam yang dibutuhkan dalam desain. Menghitung momen sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3

$$\text{Momen Tumpuan} = \frac{W_u \cdot l^2}{24} \quad (3.30)$$

$$\text{Momen Lapangan} = \frac{W_u \cdot l^2}{14} \quad (3.31)$$

$$\varepsilon_t = 0,03 \cdot \frac{d-c}{c} < 0,005 = \text{terkendali tekan} \quad (3.29)$$

- d. Menghitung rasio tulangan

Sesuai SNI 2847-2013 Pasal 21.5.2.1

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.32)$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} \quad (3.33)$$

$$\rho_{min} = 0,025 \quad (3.34)$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b \cdot d^2} \quad (3.35)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} \quad (3.36)$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn \cdot m}{fy}} \right) \quad (3.37)$$

Cek  $\rho \text{ min} < \rho \text{ perlu} < \rho \text{ max}$

$$As \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d \quad (3.38)$$

$$As \text{ tulangan} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \quad (3.39)$$

$$\text{Jumlah tulangan} = As \frac{\text{perlu}}{As \text{ tulangan}} \quad (3.40)$$

e. Menghitung kapasitas momen nominal

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \quad (3.41)$$

$$Mn = As \cdot fy \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.42)$$

Cek  $\phi Mn > Mu$

f. Hitung kapasitas geser

1. Penulangan geser tumpuan

Untuk pemasangan tulangan geser di daerah sendi plastis (sepanjang  $2h$  dari muka kolom)

a) Menghitung momen ujung di tiap-tiap tumpuan

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \quad (3.43)$$

$$M_{pr} = As \cdot (1,25 \cdot fy) \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.44)$$

b) Menghitung gaya geser total

$$V_e = \frac{M_{pr+} + M_{pr-}}{L_n} \quad (3.45)$$

Beton diasumsikan tidak menahan gaya geser, sehingga

$$V_c = 0$$

$$V_n = V_e \text{ maks}$$

c) Merencanakan tulangan geser

$$V_s = \frac{V_n}{\phi} \quad (3.46)$$

$$V_s \text{ maks} = \frac{2}{3} \cdot b \cdot w \cdot d \cdot \sqrt{f'c} \quad (3.47)$$

Cek  $V_s < V_s$  maks

$$A_v = \text{Jumlah kaki} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \quad (3.48)$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad (3.49)$$

Dalam SNI 2847-2013 Pasal 21.5.3.2, spasi sengkang tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

$$s < d/4$$

$s < 6$  kali diameter tulangan longitudinal

$$s < 150 \text{ mm}$$

## 2. Penulangan geser lapangan

Untuk pemasangan tulangan geser di luar sendi plastis (di luar  $2h$ )

$$V_u \text{ lapangan} = V_n - (2xh) \quad (3.50)$$

$$\phi V_s \text{ min} = 0,75 \times \frac{1}{3} \times b_w \times d \quad (3.51)$$

$$\phi V_c = 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad (3.52)$$

Cek kondisi,

$$V_u = 0,5\phi V_c \quad (3.53)$$

$$0,5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c \quad (3.54)$$

$$\phi V_c \leq V_u \leq \phi(V_c + V_s \text{ min}) \quad (3.55)$$

$$A_v = \text{Jumlah kaki} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \quad (3.56)$$

$$A_v \text{ min} = \frac{b \times s}{3 \times f_y} \quad (3.57)$$

Syarat spasi sengkang maksimum,

$$S_{\text{maks}} \leq \frac{d}{2} \quad (3.58)$$

g. Kontrol lendutan

h. Kontrol terhadap retak

### 3.3.4.3 Tangga

Langkah-langkah dalam penulangan tangga adalah sebagai berikut:

- Diberikan data-data meliputi dimensi tangga dan properti material
- Menentukan pembebanan yang diterima oleh tangga
- Menganalisis struktur secara manual sehingga didapatkan gaya-gaya dalam yang dibutuhkan dalam desain.
- Merencanakan tulangan pelat tangga

Lengan Momen

$$Jd = \frac{Wu \cdot l^2}{24} \quad (3.59)$$

$$As = \frac{Wu \cdot l^2}{14} \quad (3.60)$$

$$a = \frac{Wu \cdot l^2}{24} \quad (3.61)$$

$$As = \frac{Wu \cdot l^2}{14} \quad (3.62)$$

Cek tulangan minimum

$$\rho \text{ aktual} = \frac{a}{d} \quad (3.63)$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{fy} \quad (3.64)$$

$$\rho \text{ min} = \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{fy} \quad (3.65)$$

Cek regangan

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (3.66)$$

$$\epsilon_i = 0,03 \cdot \frac{d-c}{c} > 0,005 = \text{terkontrol tarik} \quad (3.67)$$

### 3.3.5 Perhitungan Beban Struktur

Melakukan perhitungan beban struktur dengan memperhitungkan pengaruh-pengaruh aksi sebagai akibat dari beban-beban sebagai berikut:

### 3.3.5.1 Beban Mati

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 3.1.1 yang dimaksud beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Serta berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 3.1.2, dalam menentukan beban mati untuk perancangan harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya, dengan ketentuan bahwa jika tidak ada informasi yang jelas, nilai yang harus digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang. Untuk detail pembebanan beban mati akan digunakan peraturan PPIUG 1983.

Tabel 3.4 Berat sendiri bahan bangunan dari komponen gedung

Bahan Bangunan	Berat Sendiri	Satuan
Beton	24	kN/m <sup>3</sup>
Spesi	0,21	kN/m <sup>3</sup>
Tegel	0,24	kN/m <sup>3</sup>
Dinding	2,5	kN/m <sup>3</sup>
Plafond	0,11	kN/m <sup>3</sup>
Penggantung	0,07	kN/m <sup>3</sup>
Plumbing	0,1	kN/m <sup>3</sup>
Sanitasi	0,2	kN/m <sup>3</sup>
Aspal	0,14	kN/m <sup>3</sup>

(Sumber : PPIUG 1983)

### 3.3.5.2 Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 4.1 yang dimaksud beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Serta berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 4.3.1, beban hidup yang digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lain



harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung, akan tetapi tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang ditetapkan dalam Tabel 4-1.

### 3.3.5.3 Beban Angin

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 27.4.1, tekanan angin desain untuk SPBAU (Sistem Penahan Beban Angin Utama) bangunan gedung dari semua ketinggian harus ditentukan persamaan berikut:

$$p = qG C_p - q_i (G C_{pi}) \left( \frac{lb}{ft^2} \right) \left( \frac{N}{m^2} \right) \quad (3.68)$$

Dimana:

- qz = qz untuk dinding disisi angin datang yang diukur pada ketinggian z di atas permukaan tanah.
- qh = qh untuk dinding disisi angin pergi, dinding samping, dan atap diukur pada ketinggian h.
- qi = qi untuk dinding disisi angin datang, dinding samping, dinding disisi angin pergi, dan atap bangunan gedung tertutup untuk mengevaluasi tekanan internal negatif pada bangunan gedung tertutup sebagian.
- qi = qz untuk mengevaluasi tekanan internal positif pada bangunan gedung tertutup sebagian bila tinggi z ditentukan sebagai level dari bukaan tertinggi pada bangunan gedung yang dapat mempengaruhi tekanan internal positif. Untuk bangunan gedung yang terletak di wilayah berpartikel terbawa angin, kaca yang tidak tahan impak, harus diperlakukan sebagai bukaan sesuai dengan SNI 1727:2013 Pasal 26.10.3. Untuk menghitung tekanan internal positif, qi, secara konservatif boleh dihitung pada ketinggian h (qi=qh).
- G = faktor efek-tiupan angin, lihat SNI 1727:2013 Pasal 26.9.
- Cp = koefisien tekanan eksternal dari SNI 1727:2013 Gambar 27.4-1, 27.4-2, 27.43.

$(GC_{pi})$  = koefisien tekanan eksternal dari SNI 1727:2013 Gambar 27.4-1, 27.4-2, 27.4-3.

$q$  dan  $q_i$  harus dihitung dengan menggunakan eksposur yang ditetapkan dalam SNI 1727:2013 Pasal 26.7.3. Tekanan harus ditetapkan secara bersamaan pada dinding disisi angin datang dan disisi angin pergi pada permukaan atap seperti ditetapkan dalam SNI 1727:2013 Gambar 27.4-1, 27.4-2, dan 27.4-3.

### 3.3.5.4 Beban Gempa

Beban gempa rencana ditetapkan berdasarkan respons spektrum pada SNI 1726:2012 dimana langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

#### 1. Menentukan kategori risiko struktur bangunan (SNI 1726:2012 Pasal 4.1.2)

Tabel 3. 1 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa

Jenis Pemakaian	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk, antara lain: -Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan -Fasilitas sementara -Gudang penyimpanan -Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar	II

Jenis Pemfaatan	Kategori Resiko
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ Rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ Mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Bioskop</li> <li>-Gedung pertemuan</li> <li>-Stadion</li> <li>-Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>-Fasilitas penitipan anak</li> <li>-Penjara</li> <li>-Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>-Fasilitas penanganan air</li> <li>-Fasilitas penanganan limbah</li> <li>-Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak)</p>	III

Jenis Pemafaatan	Kategori Resiko
yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Pusat pembangkit energi dan fasilitas public lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul> <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

**2. Menentukan faktor keutamaan gempa (SNI 1726:2012 Pasal 4.1.2)**

Tabel 3. 2 Faktor keutamaan gempa

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

### 3. Menentukan klasifikasi situs (SNI 1726:2012 Pasal 5.3)

Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	$V_s$ (m/detik)	$N$ atau $N_{ch}$	$S_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500 m/s	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500 m/s	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750 m/s	>50	$\geq 100$ kN/m <sup>2</sup>
SD (tanah sedang)	175 sampai 350 m/s	15-50	50 sampai 100 kN/m <sup>2</sup>
SE (tanah lunak)	< 175 m/s	< 15	<50 kN/m <sup>2</sup>
	Atau setiap profil tanah yang mengandung 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : Indeks plastisitas, $PI > 20$ Kadar air, $w \geq 40\%$ Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs)	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 senditif, taha tersementasi lemah		





Tabel 3. 5 Koefisien situs Fv

Kelas Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode 1 detik, $S_1$				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
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	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>B</sup>				

### 6. Menghitung parameter percepatan desain ( $S_{DS}$ , $S_{D1}$ ) (SNI 1726:2012 Pasal 6.3)

Parameter percepatan desain untuk periode pendek ( $S_{DS}$ ) dan pada periode 1 detik ( $S_{D1}$ ) harus ditetapkan sebagai berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.69)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.70)$$

### 7. Menentukan kategori desain seismik (SNI 1726:2012 Pasal 6.5)

Tabel 3. 6 Kategori resiko  $S_{DS}$ 

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



Tabel 3. 7 Kategori resiko  $S_{DI}$ 

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

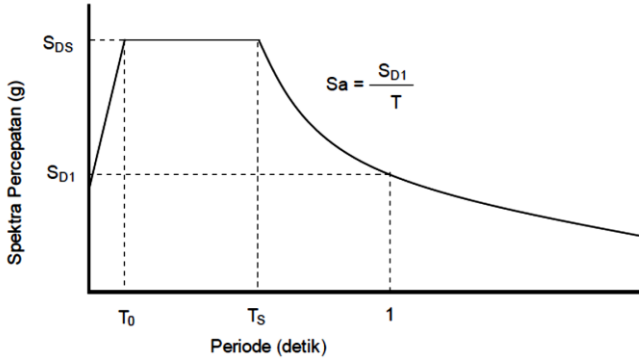
**8. Memilih faktor koefisien modifikasi respons (R), faktor pembesaran defleksi (Cd) dan faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0$ ) untuk sistem penahan gaya gempa (SNI 1726:2012 Pasal 7.2.2)**

Tabel 3. 8 Faktor R, Cd, dan  $\Omega$  untuk system penahan gaya gempa

Sistem Penahan Gaya Gempa	Koefisien Respons Modifikasi, R	Faktor Kuat Lebih, $\Omega_0$	Faktor Pembesaran Defleksi, Cd	Batasan Sistem Struktur Termasuk Batasan Tinggi Struktur				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
Dinding geser beton bertulang khusus	7	$2^{1/2}$	$5^{1/2}$	T B	T B	T B	T B	T B

### 9. Melakukan analisis model respons spektrum

Analisis modal respons spektrum dilakukan menggambar grafik respons spektrum rencana ke dalam program analisis struktur. Ketentuan mengenai penggambaran grafik respons spectrum.



Gambar 3. 5 Grafik respons spectrum

Pada periode  $T < T_0$ , respons spektra percepatan:

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.71)$$

Pada periode  $T_0 < T < T_S$ , respons spektra percepatan:

$$S_a = S_{DS} \quad (3.72)$$

Pada periode  $T > T_S$ , respons spektra percepatan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.73)$$

Dengan:

$$T_0 = \frac{0,2S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.14)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.75)$$

### 10. Melakukan analisis statik ekuivalen

- Menentukan periode fundamental pendekatan,  $T_a$  (SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2.1)

$$T_a = C_t h_n^x \quad (3.76)$$

Keterangan :

$C_t$ , dan  $x$  = koefisien parameter waktu getar perkiraan (Tabel 3.9)

$h_n$  = tinggi struktur

Tabel 3. 9 Nilai parameter perioda Pendekatan  $C_t$  dan  $x$

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

- Menentukan batas periode struktur

$$T_a \leq T \leq C_u T_a \quad (3.77)$$

Keterangan :

$T_a$  = periode fundamental perkiraan

$C_u$  = koefisien untuk batas atas periode hasil perhitungan (Tabel 3.10)

Tabel 3. 10 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung

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

- Menghitung koefisien respon seismik

$$C_s = \frac{S_{Ds}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.78)$$

Keterangan :

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

$R$  adalah faktor modifikasi respon dalam tabel 3.8

$I_e$  adalah faktor keutamaan hunian sesuai tabel 3.2

- Menghitung gaya dasar seismik

$$V = C_s W \quad (3.79)$$

Dimana:

$C_s$  adalah koefisien respons seismik

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

### 3.3.5.5 Kombinasi Pembebanan

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

1. 1,4 D
2. 1,2D + 1,6L + 0,5 (L<sub>r</sub> atau S atau R)
3. 1,2D + 1,6 (L<sub>r</sub> atau S atau R) + (L atau 0,5W)
4. 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (L<sub>r</sub> atau S atau R)
5. 1,2D + 1,0W + L + 0,2S
6. 0,9D + 1,0W
7. 0,9D + 1,0E

### 3.3.5.6 Beban Tanah

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 3.2.1, dalam perancangan struktur di bawah tanah, harus diperhatikan tekanan lateral tanah di sampingnya. Bila tidak ada beban tanah dalam laporan penyelidikan tanah yang disetujui oleh pihak yang berwenang, beban tanah yang diberikan dalam Tabel 3-1 harus dipakai sebagai beban lateral minimum.

Besarnya tegangan tanah horizontal secara umum adalah sebagai berikut:

- Tegangan tanah horizontal aktif:

$$\sigma' = \gamma' h K_a - 2c' \sqrt{K_a} \quad (3.80)$$

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (3.81)$$

- Tegangan tanah horizontal pasif:

$$\sigma' = \gamma' h K_p + 2c' \sqrt{K_p} \quad (3.82)$$

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (3.83)$$

Maka, besar tekanan tanah lateral dapat dihitung dengan menghitung luasan diagram tegangan tanah.

### 3.3.6 Analisis Permodelan Struktur

Pada tahap ini, tahap ini, analisis struktur utama menggunakan program bantu *ETABS*. Karena struktur gedung ini termasuk kategori struktur bangunan tidak beraturan maka dalam analisisnya menggunakan pembebanan gempa *respons spectrum* yang diambil berdasarkan parameter *respons spectral* percepatan

gempa kota Surabaya. Selanjutnya *output* dari program bantu *ETABS* akan digunakan untuk melakukan perencanaan dan kontrol komponen-komponen struktur.

### **3.3.7 Perhitungan Struktur Primer**

Bila sudah melakukan analisis gaya dengan menggunakan program analisis struktur dilakukan perhitungan pendetailan dan kontrol desain. Pada kontrol desain dilakukan agar analisis hasil pendetailan struktur bangunan dapat memenuhi syarat keamanan dan sesuai batas-batas tertentu menurut peraturan. Kontrol Desain yang dilakukan adalah berupa pengecekan terhadap kontrol geser, kuat lentur, momen nominal, beban layan (*servicibility*) dan beban *ultimate*. Bila telah memenuhi, maka dapat diteruskan ke tahap penggambaran. Bila tidak memenuhi harus dilakukan *redesign*.

### **3.3.8 Kontrol Perencanaan Struktur Primer**

#### **3.3.8.1 Kontrol Desain**

##### **1. Kontrol Partisipasi Massa**

Analisis harus dilakukan untuk menentukan modes alami dari getaran untuk struktur yang dianalisis. Analisa harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus sekurang-kurangnya 90% (SNI 1726:2012 pasal 7.9.1).

##### **2. Kontrol Partisipasi Massa**

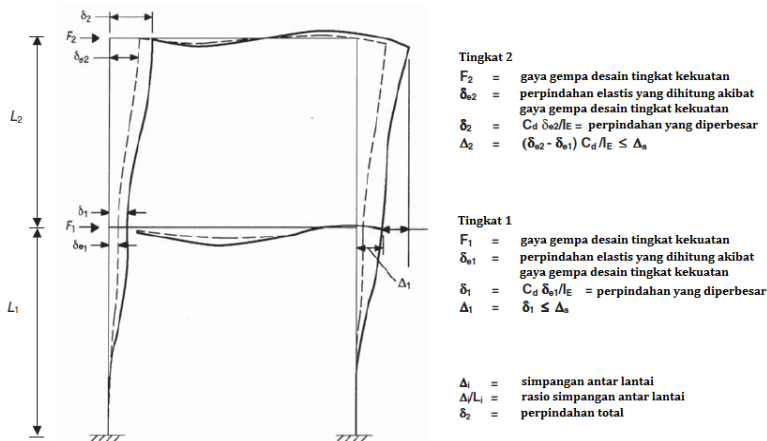
Kombinasi respons untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung ( $V$ ) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan  $0.85V/V_t$  (SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1).

##### **3. Kontrol Simpangan Antar Tingkat**

Simpangan antar tingkat rencana harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Besarnya defleksi pada tingkat  $x$ ,  $\delta_x$ , dapat dihitung dengan Persamaan (3-23) (SNI 1726:2012 pasal 7.8.6). Sementara untuk perhitungan simpangan antar lantai ditunjukkan pada

Gambar 3.5. Nilai simpangan antar lantai ini tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin,  $h_{sx}$ , pada Tabel 3.11.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \tag{3.2}$$



Gambar 3. 6 Penentuan simpangan antar lantai

Tabel 3. 11 Simpangan antar lantai ijin

Struktur	Kategori Resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dari dasar, dengan dinding interior, partisi, langit-langit, dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai	0,025 $h_{sx}$	0,020 $h_{sx}$	0,015 $h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	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 $h_{sx}$

### 3.3.8.2 Balok Induk

Dalam merencanakan balok induk yang mampu memikul beban yang ada dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah sebagai berikut :

Langka-langkah dalam penulangan balok induk adalah sebagai berikut :

- Diberikan data-data meliputi dimensi balok dan properti material
- Menentukan pembebanan yang diterima oleh balok induk
- Menganalisis struktur dengan menggunakan program *ETABS* sehingga didapatkan gaya-gaya dalam yang dibutuhkan dalam desain.
- Menghitung rasio tulangan  
Sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 21.5.2.1

$$\rho \min = \frac{1,4}{f_y} \quad (3.84)$$

$$\rho \min = \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} \quad (3.85)$$

$$\rho \min = 0,025 \quad (3.86)$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b \cdot d^2} \quad (3.87)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} \quad (3.88)$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn \cdot m}{f_y}} \right) \quad (3.89)$$

Cek  $\rho \min < \rho \text{ perlu} < \rho \max$

$$As \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d \quad (3.90)$$

$$As \text{ tulangan} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \quad (3.91)$$

$$\text{Jumlah tulangan} = As \frac{\text{perlu}}{As \text{ tulangan}} \quad (3.92)$$



e. Menghitung kapasitas momen nominal ( $M_n$ )

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \quad (3.93)$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (3.94)$$

f. Hitung kapasitas geser

1. Penulangan geser tumpuan

Untuk pemasangan tulangan geser di daerah sendi plastis (sepanjang 2h dari muka kolom)

a) Menghitung momen ujung di tiap-tiap tumpuan

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \quad (3.95)$$

$$M_{pr} = A_s \cdot (1,25 \cdot f_y) \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (3.96)$$

b) Menghitung gaya geser total

$$V_e = \frac{M_{pr+} + M_{pr-}}{L_n} \quad (3.97)$$

Beton diasumsikan tidak menahan gaya geser, sehingga

$$V_c = 0$$

$$V_n = V_e \text{ maks}$$

c) Merencanakan tulangan geser

$$V_s = \frac{V_n}{\phi} \quad (3.98)$$

$$V_s \text{ maks} = \frac{2}{3} \cdot b \cdot w \cdot d \cdot \sqrt{f'c} \quad (3.99)$$

Cek  $V_s < V_s \text{ maks}$

$$A_v = \text{Jumlah kaki} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \quad (3.100)$$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad (3.101)$$

Dalam SNI 2847-2013 Pasal 21.5.3.2, spasi sengkang tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

$$s < d/4$$

$s < 6$  kali diameter tulangan longitudinal

$$s < 150 \text{ mm}$$

## 2. Penulangan geser lapangan

Untuk pemasangan tulangan geser di luar sendi plastis (di luar 2h)

$$Vu \text{ lapangan} = Vn - (2xh) \quad (3.102)$$

$$\phi V_s \text{ min} = 0,75 \times \frac{1}{3} \times b_w \times d \quad (3.103)$$

$$\phi V_c = 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad (3.104)$$

Cek kondisi,

$$Vu = 0,5\phi V_c \quad (3.105)$$

$$0,5\phi V_c \leq Vu \leq \phi V_c \quad (3.106)$$

$$\phi V_c \leq Vu \leq \phi(V_c + V_s \text{ min}) \quad (3.107)$$

$$A_v = \text{Jumlah kaki} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \quad (3.108)$$

$$A_{v \text{ min}} = \frac{b \times s}{3 \times f_y} \quad (3.109)$$

Syarat spasi sengkang maksimum,

$$S_{\text{maks}} \leq \frac{d}{2} \quad (3.110)$$

g. Kontrol lendutan

h. Kontrol terhadap retak

### 3.3.8.3 Kolom

Langkah-langkah dalam penulangan kolom adalah sebagai berikut :

- a. Diberikan data-data meliputi dimensi kolom dan properti material
- b. Menganalisis struktur dengan menggunakan program bantu *ETABS* sehingga didapatkan gaya-gaya dalam yang dibutuhkan dalam desain.
- c. Perencanaan tulangan memanjang kolom
  - 1) Kontrol rasio tulangan longitudinal kolom

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.6.3.1 luas tulangan memanjang,  $A_{st}$ , tidak boleh kurang dari  $0.01A_g$  atau lebih dari  $0.06A_g$

2) Kontrol kapasitas beban aksial kolom atas dan bawah terhadap beban aksial terfaktor

$$\phi P_n (\max) = 0.8 \times \phi \times (0.85 \times f'_c \times (-A_{st}) + (f_y \times A_{st}))$$

Cek,  $\phi P_n (\max) > P_{max}$

d. Pemeriksaan persyaratan “*strong column weak beam*”

Sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.2.2

mensyaratkan bahwa :

$$\Sigma M_{nc} > (1.2)\Sigma M_{nb} \quad (3.111)$$

Keterangan :

$\Sigma M_{nc}$  = momen kapasitas kolom

$\Sigma M_{nb}$  = momen kapasitas balok

Nilai  $\Sigma M_{nc}$  diperoleh dengan bantuan diagram interaksi kolom dengan program bantu spColumn.

e. Penentuan daerah plastis

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.1 panjang  $l_o$  tidak boleh kurang dari yang terbesar dari

$$l_o > h \text{ kolom}$$

$$l_o > 1/6 \text{ bentang bersih kolom}$$

$$l_o > 450 \text{ mm}$$

dimana  $s$  tidak boleh lebih besar dari

$$s < 1/4 \text{ dimensi kolom minimum}$$

$$s < 6 \times \text{diameter tulangan longitudinal}$$

$$s < 100 + \frac{350 - h}{3}$$

f. Pengekangan kolom di daerah sendi plastis

Kebutuhan pengekangan di daerah sendi plastis ditentukan berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.4 luas penampang total tulangan sengkang persegi,  $A_{sh}$ , tidak boleh kurang dari

$$Ash = 0,3 \frac{s \cdot bc \cdot f'c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right] \quad (3.112)$$

$$Ash = 0,09 \frac{s \cdot bc \cdot f'c}{f_{yt}} \quad (3.113)$$

Keterangan :

$s$  = jarak tulangan transversal

$b_c$  = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

$A_g$  = luasan penampang kolom (mm)

$A_{ch}$  = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

$f_{yt}$  = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

g. Kebutuhan tulangan geser

Gaya geser yang bekerja di sepanjang bentang kolom ( $V_u$ ) ditentukan dari  $M_{pr+}$  dan  $M_{pr-}$  balok yang menyatu dengan kolom tersebut

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f'c \cdot b} \quad (3.114)$$

$$M_{pr} = As \cdot 1,25 \cdot fy \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.115)$$

$$V_u = \frac{M_{pr+} + M_{pr-}}{l_n} \quad (3.116)$$

Besarnya  $V_u$  harus dibandingkan dengan  $V_c$ , yaitu gaya geser yang diperoleh dari  $M_{pr}$  kolom.  $M_{pr}$  kolom diperoleh dengan program bantu spColumn.

Karena dimensi dan penulangan kolom atas dan bawah sama, maka:

$$V_e = \frac{2 \cdot M_{pr}}{l_n} \quad (3.117)$$

Cek  $V_e > V_u$

Sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.5.2 nilai  $V_c$  diasumsikan 0, apabila

50%  $V_e > V_u$

$$Pu < \frac{Agf'c}{10}$$

Apabila tidak memenuhi persyaratan di atas, maka  $Vc \neq 0$ .

Sesuai SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 untuk komponen struktur yang dikenai beban aksial berlaku

$$Vc = 0,17 \left( 1 + \frac{Nu}{14Ag} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \quad (3.118)$$

Besarnya  $Vs$  dihitung berdasarkan tulangan *confinement*  $Ash$  terpasang

$$Vs = \frac{As \cdot fy \cdot d}{s} \quad (3.119)$$

Cek,  $\phi(Vc + Vs) > Vu$

Sesuai SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.5 sisa panjang kolom di luar sendi plastis ( $l_o$ ) tetap harus dipasang tulangan transversal dengan ketentuan berikut

$$s \leq \frac{d}{2}$$

$s \leq 6 \times$  diameter tulangan longitudinal

$s \leq 150$  mm

h. Panjang lewatan pada sambungan tulangan kolom

Sambungan tulangan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang tentukan SNI 2847-2013 Pasal 12.2.3 untuk tulangan D22 dan yang lebih besar

$$l_d = \left( \frac{fy \cdot \Psi_t \cdot \Psi_e}{1,7 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c}} \right) \cdot d_b \quad (3.120)$$

Keterangan :

$\Psi_t = 1$  (tidak berada di atas lapisan beton setebal 300 mm)

$\Psi_e = 1$  (tidak dilapisi epoksi)

$\lambda = 1$  (beton berat normal)

Sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 12.15.1 panjang minimum sambungan untuk sambungan lewatan tarik

harus seperti disyaratkan untuk sambungan Kelas A atau B, tetapi tidak kurang dari 300 mm

Sambungan kelas A =  $1.0ld$

Sambungan kelas B =  $1.3ld$

### 3.3.8.4 Shear Wall

Langkah-langkah dalam penulangan *shearwall* adalah sebagai berikut :

- a. Menentukan kuat geser sesuai SNI 2847-2013 Pasal 11.9.6

$V_c$  diambil dari nilai terkecil dari persamaan berikut :

$$V_c = 0,27 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot h \cdot d + \frac{N_u \cdot d}{4 \cdot l_w} \quad (3.121)$$

$$V_c = 0,05 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot \left[ l_w \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} + \frac{N_u}{l_w \cdot h} \right] + \frac{M_u - \frac{l_w}{2} \cdot V_u}{l_w} \quad (3.122)$$

Keterangan :

$l_w$  = panjang keseluruhan dinding

$N_u$  = positif untuk tekan

= negatif untuk tarik

$h$  = tebal dinding

$d$  = Menurut SNI 2847-2013 Pasal 11.9.4 nilai  $d = 0.8 l_w$

Jika  $\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}$  adalah negatif, maka Persamaan 3.39 tidak berlaku.

Sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 11.9.8 bila gaya geser terfaktor  $V_u$  kurang dari  $0.5\phi V_u$ , maka tulangan harus disediakan sesuai dengan Pasal 11.9.9 bila gaya geser terfaktor  $V_u$  lebih dari  $0.5\phi V_u$ , maka tulangan harus disediakan sesuai dengan Pasal 11.9.9

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (3.123)$$

$$\emptyset V_n = \emptyset (V_c + V_s) \quad (3.124)$$

- b. Ketentuan-ketentuan khusus untuk dinding geser penahan gempa

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.9.2.2 paling sedikit dua tirai tulangan harus digunakan pada suatu dinding jika

$$V_u > 0,17 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \quad (3.125)$$

Keterangan :

$A_{cv}$  = luas netto yang dibatasi oleh tebal dan panjang penampang dinding

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.9.4.4 batas kuat geser tidak boleh melebihi

$$V_u = \emptyset \cdot 0,66 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c} \quad (3.126)$$

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.9.4.1 kuat geser tidak boleh melebihi

$$V_u = \emptyset \cdot A_{cv} \cdot (a_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_1 \cdot f_y) \quad (3.127)$$

Keterangan :

$$a_c = 0.25 \text{ untuk } h_w / l_w < 1.5$$

$$= 0.17 \text{ untuk } h_w / l_w > 2.0$$

$$= 0.17 - 0.25 \text{ untuk } h_w / l_w = 1.5 - 2.0$$

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.9.2.1 rasio tulangan badan terdistribusi,  $\rho_l$  dan  $\rho_t$ , tidak boleh kurang dari 0.0025 dan spasi tulangan untuk masing-masing arah pada dinding struktur tidak lebih dari 450 mm

- c. Perhitungan kapasitas *boundary element*

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.9.6.2

$$C > \frac{l_w}{600 \left( \frac{d_u}{h_w} \right)} \quad (3.128)$$

Dengan  $\left( \frac{d_u}{h_w} \right)$  tidak boleh lebih kecil dari 0.007

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.9.6.4 *boundary element* harus dipasang secara horisontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari

$$\left(c - \frac{0,1}{w}\right) \quad (3.129)$$

$$\text{dan } \frac{C}{2} \quad (3.130)$$

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.9.6.4 rasio *boundary element* tidak boleh kurang dari SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.4(a)

$$\rho_s = 0,12 \left(\frac{f'c}{f_{yt}}\right) \quad (3.131)$$

$$\rho_{\text{terpasang}} = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (3.132)$$

$$\rho_{\text{terpasang}} > \rho_s \quad (3.133)$$

Menurut SNI 287-2013 Pasal 21.6.4.4(b) luas penampang tulangan sengkang, *A<sub>sh</sub>*, tidak boleh kurang dari

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s \cdot bc \cdot f'c}{f_{yt}} \left[ \left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1 \right] \quad (3.134)$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s \cdot bc \cdot f'c}{f_{yt}} \quad (3.135)$$

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.3 spasi tulangan *boundary element* tidak boleh lebih dari

$s < \frac{1}{4}$  dimensi komponen struktur minimum

$s < 6$  kali diameter batang tulangan longitudinal yang terkecil

$$s < 100 + \frac{350 - hx}{3}$$

### 3.3.9 Balok Prategang

Balok prategang yang akan direncanakan bentangnya  $\pm 13$  m. Langkah-langkah dalam perencanaan balok prategang adalah sebagai berikut:

#### 3.3.9.1 Pemilihan Jenis Beton Prategang

Melakukan pemilihan terhadap jenis beton prategang yang akan digunakan dalam perencanaan ini meliputi :



- a. Pada perencanaan ini dipilih beton prategang pascatarik (*post tension*) dimaksudkan agar pengecoran langsung dilapangan dan dapat dikontrol untuk *jacking*.
- b. Pada perencanaan beton prategang dipilih dengan adanya *grouting*, karena lebih menyatunya antara material baja dan beton, dan juga mengurangi kehilangan prategang.

### 3.3.9.2 Desain Penampang

- a. Desain Pendahuluan

Bila  $M_g$  jauh lebih besar dari 20-30%  $M_T$ , maka  $M_g$  tidak dapat menentukan desain dan desain pendahuluan dibuat hanya dengan memperhatikan  $M_T$ . Bila  $M_g$  relatif kecil terdapat  $M_T$ , maka desain ditentukan oleh  $M_L = M_T - M_g$ . Dengan demikian, gaya prategang ditentukan dengan pers. 3.136 dan pers. 3.137.

$$F = \frac{M_T}{0,65h} \quad (3.136)$$

$$F = \frac{M_L}{0,5h} \quad (3.137)$$

Keterangan :

$M_T$  = Momen total akibat beban mati tambahan, berat sendiri dan beban hidup

$M_L$  = Selisih antara momen total dan momen gelagar

$h$  = Tinggi balok

Luas baja yang diperlukan,

$$A_{ps} = \frac{F}{f_{se}} = \frac{M_T}{0,65h \cdot f_{se}} \quad (3.138)$$

Keterangan :

$f_{se}$  = gaya prategang efektif untuk baja

Untuk desain pendahuluan, tegangan rata-rata dapat diambil kira-kira 50% dari tegangan izin maksimum  $f_c$  untuk beban kerja,

$$\frac{A_{ps} \cdot f_{se}}{A_c} = 0,50f_c \quad (3.139)$$

$$A_c = \frac{A_{ps} \cdot f_{se}}{0,50 f_c} \quad (3.140)$$

Estimasi terhadap tinggi penampang beton prategang dapat menggunakan 70% dari tinggi penampang beton bertulang konvensional.

Tinggi balok dengan proporsi yang umum dapat diperkirakan dengan rumus,

$$h = k\sqrt{M} \quad (3.141)$$

Keterangan :

$h$  = tinggi balok

$M$  = momen lentur maksimum

$k$  = koefisien yang bervariasi antara 1.5 sampai 2.0

Cara empiris di atas hanya berlaku untuk kondisi umum dan dipakai semata-mata untuk pendekatan pendahuluan. Setelah itu, hal yang dilakukan adalah menentukan profil penampang balok prategang yang akan digunakan.

b. Desain Teori Elastik dengan Mengizinkan Tarikan

1. Perbandingan  $M_G / M_T$  yang kecil

Bila tegangan tarik  $f_t'$  diizinkan pada serat atas, pusat gaya tekan  $C$  dapat ditempatkan di bawah kern sejauh

$$e_1 + e_2 = \frac{M_G + f_t' \cdot A \cdot kb}{F_0'} \quad (3.142)$$

Sehingga c.g.s diletakkan sejauh  $e$  di bawah c.g.c.

Dengan tegangan tarik yang diizinkan pada serat bawah, momen yang dipikul beton adalah

$$\frac{F b' \cdot I}{Cb} = f b' \cdot A \cdot kt \quad (3.143)$$

Maka, momen netto

$$M_{netto} = M_t - f b' \cdot A \cdot kt \quad (3.144)$$

Momen netto harus dipikul oleh gaya prategang  $F$  dengan lengan momen sampai ke titik kern atas, maka lengan total

$$a = kt + e \quad (3.145)$$

Dan gaya prategang  $F$  yang diperlukan adalah

$$F = \frac{Mt - fb' \cdot A \cdot kt}{a} \quad (3.146)$$

Untuk membatasi tegangan serat bawah

$$Ac = \frac{F_0 \cdot h}{fb \cdot Ct - ft' \cdot Cb} \quad (3.147)$$

Untuk menjaga tegangan serat atas

$$Ac = \frac{F \cdot h}{ft \cdot Cb - fb' \cdot Ct} \quad (3.148)$$

2. Perbandingan  $M_G/M_T$  yang besar

Bila  $M_G/M_T$  besar, maka  $C$  akan berada di dalam kern pada saat peralihan, dan mengizinkan tegangan tarik pada serat atas tidak akan berpengaruh pada desain.

Untuk menjaga agar tegangan serat bawah tetap dalam batas

$$Ac = \frac{F_0}{fb} \left( 1 + \frac{e - (M_G/F_0)}{kt} \right) \quad (3.149)$$

Untuk menjaga agar tegangan serat atas tetap dalam batas

$$Ac = \frac{F \cdot h}{ft \cdot Cb - fb' \cdot Ct} \quad (3.150)$$

c. Desain dengan Teori Kekuatan Batas

a. Desain Pendahuluan

Untuk desain pendahuluan, dapat dianggap bahwa momen batas yang dipikul penampang prategang yang terekat adalah kekuatan batas baja dikalikan dengan lengan momen. Lengan momen ini bervariasi, tergantung bentuk penampang, umumnya  $0,6h$  sampai  $0,9h$ , dengan rata-rata umumnya  $0,8h$ . Dengan demikian, penampunan

$$As = \frac{Mt \cdot m}{0,80 \cdot h \cdot fps} \quad (3.151)$$

Dimana  $m$  adalah faktor keamanan atau faktor beban. Dengan anggapan bahwa beton pada sisi tekannya diberi tegangan sebesar  $0.85fc'$  maka luas penampang beton yang diperlukan adalah

$$A_c = \frac{M_t \cdot m}{0,80 \cdot h \cdot 0,85 \cdot fc'} \quad (3.152)$$

#### b. Desain Akhir

Meskipun gambaran di atas memperlihatkan desain pendahuluan berdasarkan teori kekuatan batas, desain akhir yang sesungguhnya akan lebih rumit, dimana faktor-faktor berikut ini harus diperhatikan.

- 1) Faktor beban yang tepat dan sesuai harus ditentukan untuk baja maupun beton, sehubungan dengan beban desain dan kemungkinan kelebihan beban untuk suatu struktur.
- 2) Tegangan-tekan pada waktu peralihan harus diselidiki untuk flens tarik, umumnya dengan teori elastik. Di samping itu, flens tarik harus cukup besar untuk memungkinkan penempatan baja dengan baik.
- 3) Lokasi garis netral untuk penampang-penampang tertentu tidak mudah ditentukan.
- 4) Desain badan (*web*) tergantung pada geser (*shear*) dan faktor-faktor lain.
- 5) Lengan momen efektif untuk kopel penahan dalam harus dihitung dengan lebih teliti.
- 6) Kontrol terhadap lendutan dan tegangan yang berlebihan harus dilakukan.

#### 3.3.9.3 Gaya Prategang

Penentuan gaya prategang awal sangat dipengaruhi oleh momen total. Gaya prategang ini yang kemudian disalurkan ke penampang.

$$f = -\frac{F}{A} \pm \frac{F \cdot e \cdot y}{I} \mp \frac{M \cdot y}{I} \quad (3.153)$$

dimana:

$f$  = tegangan

$F$  = gaya prategang

$A$  = luas penampang beton

$e$  = eksentrisitas

$y$  = jarak dari sumbu yang melalui titik berat

$I$  = momen inersia penampang

$M$  = momen eksternal pada penampang akibat beban dan berat sendiri balok

#### 3.3.9.4 Penetapan Tata Letak Kabel

Penetapan jenis dan penentuan daerah batas kabel harus sesuai dengan kriteria perencanaan agar tidak melampaui batasan yang diijinkan. Jenis kabel yang dipilih dan jumlah kabel akan mempengaruhi letak kabel, dimana terdapat batasan agar tidak melebihi syarat batas kriteria.

#### 3.3.9.5 Kontrol Tegangan

Melakukan kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada tahap-tahap yang kritis dalam perancangan, yaitu pada saat *jacking* dan tahap *service* (T.Y. Lin, 2000). Kontrol dilakukan untuk memenuhi apakah dimensi balok mampu menerima tegangan yang diberikan dan tegangan yang diterima telah sesuai dengan perancangan pemberian tegangan.

a. Tegangan tarik pada baja prategang, tidak boleh melampaui nilai - nilai berikut :

1. Tegangan ijin akibat gaya penarikan (*jacking*) baja prategang adalah  $0,8f_{pu}$  atau  $0,94f_{py}$  (SNI 07833-2012 Ps. 6.5.1). Diambil yang lebih kecil, tetapi tidak lebih besar dari nilai maksimum yang diusulkan oleh pembuat kabel atau angkur.
2. Sesaat setelah penyaluran gaya prategang tegangan ijin tendon memiliki nilai  $0,82f_{py}$  tetapi tidak lebih besar dari  $0,74f_{pu}$  (SNI 7833-2012 Ps. 6.5.1).
3. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan kopel (*couplers*) sesaat setelah penyaluran gaya prategang adalah  $0.70f_{pu}$  (SNI 7833-2012 Ps. 6.5.1). Namun berdasarkan Lin dan Burns persamaan di atas juga

berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya prategang.

- b. Tegangan ijin beton, tidak boleh melampaui batas nilai - nilai berikut:

Kekuatan desain komponen struktur prategang terhadap beban lentur dan aksial harus didasarkan pada klasifikasi sebagai kelas U, kelas T, atau kelas C berdasarkan  $f_t$ , tegangan serat terluar dalam zona Tarik pra-tertekan yang dihitung pada tahap beban layan sebagai berikut :

- Kelas U :  $f_t \leq 0,62 f_c'$
- Kelas T :  $0,62 f_c' < f_t \leq 1,0 f_c'$
- Kelas C :  $f_t \leq 1,0 f_c'$

1. Setelah peralihan gaya prategang (sebelum kehilangan tergantung waktu).

- Tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut :

Tekan =  $ci 0,6 f'$  (SNI 07833-2012 Ps. 6.4.1)

- Tegangan serat-serat terluar pada ujung-ujung komponen tumpuan sederhana :

Tekan =  $0,7 f'ci$

(SNI 7833-2012 Ps. 6.4.1)

Jika kekuatan tarik beton yang dihitung,  $f_t$ , melebihi  $f_{ci}$   $0,5 f'$  pada ujung-ujung komponen tertumpu sederhana, atau  $ci 0,25 f'$  pada lokasi lainnya, maka harus dipasang tulangan lekatan tambahan dalam zona Tarik untuk menahan gaya Tarik total dalam beton, yang dihitung berdasarkan asumsi penampang yang tidak retak.

2. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya prategang yang diijinkan, untuk komponen lentur prategang kelas U dan kelas T.

- Tegangan serat-serat terluar dalam kondisi tekan akibat prategang ditambah beban tetap:

Tekan =  $0,45 f'c$  (SNI 7833-2012 Ps. 6.4.2)

- Tegangan serat-serat terluar dalam kondisi tekan akibat prategang ditambah beban total:

$$\text{Tekan} = \sqrt{f'c} \cdot 0,6 f'c \text{ (SNI 7833-2012 Ps. 6.4.2)}$$

### 3.3.9.6 Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang terjadi pada saat transfer tegangan dan secara menerus menurut fungsi waktu. Dilakukan perhitungan agar didapatkan nilai prategang efektif. Kehilangan prategang yang terjadi pada komponen struktur pascatarik

(Nawy 2000):

$$\begin{aligned} \Delta f_{pT} = & \Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pR} + \\ & \Delta f_{pCR} + \\ & \Delta f_{pSH} \end{aligned} \quad (3.154)$$

Dimana:

$\Delta f_{pT}$  = Kehilangan prategang total

$\Delta f_{pA}$  = Kehilangan akibat dudukan angker

$\Delta f_F$  = Kehilangan akibat friksi

$\Delta f_{ES}$  = Kehilangan akibat perpendekan elastis beton

$\Delta f_R$  = Kehilangan akibat relaksasi baja

$\Delta f_{CR}$  = Kehilangan akibat rangkai

$\Delta f_{SH}$  = Kehilangan akibat susut

Perhitungan kehilangan gaya prategang meliputi:

a. Akibat perpendekan elastis beton

Tegangan di beton pada pusat berat baja akibat prategang awal adalah

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{Ac} \quad (3.155)$$

Jika tendon dalam beton mempunyai eksentrisitas  $e$  pada tengah bentang balok dan momen akibat berat sendiri  $M_D$  diperhitungkan, maka tegangan yang dialami beton di penampang tengah bentang pada level baja prategang menjadi

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{Ac} \left( 1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{M_D \cdot e}{I_c} \quad (3.156)$$

Keterangan :

$P_i$  = Gaya prategang awal sebelum terjadi kehilangan

$E$  = Eksentrisitas tendon  
 $M_D$  = Momen akibat berat sendiri beton  
 $A_c$  = Luas penampang balok  
 $r^2$  = Kuadrat dari jari-jari girasi  
 $I_c$  = Momen inersia beton  
 Rasio modulus awal

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A_c} \left( 1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{M_D \cdot e}{I_c} \quad (3.157)$$

Di balok pascatarik, kehilangan akibat perpendekan elastis bervariasi dari nol jika semua tendon didongkrak secara simultan, hingga setengah dari nilai yang dihitung pada kasus pratarik dengan beberapa pendongkrak sekuensial digunakan, seperti pendongkrakan dua tendon sekaligus. Jika  $n$  adalah banyaknya tendon atau pasangan tendon yang ditarik secara sekuensial, maka

$$\Delta f_{pF} = -\frac{1}{n} \sum (\Delta f_{pES}) \quad (3.158)$$

yang mana  $j$  menunjukkan nomor operasi pendongkrakan. Perhatikan bahwa tendon yang ditarik terakhir tidak mengalami kehilangan akibat perpendekan elastis, sedangkan tendon yang ditarik pertama mengalami banyak kehilangan yang maksimum.

b. Akibat gesekan (*frikksi*) dan *wobble effect*

$$\Delta f_{pF} = f_1(\mu a + KL) \quad (3.159)$$

$$f_1 = \pi/dt \quad (3.160)$$

Dimana:

$P_i$  = gaya prategang

$d_t$  = diameter tendon

$a$  = perubahan angular total dari profil tendon prategang dalam radian dari ujung tendon yang menjadi *jack* menuju titik  $x$  manapun

$\mu$  = koefisien kelengkungan

$K$  = koefisien *wobble*

c. Akibat dudukan anker



Kehilangan prategang akibat gelincir anker

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_A}{L} E_{ps} \quad (3.161)$$

Dimana:

$\Delta_A$  = besar gelincir

$L$  = panjang tendon

$E_{ps}$  = modulus tendon prategang

d. Akibat rangkak

Kehilangan prategang di komponen struktur prategang akibat rangkak

$$\Delta f_{pCR} = K_{CR} \cdot \frac{E_{ps}}{A_c} \cdot (f_{cs} - f_{csd}) \quad (3.162)$$

Dimana:

$K_{CR} = 1,60$  untuk komponen struktur pascatarik

$f_{cs}$  = tegangan di beton pada level pusat berat baja segera setelah transfer

$f_{csd}$  = tegangan di beton pada level pusat berat baja akibat semua beban mati tambahan yang bekerja setelah prategang diberikan

e. Akibat susut

Kehilangan prategang akibat susut untuk komponen struktur pascatarik

$$\Delta f_{pSH} = \epsilon_{SH} K_{SH} E_{ps} (1 - 0.06 \frac{v}{s}) (100 - RH) \quad (3.163)$$

$\epsilon_{SH}$  = regangan susut ultimit nominal =  $8.2 \times 10^{-6}$  mm/mm

$K_{SH}$  = koefisien susut

$v/s$  = rasio volume-permukaan

$RH$  = kelembaban relatif

f. Akibat relaksasi baja

Dalam hal pascatarik, perhitungan kehilangan akibat relaksasi baja dimulai antara waktu transfer dan akhir selang waktu yang sedang ditinjau. Jadi

$$f_{pi} = f_{pj} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pF} \quad (3.164)$$

Jika  $f_{pR}$  adalah tegangan prategang yang tersisa pada baja sesudah relaksasi, maka rumus berikut dapat digunakan untuk mendapatkan  $f_{pR}$  untuk baja *stress relieved*:

$$\frac{f_{pr}}{f_{pi}} = 1 - \left( \frac{\log t_2 - \log t_1}{10} \right) \left( \left( \frac{f_{pi}}{f_{py}} \right) - 0,55 \right) \quad (3.165)$$

$t$  dinyatakan dalam jam dan  $\log t$  mempunyai basis 10,  $f_{pi}/f_{py}$  melebihi 0,55 dan  $t = t_2 - t_1$ . Untuk baja relaksasi rendah, penyebut di dalam suku log dalam persamaan tersebut dibagi dengan 45, bukan 10.

Pendekatan untuk suku ( $\log t_2 - \log t_1$ ) dalam Persamaan 3.165 dapat dilakukan sedemikian hingga  $\log t = \log (t_2 - t_1)$  tanpa kehilangan ketelitian yang berarti.

Maka kehilangan karena relaksasi tegangan menjadi

$$\Delta f_{pr} = f'_{pi} \left( \frac{\log t}{f_{py}} \right) \left( \left( \frac{f'_{pi}}{f_{py}} \right) - 0,55 \right) \quad (3.166)$$

Dimana  $f'_{pi}$  adalah tegangan awal di baja yang dialami elemen beton.

### 3.3.9.7 Momen Batas

Momen batas dihitung dengan mengetahui kekuatan batas balok prategang dalam menerima beban layan dan beban ultimit.

Perhitungan kuat ultimate dari balok prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847-2013 pasal B.18.8.3 mengenai jumlah total baja tulangan prategang dan bukan prategang pada komponen struktur harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1,2 kali beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar  $0,62\lambda f_c$  sehingga didapat  $\phi M_n \geq 1,2 M_{Cr}$  dengan nilai  $\phi = 0,9$

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

$$1,2 M_{cr} \leq M_u \leq \phi M_n$$

Keterangan :

$M_{cr}$  = Momen retak balok prategang

$M_u$  = Momen ultimate balok prategang

$\phi M_n$  = Kapasitas penampang balok prategang

Nilai momen retak dapat dihitung dengan pers. 3.167; 3.168 sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tekan) :

$$-f_r = \frac{F_i}{A} + \frac{F_i \times E}{I} \times Y - \frac{M_{cr} \times Y}{I} \quad (3.167)$$

$$M_{cr} = \left( \frac{F_i}{A} \times \frac{I}{y} \right) + \left( \frac{F_i \times E}{I} \times \frac{I}{Y} \right) - \left( f_r \times \frac{I}{Y} \right) \quad (3.168)$$

Keterangan :

$F_i$  = Gaya prategang efektif setelah kehilangan

$I$  = Inertia balok

$e$  = Eksentrisitas dari cgc

$A$  = Luas penampang balok

$Y$  = Garis netral balok

$f_r$  = Modulus keruntuhan =  $0,7 f_c$

### 3.3.9.8 Kontrol Lendutan

Memperhitungkan lendutan-lendutan yang terjadi sehingga tidak melampaui batasan yang telah ditentukan. Lendutan dihitung menurut model pembebanan, dimana beban yang mempengaruhi adalah beban sendiri dan beban eksternal. Hal ini diatur dalam SNI 2847-2013 Pasal 18.3.5

### 3.3.9.9 Kontrol Retak

Retak terjadi apabila beton menerima tegangan tarik yang melampaui tegangan runtuhnya. Maka dari itu, momen retak harus dihitung agar beton tidak menerima tegangan tarik melampaui tegangan runtuh.

### 3.3.9.10 Kontrol Geser

Perancangan tulangan geser diperhitungkan menurut standar perancangan SNI 2847-2013. Perhitungan geser dilakukan agar balok memiliki kemampuan menahan gaya geser yang diterima.

### 3.3.9.11 Blok Angkur Ujung

Pada balok prategang 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 prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengangkuran global di isyaratkan oleh SNI 2847-2013 pasal 18.13.2.2

Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencah belah dan pecah yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai pasal 18.13.1.2

### **3.3.10 Perencanaan Struktur Bawah**

#### **3.3.10.1 Perencanaan *Basement***

##### **1. Definisi dinding *basement***

Dinding pada *basement* harus dirancang agar kokoh dan kuat terhadap tekanan tanah dan air. Dinding pada *basement* akan direncanakan sebagai *retaining wall*. Struktur *basement* direncanakan menggunakan material beton bertulang dengan persyaratan sebagai berikut:

- **Penulangan Dinding *Basement***

Penulangan dinding *basement* dihitung sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013.

- **Kontrol ketebalan Dinding *Basement***

Ketebalan dinding *basement* dikontrol sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013.

- **Penulangan Pelat Lantai *Basement***

- Elevasi air tanah diasumsikan pada kondisi yang paling berbahaya, yaitu sama dengan permukaan tanah. Penulangan pelat lantai *basement* dihitung sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013

##### **2. Perhitungan Struktur dinding *basement***

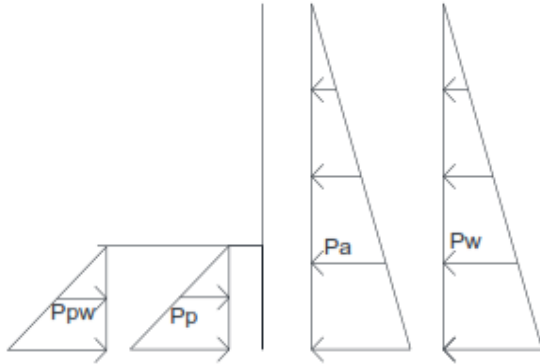
- **Analisa terhadap stabilitas global**

Berdasarkan metode fellenius untuk kasus ini lingkaran gelincir dibagi menjadi beberapa segmen dan lereng tersebut

merupakan lereng jangka panjang maka digunakan rumus untuk faktor keamanan, yaitu:

$$Fk = \frac{\Sigma \text{momen penahan}}{\Sigma \text{momen guling}} > 1 \quad (3.169)$$

- Analisa terhadap stabilitas lokal



Gambar 3. 7 Tekanan Pasif Tanah

$$Pa = \frac{1}{2} \gamma h^2 Ka - 2cH\sqrt{Ka} \quad (3.169)$$

$$p = \frac{1}{2} \gamma h^2 Kp + 2cH\sqrt{Kp} \quad (3.170)$$

$$Pw = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \quad (3.171)$$

$$Fk = \frac{\Sigma \text{momen penahan}}{\Sigma \text{momen guling}} > 3 \quad (3.172)$$

### 3. *Shearwall pada basement*

- Kuat aksial rencana dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.5.2.
- Perhitungan kuat geser yang disumbangkan oleh beton dihitung berdasarkan SNI 2847:2013, pasal 11.9.6.

- Penulangan geser dinding geser dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.2.2.
- Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.9.9 rasio tulangan geser horizontal terhadap luas beton bruto penampang vertikal tidak boleh kurang dari 0,0025.

### 3.3.10.2 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Perencanaan struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Data tanah yang digunakan adalah hasil dari SPT (*Soil Penetration Test*). Daya dukung tiang pada pondasi didapatkan dengan menggunakan persamaan:

$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.173)$$

$$Q_l = Q_p + Q_s \quad (3.174)$$

$$Q_p = C_n + A_{ujung} \quad (3.175)$$

$$Q_s = \sum C_{li} \times A_{si} \quad (3.176)$$

Dimana:

SF = *Safety factor* = 3

C<sub>n</sub> = 40N

C<sub>li</sub> = f<sub>si</sub> = N/2 ton/m<sup>2</sup> untuk tanah lempung/lanau; N/5 ton/m<sup>2</sup>  
Untuk tanah pasir

A<sub>si</sub> = Luas selimut tiang pada segmen i = o<sub>i</sub> x h<sub>i</sub>

### 3.3.10.3 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Dalam penggunaan pondasi tiang kelompok, terjadi repatisi beban-beban yang bekerja pada tiang pancang. Untuk menghitung repatisi beban tersebut adalah sebagai berikut:

$$P_v = \frac{v}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\sum_{i=1}^n (X_i)^2} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\sum_{i=1}^n (Y_i)^2} \quad (3.177)$$

Dimana X<sub>i</sub> dan Y<sub>i</sub> adalah koordinat sebuah tiang, dengan total n tiang.

Proses pemancangan dapat menurunkan kepadatan disekeliling tiang, sehingga perlu memperhitungkan jarak antar

tiang dalam pondasi kelompok. Sebaiknya, jarak minimum antar tiang dalam kelompok adalah 2 s/d 2,5 diameter tiang dan harus dikoreksi terlebih dahulu dengan yang koefisien efisiensi  $C_e$ .

$$C_e = \frac{1 - \arctan(\emptyset S)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (3.178)$$

Dimana:

$\emptyset$  = Diameter tiang pancang

S = Jarak as ke as antar tiang dalam grup

m = Jumlah baris tiang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang dalam grup

$$Ql(\text{group}) = Ql(1 \text{ tiang}) \times n \times C_e \quad (3.179)$$

### 3.3.10.4 Perencanaan Tebal Poer

Untuk merencanakan tebal poer harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (3.3)$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (3.4)$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (3.5)$$

Dimana:

$\beta$  = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom, beban terpusat atau daerah reaksi

$b_o$  = keliling pada penampang kritis pada poer

$$= 2(b_{\text{kolom}} + d) + (2(h_{\text{kolom}} + d))$$

$\alpha_s$  = 30, untuk kolom tepi

40, untuk kolom interior

20, Untuk kolom sudut

Untuk memenuhi syarat akan kebutuhan tebal poer dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\emptyset V_c > V \quad (3.6)$$

Dimana:

- $\emptyset = 0.75$   
 $V_c =$  Kuat geser ponds beton  
 $V_u =$  Gaya geser akibat beton

### 3.3.10.5 Perencanaan Penulangan Lentur

Perencanaan tulangan lentur berdasarkan momen ultimate yang terjadi akibat tiang pancang terhadap muka kolom dengan perhitungan sebagai berikut:

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad (3.7)$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} \quad (3.8)$$

$$\rho_{pertu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right) \quad (3.186)$$

$$A_s = \rho b d \quad (3.9)$$

### 3.3.11 Penggambaran Teknik

Hasil analisa struktur divisualisasikan dalam gambar teknik. Penggambaran hasil perencanaan akan menggunakan program bantu AutoCAD.



## BAB IV PEMBAHASAN

### 4.1 Preliminary Desain

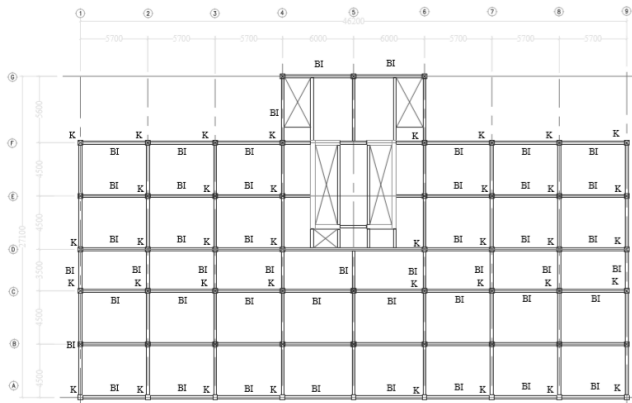
*Preliminary* desain merupakan proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung.

#### 4.1.1 Data Perencanaan

Material yang digunakan untuk struktur gedung ini adalah beton bertulang dengan data-data sebagai berikut:

Fungsi bangunan	= Apartemen
Tinggi bangunan	= 61,6 meter
Luas bangunan	= 1037,4 m <sup>2</sup>
Lokasi	= Surabaya
Sistem struktur	= Sistem Ganda
Mutu beton ( $f'c$ )	= 35 MPa, 40 MPa, dan 45 MPa
Mutu baja ( $f_y$ )	= 420 MPa

Denah struktur gedung SOHO Ciputra World Surabaya Fase 3 diperlihatkan sesuai gambar 4.1



Gambar 4. 1 Denah Modifikasi Struktur Gedung *SOHO Ciputra World Surabaya Fase 3*

#### 4.1.2 Pembebanan

Pembebanan terdiri dari beban gravitasi, dan beban gempa.

##### 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>
  - *Plumbing + 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 ruang SOHO : 2,50 kN/m<sup>2</sup>

##### 2. Beban Gempa

Perencanaan dan perhitungan beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

#### 4.1.3 Perencanaan Dimensi Balok Induk

Pada bangunan ini, dilakukan perencanaan dimensi balok induk berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.2.2 (Tabel 9.5(a)). Tebal minimum balok non-prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung).

Balok Induk pada Pelat Tipe A

- Balok induk memanjang

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{5500}{16} = 343,75 \text{ mm} \approx 700 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2 \times 343,75}{3} = 229,16 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi balok induk memanjang sebesar 40/70 cm.

- Balok induk melintang

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{8000}{16} = 500 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2 \times 500}{3} = 333,34 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi balok induk melintang sebesar 40/70 cm.

Berikut adalah rekapitulasi perencanaan dimensi balok induk.

Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Nama Balok	Bentang (mm)	Arah	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
B1	8000	Melintang	500	334	700	400
B2	3500	Melintang	219	149	700	400
B3	5600	Melintang	350	234	700	400
B4	5500	Memanjang	344	230	500	300
B5	6000	Memanjang	375	250	300	500

#### 4.1.4 Perencanaan Dimensi Balok Anak

Tinggi minimum balok anak direncanakan sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps. 9.5.2 (tabel 9.5(a). Tebal minimum balok non prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung). Untuk  $f_y$  selain 420 MPa nilainya harus dikalikan dengan  $(0,4 f_y/700)$ . Direncanakan menggunakan tulang  $f_y=420$  Mpa, sehingga dimensi balok induk direncanakan:

- Balok anak

$$h_{min} = \frac{L}{21} = \frac{5500}{21} = 271,42 \text{ mm} \approx 500 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2 \cdot 500}{3} = 333,33 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi balok induk memanjang sebesar 30/50 cm.

Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak

Nama Balok	Bentang (mm)	Arah	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
B1A	5500	Memanjang	262	175	500	300
B2A	6000	Memanjang	286	191	500	300

#### 4.1.5 Perencanaan Dimensi Balok Prategang

Dimensi balok prategang 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

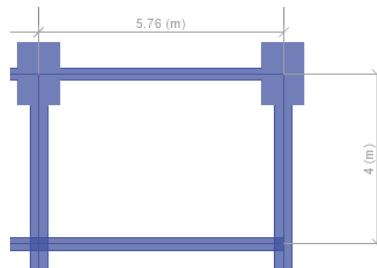
Nama	Bentang (mm)	Arah	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
BP1	20100	Melintang	1005	670	1100	675

Karena dimensi di atas dianggap terlalu boros, sehingga direncanakan balok prategang dengan dimensi 60/100 cm

#### 4.1.6 Perencanaan Dimensi Tebal Pelat

Perhitungan tipe pelat dengan dimensi seperti pada gambar

4.2

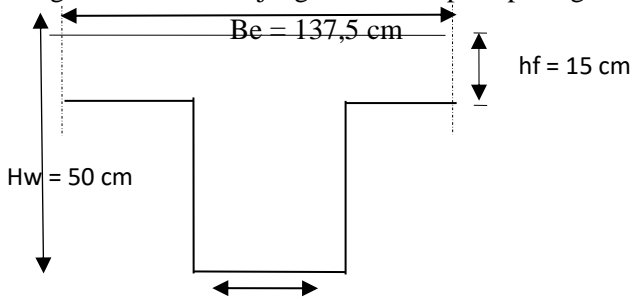


Gambar 4. 2 Denah Pelat Tipe L1

Direncanakan tebal pelat 15 cm dan ukuran balok 30/50 cm dan 40/70 cm.

- Balok Memanjang

Potongan balok memanjang as B/1-2 seperti pada gambar 4.3



Gambar 4. 3 Potongan Penampang Balok as B/1-2

Menentukan lebar efektif flens balok T (SNI 2847-2013, Pasal 8.12):

1.  $be_1 = L/4 = 550/4 = 137.5 \text{ cm}$   
(dipilih)  $B_w = 30 \text{ cm}$
2.  $be_2 = b_w + 8t = 30 + 8 \times 15 = 150 \text{ cm}$
3.  $be_3 = b_w + \frac{1}{2}S = 30 + 0.5 \times 400 = 230 \text{ cm}$

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

$k$

$$= \frac{1 + \left(\frac{137,5}{30} - 1\right) \left(\frac{15}{50}\right) \left[ 4 - 6 \left(\frac{15}{50}\right) + 4 \left(\frac{15}{50}\right)^2 + \left(\frac{137,5}{30} - 1\right) \left(\frac{15}{50}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{137,5}{30} - 1\right) \left(\frac{15}{50}\right)}$$

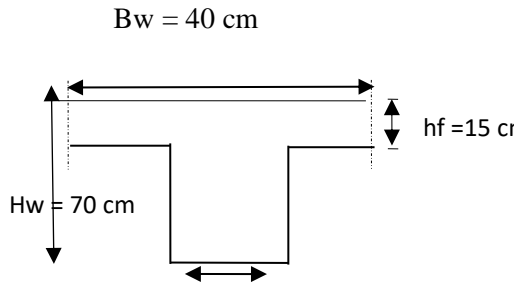
$$k = 2,376$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 2,37 \times 30 \times 50^3 = 742621,4 \text{ cm}^4$$

$$I_{pelat} = 400 \times \frac{15^3}{12} = 112500 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{742621,4}{112500} = 6,6 > 2$$

- Balok Melintang Potongan balok seperti pada  $B_e = 100 \text{ cm}$  melintang as 2/A-B gambar 4.4



Gambar 4. 4 Potongan Penampang Balok as 2/A-B

Menentukan lebar efektif flens balok T (SNI 2847-2013, Pasal 8.12):

1.  $be1 = L/4 = 400/4 = 100 \text{ cm}$  (dipilih)
2.  $be2 = bw + 8t = 40 + 8 \times 15 = 160$
3.  $be3 = bw + \frac{1}{2}S = 40 + 0,5 \times 550 = 315 \text{ cm}$

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{100}{40} - 1\right) \left(\frac{15}{70}\right) \left[ 4 - 6 \left(\frac{15}{70}\right) + 4 \left(\frac{15}{70}\right)^2 + \left(\frac{100}{70} - 1\right) \left(\frac{15}{70}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{100}{70} - 1\right) \left(\frac{15}{70}\right)}$$

$$k = 1,75$$

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

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1,75 \times 40 \times 70^3 \qquad I_{pelat} = 550 \times \frac{15^3}{12}$$

$$I_{balok} = 2002422 \text{ cm}^4 \qquad I_{pelat} = 154687,5 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{2002422}{154687,5} = 12,94 > 2$$

Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5

$$h_{min} = \frac{L_n(0,8 + fy/1400)}{36 + 9\beta}$$

$$= \frac{550(0,8 + 420/1400)}{36 + 9\left(\frac{550}{400}\right)}$$

$$= 12,5 \text{ cm} \approx 13 \text{ cm}$$

Tebal pelat yang direncanakan 15 cm telah memenuhi syarat tetapi pada perencanaan menggunakan tebal pelat 14 cm. Untuk pelat atap digunakan dimensi yang sama yaitu 14 cm. Resume dimensi pelat untuk masing masing tipe pelat dapat dilihat pada tabel 4.3

Tabel 4. 3 Rekapitulasi *Preliminary* Dimensi Pelat Lantai dan Atap

Tipe Pelat	Dimensi (cm)		$h_{\min}$	$h_{\text{pakai}}$	Keterangan
	Lx	Ly	(cm)	(cm)	
A	400	550	12,5	14	2 Arah
B	400	600	12,22	14	2 Arah
C	350	550	11,8	14	2 Arah
D	350	600	11,5	14	2 Arah
E	560	600	13,25	14	2 Arah

#### 4.1.7 Perencanaan Dimensi Kolom

Kolom harus direncanakan untuk 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.

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

Berdasarkan denah struktur pada gambar 4.1, kolom yang memikul beban terbesar adalah kolom yang memikul pelat lantai dengan luasan terbesar yaitu pada kolom B-2 sebagaimana diperlihatkan pada gambar 4.5

Gambar 4. 5 Kolom yang Ditinjau

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.8.4, kolom harus direncanakan untuk 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.

Direncanakan:

Tebal pelat ( $t$ ) = 120 mm



Tinggi tiap lantai = 3,2 m (Lantai 1-18)

= 4 m (Lantai Atap)

Dimensi pelat = 14 cm

Untuk efisiensi dan keefektifan dimensi struktur maka dibuat beberapa variasi kolom. Diambil satu dimensi kolom yang berbeda pada setiap pangkat yang ditinjau. Ukuran kolom dapat diperhitungkan di tabel 4.4 dan tabel 4.5

### 1. Beban Atap

Tabel 4. 4 Kombinasi Beban Atap

PELAT ATAP							
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai Atap	2400	6	5,250	0,14	1	10584	kg
Plafon + Penggantung	18	6	5,250	-	1	567	kg
Spesi (2 cm)	42	6	5,250	-	1	1323	kg
Aspal	14	6	5,250	-	1	441	kg
Dinding Bata Ringan	100	11,25	-	2	1	2250	kg
Balok B1-B2	2400	0,4	5,250	0,7	1	3528	kg
Balok B5	2400	0,3	6	0,5	1	2160	kg
Balok B1A	2400	0,3	6	0,5	1	2160	kg
Ducting + Plumbing	30	6	5,25	-	1	945	kg
WD						23958	kg
Beban Hidup							
Lantai Atap	195,7186544	6	5,25	-	1	6165,137615	Kg
WL						6165,137615	Kg

### 2. Beban Lantai 18

Tabel 4. 5 Kombinasi Beban Lantai 18

Pelat Lantai 18							
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai Convention Hall	2400	6	5,250	0,14	1	10584	kg
Plafon + Penggantung	18	6	5,250	-	1	567	kg
Spesi (2 cm)	42	6	5,250	-	1	1323	kg
Aspal	14	6	5,250	-	1	441	kg
Dinding Bata Ringan	100	11,25	-	3,6	1	4050	kg
Balok B1-B2	2400	0,4	5,250	0,7	1	5040	kg
Balok B5	2400	0,3	6	0,5	1	2160	kg
Balok B1A	2400	0,3	6	0,5	1	2160	
Ducting + Plumbing	30	6	5,25	-	1	945	kg
WD						27270	kg
Beban Hidup							
Lantai Convention Hall	488,277	5,5	7	-	1	18798,67482	kg
WL						18798,67482	kg
WD Total						51228	kg
WL Total						24963,81244	kg

### 3. Beban berfaktor

$$q_u = 1,2 q_D + 1,6 q_L = 1.2 \times 51228 + 1.6 \times 24963,81 = 101416 \text{ kg}$$

### 4. Dimensi Kolom

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

$$A = \frac{W}{\phi f' c} = \frac{3 * 101416}{450} = 676 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{676} = 26 \text{ cm}$$

Karena dimensi kolom 26/26 cm dianggap terlalu kecil, maka direncanakan dimensi kolom pada lantai 18 menggunakan dimensi 60/60 cm.

Tabel 4. 6 Rekapitulasi Dimensi Kolom Per Lantai

LANTAI	WL (Kg)	WD (Kg)	W (Kg)	A (cm <sup>2</sup> )	B=2/3h (cm)	h (cm)
19	6165	23958	38614	257	60	60
18	24964	51228	101416	676	60	60
17	59319	78048	188568	1257	60	60
16	66854	85583	209666	1398	60	60
15	74389	93118	230765	1538	60	60
14	81924	100654	251863	1679	60	60
13	89460	108189	272962	1820	60	60
12	96995	115724	294060	1960	60	90
11	104530	123259	315159	2101	60	90
10	112065	130794	336257	2242	60	90
9	119600	138329	357356	2382	60	90
8	127135	145865	378454	2523	60	90
7	134671	153400	399553	2664	60	90
6	142206	160935	420651	2804	60	90
5	149741	168470	441750	2945	60	90
4	157276	176005	462848	3086	60	90
3	164811	183540	483947	3226	60	90
2	172347	191076	505045	3367	60	90
1	179882	198611	526144	3508	60	90
Basement	187417	206146	547242	3648	90	130

#### 4.1.8 Perencanaan Dimensi Shearwall

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

$$T \geq H/25 = 3200/25 = 128 \text{ mm}$$

$$T \geq L/25 = 8300/25 = 332 \text{ mm} \approx 350 \text{ mm}$$

Direncanakan tebal dinding geser sebesar 350 mm.

## 4.2 Struktur Sekunder

Struktur sekunder merupakan bagian dari struktur gedung yang tidak menahan kekuatan secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan-tegangan akibat pembebanan yang bekerja pada bagian tersebut secara langsung maupun akibat perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian dari struktur sekunder meliputi pelat atap dan lantai, balok anak, balok lift, dan tangga.

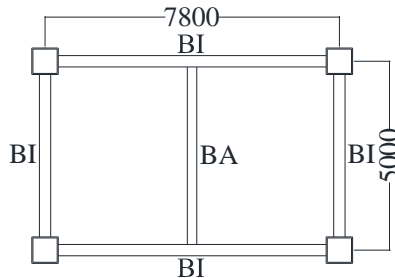
### 4.2.1 Perencanaan Pelat

Data Perencanaan Pelat

Tinggi per lantai	: 400 cm
Tebal pelat lantai	: 14 cm
Tebal pelat atap	: 15 cm
Tebal pelat basement	: 25 cm
Mutu beton	: 35 MPa
Mutu baja	: 400 Mpa

#### 4.2.1.1 Perencanaan Pelat

Denah pelat atap dapat dilihat pada gambar 4.9



Gambar 4. 9 Pelat Lantai yang Direncanakan

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ini menggunakan SNI 1727-2013. Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 9.2.1.

### 1. Pelat Lantai

•	Beban Mati	
○	Berat beton (0.12x2400)	= 288 kg/m <sup>2</sup>
○	Berat spesi 1 cm	= 21 kg/m <sup>2</sup>
○	Berat keramik	= 24 kg/m <sup>2</sup>
○	Berat plafon + penggantung (11+7)	= 18 kg/m <sup>2</sup>
○	Berat MEP	= 25 kg/m <sup>2</sup> +
Total		= 376 kg/m <sup>2</sup>

•	Beban Hidup	
○	Lantai	= 195,785 kg/ m <sup>2</sup>
	Total (q <sub>L</sub> )	= 195,785 kg/ m <sup>2</sup>

•	Beban Berfaktor	
	q <sub>U</sub> = 1,2q <sub>D</sub> + 1,6q <sub>L</sub> = 1,2(376) + 1,6(195,785)	= 764,456 kg/m <sup>2</sup>

### 2. Pelat Convention Hall

•	Beban Mati	
○	Berat beton (0.12x2400)	= 288 kg/m <sup>2</sup>
○	Berat spesi 1 cm	= 21 kg/m <sup>2</sup>
○	Berat keramik	= 24 kg/m <sup>2</sup>
○	Berat plafon + penggantung (11+7)	= 18 kg/m <sup>2</sup>
○	Berat MEP	= 25 kg/m <sup>2</sup> +
Total		= 376 kg/m <sup>2</sup>

•	Beban Hidup	
○	Lantai	= 195,785 kg/ m <sup>2</sup>
	Total (q <sub>L</sub> )	= 195,785 kg/ m <sup>2</sup>

•	Beban Berfaktor	
	q <sub>U</sub> = 1,2q <sub>D</sub> + 1,6q <sub>L</sub> = 1,2(376) + 1,6(195,785)	= 764,456 kg/m <sup>2</sup>

### 3. Pelat Atap

•	Beban Mati	
○	Berat beton (0.12x2400)	= 288 kg/m <sup>2</sup>

○ Berat spesi 1 cm	= 21 kg/m <sup>2</sup>
○ Berat keramik	= 24 kg/m <sup>2</sup>
○ Berat plafon + penggantung (11+7)	= 18 kg/m <sup>2</sup>
○ Berat MEP	= 25 kg/m <sup>2</sup> +
Total	= 376 kg/m <sup>2</sup>

- Beban Hidup
- Lantai = 195,785 kg/ m<sup>2</sup>
- Total (q<sub>L</sub>) = 195,785 kg/ m<sup>2</sup>

- Beban Berfaktor  
 $q_U = 1,2q_D + 1,6q_L = 1,2(376) + 1,6(195,785) = 764,456 \text{ kg/m}^2$

Data-data perencanaan pelat beton:

Tebal pelat = 120 mm

Selimut beton = 40 mm

L<sub>x</sub> = 390 cm

L<sub>y</sub> = 500 cm

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{500}{390} = 1,28 < 2 \text{ (Pelat dua arah)}$$

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 400 Mpa

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} = 0,8$$

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

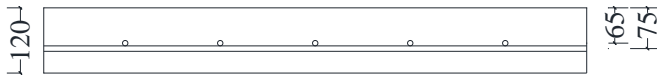
$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,764 \times 350}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0357$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0363 = 0,0273$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0035 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{400} = 0,00369$$

$\rho_{min}$  dipakai 0,00369

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,44538$$



Gambar 4. 6 Penulangan Pelat

$d_x$ =tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan bawah

$$d_x = 120 - 40 - (0,5 \times 10) = 75 \text{ mm}$$

$d_y$ =tebal pelat - selimut beton - diameter tulangan bawah - 0,5 diameter tulangan atas

$$d_y = 120 - 40 - 10 - (0,5 \times 10) = 65 \text{ mm}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut:

$$M_{lx} = 0.001 \times q_u \times Lx^2 \times X = 0.001 \times 764,456 \times 3,9^2 \times 31 = 360,448 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = -0.001 \times q_u \times Lx^2 \times X = -0.001 \times 764,456 \times 3,9^2 \times 69 = -802,29 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0.001 \times q_u \times Lx^2 \times X = 0.001 \times 764,456 \times 5^2 \times 19 = 145,24 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = -0.001 \times q_u \times Lx^2 \times X = -0.001 \times 764,456 \times 5^2 \times 57 = -435,74 \text{ kgm}$$

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah X

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{8022889}{0,9 \cdot 1000 \cdot 75^2} = 1,584$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 1,584}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.00386$$

$$\rho_{pakai} = 0.00386$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,00386 \times 1000 \times 75 = 289,916 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{289,916} = 270,9 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D10-250

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{4357399}{0,9 \cdot 1000 \cdot 65^2} = 1,145$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12,058} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12,058 \cdot 1,145}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0027$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0038$$

$$As_{\text{perlu}} = \rho b d = 0,0038 \cdot 1000 \cdot 95 = 320,963 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot \phi^2 \cdot x \cdot 1000}{As_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 10^2 \cdot x \cdot 1000}{320,963} = 320,96 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D10-300.

Tabel 4. 7 Rekapitulasi Penulangan Pelat

Pelat	Bentang	Penulangan	
		Arah X	Arah Y
Pelat A	Lx = 390 cm	Ø10-200 mm	Ø10-300 mm
	Ly = 500 cm		
Pelat B	Lx = 390 cm	Ø10-125 mm	Ø10-125 mm
	Ly = 415 cm		
Pelat C	Lx = 415 cm	Ø10-175 mm	Ø10-250 mm
	Ly = 735 cm		
Pelat D	Lx = 360 cm	Ø10-250 mm	Ø10-250 mm
	Ly = 415 cm		

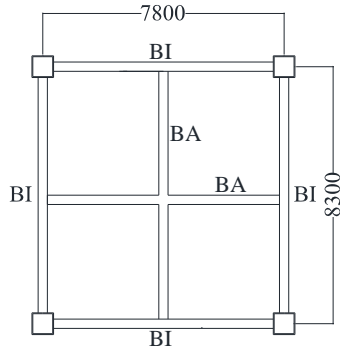
#### 4.2.2 Perencanaan Balok Anak

Balok anak memiliki fungsi untuk menerima beban dari pelat lantai lalu meneruskan serta membagi beban yang dipikul ke balok induk. Balok anak direncanakan sebagai struktur sekunder, sehingga didalam perhitungan tidak menerima beban lateral yang diakibatkan oleh beban gempa.

##### 4.2.2.1 Perencanaan balok anak

Konfigurasi balok anak yang direncanakan berjenis grid dengan bentang 7,8 m dan 8,3 m.

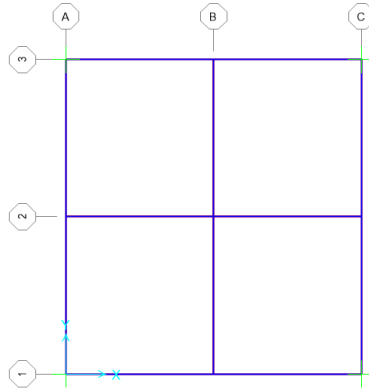




Gambar 4. 7 Balok Anak yang Direncanakan  
Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ini menggunakan SNI 1727-2013.

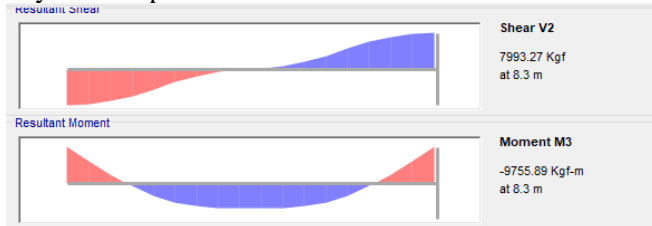
- **Beban Mati**
  - Berat pelat (0,12x2400) = 288 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat spesi 1 cm = 21 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat keramik = 24 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat plafon + penggantung (11+7) = 18 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat MEP = 25 kg/m<sup>2</sup> +
  - Total = 376 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat sendiri balok (0,3x0,4x2400) = 288 kg/m
  
- **Beban Hidup**
  - Lantai = 195,785 kg/ m<sup>2</sup>
  - Total (q<sub>L</sub>) = 195,785 kg/ m<sup>2</sup>

Dikarenakan konfigurasi balok anak yang ditinjau berjenis grid sehingga analisa menggunakan program bantu software SAP2000.



Gambar 4. 8 Gambar Permodelan Balok Anak pada SAP2000

- Gaya dalam pada balok anak



Gambar 4. 9 Hasil Gaya Dalam Balok Anak

Mu tumpuan = -9755,89 kgm

Mu lapangan = 6816,14 kgm

$V_u = 7993,27$  kg

Data-data perencanaan balok anak beton:

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Diameter tulangan longitudinal = 22 mm,  $A_s = 3,801$  cm<sup>2</sup>

Diameter tulangan sengkang = 13 mm,  $A_s = 1,327$  cm<sup>2</sup>

$b = 300$  mm

$h = 400 \text{ mm}$

Selimut beton = 40 mm

$d = h - \text{selimut beton} - 0,5 \text{ tulangan longitudinal} - \text{tulangan sengkang}$

$d = 400 - 40 - (0,5 \times 22) - 13 = 336 \text{ mm}$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0.764$$

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

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 400}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0363$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0363 = 0.0273$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.0038$$

$\rho_{min}$  dipakai 0.0038

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.352$$

- Perhitungan tulangan negatif tumpuan

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{97558900}{0.9 \cdot 300 \cdot 336^2} = 3.2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 3.2}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.008$$

$$A_{sperlu} = \rho b d = 0.008 \times 300 \times 336 = 808,15 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{sperlu}}{A_s} = \frac{808,15}{380,1327} = 2,12 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 3D22

- Perhitungan tulangan positif tumpuan

$$A_{smin} = \frac{1}{2} A_s = \frac{808,15}{2} = 404,0754 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{sperlu}}{A_s} = \frac{404,0754}{380,1327} = 1,06 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 2D22

- Perhitungan tulangan positif lapangan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{68161400}{0,9 \cdot 300 \cdot 336^2} = 2.236$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12.352 \cdot 2.236}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0055$$

$$As_{perlu} = \rho b d = 0.0055 \cdot 300 \cdot 336 = 555,584 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As_{perlu}}{As} = \frac{555,584}{380,13} = 1,46 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 3D22

- Perhitungan tulangan negatif lapangan

$$As_{min} = \frac{1}{2} As = \frac{555,584}{2} = 277,792 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As_{perlu}}{As} = \frac{277,792}{380,13} = 0,73 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 2D22

- Perhitungan tulangan geser

$$Vu = 7993.27 \text{ kg}$$

$$Vs = \frac{1}{3} \sqrt{f'c} b d = \frac{1}{3} \sqrt{40} \cdot 300 \cdot 336 = 212505,1 \text{ N}$$

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} b d = \frac{1}{6} \sqrt{40} \cdot 300 \cdot 336 = 106252,5 \text{ N}$$

$$\phi \left( Vc + \frac{2}{3} \sqrt{f'c} b d \right) = 0.6 \left( 10767,56 + \frac{\left( \frac{2}{3} \sqrt{40} \cdot 300 \cdot 336 \right)}{10} \right)$$

$$\phi \left( Vc + \frac{2}{3} \sqrt{f'c} b d \right) = 31875,76 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi \left( V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b d \right) \text{ (OK)}$$

$$\phi(V_c) = 0.6(10625,25) = 6375,152 \text{ kg}$$

$$\phi(V_c + V_s) = 0.6(10625,25 + 21250,51) = 19125,46 \text{ kg}$$

$\phi(V_c) < V < \phi(V_c + V_s) \rightarrow$  memenuhi kategori 3

Syarat  $S_{maks} < d/2 = 336/2 = 168 \text{ mm}$

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

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{265,46 \cdot 420 \cdot 336}{212505,1} = 176,29 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang 2D13-150 mm

Tabel 4. 8 Rekapitulasi Penulangan Balok Anak

Tipe Balok	Tumpuan		Lapangan		Senggang
	Negatif	Positif	Negatif	Positif	
BA 1	3D22	2D22	2D22	3D22	2D13-150
BA 2	3D22	2D22	2D22	3D22	2D13-150
BA 4	4D22	2D22	3D22	2D22	2D13-150

#### 4.2.3 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*.

##### 4.2.3.1 Spesifikasi lift

*Lift* yang digunakan dalam perencanaan ini adalah *lift* yang diproduksi oleh *Hyundai* dengan spesifikasi sebagai berikut:

Tipe lift = *Passanger*  
 Merek = *Hyundai*  
 Kapasitas = 20 orang (1150 kg)  
 Lebar pintu = 900 mm  
 Car size = 1660x1655 mm<sup>2</sup> (*Outside*)  
 = 1600x1500 mm<sup>2</sup> (*Intside*)  
 Hostway size = 6350x2130 mm<sup>2</sup>  
 Machine size = 6800x3850 mm<sup>2</sup>  
 Beban reaksi ruang mesin  
 $R_1 = 5450$  kg (Berat mesin penggerak + beban kereta + perlengkapan)  
 $R_2 = 4300$  kg (Berat bandul pemberat + perlengkapan)



Gambar 4. 10 Denah Ruang Lift

#### 4.2.3.2 Perencanaan balok penggantung lift

Balok penggantung lift direncanakan menggunakan beton, dengan data – data sebagai berikut:

Panjang balok = 2600 mm  
 Tinggi balok = 300 mm  
 Lebar balok = 200 mm  
 Selimut beton = 30 mm  
 Mutu beton = 35 MPa  
 Kuat tarik = 400 MPa

Diameter tul. utama = 16 mm

Diameter tul. sengkang = 13 mm

#### 4.2.3.3 Pembebanan balok penggantung lift

Berdasarkan SNI 1727-2012 Pasal 4.6, berat mesin harus ditingkatkan untuk memperhitungkan besarnya beban kejut yang boleh diambil sebesar 50%.

$$R_1 = (1 + 0,5) \times 5450 = 6540 \text{ kg}$$

$$R_2 = (1 + 0,5) \times 4300 = 5160 \text{ kg}$$

$$P = 11700 \text{ kg}$$

##### 1. Balok Penggantung Lift

- Beban merata

$$\text{Beban Sendiri (qD)} = 0,2 \times 0,3 \times 2400 = 144 \text{ kg/m}^2$$

Kombinasi pembebanan

$$Q_{udl} = 1,4 qD = (1,2 \times 144) = 201,6 \text{ kg/m}^2$$

Reaksi akibat beban merata

$$R_1 \text{ dl} = (201,6 \times 2,6) / 2 = 262,08 \text{ kg}$$

$$R_2 \text{ dl} = 262,08 \text{ kg}$$

- Beban terpusat

Mesin ditumpu oleh dua balok berimpit, maka reaksi akibat mesin terbagi 2 sehingga:

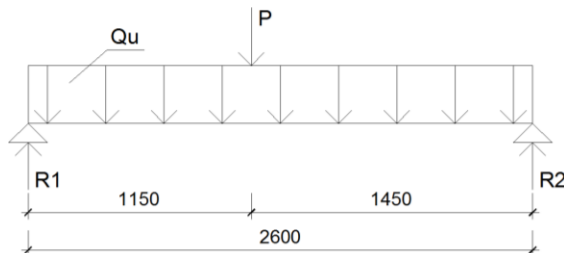
$$P = 11700 / 2 = 5850 \text{ kg}$$

$$PU_1 = 6540 / 2 = 3270 \text{ kg}$$

$$PU_2 = 5160 / 2 = 2580 \text{ kg}$$

- Analisis Struktur

Permodelan balok lift seperti yang ditunjukkan pada gambar 4.18.



Gambar 4. 18 Pembebanan Balok Penggantung *Lift*

$$\begin{aligned}
 V_u &= (\frac{1}{2} \times Q_{dl} \times L) + (P \times b / L) \\
 &= (\frac{1}{2} \times 201,6 \times 2,6) + 5850 \times \frac{1,15}{2,6} \\
 &= 3532,08 \text{ kg} \\
 M_u &= (1/8 \times Q_{dl} \times L^2) + (P \times (a \times b / L)) \\
 &= (1/8 \times 201,6 \times 2,6^2) + (5850 \times \frac{1,45 \times 1,15}{2,6}) \\
 &= 3919,95 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

## 2. Balok Penumpu *Lift*

- Beban Terpusat

$$\begin{aligned}
 P &= (R_2 d_l + P_{U_2}) \times 2 \\
 &= (262,08 + 2580) \times 2 = 5684,16 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Beban P dimasukkan ke dalam permodelan *ETABS*, untuk mengetahui gaya dalamnya pada balok penumpu.

### 4.2.3.4 Penulangan balok penggantung *lift*

Dari hasil perhitungan gaya dalam balok yang ditinjau adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 M_u &= 3919,95 \text{ kgm} = 39199500 \text{ Nmm} \\
 d &= 300 - 30 - 13 (16 / 2) = 249 \text{ mm} \\
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45 \\
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{39199500}{0,9} = 43555022 \text{ Nmm} \\
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{43555022}{x \ 249^2} = 3,51 \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right) \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{13,45} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 3,51 \cdot 13,45}{400}} \right) \\
 \rho_{\text{perlu}} &> \rho_{\text{min}} = 0,0035, \text{ maka digunakan } \rho = 0,011 \\
 A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 &= 0,0094 \times 200 \times 249 \\
 &= 466,7 \text{ mm}^2 \\
 n &= A_{S\text{perlu}} / A_s = 466,7 / 201,14 \\
 &= 2,32 \sim 3 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Dipasang sebanyak 4 buah

- Kontrol Momen Kapasitas

$$A_s \text{ tulangan terpasang} = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \times 4 = 603,43 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{603,43 \times 400}{0,85 \times 35 \times 200} = 40,57 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \phi Mn &= 0,9 \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,9 \times 603,43 \times 400 (249 - 40,57/2) \\
 &= 49685106 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\phi Mn > Mu$$

$$49685106 \text{ Nmm} > 39199500 \text{ Nmm} \rightarrow \text{OK}$$

- Kontrol Regangan

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \left( \frac{35 - 28}{7} \right) = 0,8$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{40,57}{0,8} = 50,71 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_t &= 0,03 \times \left( \frac{d - c}{c} \right) \\
 &= 0,03 \times \left( \frac{249 - 50,71}{50,71} \right)
 \end{aligned}$$

$$\varepsilon_t = 0,012 > 0,005 \rightarrow \text{terkendali tarik}$$

$$\varepsilon_t > \varepsilon_y \rightarrow \text{Tulangan leleh}$$

- Kontrol Spasi Tulangan

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.3.4.2, jarak minimum yang disyaratkan yaitu:

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2\phi \text{sengkang} - n\phi \text{tul. utama}}{n - 1} \\
 &\geq 25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$s = \frac{200 - (2 \times 30) - (2 \times 13) \times (3 \times 16)}{3 - 1} = 33 > 25 \text{ mm}$$

Jarak tulangan terpasang telah memenuhi syarat. Sehingga dipasang tulangan lentur 3D16 sepanjang balok.

- Penulangan Geser

Kekuatan geser yang disediakan beton

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'c} b_w d \\ &= 0,75 \times 0,17 \times 1 \times \sqrt{35} \times 200 \times 249 \\ &= 36564 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek nilai  $V_u$  terhadap  $V_c$

$$V_u = 3532,08 \text{ kg} = 35321 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = \frac{1}{2} \times 37564 = 18782 \text{ N}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.4.6.1, karena  $\frac{1}{2} \phi V_c < V_u < \phi V_c$ , maka hanya dibutuhkan tulangan geser minimum. Berdasarkan SNI Pasal 11.4.5.1, batas spasi untuk tulangan geser tidak boleh melebihi dari:

$$d/2 = 249/2 = 124,5 \text{ mm}$$

Maka, digunakan tulangan transversal D13 – 125 mm sepanjang balok penggantung.

#### 4.2.4 Perencanaan Tangga

Tangga merupakan bagian dari struktur bertingkat sebagai penunjang antara struktur bangunan lantai dasar dengan struktur bangunan yang ada di atasnya. Pada perencanaan ini, struktur tangga menggunakan konstruksi dari beton.

##### 4.2.4.1 Tangga lantai apartemen

Data data desain yang dibutuhkan dalam perhitungan tangga adalah sebagai berikut:

- Mutu beton ( $f'c$ ) = 40 MPa
- Kuat tarik ( $f_y$ ) = 400 MPa
- Tinggi lantai = 320 cm
- Tinggi bordes = 160 cm
- Tinggi tanjakan ( $t$ ) = 18 cm
- Jumlah tanjakan = 18 cm

- Lebar injakan ( $i$ ) = 28 cm
- Lebar tangga = 135 cm
- Tebal pelat bordes = 12 cm
- Tebal pelat tangga = 12 cm
- Panjang bordes = 270 cm
- Lebar bordes = 125 cm
- Panjang datar pelat tangga = 225 cm
- Kemiringan ( $\alpha$ ) =  $35,4^\circ$

Cek persyaratan dimensi tangga :

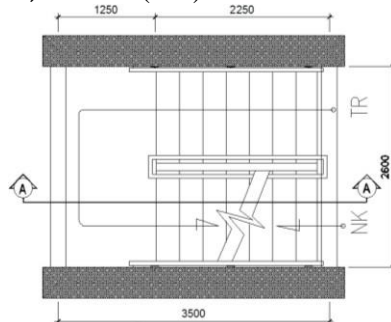
- $60 \text{ cm} \leq (2t + i) \leq 65 \text{ cm}$   
 $60 \text{ cm} \leq (2(18) + 28) \leq 65 \text{ cm}$   
 $60 \text{ cm} \leq 64 \leq 65 \text{ cm (OK)}$

- $25^\circ < \alpha < 40^\circ$

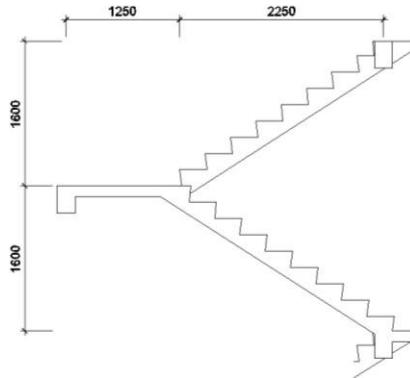
$$25^\circ < \arctan \left( \frac{h/2}{\text{panjang tangga}} \right) < 40^\circ$$

$$25^\circ < \arctan \left( \frac{\frac{3200}{2}}{2250} \right) < 40^\circ$$

$$25^\circ < 35,4^\circ < 40^\circ \text{ (OK)}$$



Gambar 4. 11 Denah Tangga



Gambar 4. 12 Potongan Memanjang Tangga

#### 4.2.4.2 Pembebanan Tangga

Beban-beban yang bekerja pada tangga sesuai SNI 1727-2013. Pelat tangga maupun pelat bordes direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 9.2.1.



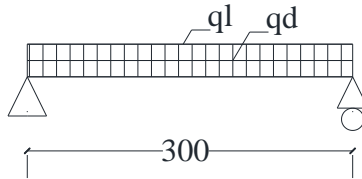
Gambar 4. 13 Pelat Anak Tangga

#### 1. Perencanaan tebal pelat anak tangga

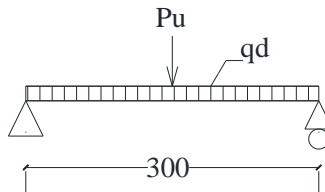
- Beban mati (D)
 

Berat pelat = $(0,18 \times 2400 / \cos(35,4))$	$= 649 \text{ kg/m}^2$
Spesi = (2 cm)	$= 42 \text{ kg/m}^2$
Tegel = (1 cm) atas dan samping	$= 38 \text{ kg/m}^2$
Railing	$= 30 \text{ kg/m}^2 +$
Total ( $q_D$ ) =	$= 769 \text{ kg/m}^2$
- Beban hidup (L)

- Tangga dan jalan keluar ( $qL$ )  $= 479 \text{ kg/m}^2$
- Kombinasi Pembebanan
  - $Qu_1 = 1,2 qD + 1,6 qL$
  - $= (1,2 \times 769) + (1,6 \times 479)$
  - $= 1689 \text{ kg/m}^2$



Gambar 4. 14 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Merata



Gambar 4. 15 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terpusat

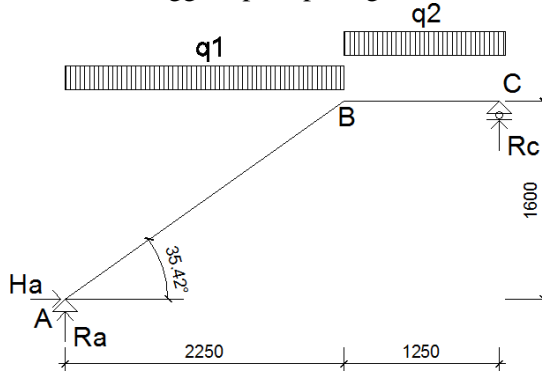
## 2. Perencanaan pelat bordes

- Beban mati ( $D$ )
  - Berat pelat  $= (0,12 \times 2400) = 288 \text{ kg/m}^2$
  - Spesi  $= (2 \text{ cm}) = 42 \text{ kg/m}^2$
  - Tegel  $= (1 \text{ cm}) = 24 \text{ kg/m}^2$
  - Railing  $= 30 \text{ kg/m}^2$
  - Total ( $qD$ )  $= 384 \text{ kg/m}^2$
- Beban hidup ( $L$ )  $qL = 479 \text{ kg/m}^2$
- Kombinasi Pembebanan
  - $Qu_1 = 1,2 qD + 1,6 qL$
  - $= (1,2 \times 384) + (1,6 \times 479)$

$$= 1227 \text{ kg/m}^2$$

#### 4.2.4.3 Analisis Struktur Tangga

Pada proses analisis struktur tangga, perhitungan dengan menggunakan mekanika teknik statis dengan permissalan tumpuan sendi-rol. Pembebanan tangga seperti pada gambar 4.27.



Gambar 4. 25 Permodelan Struktur Tangga

$$P \text{ anak tangga } (P_1) = 1518 \times 2,25 = 3414 \text{ kg}$$

$$P \text{ bordes } (P_2) = 1227 \times 1,25 = 1534 \text{ kg}$$

##### 1. Reaksi pada Tangga

$$\sum M_C = 0$$

$$(R_a \times 3,5) - (1534 \times 0,625) - (3414 \times 2,375) = 0$$

$$R_a = 9067/3,5 = 2591 \text{ kg}$$

$$\sum M_C = 0$$

$$(R_c \times 3,5) - (1534 \times 2,875) - (3414 \times 1,125) = 0$$

$$R_c = 8251/3,5 = 2357 \text{ kg}$$

$$\text{Kontrol } \sum V = 0$$

$$2591 + 2357 - 1534 - 3414 = 0 \rightarrow \text{(OK)}$$

##### 2. Gaya Dalam pada Tangga

- Bentang B-C

Bidang N

$$Nbc = 0$$

Bidang D

$$Dc = Rc = 2357 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} Db \text{ kanan} &= Rc - (q_2 \times 1,25) \\ &= 2357 - (1227 \times 1,25) \\ &= 824 \text{ kg} \end{aligned}$$

Bidang M

$$Mc = 0$$

$$Mb = Mmax \rightarrow Dx_1 = 0$$

$$\begin{aligned} Mmax &= (Rc \times 1,25) - (0,5 \times q_2 \times 1,25^2) \\ &= (2357 \times 1,25) - (0,5 \times 1227 \times 1,25^2) \\ &= 1988 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Bentang A-B

Bidang N

$$\sin(\alpha) = 0,579$$

$$\begin{aligned} Na &= Ra \times \sin \alpha + Ha \times \cos \alpha \\ &= 2591 \times 0,579 + 0 \\ &= -1501 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Nb &= Na + (q_1 \times \sin(\alpha) \times L) \\ &= (-1501) + (1518 \times 0,579 \times 2,25) \\ &= 477 \text{ kg} \end{aligned}$$

Bidang D

$$\begin{aligned} Da &= Ra \cos(\alpha) + Ha \sin(\alpha) \\ &= 2591 \times 0,815 + 0 \\ &= 2112 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Db \text{ kiri} &= Da - (q_1 \times \cos(\alpha) \times L) \\ &= 2112 - (1558 \times 0,815 \times 2,25) \\ &= -671 \text{ kg} \end{aligned}$$

Bidang M

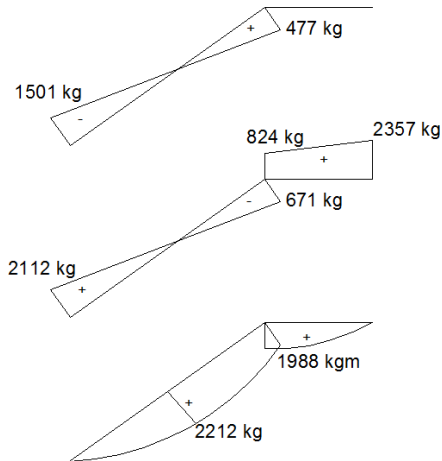
$$Ma = 0$$

$$\begin{aligned} Mb \text{ kiri} &= (Ra \times 2,25) - (0,5 \times q_1 \times 2,25^2) \\ &= (2591 \times 2,25) - (0,5 \times 1588 \times 2,25^2) \\ &= 1988 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$Mmax \rightarrow Dx_1 = 0$$

$$Ra - (q_1 \times x_1) = 0$$

$$\begin{aligned}
 x_l &= 2591/1588 = 1,71 \text{ m} \\
 M_{max} &= (R_a \times 1,71) - (0,5 \times q_l \times 1,71^2) \\
 &= (2591 \times 1,71) - (0,5 \times 1588 \times 1,71^2) \\
 &= 2212 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 26 Gaya Dalam pada Tangga

#### 4.2.4.4 Penulangan Tangga

1. Pelat Dasar Anak Tangga

Tebal Pelat ( $t$ ) = 120 mm

Selimut beton = 20 mm

$b$  = 1000 mm

Diameter tulangan = 13 mm  $\rightarrow A_s = 132,7 \text{ mm}^2$

$d = 120 - 20 - (13/2) = 93,5 \text{ mm}$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{2212}{0,9} = 2457 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{2457}{1000 \times 93,5^2} = 2,81$$



$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn \times m}{fy}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{11,76} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,81 \times 11,76}{400}} \right)$$

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0073 \times 1000 \times 93,5 \\ &= 686,73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Tulangan Utama
  - Diameter tul. =
  - Jumlah tulangan =  $A_{s_{\text{perlu}}} / A_s$   
=  $686,73 / 132,7 = 5,17 \sim 6$  buah
  - Jarak antar tulangan =  $b / n = 1000 / 6$   
=  $166,7 \text{ mm} \sim 150 \text{ mm}$
- Kontrol Jarak Spasi Tulangan
  - $S_{\text{max}} \leq 2h$
  - $150 \leq 2 \times 120 = 240 \rightarrow \text{(OK)}$
- Tulangan Pembagi
  - Tulangan polos =  $8 \text{ mm} \rightarrow A_s = 50,29 \text{ mm}^2$
  - $A_{s_{\text{perlu}}} = 20\% \times A_s$  tulangan utama  
=  $137,35 \text{ mm}^2$
  - Jumlah tulangan =  $A_{s_{\text{perlu}}} / A_s$   
=  $137,35 / 50,29$   
=  $2,73 \sim 3$  buah
  - Jarak antar tulangan =  $b / n = 1000 / 3$   
=  $333 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$

## 2. Pelat Bordes

$$\text{Tebal Pelat } (t) = 120 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 20 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 13 \text{ mm} \rightarrow A_s = 132,7 \text{ mm}^2$$

$$d = 120 - 20 - (13/2) = 93,5 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{1988}{0,9} = 2209 \text{ kgm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{2209}{1000 \times 93,5^2} = 2,53$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn \times m}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{11,76} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,53 \times 11,76}{400}} \right)$$

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0066 \times 1000 \times 93,5 \\ &= 614,42 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Tulangan Utama

Diameter tul. = 13 mm  $\rightarrow$   $A_s = 132,7 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan =  $A_{\text{perlu}} / A_s$

=  $614,42 / 132,7 = 4,63 \sim 5$  buah

Jarak antar tulangan =  $b / n = 1000 / 5$   
= 200 mm

- Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$S_{\text{max}} \leq 2h$

150  $\leq 2 \times 120 = 240 \rightarrow$  **(OK)**

- Tulangan Pembagi

Tulangan polos = 8mm  $\rightarrow A_s = 50,29 \text{ mm}^2$

$A_{\text{perlu}}$  = 20%  $\times$   $A_s$  tulangan utama

=  $122,88 \text{ mm}^2$

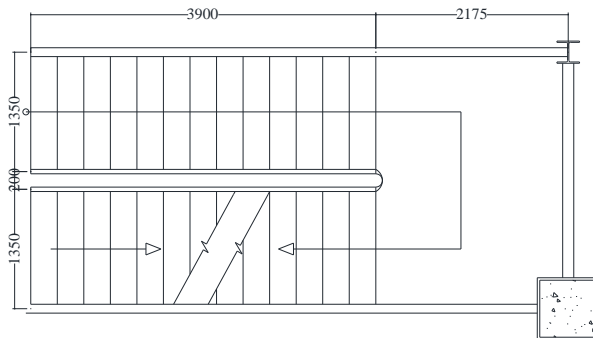
Jumlah tulangan =  $A_{\text{perlu}} / A_s$

=  $122,88 / 50,29$

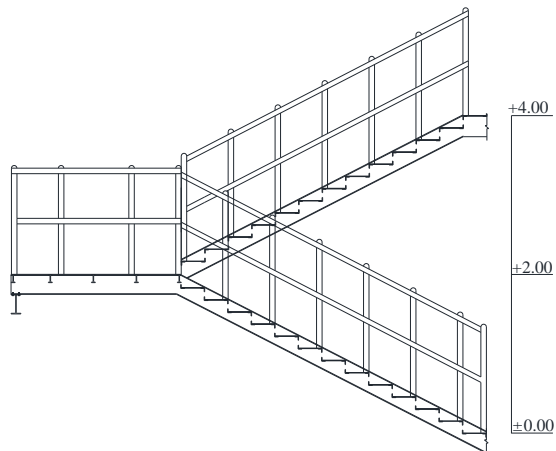
= 2,45  $\sim 3$  buah

Jarak antar tulangan =  $b / n = 1000 / 3$

= 333 mm  $\sim 200$  mm



Gambar 4. 16 Denah Tangga



Gambar 4. 28 Potongan Tangga

### 4.3 Permodelan Struktur

#### 4.3.1 Penjelasan Umum

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu

untuk memikul beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 2847:2013, dan pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012.



Gambar 4. 17 Permodelan Struktur Gedung *SOHO Ciputra World Surabaya Fase 3* Menggunakan *ETABS 2015*

Permodelan struktur gedung SOHO Ciputra World Surabaya Fase 3 menggunakan program bantu ETABS. Pada program ETABS, struktur apartemen akan dimodelkan sesuai kondisi yang nyata. Program ini akan membantu dalam mengecek apakah struktur sudah memenuhi persyaratan yang ada di SNI1726:2012 dan SNI 1729:2015.

### 4.3.2 Pembebanan Struktur Utama

Data-data perencanaan pembebanan yang digunakan untuk beban mati Tabel 6.1 dan beban hidup Tabel 6.2 adalah sebagai berikut ini :

Tabel 6. 1 Beban Mati

Pelat Atap		satuan
Penggantung	0.07	kN/m <sup>2</sup>
Plafond	0.11	kN/m <sup>2</sup>
aspal	0.14	kN/m <sup>2</sup>
spesi	0.42	kN/m <sup>2</sup>
Ducting dan plumbing	0.15	kN/m <sup>2</sup>
total	0.89	kN/m <sup>2</sup>
Pelat Lantai		satuan
Penggantung	0.07	kN/m <sup>2</sup>
Plafond	0.11	kN/m <sup>2</sup>
aspal	0.24	kN/m <sup>2</sup>
spesi	0.42	kN/m <sup>2</sup>
Ducting dan plumbing	0.3	kN/m <sup>2</sup>
total	1.14	kN/m <sup>2</sup>

Tabel 6. 2 Beban Hidup Lantai

Pelat Atap Datar	0.96	kN/m <sup>2</sup>
Pelat Lantai	1.92	kN/m <sup>2</sup>
Pelat Ballroom	4.79	kN/m <sup>3</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 pada Tabel 6.3

Tabel 6. 3 Kontrol Beban Struktur

Kontrol Wt		
L+D+SD	36866012.7	kg
Kolom	8448076.8	kg
SW	5154393.6	
Manual	50468483.1	kg
ETABS	50300267.8	kg
Rasio	0.3%	

#### 4.3.3 Pembebanan Gempa Dinamis

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

##### 4.3.3.1 Faktor Keutamaan Gempa

Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung apartemen masuk dalam kategori resiko II dengan fator keutamaan gempa ( $I_e$ ) **1,0**

##### 4.3.3.2 Kelas Situs

Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapat (Tabel 6.4) dari proses pengumpulan data. Pada proyek pembangunan gedung Ciputra World Surabaya Fase 3 didapatkan berdasarkan nilai N (tes N<sub>spt</sub>) jadi dapat dikatakan tanah termasuk dalam kelas situs SD (Tanah Sedang).

Tabel 6. 4 Penentuan Kelas Situs Tanah

Kedalaman	Tebal	N	Tebal/N
0			
2	2	23	0.09
4	2	13	0.15
6	2	15	0.13
8	2	23	0.09
10	2	23	0.09

12	2	19	0.11
14	2	26	0.08
16	2	26	0.08
18	2	22	0.09
20	2	20	0.10
22	2	27	0.07
24	2	36	0.06
26	2	27	0.07
28	2	22	0.09
30	2	28	0.07
<b>Total</b>	<b>30</b>		<b>1.36</b>

$$\bar{N} = \frac{30}{1.36} = 40,9$$

Mengacu pada tabel 3 SNI 1726:2012, dengan nilai  $\bar{N} = 40,9$  lokasi bangunan berada pada kelas situs SD

#### 4.3.3.4 Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral Desain

Sebagai input data pada ETABS, diperlukan data Percepatan Respon Spektrum (MCE). Data percepatan respon spektrum diambil dari web [puskim.pu.go.id](http://puskim.pu.go.id). dapat dilihat pada Tabel 6.5

Tabel 6. 5 Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral

Variabel	Nilai
PGA (g)	0.329
SS	0.664
SS (g)	0.669
S1 (g)	0.249
FA	1,268
FV	1,814
SMS (g)	0.836
SM1 (g)	0.451
SDS (g)	0.561
SD1 (g)	0.354

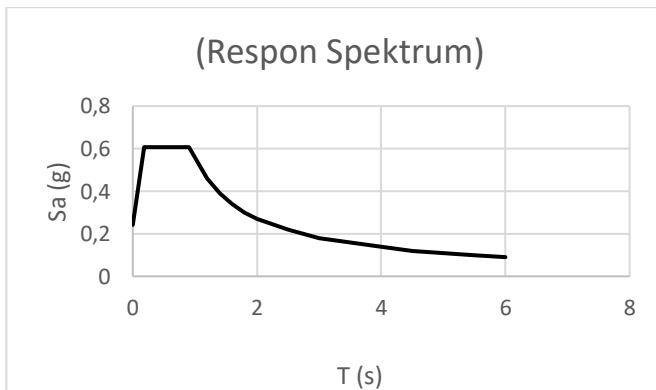
T0 (detik)	0.075
TS (detik)	0.373

#### 4.3.3.5 Periode Fundamental dan Respon Spektrum Desain

Periode Fundamental dan Respon Spektrum Desain Kota Surabaya dihitung berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 6.4. Grafik respon spektrum kota Surabaya dapat dilihat pada Gambar 6.1 dibawah

Tabel 6. 6 Respon Spektrum Desain

T (detik)	SA (g)	T (detik)	SA (g)
0	0.242	2.5	0.22
0.1819	0.607	3	0.18
0.9	0.607	3.5	0.158
1.2	0.46	4	0.138
1.4	0.39	4.5	0.12
1.6	0.34	5	0.11
1.8	0.3	5.5	0.1
2	0.27	6	0.09



Gambar 6. 1 Grafik Respon Spektrum Desain



#### 4.3.3.6 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)

$$T = T_a \times C_u$$

$T_a$  = periode fundamental pendekatan

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

Dimana :

$h_n$  : ketinggian struktur = 101 m.

$C_t$  &  $x$  : ditentukan dari table 4.15 (table 15 SNI 1726-2012)

Tabel 6. 7 Nilai Parameter Perioda Pendekatan

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

Pada arah X & Y

$$\begin{aligned} T_a &= C_t \times (h_n)^x \\ &= 0,0488 \times (101)^{0,75} \\ &= 1,55 \text{ detik} \end{aligned}$$

Perioda fundamental struktur, T, tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung ( $C_u$ ) dari tabel 4.6 (table 14 SNI 1726 2012)

$$T < C_u T_a$$

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

$$C_u.T_a = 1.6 \times 1.55 = 2,48 \text{ detik}$$

Tabel 6. 8 Koefisien Untuk Batas Atas Perioda yang Dihitung

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

Nilai T yang didapat dari program bantu ETABS seperti pada Tabel 4.16.

Tabel 6. 9 Modal Periode dan Frekuensi

<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>Frequency</i>	<i>Circular Frequency</i>	<i>Eigenvalue</i>
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal	1	2.02	0.295	1.8534	3.4352
Modal	2	1.951	0.513	3.2212	10.3764
Modal	3	1.629	0.614	3.8565	14.873
Modal	4	0.983	1.017	6.3924	40.8624
Modal	5	0.518	1.929	12.1212	146.924
Modal	6	0.504	1.986	12.4767	155.6673
Modal	7	0.443	2.256	14.1735	200.888
Modal	8	0.367	2.722	17.1023	292.4889
Modal	9	0.303	3.299	20.729	429.6909
Modal	10	0.258	3.876	24.3551	593.1718
Modal	11	0.235	4.25	26.7058	713.202
Modal	12	0.226	4.419	27.7664	770.9707
Modal	13	0.22	4.538	28.5117	812.9169
Modal	14	0.217	4.606	28.9383	837.4251
Modal	15	0.192	5.214	32.7581	1073.0958
Modal	16	0.188	5.319	33.4185	1116.7953
Modal	17	0.179	5.599	35.1776	1237.4627
Modal	18	0.173	5.771	36.2613	1314.8823
Modal	19	0.172	5.827	36.6147	1340.634
Modal	20	0.167	5.979	37.5673	1411.3002
Modal	21	0.156	6.415	40.3053	1624.5189
Modal	22	0.154	6.489	40.7685	1662.0682
Modal	23	0.148	6.764	42.4979	1806.071
Modal	24	0.147	6.824	42.8754	1838.2957
Modal	25	0.146	6.864	43.1247	1859.7393
Modal	26	0.142	7.028	44.1559	1949.7477
Modal	27	0.142	7.065	44.392	1970.6514
Modal	28	0.14	7.137	44.8409	2010.7099
Modal	29	0.137	7.298	45.853	2102.4988

Modal	30	0.135	7.388	46.4217	2154.9708
Modal	31	0.131	7.608	47.8005	2284.884
Modal	32	0.131	7.622	47.8879	2293.252
Modal	33	0.13	7.684	48.2793	2330.8945
Modal	34	0.127	7.887	49.5541	2455.6049
Modal	35	0.126	7.954	49.975	2497.4964

Periode struktur terbesar yang didapat dari analisa ETABS adalah 2,02 detik, maka:

$$T_a < T < C_u.T_a$$

$$1,55 < 2,02 < 2,48 \text{ (OK)}$$

Sehingga dapat disimpulkan bahwa perioda fundamental struktur dapat dipakai

#### 4.3.3.7 Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Koefisien respons seismik,  $C_s$ , harus ditentukan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.1.1.

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

$$S_{DS} = 0.561$$

$$I_e = 1$$

$$R = 7$$

Nilai R yang dipakai yaitu R untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus = 7,0. (SNI 03-1726-2012 Tabel 9)

$$C_s = 0,561/(7/1) = 0,08$$

Dan nilai  $C_s$  tidak lebih dari

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

$$C_s = 0,354/(2,02*(7/1)) = 0,025$$

Dan nilai  $C_s$  tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e > 0,01$$

$$C_s = 0,024 > 0,01$$

Maka nilai  $C_s$  diambil 0,025

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

Tabel 6. 10 Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik Statik Ekuivalen

Gaya Lateral Ekuivalen ( $V = C_s \cdot W$ )	
CS	0.025
Wt (kN)	475671.5
V (kN)	11891,7

### Perhitungan Gaya Geser Dasar

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 03-1726-2012.

Tabel 6. 11 Gaya Geser Akibat Gempa X dan Y

TIPE BEBAN	FX	FY
GEMPA R. SPEKTRUM X (N)	<b>7859256.4</b>	3540925.37
GEMPA R. SPEKTRUM Y (N)	2359945.24	<b>11798190.72</b>
GEMPA STATIK X (N)	<b>10738255</b>	0.0001194
GEMPA STATIK Y (N)	0.004548	<b>16257388.15</b>
0.85 GEMPA STATIK X (N)	<b>9127516.9</b>	0.00010149
0.85 GEMPA STATIK Y (N)	0.0038658	<b>13818779.93</b>

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung ( $V$ ) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan  $0,85V/V_t$  (SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS didapatkan gaya geser dasar ragam ( $V_t$ ) sebagai berikut :

Maka untuk arah x,

$$V > 0,85 \cdot V_s$$

$$7859256.4 \text{ N} > 9127516.9 \text{ N (Not OK)}$$

Maka untuk arah y,

$$V > 0,85.V_s$$

$$11798190.72 \text{ N} > 13818779.93 \text{ N (Not OK)}$$

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

Tabel 6. 12 Faktor Skala

arah X	1.16137157
arah Y	1.17126263

Faktor ini hanya diaplikasikan untuk memperbesar gaya , bukan memperbesar perpindahan oleh karena itu stabilitas struktur tidak perlu dicek ulang

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

Tabel 6. 13 Gaya Geser Dasar Setelah di Running Ulang

<b>TIPE BEBAN</b>	<b>FX</b>	<b>FY</b>
GEMPA R. SPEKTRUM X (N)	<b>9431086.3</b>	3541557.76
GEMPA R. SPEKTRUM Y (N)	2360894.03	<b>14157814.63</b>
GEMPA STATIK X (N)	<b>10738255</b>	0.0001194
GEMPA STATIK Y (N)	0.004548	<b>16257388.15</b>
0.85 GEMPA STATIK X (N)	<b>9127516.9</b>	0.00010149
0.85 GEMPA STATIK Y (N)	0.0038658	<b>13818779.93</b>

Maka untuk arah x,

$$V > 0,85.V_s$$

$$9431086.3 \text{ N} > 9127516.9 \text{ N (OK)}$$

Maka untuk arah y,

$$V > 0,85.Vs$$

$$14157814.63 N > 13818779.93 N \text{ (OK)}$$

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

#### 4.3.3.8 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 1726:2012, Perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang-kurangnya adalah 90%

Tabel 6. 14 Jumlah Partisipasi Massa Dalam Menghasilkan Respon

Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY
Modal	1	2.02	0.5213	4.54E-05
Modal	2	1.91	0.5214	0.5721
Modal	3	1.56	0.6007	0.5723
Modal	4	0.779	0.7565	0.5723
Modal	5	0.515	0.7566	0.7729
Modal	6	0.438	0.8083	0.7729
Modal	7	0.406	0.876	0.7729
Modal	8	0.256	0.9121	0.7729
Modal	9	0.244	0.9121	0.8723
Modal	10	0.239	0.9121	0.8761
Modal	11	0.22	0.9245	0.8762
Modal	12	0.203	0.9245	0.8765
Modal	13	0.195	0.9246	0.8765
Modal	14	0.177	0.9247	0.8765
Modal	15	0.176	0.9419	0.8765
Modal	16	0.17	0.9419	0.8773
Modal	17	0.164	0.9419	0.878
Modal	18	0.153	0.9423	0.8781
Modal	19	0.148	0.9423	0.8791
Modal	20	0.146	0.9423	0.9198

Dari tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y pada mode 20, maka ketentuan menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 terpenuhi.

#### 4.3.3.9 Kontrol *Drift*

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan. Hasil kontrol *drift* dapat dilihat pada Gambar 6.2

Nilai dari simpangan antar lantai ini dihitung dengan aplikasi program bantu struktur yang selanjutnya batasan simpangan dinyatakan dengan perumusan seperti berikut ini:

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{xe}}{I}$$

Dimana:

$\delta_x$  = defleksi pada lantai ke-x

$C_d$  = faktor pembesaran defleksi (SNI tabel 9)

$I$  = faktor keutamaan gedung ( = 1 )

Tabel 6. 15 Kategori Risiko

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 $h_{xx}$ <sup>c</sup>	0,020 $h_{xx}$	0,015 $h_{xx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata <sup>d</sup>	0,010 $h_{xx}$	0,010 $h_{xx}$	0,010 $h_{xx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 $h_{xx}$	0,007 $h_{xx}$	0,007 $h_{xx}$
Semua struktur lainnya	0,020 $h_{xx}$	0,015 $h_{xx}$	0,010 $h_{xx}$

Berikut merupakan *drift* ijin yang didapat dari perhitungan di atas.

$$\delta_{ijin} = 0.02 \times h_i$$

Lalu dilanjutkan mencari  $\delta_i$  dengan cara perhitungan sebagai berikut:

$\delta_i = \text{Drift} \times C_d / I_e$  ; dengan  $C_d = 5.5$  dan  $I_e = 1$  (SNI 1726:2012, tabel 9) sehingga factor pembesaran drift adalah sebagai berikut.

$$\delta_i = \text{Drift} \times \frac{5,5}{1} = \text{Drift} \times 5,5$$

Dari hasil perhitungan ETABS, didapatkan *drift* dan  $\delta_i$  sesuai dengan SNI 1726:2012

Tabel 6. 16 Drift Arah X

Tingkat	hi	$\delta x$	$\delta x(\text{pembesaran})$	$\delta x$ ijin	Ket
	m	m	m	m	
atap	4.3	0.0018	0.0101	0.0860	OK
20	2.975	0.0019	0.0105	0.0595	OK
19.5	2.975	0.0020	0.0108	0.0595	OK
19	2.975	0.0020	0.0110	0.0595	OK
18.5	2.975	0.0021	0.0114	0.0595	OK
18	2.975	0.0021	0.0115	0.0595	OK
17.5	2.975	0.0022	0.0120	0.0595	OK
17	2.975	0.0022	0.0121	0.0595	OK
16.5	2.975	0.0023	0.0125	0.0595	OK
16	2.975	0.0023	0.0126	0.0595	OK
15.5	2.975	0.0024	0.0130	0.0595	OK
15	2.975	0.0023	0.0129	0.0595	OK
14.5	2.975	0.0024	0.0133	0.0595	OK
14	2.975	0.0024	0.0131	0.0595	OK
13.5	2.975	0.0024	0.0132	0.0595	OK
13	2.975	0.0024	0.0132	0.0595	OK
12.5	2.975	0.0024	0.0133	0.0595	OK
12	2.975	0.0024	0.0132	0.0595	OK
11.5	2.975	0.0024	0.0132	0.0595	OK
11	2.975	0.0023	0.0129	0.0595	OK
10.5	2.975	0.0023	0.0127	0.0595	OK
10	2.975	0.0022	0.0123	0.0595	OK
9.5	2.975	0.0022	0.0120	0.0595	OK
9	2.975	0.0021	0.0114	0.0595	OK
8.5	2.975	0.0020	0.0109	0.0595	OK
8	2.975	0.0018	0.0099	0.0595	OK
7	3	0.0018	0.0098	0.0600	OK

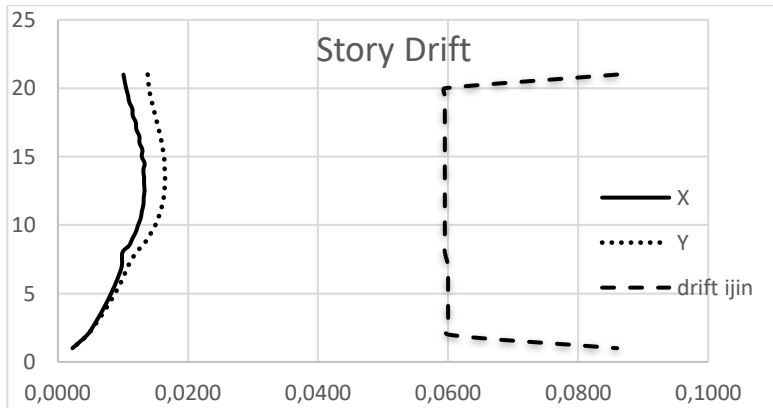


6	3	0.0017	0.0091	0.0600	OK
5	3	0.0015	0.0082	0.0600	OK
4	3	0.0013	0.0071	0.0600	OK
3	3	0.0011	0.0059	0.0600	OK
2	3	0.0008	0.0046	0.0600	OK
1	4.3	0.0004	0.0022	0.0860	OK

Tabel 6. 17 Drift Arah Y

Tingkat	hi	$\delta y$	$\delta x(\text{pembesaran})$	$\delta y$ ijin	Ket
	m	m	m	m	
21	4.3	0.0025	0.0138	0.0860	OK
20	2.975	0.0025	0.0140	0.0595	OK
19.5	2.975	0.0026	0.0142	0.0595	OK
19	2.975	0.0026	0.0144	0.0595	OK
18.5	2.975	0.0027	0.0147	0.0595	OK
18	2.975	0.0027	0.0150	0.0595	OK
17.5	2.975	0.0028	0.0152	0.0595	OK
17	2.975	0.0028	0.0155	0.0595	OK
16.5	2.975	0.0029	0.0157	0.0595	OK
16	2.975	0.0029	0.0160	0.0595	OK
15.5	2.975	0.0029	0.0161	0.0595	OK
15	2.975	0.0030	0.0164	0.0595	OK
14.5	2.975	0.0030	0.0163	0.0595	OK
14	2.975	0.0030	0.0165	0.0595	OK
13.5	2.975	0.0030	0.0165	0.0595	OK
13	2.975	0.0030	0.0165	0.0595	OK
12.5	2.975	0.0030	0.0164	0.0595	OK
12	2.975	0.0030	0.0163	0.0595	OK
11.5	2.975	0.0029	0.0160	0.0595	OK
11	2.975	0.0029	0.0158	0.0595	OK
10.5	2.975	0.0028	0.0154	0.0595	OK
10	2.975	0.0027	0.0150	0.0595	OK
9.5	2.975	0.0026	0.0144	0.0595	OK
9	2.975	0.0025	0.0138	0.0595	OK
8.5	2.975	0.0024	0.0130	0.0595	OK
8	2.975	0.0022	0.0120	0.0595	OK
7	3	0.0020	0.0108	0.0600	OK

6	3	0.0018	0.0099	0.0600	OK
5	3	0.0016	0.0088	0.0600	OK
4	3	0.0014	0.0075	0.0600	OK
3	3	0.0011	0.0061	0.0600	OK
2	3	0.0008	0.0046	0.0600	OK
1	4.3	0.0004	0.0023	0.0860	OK



Gambar 6. 2 Drift Ijin

#### 4.3.3.10 Kontrol Sistem Ganda

Untuk system ganda, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25 persen 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.

Tabel 6. 18 Persentase Gaya Geser yang Dipikul Sistem Struktur

JENIS	Arah X	%	Arah Y	%
SW	10607.68	<b>0.73</b>	29923.87	<b>0.75</b>
FRAME	3854.725	<b>0.27</b>	10070.96	<b>0.25</b>
<b>TOTAL</b>	14462.41	1.00	39994.82	1.00

Dari tabel perhitungan diatas, sistem ganda sudah memenuhi

#### 4.4 Perencanaan Struktur Primer

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan menggunakan program bantu ETABS, maka tahap selanjutnya adalah melakukan perencanaan struktur utama dengan menggunakan peraturan berlaku yaitu SNI 2847:2013.

##### 4.4.1 Perencanaan Balok Induk

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Balok induk yang direncanakan memiliki bentang 6,9 m. Hasil analisa gaya dalam yang digunakan dalam penulangan balok seperti Tabel 7.1 berikut

Tabel 7. 1 Momen Hasil Analisa Struktur

kondisi	lokasi	goyangan	Mu(kN.m)
1	ujung kanan (negatif)	kanan	-586
2	ujung kiri (negatif)	kiri	-586
3	ujung kiri (positif)	kanan	293
4	ujung kanan (positif)	kiri	293
5	tengah (positif)	kanan kiri	216

Berikut merupakan data balok yang ditinjau dapat dilihat pada Tabel 7.2 dibawah ini

Tabel 7. 2 Data Perencanaan Balok

Data Balok		
b	400	mm
h	700	mm
f'c	35	Mpa
fy	400	Mpa
Tul.lentur	25	mm
senggang	13	mm
cover	40	mm

**Kondisi 1**

Kolom kanan, momen negatif tumpuan, goyang ke kanan

$M_u = 586 \text{ kN.m}$

a.) Baja tulangan yang dibutuhkan untuk tulangan lentur

Diasumsikan perilaku balok persegi dan ada dua lapis tulangan.

Sebagai penyederhanaan (yang bersifat konservatif), tulangan

tekan (jika ada) dapat diabaikan untuk perhitungan lentur.

Diameter tulangan lentur balok harus dibatasi sehingga dimensi tumpuan (kolom) paralel terhadap tulangan sekurang-kurangnya 20db.

Tinggi efektif balok,  $d = 700 - 40 - 25 - 13 - 20$   
 $= 602 \text{ mm}$

Asumsi awal:

$J = 0,85$  (koef. Lengan momen)

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

$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7}$   
 $= 0,8$

$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y x j d} = \frac{586000000}{0,9 \times 400 \times 0,85 \times 602}$   
 $= 3181 \text{ mm}^2$

Dicoba 8 D25,  $A_s = 3925 \text{ mm}^2$

Jika spasi bersih antar tulangan adalah 40 mm maka,

Nilai  $d$  baru  $= 602 \text{ mm}$

Tinggi  $a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$

$$= \frac{3925 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 132 \text{ mm}$$

$0,9M_n = \frac{A_s \cdot f_y}{d - 0,5a}$

$$= \frac{0,9 \times 3925 \times 400}{602 - 0,5 \times 132} = 757,4 \text{ kNm} > M_u \text{ (OK)}$$

b.) Cek  $A_s$  minimum

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \sqrt{f'c} \frac{bw \times d}{4fy} = \sqrt{35} \frac{400 \times 602}{4 \times 400} \\ &= 890 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tapi tidak boleh kurang dari  $\frac{1,4 bw \times d}{fy} = 842,8 \text{ mm}^2$

**(OK)** syarat tulangan minimum terpenuhi

c.) Cek ratio tulangan  $\rho = \frac{As}{bw \times d} = 0,01629$

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0357$$

$$0,75 \rho_b = 0,026$$

Batas tulangan maksimum SNI pasal 21.5.2.1 adalah 0,025

**(OK)**  $\rho < \rho_b$  dan  $\rho < 0,025$  syarat tulangan maksimum terpenuhi

d.) cek apakah penampang *tension controlled*

$$dt = 700 - (25/2 + 13 + 40)$$

$$dt = 634,5 \text{ mm}$$

$$a/dt = \frac{132}{634,5} = 0,2079$$

$$\begin{aligned} atcl/dt &= 0,375 \beta_1 \\ &= 0,3 \end{aligned}$$

**(OK)**  $a/dt < atcl/dt$ , desain tulangan *under-reinforced*

e.) Digunakan **8 D25** dipasang 2 lapis dengan spasi bersih 40 mm (>25mm)

**(OK)**, syarat spasi bersih minimum terpenuhi

**Kondisi 2**, kolom kiri, momen negatif tumpuan goyang ke kiri  
Kebutuhan detailing penampang sama dengan kondisi 1 yaitu digunakan **8 D25** dipasang 2 lapis

**Kondisi 3**, kolom kiri, momen positif tumpuan, goyang ke kanan  
SNI ps. 21.5.2.2 kuat lentur (+) muka kolom tidak lebih kecil dari ½ kuat lentur (-)

$$\begin{aligned} Mu &= 0,5 \times 0,9 Mn \\ &= 0,5 \times 0,9 \times 757,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$= 378,7 \text{ kNm}$$

$$378,7 > 293$$

**(OK)** gunakan momen hasil perhitungan kapasitas penampang

a.) Tulangan yang dibutuhkan untuk menahan lentur sebagai trial awal digunakan baja D25

$$\text{Tinggi efektif balok, } d = (700 - 40 - 25/2) - 13$$

$$= 634,5 \text{ mm}$$

Asumsi awal:

$$J = 0.85 \text{ (koef. Lengan momen)}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y x j d} = \frac{378700000}{0.9 \times 400 \times 0.85 \times 634,5}$$

$$= 1950,5 \text{ mm}^2$$

Dicoba 5 D25,  $As = 2453 \text{ mm}^2$

Jika spasi bersih antar tulangan adalah 40 mm maka,

$$\text{Nilai } d \text{ baru} = 634,5 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi } a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$= \frac{2453 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 82,45 \text{ mm}$$

$$0.9Mn = \frac{As \cdot f_y}{d - 0,5a} = \frac{0.9 \times 2453 \times 400}{602 - 0,5 \times 82,45} = 523,9 \text{ kNm} > 378 \text{ (OK)}$$

b.) Cek  $As$  minimum

$$As_{\text{min}} = \sqrt{f'c} \frac{bw \times d}{4f_y} = \sqrt{35} \frac{400 \times 634,5}{4 \times 400}$$

$$= 938 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tapi tidak boleh kurang dari } \frac{1,4 \cdot bw \times d}{f_y} = 888,3 \text{ mm}^2$$

**(OK)** syarat tulangan minimum terpenuhi

c.) Cek ratio tulangan  $\rho = \frac{As}{bw \times d} = 0.00966$

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0357$$

$$0,75 \rho_b = 0,026$$

Batas tulangan maksimum SNI pasal 21.5.2.1 adalah 0,025

(OK)  $\rho < \rho_b$  dan  $\rho < 0,025$  syarat tulangan maksimum terpenuhi

d.) cek apakah penampang *tension controlled*

$$d_t = 700 - (25/2 + 13 + 40)$$

$$d_t = 634,5 \text{ mm}$$

$$a/d_t = \frac{82}{634,5} = 0,12995$$

$$a_{tcl}/d_t = 0,375 \beta_1$$

$$= 0,3$$

(OK)  $a/d_t < a_{tcl}/d_t$ , desain tulangan *under-reinforced*

e.) Digunakan **5 D25** dipasang 1 lapis dengan spasi bersih 40 mm (>25mm)

(OK), syarat spasi bersih minimum terpenuhi

**Kondisi 4**, kolom kanan, momen positif tumpuan, goyang ke kiri  
Kebutuhan detailing penampang sama dengan kondisi 3 yaitu digunakan **5 D25** dipasang 2 lapis

**Kondisi 5**, tengah bentang, momen positif, goyang ke kanan dan ke kiri. SNI beton pasal 21.5.2.2 juga mensyaratkan kuat lentur positif atau negatif di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari 1/4 kuat lentur terbesar di muka kolom

$$M_u = 216 \text{ kNm} > 1/4 \square M_n \text{ terbesar}$$

$$= 216 \text{ kNm} > 189,35 \text{ kNm}$$

(gunakan momen lentur hasil hitungan analisa struktur)

a.) baja tulangan menahan momen lentur sebagai *trial* awal digunakan baja D25  
Tinggi efektif balok,  $d = 700 - 40 - (25/2) - 13$   
 $= 634,5 \text{ mm}$

Asumsi awal:

$$J = 0,85 \text{ (koef. Lengan momen)}$$

$$\phi = 0,9 \text{ (faktor reduksi lentur)}$$

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

$$\begin{aligned}
 &= 0,8 \\
 \text{As} &= \frac{Mu}{\phi f_y x j d} = \frac{21600000}{0,9 \times 400 \times 0,85 \times 634,5} \\
 &= 1112 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dicoba 3 D25,  $\text{As} = 1471,875 \text{ mm}^2$

Jika spasi bersih antar tulangan adalah 40 mm maka,

$$\text{Nilai } d \text{ baru} = 634,5 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi } a = \frac{\text{As} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$= \frac{1471,875 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 49,47 \text{ mm}$$

$$0,9 \text{ Mn} = \frac{\text{As} \cdot f_y}{d - 0,5a} = \frac{0,9 \times 1471 \times 400}{634,5 - 0,5 \times 49,47} = 323 \text{ kNm} > 216 \text{ (OK)}$$

b.) Cek As minimum

$$\begin{aligned}
 \text{As min} &= \sqrt{f'c} \frac{bw \times d}{4f_y} = \sqrt{35} \frac{400 \times 634,5}{4 \times 400} \\
 &= 938 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tapi tidak boleh kurang dari  $\frac{1,4 \cdot bw \times d}{f_y} = 888,3 \text{ mm}^2$

**(OK)** syarat tulangan minimum terpenuhi

c.) Cek ratio tulangan  $\rho = \frac{\text{As}}{bw \times d} = 0,00966$

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0357$$

$$0,75 \rho_b = 0,0267$$

Batas tulangan maksimum SNI pasal 21.5.2.1 adalah 0,025

**(OK)**  $\rho < \rho_b$  dan  $\rho < 0,025$  syarat tulangan maksimum terpenuhi

d.) cek apakah penampang *tension controlled*

$$dt = 700 - (25/2 + 13 + 40)$$

$$dt = 634,5 \text{ mm}$$

$$a/dt = \frac{82}{634,5} = 0,12995$$

$$\begin{aligned}
 \text{atcl/dt} &= 0,375 \beta_1 \\
 &= 0,3
 \end{aligned}$$



(OK)  $a/dt < atcl/dt$ , desain tulangan *under-reinforced*

e.) Digunakan **3 D25** dipasang 1 lapis dengan spasi bersih 40 mm (>25mm)

(OK), syarat spasi bersih minimum terpenuhi

#### 4.4.1.1 Kapasitas Minimum Momen Positif dan Negatif

SNI ps. 21.5.2.1 dan 21.5.2.2 sekurang-kurangnya ada 2 buah tulangan atas dan bawah yang dipasang menerus dan kapasitas momen (+) atau (-) sepanjang bentang tidak boleh kurang dari 1/4 kapasitas momen maksimum pada kedua muka kolom balok tsb

kuat momen positif-negatif terbesar = 757,41 kNm

1/4 momen terbesar = 189,35 kNm

Kuat momen positif di sepanjang bentang pada dasarnya sudah lebih besar dari 189,35 kNm hanya kuat momen negatif saja yang masih harus diperhatikan

a.) baja tulangan yang dibutuhkan

untuk memenuhi persyaratan kuat momen negatif di tengah bentang, dua buah tulangan atas D25 akan dibuat kontinue di tengah bentang

Nilai d baru = 634,5 mm

Tinggi a =  $\frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$

$$= \frac{918 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 32,98 \text{ mm}$$

0.9Mn =  $\frac{As \cdot fy}{d - 0,5a} = \frac{0,9 \times 1471 \times 400}{634,5 - 0,5 \times 32} = 218 \text{ kNm} > 189,35$

(OK)

b.) Cek As minimum

$$\begin{aligned} As_{\min} &= \sqrt{f'c} \frac{bw \times d}{4fy} = \sqrt{35} \frac{400 \times 634,5}{4 \times 400} \\ &= 938 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tapi tidak boleh kurang dari  $\frac{1,4 bw x d}{f_y} = 888,3 \text{ mm}^2$

**(OK)** syarat tulangan minimum terpenuhi

c.) Cek ratio tulangan  $\rho = \frac{A_s}{bw x d} = 0,003866$

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

$$\rho_b = \frac{0,85 x 0,8 x 35}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0357$$

$$0,75 \rho_b = 0,0267$$

Batas tulangan maksimum SNI pasal 21.5.2.1 adalah 0,025

**(OK)**  $\rho < \rho_b$  dan  $\rho < 0,025$  syarat tulangan maksimum terpenuhi

d.) cek apakah penampang *tension controlled*

$$d_t = 700 - (25/2 + 13 + 40)$$

$$d_t = 634,5 \text{ mm}$$

$$a/d_t = \frac{32}{634,5} = 0,0519$$

$$a_{tcl}/d_t = 0,375 \beta_1$$

$$= 0,3$$

**(OK)**  $a/d_t < a_{tcl}/d_t$ , desain tulangan *under-reinforced*

#### 4.4.1.2 Penulangan Geser

##### Hitung Mpr

a.) kapasitas momen ujung balok bila struktur bergoyang ke kanan

karena detailing panampang di kedua ujung balok identik maka,

Kondisi 1 = kondisi 2

$$\begin{aligned} \text{Apr} &= \frac{(\text{Asplat} + \text{As balok}) \cdot f_y \cdot 1,25}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{(3925 + 1193) \cdot 400 \cdot 1,25}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 215 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mpr}_1 &= (\text{As} \times 1,25 f_y) (d - a/2) \\ &= 1265,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

(Searah jarum jam di muka kolom kanan)

Kondisi 3 = kondisi 4

$$\text{Apr} = \frac{\text{As}) \cdot f_y \cdot 1,25}{0,85 \cdot f_c' \cdot b}$$

$$= \frac{(1193) \cdot 400 \cdot 1,25}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 103 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr3} &= (A_s \times 1,25f_y) (d - a/2) \\ &= 715 \text{ kNm} \end{aligned}$$

(Searah jarum jam di muka kolom kiri)

Diagram geser  $V_u = 349 \text{ kN}$

a.) Struktur bergoyang ke kanan

$$\begin{aligned} V_{ka} &= (M_{pr1} + M_{pr3}) / l_n \\ &= (1265,4 + 715) / 6,9 \\ &= 287 \text{ kN} \end{aligned}$$

b.) Struktur bergoyang ke kiri

$$\begin{aligned} V_{ka} &= (M_{pr2} + M_{pr4}) / l_n \\ &= (1265,4 + 715) / 6,9 \\ &= 287 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{total reaksi geser di ujung kanan balok} = V_u + 287 = 636 \text{ kN}$$

$$\text{total reaksi geser di ujung kiri balok} = V_u - 287 = 61,97 \text{ kN}$$

SNI ps.21.5.4.2 gaya geser aksial terfaktor :

$$\begin{aligned} A_g \times f_c / 20 &= 400 \times 700 \times 35 / 20 \\ &= 490 \text{ kN} > 1 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{sway} &= 636 \text{ kN} > (1/2 V_u) \\ &= 636 > 175 \end{aligned}$$

maka perencanaan tulangan geser dengan tidak mempertimbangkan kontribusi beton  $V_{cr}$

### **Muka Kolom Kiri**

$$V_u \text{ maks} = 636 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 400 \times 602 \\ &= 237,43 \text{ kN} \end{aligned}$$

0,75 (faktor reduksi beban torsi)

$$\begin{aligned} V_s &= V_u / 0,75 - V_c \\ &= 848 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ maks} &= \frac{2}{3} \times \sqrt{35} \times 400 \times 602 \\ &= 949,72 \end{aligned}$$

$V_s < V_s \text{ maks}$  (OK)

Coba sengkang D13 tiga kaki

$$A_v = 398,36 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \times f_y \times d / V_s$$

$$S = 113,11 \text{ mm (Dipakia 100 mm)}$$

$$V_s = A_v \times f_y \times d / s$$

$$= 959,244 > 949,72 \text{ (OK)}$$

SNI 21.5.3.1 diperlukan hoops di sepanjang 2h (1400 mm) dari muka kolom

SNI 21.5.3.2 hoop pertama dipasang 50 mm

berikutnya dipasang spasi terkecil diantara:

$$d/4 = 150,5 \text{ mm}$$

$$6d_b = 150 \text{ mm}$$

150mm

Tetapi tidak perlu kurang dari 100 mm, dengan demikian maka digunakan sengkang tertutup **D13 3 kaki** dengan jarak **100 mm** pada daerah sendi plastis.

$$S_{\text{maks}} = d/2$$

$$= 301 \text{ mm}$$

### **Muka Kolom Kanan**

Sama dengan muka kolom kiri digunakan sengkang tertutup **D13 3 kaki** dengan jarak **100 mm**

### **Ujung Zona Sendi Plastis**

gaya geser maksimum di ujung sendi plastis 2h adalah 287 kN pada Zona ini kontribusi  $V_c$  diperhitungkan

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

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

coba sengkang 2 kaki D13

$$A_v = 265,33 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \times f_y \times d / V_s$$

$$= 439 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 200 \text{ mm}$$

$$V_s = A_v \times f_y \times d / s$$

$$= 319,45 \text{ Kn} > 287 \text{ kN (OK)}$$

jadi digunakan sengkang **2 kaki D13** jarak **200 mm**

(OK) dari hasil perhitungan diatas , untuk bentang diluar sendi plastis , gunakan sengkang **2 kaki D13** spasi **200 mm**

#### 4.4.1.3 Lap Splicing untuk Bentang Menerus

SNI 21.5.2.1 setidaknya ada 2 baja tulangan yang di buat kontiu di bagian atas dan bawah penampang. Pasangan D25 harus disambung-lewatkan satu sama lain minimum sepanjang:

$$ld = \frac{fy \psi_t \psi_e}{1,7 \lambda \times \sqrt{f'_c}} db = \frac{400 \cdot 1,3 \cdot 1}{1,7 \cdot 1 \cdot \sqrt{35}} 25 = 1292 \text{ mm}$$

Ambil ld 1300 mm

#### 4.4.1.4 Aangkur Kait Tulangan

Menurut SNI 2847:2013 pasal 12.5.1 panjang penyaluran Ldh (Gambar 7.1) untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal adalah

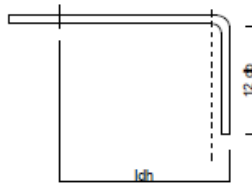
$$Ldh > 8db = 200 \text{ mm}$$

$$Ldh > 150 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$$

$$Ldh > ld = \frac{0,24 fy \psi_e}{\lambda \times \sqrt{f'_c}} db = 405 \text{ mm}$$

$$\text{Maka dipakai } Ldh = 410 \text{ mm}$$

$$\text{Dengan panjang kait } 12db = 300 \text{ mm}$$



Gambar 7. 1 Panjang Penyaluran

#### 4.4.1.5 Cut-off Points

dari diagram momen tulangan untuk momen negatif di ujung ujung balok dapat dipotong di titik dimana tulangan sudah tidak diperlukan lagi

- a.) tulangan tegatif di muka kolom kanan  
jumlah tulangan terpasang 8D25

sisanya tulangan 2D25

$$a = 32,98 \text{ mm}$$

$$d = 634,5 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 218,3 \text{ kNm}$$

dari etabs dapat diketahui lokasi Momen ultimate ketikam 218,3 kNm yaitu pada jarak **1800 mm**

maka, SNI 12.12.3 momen negatif tumpuan harus di tanam melewati titik belok tidak kurang dari:

$$x+d = 2034,5 \text{ mm}$$

$$x+12db = 1700 \text{ mm}$$

$$l_d (48D) = 1200 \text{ mm}$$

$$x+l_n/16 = 1831 \text{ mm}$$

$$\text{jadi dipakai} = \mathbf{2035 \text{ mm}}$$

b.) tulangan tegatif di muka kolom kanan

sama dengan muka kolom kanan

c.) tulangan positif

penambahan ke kiri dan kanan sepanjang yang terbesar diantara :

$$d = 634,4 \text{ mm}$$

$$12db = 300 \text{ mm}$$

Dipakai **635 mm** ke kiri dan kanan tulangan positif

#### 4.4.1.6 Penulangan Torsi

$$T_u = 99 \text{ kNm}$$

$$V_u = 636 \text{ kN}$$

$$d = 602 \text{ mm}$$

a.) Perhitungan luas dan keliling penampang

$$\begin{aligned} \text{➤ } A_{cp} &= \text{Luas bruto penampang beton} \\ &= b \times h \end{aligned}$$

$$= 400 \times 700 = 280000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } P_{cp} &= \text{keliling luar penampang beton} \\ &= 2 \times (b + h) \end{aligned}$$

$$= 2 \times (400 + 700) = 2200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } b_h &= (b - 2 \cdot \text{cover} - \emptyset_{\text{geser}}) \\ &= 307 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{➤ } h_h = (h - 2 \cdot \text{cover} - \emptyset_{\text{geser}})$$

$$= 647 \text{ mm}$$

- Aoh = Luasan penampang yang dibatasi tulangan sengkang  
 $= bh \times hh = 198629 \text{ mm}^2$
- Poh = Keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang  
 $= 2 \times (bh + hh) = 1908 \text{ mm}$

#### b. Kontrol Kebutuhan Tulangan Torsi

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

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

Dimana:

$A_{cp}$  = Luas penampang total

$P_{cp}$  = Keliling penampang total

$\lambda$  = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1

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

Sehingga dapat dihitung:

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

$$T_u < \phi \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \left( \frac{280000^2}{2200} \right)$$

99000000 N.mm > 13124016 N.mm (Butuh tulangan torsi)

#### a. Cek penampang balok

$$\sqrt{\left( \frac{V_u}{b_w \times d} \right)^2 + \left( \frac{T_u \times P_{oh}}{1,7 \times A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left( \frac{V_c}{b_w \times d} + 0,66 \sqrt{f_c} \right)$$

Dimana:

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = 242180,64 \text{ N}$$

Sehingga:

$$\begin{aligned} &\sqrt{\left( \frac{V_u}{b_w \times d} \right)^2 + \left( \frac{T_u \times P_{oh}}{1,7 \times A_{oh}^2} \right)^2} \\ &\sqrt{\left( \frac{636}{400 \times 602} \right)^2 + \left( \frac{99000000 \times 1908}{1,7 \times 198629^2} \right)^2} = 2,6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- $\phi \left( \frac{V_c}{b_w \times d} + 0,66 \sqrt{f_c} \right) = 3,68 \text{ MPa}$
- $2,6 \leq 3,68 \text{ (OK)}$

b. Perhitungan tulangan transversal penahan torsi

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.6 pada perhitungan tulangan transversal penahan torsi nilai  $A_o$  dapat diambil sama dengan  $0,85 A_{oh}$  dan nilai  $\Theta = 45^\circ$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 168834,65 \text{ mm}^2$$

$$\frac{T_u}{\phi} = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yt}}{S} \cdot \cot \Theta$$

$$V_c = 237432 \text{ N}$$

$$V_s = 848029,36 \text{ N}$$

berdasarkan SNI ps 11.9.9.1

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y \times d} = 3,5217 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (menahan geser)}$$

$$\phi T_n \geq T_u$$

$$\begin{aligned} \phi T_n &= 0,75(99 \text{ kN}) \\ &= 13200000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_n}{2 \times A_o \times f_y} = 0,97 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (menahan torsi)}$$

Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:

- Pada daerah sendi plastis ( $< 2h = 1400 \text{ mm}$ )

$$\frac{A_v}{S} + 2 \times \frac{A_t}{S} = 3,5217 + (2 \times 0,97) = 5,476 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Pilih tulangan sengkang D16 3kaki

$$A_{(v+t)} = 5,476 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s = 602,88 \text{ mm}^2$$

$$S = A/A_s$$

$$= 110 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai} = \mathbf{100 \text{ mm}}$$

- Di luar sendi plastis ( $> 2h = 1400 \text{ mm}$ )

$$V_s = 145,23 \text{ kN}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y \times d} = 0,6 \text{ mm}^2/\text{mm}$$



$$\begin{aligned}
 A_{(v+t)} &= \frac{Av}{s} + 2x \frac{At}{s} \\
 &= 0,6 + 2(0,977) \\
 &= 2,557 \text{ mm}^2/\text{mm} \\
 \text{pilih D13 3kaki } A_s &= 397,9 \text{ mm}^2 \\
 S &= A/A_s \\
 &= 155,6 \text{ mm} \\
 \text{Pakai} &= \mathbf{150 \text{ mm}}
 \end{aligned}$$

c. Perhitungan tulangan longitudinal penahan torsi

$$\begin{aligned}
 A_1 &= \frac{At}{s} \cdot \text{Poh} \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cdot \cot^2 \Theta \\
 &= 0,977 \cdot 1908 \cdot \left(\frac{400}{400}\right) \cdot \cot^2 45 \\
 &= 1864,66 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)} \\
 A_{1\text{min}} &= \frac{0,42 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{At}{s}\right) \cdot \text{poh} \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \\
 (\text{At/s}) \text{ luas tulangan 1 kaki maka } A_s \text{ D13/70} &= 1,895 \\
 &= \frac{0,42 \cdot \sqrt{40} \cdot 280000}{400} - 1,895 \cdot 1928 \cdot \left(\frac{400}{400}\right) \\
 &= -1285,1 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

jika  $A_{1\text{min}} < 0$ , maka tidak menentukan

torsi didistribusikan ke sisi atas-bawah dan samping kiri-kanan balok. tulangan terpasang

$$\text{atas} = 3925 \text{ mm}^2$$

$$A_{1/4} = 466 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = 3181 + 466 = 3647 < 3925 \text{ (OK)}$$

$$\text{bawah} = 2453,125 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = 1951 + 466,2 = 2417 < 2453 \text{ mm}^2$$

Di pasang 2 D25 (di kiri dan kanan balok )

$$A_s \text{ samping} = 490,625 > 466,2 \text{ (OK)}$$

#### 4.4.1.7 Analisa Kapasitas Mn Berdasarkan Kompatibilitas Regangan

Langkah langkah:

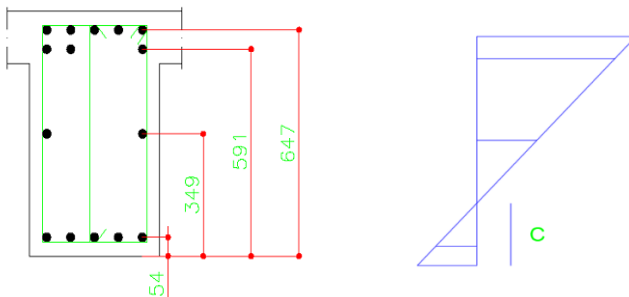
- 1) Asumsikan distribusi regangan dengan mengambil  $\varepsilon = 0,003$  dan  $c$  sembarang (Gambar 7.2)
- 2) hitung  $a = \beta_1 \cdot c$  dan tentukan pada masing masing lapis tulangan
- 3) hitung gaya tekan beton pada masing masing lapis tulangan
- 4) cek keseimbangan gaya aksial
- 5) jika belum seimbang , ambil harga  $c$  yang baru dan ulangi langkah 2 sampai 5 analisis dianggap selesai jika keseimbangan sudah tercapai . jumlahkan momen akibat gaya dalam yang bekerja

Tabel 7. 3 Iterasi Perhitungan Gaya Dalam pada Tumpuan

lapisan	y (mm)	$\varepsilon$	$f_s$ (mpa)	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	F (kN)	$C_c$ (kN)
tekan						1072.9
As1	54	0.0016	282.8	2453.125	693.65	
As2	349	-0.0063	-400.0	490.625	-196.3	
As3	591	-0.0127	-400.0	1471.875	-588.8	
As4	647	-0.0142	-400.0	2453.125	-981.3	
iterasi sampai $F + C_c = 0$					<b>-1073</b>	<b>1073</b>

Setelah dilakukan iterai didapatkan

$$\begin{aligned}
 a &= \beta_1 \times c \\
 &= 0.8 \times 126 \\
 &= 100,54 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



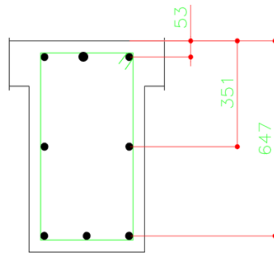
Gambar 7. 2 Penulangan Tumpuan Balok Induk

$$0,9M_n = \frac{1196 \times 50,3}{1000} + \frac{766,4 \times 54}{1000} + \frac{-392,5 \times 349}{1000} + \frac{-588 \times 591}{1000} + \frac{-981 \times 647}{1000} = 916,4 \text{ kNm}$$

setelah semua tulangan diperhitungkan  $0,9M_n > M_u$  (OK)

Tabel 7. 4 Iterasi Perhitungan Gaya Dalam pada Lapangan

lapisan	y (mm)	e	fs (mpa)	As(mm <sup>2</sup> )	F (kN)	Cc (kN)
tekan						1240
As1	35	0.0001	-42.0	1471.875	61.81	
As2	351	0.0277	-400.0	1471.875	588.8	
As3	647	0.0536	-400.0	1471.875	588.8	
iterasi sampai F + Cc = 0					<b>1239</b>	<b>1240</b>



Gambar 7. 3 Penulangan Balok Induk Lapangan  
 Sehingga penulangan untuk balok induk lapangan (Gambar 7.3)  $\phi M_n$  didapat dengan cara yang sama sebesar  $519,53 \text{ kNm} > M_u$  (OK)

Tabel 7. 5 Rekapitulasi Penulangan Lentur Balok Induk

Nama Balok	Bentang (mm)	Arah	tumpuan		Lapangan	
			M-	M+	M-	M+
B30/50	5460	Memanjang	5D25	4D25	3D25	3D25
B30/50	6250	Memanjang	5D25	4D25	3D25	3D25
B30/50	5760	Memanjang	5D25	4D25	3D25	3D25
B30/50	5500	Memanjang	5D25	4D25	3D25	3D25
B40/70	8535	Melintang	8D25	5D25	4D25	3D25
B40/70	6715	Melintang	8D25	5D25	3D25	3D25

B40/70	6900	Melintang	8D25	5D25	3D25	3D25
B40/70	7135	Melintang	8D25	5D25	3D25	3D25
B40/70	6215	Melintang	8D25	5D25	3D25	3D25
B40/70	3450	Melintang	10D25	6D25	10D25	6D25

Tabel 7. 6 Rekapitulasi Tulangan Torsi dan Sengkang

Nama Balok	Bentang (mm)	Arah	sengkang + torsi	
			sendi plastis	luar Sendi. Pls
B30/50	5460	Memanjang	3D13-100	3D13-200
B30/50	6250	Memanjang	3D13-100	3D13-200
B30/50	5760	Memanjang	3D13-100	3D13-200
B30/50	5500	Memanjang	3D13-100	3D13-200
B40/70	8535	Melintang	3D16-100	3D13-150
B40/70	6715	Melintang	3D16-100	3D13-150
B40/70	6900	Melintang	3D16-100	3D13-150
B40/70	7135	Melintang	3D16-100	3D13-150
B40/70	6215	Melintang	3D16-100	3D13-150
B40/70	3450	Melintang	3D16-100	3D16-100

Tabel 7. 7 Rekapitulasi Cut off Point Balok Induk

Nama Balok	Bentang (mm)	Ldh mm	L kait mm	Cut off Point (mm)		Torsi Kiri,kanan
				Lap(M+)	Tmp(M-)	
B30/50	5460	410	300	436	1436	2D16
B30/50	6250	410	300	436	1436	2D16
B30/50	5760	410	300	436	1436	2D16
B30/50	5500	410	300	436	1436	2D16
B40/70	8535	410	300	635	2434	2D25
B40/70	6715	410	300	635	1979	2D25
B40/70	6900	410	300	635	2035	2D25
B40/70	7135	410	300	635	2084	2D25
B40/70	6215	410	300	635	1854	2D25

B40/70	3450					2D25
--------	------	--	--	--	--	------

#### 4.4.2 Perencanaan Kolom

Dalam sub bab ini akan diuraikan desain dan *detailing* penulangan struktur kolom K600x900 pada lantai 14 *Mezzanine*, seperti terlihat pada gambar dibawah ini.

##### 4.4.2.1 Data Asumsi Awal Perencanaan Kolom

- H : 900 mm
- B : 600 mm
- Mutu Beton : 45 Mpa
- Mutu Baja Tulangan : 400 Mpa
- Tebal decking : 40 mm
- Diameter Tulangan Utama (D) : 25 mm
- Diameter Sengkang ( $\emptyset$ ) : 16 mm

##### 4.4.2.2 Syarat Komponen Struktur Kolom

SNI Pasal 21.6.1 mensyaratkan :

- Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi  $A_g f'_c / 10$  (SNI2847:2013 pasal 21.6.1).

$$P_u = 6095 \text{ kN}$$

$$A_g \times \frac{f'_c}{10} = 600 \times 900 \times \frac{45}{10} = 2430 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya aksial terfaktor} = 6095 \text{ kN} > A_g \times \frac{f'_c}{10} = 2430 \text{ kN}$$

memenuhi syarat

- Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.6.1.1)  
Ukuran penampang terpendek 600 mm > 300 mm (**OK**)
- Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4 (SNI 2847:2013 pasal 21.6.1.2)  
Ratio b/h = 600/900 > 0,4 (**OK**)

#### 4.4.2.3 Konfigurasi Penulangan

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.3.1, luas tulangan longitudinal penahan lentur tidak boleh kurang dari  $0,01 A_g$  dan lebih dari  $0,06 A_g$ . Penampang tersebut selanjutnya dievaluasi menggunakan program bantu spColumn

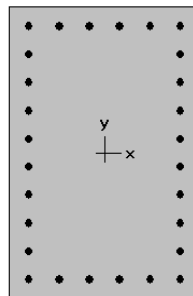
Dengan konfigurasi seperti terlihat pada gambar 7.4 kolom memiliki rasio tulangan,  $\rho_g = 2,64 \%$  dengan konfigurasi penulangan seperti tabel berikut

Tabel 7. 8 Data Penulangan Kolom

Tulangan desain			
top-bpttom	6	D	25
sides	8	D	25
total	28	D	25
hoops	4	D	16

Tabel 7. 9 Gaya dan Momen untuk Dievaluasi dengan SpColumn

Lokasi	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)
top	6025	422	-206
btm	6060	-472	207



600 x 900 mm  
2.64% reinf.

Gambar 7. 4 Rasio Tulangan Kolom pada SP Column

#### 4.4.2.4 Kontrol Spasi Tulangan

Spasi bersih minimum tulangan sejajar dalam suatu lapis harus sebesar db tetapi tidak kurang dari 25 mm (SNI 2847:2013 pasal 7.6.1)

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{sengkang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{n-1}$$

$$= \frac{600 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 16 - 6 \cdot 25}{6-1} = 67,6 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

#### Kontrol Strong Kolom Weak Beam

$\Sigma M_c$  : Jumlah momen nominal ( $M_{nc}$ ) kolom-kolom yang bertemu di join

$\Sigma M_g$  : Jumlah momen nominal ( $M_{nb}$ ) balok-balok yang bertemu di join

Diagram interaksi kolom lantai desain (Gambar 7.5 )

$$\begin{aligned} \emptyset P_n &= 6060 \text{ kN} \\ \emptyset M_{nx} &= 2270 \text{ kNm} \\ \emptyset M_{ny} &= 1531 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Mnb arah Y

$$\begin{aligned} \text{Mnb kiri} &= 757,4155 \text{ kN} \\ \text{Mnb kanan} &= 523,9 \text{ kN} \\ 1,2 \Sigma M_g &= 1,2(523,9 + 757,4155) = 1537,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Mnb arah X

$$\begin{aligned} \text{Mnb kiri} &= 356 \text{ kN} \\ \text{Mnb kanan} &= 275,9 \text{ kN} \\ 1,2 \Sigma M_g &= 758,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol arah Y

Kolom lantai atas (Lt.15)

$$\begin{aligned} \emptyset P_n &= 5470 \text{ kN} \\ \emptyset M_n &= 2353 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$\Sigma M_c > 1,2 \Sigma M_g$

$$2270 + 2232 = 4623 > 1537,5 \text{ kN (OK)}$$

Kolom lantai bawah (Lt.14)

$$\emptyset P_n = 2232 \text{ kN}$$

$$\emptyset M_n = 1677 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_c > 1,2 \Sigma M_g$$

$$2270 + 2232 = 4502 > 1537,5 \text{ kN (OK)}$$

Kontrol arah X

Kolom lantai atas (Lt.15)

$$\emptyset P_n = 5470 \text{ kN}$$

$$\emptyset M_n = 1557 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_c > 1,2 \Sigma M_g$$

$$1531 + 1557 = 3088 > 758,3 \text{ kN (OK)}$$

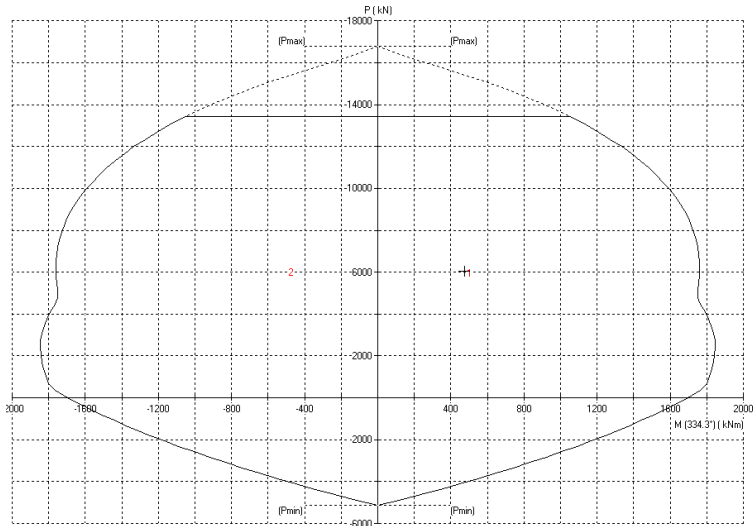
Kolom lantai bawah (Lt.14)

$$\emptyset P_n = 6638 \text{ kN}$$

$$\emptyset M_n = 1503 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_c > 1,2 \Sigma M_g$$

$$1531 + 1503 = 3034 > 758,3 \text{ kN (OK)}$$



Gambar 7. 5 Diagram Interaksi Kolom Desain



#### 4.4.2.5 Tulangan Transversal Sebagai Pengekang Inti Beton

Selain menahan gaya geser, tulangan transversal memiliki fungsi yang sangat penting untuk diperhitungkan, yaitu sebagai pengekang atau confinement. 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.

luas penampang hoop tidak kurang dari

$$\text{lebar inti beton} = 504 \text{ mm}$$

$$\text{luas inti beton} = 426400 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0,3 \left( \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \text{ dan, } A_{sh2} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Dimana :

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

B<sub>c</sub> = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

A<sub>g</sub> = luasan penampang kolom (mm<sup>2</sup>)

A<sub>ch</sub> = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

F<sub>yt</sub> = kuat leleh tulangan transversal (MPa)

$$A_{sh1} = 0,3 \left( \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh1}/s = 0,3 \cdot \left( \frac{504 \times 45}{400} \right) \cdot \left( \frac{900 \times 600}{426400} - 1 \right) = 4,53 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh2} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh2}/s = 0,09 \cdot \left( \frac{504 \times 45}{400} \right) = 5,103 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (menentukan)}$$

Besar spasi tulangan *convinement* tersebut harus memenuhi pertaruan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.3 seperti berikut :

Spasi tulangan maksimum adalah yang terkecil di antara :

1.  $\frac{1}{4}$  dimensi penampang kolom terkecil =  $\frac{1}{4} \times 600 = 150$  mm
2. 6 kali diameter tulangan longitudinal =  $6 \times 25 = 150$  mm
3.  $S_o$  menurut persamaan

$$S_o \leq 100 + (350 - h_x)/3$$

dimana :

$$h_x = 2/3 (504) = 336 \text{ mm}$$

$$S_o = 100 + \left(\frac{350-336}{3}\right) = 105 \text{ mm}$$

Dengan demikian spasi yang digunakan yaitu **100 mm**.

Adapun Persyaratan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1 mengatur tinggi zona pemasangan tulangan. Tulangan *hoop* dengan spasi yang telah dihitung tersebut harus dipasang sepanjang  $l_o$  dari ujung-ujung kolom.  $l_o$  dipilih yang terbesar antara :

1. Tinggi elemen kolom di join,  $h = 900$  mm
2.  $\frac{1}{6}$  bentang bersih komponen struktur, =  $\frac{1}{6} \times (3000-700)$   
= 500 mm
3. 450 mm

Jadi panjang  $l_o$  sebesar 900 mm dari ujung-ujung kolom.

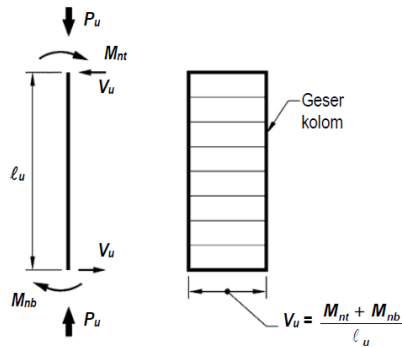
Disepanjang sisi kolom bersih (tinggi total dikurangi  $l_o$ ) diberi hoop dengan spasi minimum:

1.  $6d_b = 150$  mm
2. 150 mm

Dipakai **150 mm**

#### 4.4.2.6 Desain Tulangan Geser

SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.1 mengatur 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 7. 6 Penentuan Gaya Geser pada Kolom

Gambar 7.6 menunjukkan 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 400 MPa diperbesar 1,25% menjadi 500 MPa.

Arah Y:

- $V_e$  tidak perlu lebih besar dari  $V_{sway}$  yang dihitung berdasarkan  $M_{pr}$  balok

$$V_{sway} = \frac{M_{prc\ atas(DC)} + M_{prbawah(DC)}}{l_u}$$

- Dengan DF adalah faktor distribusi momen di bagian atas dan bawah kolom yang didisain. Karena kekakuan kolom atas dan bawah sama maka  $DF_{top} = DF_{bott} = 0,5$
- $M_{pr\ top}$   $M_{pr\ bott}$  adalah penjumlahan  $M_{pr}$  untuk masing masing balok di lantai atas dan lantai bawah di muka kolom interior

$$V_{sway} = \frac{1265 (0,5) + 715 (0,5)}{3000} = 660,15 \text{ kN}$$

- Tetapi  $V_e$  tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor hasil analisa struktur sebesar 425 kN

- Ambil  $V_e = 660,15 \text{ kN}$
- $V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$
- $d = 900 - 40 - 25 = 835 \text{ mm}$
- $V_c = 0,17 \cdot \sqrt{45} \cdot 600 \cdot 835 = 560 \text{ kN}$

Cek apakah tulangan geser dibutuhkan

$$\begin{aligned} V_e / \phi &= 660,15 / 0,75 \\ &= 880 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} V_c = 280 \text{ kN} < 880 \text{ (perlu tulangan geser)}$$

Karena sebelumnya telah dipasang confinement 4D16-100  $A_s = 803,84 \text{ mm}^2$  maka

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c$$

$$V_s = 880 - 560 = 320 \text{ kN}$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$s = \frac{803,84 \times 400 \times 835}{320} = 839 \text{ mm} > 100 \text{ mm (OK)}$$

$$A_v \text{ min} = \frac{1}{3} \times b_w \times s$$

$$= \frac{1}{3} \times 600 \times 100 = 20000 \text{ mm}^2 < 803,84 \text{ mm}^2$$

**(OK)**

Arah X :

$$V_{\text{sway}} = \frac{606,2 (0,5) + 363 (0,5)}{3000} = 312,8 \text{ kN}$$

- Tetapi  $V_e$  tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor hasil analisa struktur sebesar 270 kN
- Ambil  $V_e = 312,8 \text{ kN}$
- $V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$
- $d = 600 - 40 - 25 = 535 \text{ mm}$
- $V_c = 0,17 \cdot \sqrt{45} \cdot 900 \cdot 535 = 538 \text{ kN}$

Cek apakah tulangan geser dibutuhkan

$$\begin{aligned} V_e/\phi &= 312,8/0,75 \\ &= 417 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} V_c = 269,1 \text{ kN} < 417 \text{ (perlu tulangan geser)}$$

Karena sebelumnya telah dipasang confinement 4D16-100 As = 803,84 mm<sup>2</sup> maka

$$V_e/\phi < v_c + \frac{1}{3} b_w \times d$$

$$417 \text{ kN} < 538 \frac{1}{3} 900 \times 535 = 698,5 \text{ kN}$$

Karena suku kiri lebih kecil dari pada kanan maka hanya diperlukan tulangan geser minimum

$$A_v \text{ min} = \frac{1}{3f_y} \times b_w \times s$$

$$= \frac{1}{3 \times 400} \times 900 \times 100 = 75 \text{ mm}^2 < 803,84 \text{ mm}^2$$

**(OK)**

#### 4.4.2.7 Desain lap splices

lap splices hanya boleh dipasang di tengah tinggi kolom dan harus dikikat dengan *confinement* spasi tulangan tranversal dipasang sesuai spasi tulangan *confinement* yaitu **100 mm**

SNI 12.17.2.2.

digunakan class B lap splice jika semua tulangan di salurkan di lokasi yang sama . panjang lewatan kelas B 1,3ld. Untuk baja tulangan dengan diameter 25 mm ld = 48db (tabel SNI Beton Pasal 12.2.2)

$$ld = 48db = 1200 \text{ mm}$$

$$1,3ld = 1560 \text{ mm}$$

SNI 12.17.2.4 1,3ld dapat dikurangi dengan cara mengalikan 0,83 jika *confinement* sepanjang lewatan mempunyai area efektif yang tidak kurang dari 0,0015h x s, untuk s = 150 mm, area efektif

$0,0015 \times 900 \times 150 = 202,5 \text{ mm}^2 < 803,84 \text{ mm}^2$  Sehingga panjang lewatan dapat dikurangi menjadi

$$0,83 \times 1,31d = 0,83 \times 1560 = 1295 \text{ mm} \sim \mathbf{1300 \text{ mm}}$$

#### 4.4.2.8 Cek torsi

$$A_g = 540000 \text{ mm}^2$$

$$A_{cp} = 481600 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2680 \text{ mm}^2$$

$$N_u = 6095000 \text{ N}$$

$$T_u = 83000 \text{ N}$$

$$T_n = \phi 0.33 \sqrt{f'c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 \sqrt{f'c}}}$$

83 238,422 kNm (Tulangan torsi diabaikan)

#### 4.4.3 Desain Hubungan Balok Kolom

- a. Mengecek syarat panjang joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3, dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar.

$$B = 600 \text{ mm}$$

$$H = 900 \text{ mm}$$

$$db \text{ balok} = 25 \text{ mm}$$

$$20 \times db = 20 \times 25 = 500 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

- b. Menentukan luas efektif joint

$$A_j = 600 \times 900 = 540000 \text{ mm}^2$$

- c. Penulangan Tranversal untuk confinement

pasal 21.7.3.2

$$0,5 \frac{A_{sh}}{s} = 0,5 \frac{5,103}{100} = 2,5515 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Spasi hoop diijinkan diperbesar hingga **100 mm**

Jarak bersih tulangan tekan dan tarik 456 mm

$$\text{Area tulangan hoop yang dibutuhkan } 100 \times 2,5515 = 255,15 \text{ mm}^2$$

Dicoba digunakan 4D16 yang pertama **50 mm** dibawah tulangan atas .

$$A_{sh} = 803,84 \text{ mm}^2 > 255,15 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Jadi digunakan **4D16–150 mm**

d. Perhitungan geser di joint

$$M_{pr1} = 1265,42 \text{ kN}$$

$$M_{pr2} = 715 \text{ kN}$$

$$M_e = (M_{pr1} + M_{pr2}) \times DF = 990,226 \text{ kN}$$

$$V_{sway} \text{ (geser total pada kolom atas), } L_n = 2,3 \text{ m}$$

$$V_{sway} = (990,226 + 990,226) / 2,3 \text{ m}$$

$$= 861 \text{ kN}$$

dibagian lapsis atas balok dipakai tulangan dengan  $A_s 3925 \text{ mm}^2$   
 gaya tarik yang terjadi di baja tulangan balok di bagaian kiri  
 $T_1 = 1,25 A_s \cdot f_y = 1962,5 \text{ kN}$

gaya tekan yang bekerja pada balok kiri  $C_1 = T_1 = 1962,5 \text{ kN}$

gaya tarik yang terjadi di baja tulangan balok di bagaian kanan  $T_2$   
 $= 1962,5 \text{ kN}$

gaya tekan yang bekerja pada balok kanan  $C_2 = T_2 = 1962,5 \text{ kN}$

$$V_u = V_i = V_{sway} - T_1 - C_2$$

$$= 861 - 1962,5 - 1962,5$$

$$= 3063,9 \text{ kN ( ke arah Kiri )}$$

kuat geser nominal ke empat sisi

$$V_n = 0,17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$$

$$= 5430,96 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 4073,22 \text{ kN} > 3063,9 \text{ kN (OK)}$$

Tabel 7. 10 Rekap Penulangan Logitudinal Kolom

Kolom	dimensi		logitudinal reinforcement				ratio
	b (mm)	h (mm)	db(mm)	top- bott	side	n	1% - 6%
K1000/1500	1000	1500	32	8	12	40	2,18%
K900/1300	900	1300	29	8	10	36	1,98%
K600/900	600	900	25	6	8	28	2,64%
K600/600	600	600	29	6	8	28	5,02%

Tabel 7. 11 Rekap Confinement Kolom

Kolom	Confinement			Lap splices
	Lo (mm)	sendi Plastis	Luar S.plastis	(mm)
K1000/1500	1500	6D16 - 100	6D16 -150	1660
K900/1300	1300	4D16 - 100	4D16 -150	1510
K600/900	900	4D16 - 100	4D16 -150	1300
K600/600	600	4D16-100	4D16-150	1300

#### 4.4.4. Perencanaan Dinding Geser

Seluruh dinding geser menahan 75% gaya gempa yang disalurkan ke struktur bangunan. Perencanaan dinding geser untuk menahan bidang geser dan momen lentur akibat gempa

##### 4.4.4.1 Data Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser yang akan direncanakan memiliki data Dinding geser yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut:

Tebal dinding	: 400 mm
Panjang dinding	: 10000 mm
Tebal decking	: 40 mm
Tulangan	: 16 mm
d	: 352 mm
Mutu tulangan ( $f_y$ )	: 400 MPa
Mutu beton ( $f'_c$ )	: 45 Mpa
Tinggi lantai	: 3000 mm
Tinggi total	: 101 m
$\delta$	: 264 mm
I	: $3,333 \times 10^{13} \text{ mm}^4$
Y	: 5000 mm
Ac	: $4000000 \text{ mm}^2$

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada dinding geser, yaitu :

Gaya aksial : 105655 KN



Momen : 474315 KN.m  
 Gaya geser : 14770 KN

#### 4.4.4.2 kontrol ketebalan minimum dinding geser

menurut SNI 2847 : 2013 Psl. 14.5.3, Ketebalan dinding tidak boleh kurang dari :

1.  $400 \text{ mm} \geq H / 25 = 3000 / 25 = 120 \text{ mm (OK)}$
2.  $400 \text{ mm} \geq L / 25 = 10000 / 25 = 400 \text{ mm (OK)}$

#### 4.4.4.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, tidak boleh diambil melebihi  $0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$14770 \text{ KN} < 0.83 (300 \times 4000) \frac{\sqrt{40}}{10}$$

$$14770 \text{ KN} < 22271,2 \text{ KN (OK)}$$

#### 4.4.4.4 Penulangan Geser Shearwall

Terdapat dua kondisi berdasarkan SNI 2847:2013 untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding, yaitu:

- a. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi  $0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.17 \times 300 \times 4000 \times \frac{\sqrt{40}}{10}$$

$$14770 \text{ KN} > 4561,58 \text{ KN} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$$

- b. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 14.3.4 : bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.

$$400 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$$

Berdasarkan peraturan SNI 2847:2013, penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan.

### Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal

Pasal 21.9.2.1 SNI beton 2847 2013 mengharuskan bahwa untuk dinding struktural, rasio tulangan logitudinal dan tranversal minimum adalah 0,0025 dan spasi maksimum 450 mm kecuali  $V_u < 0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$  dapat direduksi sesuai dengan ketentuan pasal 14.3

$$V_u < \phi V_n$$

$$V_n = A_{cv}[\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{61,4}{4} = 15,35 > 2 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0.17$$

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2 D16 ( $A_s = 402.12 \text{ mm}^2$ ) dengan  $s = 100 \text{ mm}$  pada arah vertikal dan horizontal

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' x s} = \frac{2 x \frac{1}{4} x \pi x 16^2}{252 x 100} = 0,01006$$

$$V_n = 4000000 x [0.17\sqrt{45} + 0.01596x420]$$

$$0,75 V_n = 15489,8KN > V_u = 14770 KN \text{ (OK)}$$

### Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.4 : Rasio tulangan Vertikal ( $\rho_l$ ) tidak boleh kurang dari 0.0025
- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.2 : Rasio tulangan horizontal ( $\rho_t$ ) tidak boleh kurang dari 0.0025

Dipakai tulangan vertikal dan horizontal 2Ø16 ( $A_s = 402.12 \text{ mm}^2$ ) dengan rasio tulangan :

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' x s} = \frac{2 x \frac{1}{4} x \pi x 16^2}{252 x 100} = 0,01596 > 0,0025$$

### Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.3: Spasi tulangan Horizontal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{Lw}{5} = 600 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 3h = 1200 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

$$S \text{ pakai} = 100 \text{ mm (OK)}$$

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.5 Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{Lw}{3} = 3333,33 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 3h = 1200 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

$$S \text{ pakai} = 100 \text{ mm (OK)}$$

### Kontrol Komponen Batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall lebih dari  $0.2f'c$ . SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.3

$$\frac{y \cdot Mu}{I} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'c$$

$$\frac{474315 \times 10^6 \cdot 5000}{\frac{1}{12} \times 400 \times 10000^3} + \frac{105655 \times 10^3}{4000000} > 0.2 \times 45$$

$$97,5 \text{ MPa} > 9 \text{ MPa ( Butuh Komponen Batas)}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.2, penentuan elemen pembatas khusus berdasarkan pendekatan perpindahan (Displacement Method) dimana element pembatas diperlukan apabila :

Nilai  $\delta_u$  adalah nilai displacement pada lantai tertinggi pada masing-masing arah.

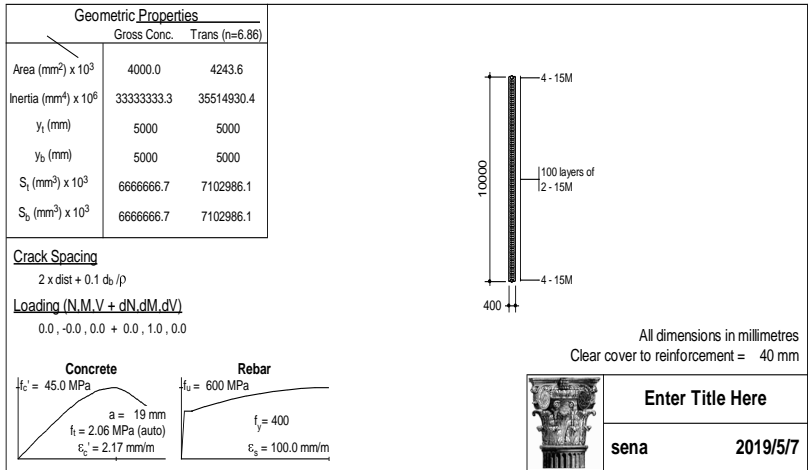
$$c > \frac{lw}{600 \left( \frac{\delta_u}{hw} \right)} ; \frac{\delta_u}{hw} > 0.007$$

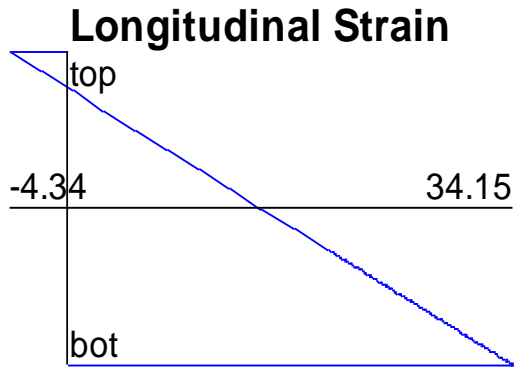
$$\frac{\delta_u}{hw} = \frac{271}{101000} = 0.00107 < 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} \text{ pakai} = 0.007$$

$$C > \frac{lw}{600 \left(\frac{\delta u}{hw}\right)} = \frac{10000}{600 (0.007)} = 2380,95 \text{ mm}$$

Berdasarkan hasil dari *leg section analysis* dengan perangkat lunak Respon-2000 pada Gambar 7.7 diperoleh nilai  $C = 1250 \text{ mm}$  dapat dilihat pada gambar dibawah maka dengan pendekatan regangan shear wall tidak membutuhkan *spesial boundary element* karena  $2380,95 >$  dari  $1250 \text{ mm}$ .





Gambar 7. 7 Pengecekan Spesial Boundary Element

Berdasarkan 2 syarat diatas salah satu syarat mengharuskan penggunaan komponen batas, maka berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.4, komponen batas harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari pada  $(c - 0.11w)$  dan  $c/2$

- $C - 0.1 Lw = 1250 - 0.1(10000) = 250 \text{ mm}$
- $C/2 = 1250/2 = 625 \text{ mm}$  (menentukan)

Dengan demikian dipilih panjang  $c$  adalah **625 mm** dari serat tekan terluar sehingga panjang boundary element **1875 mm**

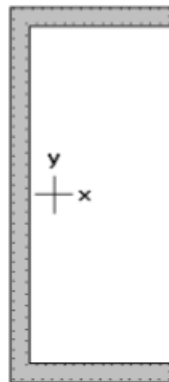
#### 4.4.4.5 Tulangan Logitudinal dan Tranversal di *Special Boundary Element*

- Tulangan Logitudinal  
Dipasang 12D25 dan 30D16, berdasarkan UBC rasio tulangan logitudinal minimum pada komponen batas kusus ditetapkan tidak kutang dari 0,5%.  
Ratio tulangan 2,71% > 0,5% jadi tulangan logitudinal yang terpasang sudah memenuhi syarat
- Tulangan *confinement* pada *special boundary element*  
Gunakan *hoop* D16  
Spasi maksimum di tentukan oleh yang terkecil dari :  
 $\frac{1}{4}$  panjang sisi terpendek : 100 mm

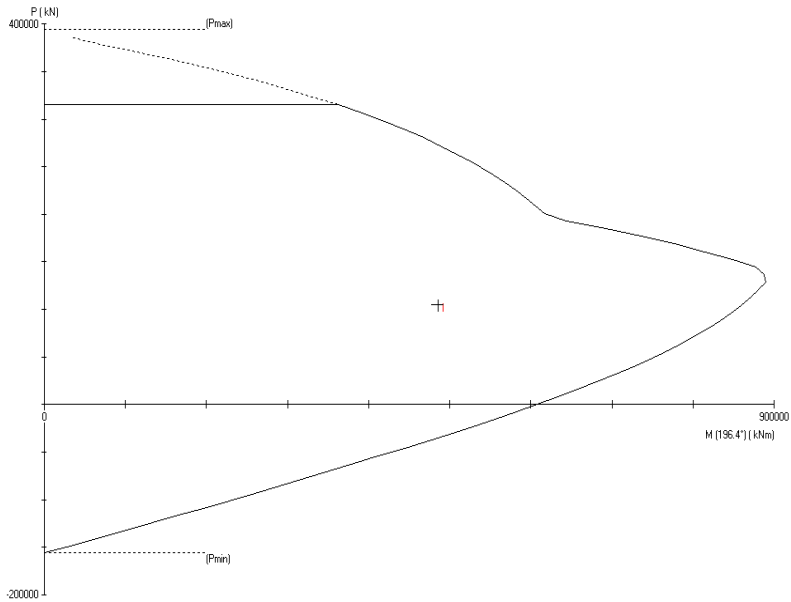
6 x db logitudinal : 304 mm  
Atau  $S_x$ , tidak lebih kecil dari 100 : 149 mm  
Dipakai **D16 spasi 100**

#### 4.4.4.6 Pengecekan Tulangan Dengan spColumn

Dinding struktur berfungsi sama seperti kolom yaitu untuk menahan gaya-gaya yang bekerja secara lateral khususnya, maka dari itu dalam perhitungan dinding geser ini menggunakan program bantu spColumn (Gambar 7.8). Permodelan yang dihitung dari analisa program bantu ETABS diexport ke notepad dan di import section cut kombinasi beban dari dinding geser dengan notepad. Hasil dari analisa spColumn (Gambar 7.9) adalah sebagai berikut:



Gambar 7. 8 Potongan Melintang Shear Wall



Gambar 7. 9 Output SpColumn arah X ( $M_u < \phi M_n$ .)

#### 4.5 Perencanaan Balok Prategang

Balok prategang direncanakan dengan menggunakan sistem pasca-tarik (*post-tension*) monolit. Sistem ini berarti gaya prategang diberikan setelah beton mengeras, kemudian dilakukan pengangkuran di kedua ujung balok. Beton prategang yang direncanakan berada pada atap (lantai 19) dengan jumlah balok prategang yang direncanakan sebanyak 6 buah dengan panjang bentang masing-masing 20,1 m.

Berdasarkan SNI 2847:2013, pasal. 21.5.2.5, tendon prategang diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif. Maka konstruksi beton prategang ini didesain menerima gaya gravitasi dan 25% beban gempa.

#### 4.5.1 Data Perencanaan

Balok beton prategang adalah balok yang terdapat pada elevasi +61,60 m. Berikut adalah data perencanaan beton prategang:

Panjang bentang	= 20,1 meter
Dimensi balok prategang	= 60/100 cm
Mutu beton balok prategang ( $f'c$ )	= 45 Mpa
Mutu beton pelat ( $f'c$ )	= 45 Mpa
Tebal pelat ( $tf$ )	= 14 cm
Jarak antar balok ( $s$ )	= 5,5 m

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu *curing* 14 hari. Berdasarkan koefisien tabel konversi kekuatan dalam PBI 1971, nilai  $f_{ci} = 0,88 \times 45 = 39,6$  MPa.

Sedangkan dalam mencari lebar efektif ( $b_w$ ), maka harus mengikuti aturan yang tercantum di dalam SNI 2847:2013 pasal 8.12.2, di mana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, dan lebar efektif sayap dari masing masing sisi badan balok tidak boleh melebihi :

$$b_{eff} = \frac{L}{4} = \frac{20,1}{4} = 5,025 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0,5(L - b) = 0,5(20,1 - 0,6) = 9,75 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b + (8tf) = 60 + (8 \times 14) = 1,72 \text{ cm} = 1,72 \text{ m}$$

#### 4.5.2 Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut :

- Tegangan ijin akibat gaya pengangkatan 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 prategang atau perangkat angkur. (SNI 2847:2013 Ps.18.5.1)
- Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya prategang  $0,70 f_{pu}$  (SNI 2847:2013 Ps.18.5.1)



Namun berdasarkan T.Y Lin dan Burns perumusan diatas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya prategang.

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

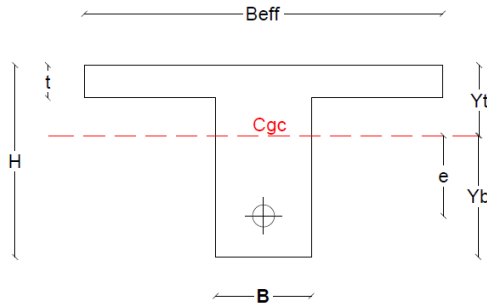
1. Segera setelah peralihan gaya prategang (sebelum kehilangan). Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 18.4.1, tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut:
  - a. Tegangan tekan:  $0,60 f'_{ci}$   
 $\sigma_{tk} = 0,60 \times 39,6 = 23,76 \text{ MPa}$
  - b. Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana:  $0,70 f'_{ci}$   
 $\sigma_{tk} = 0,70 \times 35,2 = 26,64 \text{ MPa}$
  - c. Tegangan tarik terluar :  $0,25 \sqrt{f'_{ci}}$   
 $\sigma_{tr} = 0,25 \sqrt{35,2} = 1,48 \text{ MPa}$
  - d. Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana:  $0,50 \sqrt{f'_{ci}}$   
 $\sigma_{tr} = 0,50 \sqrt{35,2} = 2,97 \text{ MPa}$
  
2. Pada beban layan setelah terjadi kehilangan gaya prategang. Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 18.4.2, tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut:
  1. Tegangan tekan:  $0,45 f'_c$   
 $\sigma_{tk} = 0,45 \times 45 = 20,25 \text{ MPa}$
  2. Tegangan tarik  
 Untuk tegangan tarik digunakan kelas T  
 Kelas T =  $0,72 \sqrt{f'_c}$   
 $= 4,83 \text{ MPa}$

Dimana :

- $f_{pu}$  = Kuat tarik tendon prategang yang diisyaratkan (MPa)  
 $f_{py}$  = Kuat leleh tendon prategang yang diisyaratkan (MPa)  
 $f'_c$  = Kuat tekan saat pemberian prategang awal (MPa)  
 $f_{ci}$  = Kuat tarik beton yang diisyaratkan (MPa)

### 4.5.3 Analisa Penampang Global

Penampang balok prategang menjadi penampang balok-T, karena ada pelat lantai. Pengecoran pelat selebar B efektif pada Gambar 8.1 dilakukan secara bersamaan dengan balok prategang sehingga mutu bahan antara pelat dan balok prategang sama,



Gambar 8. 1 Penampang Balok Prategang

$$A_{pelat} = b_e \times t_f = 172 \times 11 = 2408 \text{ cm}^2$$

$$A_{balok} = b \times (h-t_f) = 60 \times (100-14) = 5160 \text{ cm}^2$$

$$A_{total} = 2408 + 5160 = 7568 \text{ cm}^2$$

Nilai statis momen garis netral penampang alok sebagai berikut :

$$c = (h-t_f)/2 + t_f = 57 \text{ cm}$$

$$y_t = \frac{\left( A_{pelat} \times \frac{t_f}{2} \right) + (A_{balok} \times c)}{A_{total}}$$

$$y_t = 41,1 \text{ cm}$$

$$y_b = c_gc = 100 - 41,1 = 58,9 \text{ cm}$$

$$d_t = y_t - t_f/2 = 34,1 \text{ cm}$$

$$d_p = y_b - \frac{h-t_f}{2} = 58,9 - \frac{100-14}{2} = 15,9 \text{ cm}$$

Nilai  $I_t$  didapat sebagai berikut :

$$I = \frac{1}{12} b h^3 + (A_{balok} \times d_b^2) + \frac{1}{12} \frac{b_e}{n} t_f^3 + (A_{pelat} \times d_t^2)$$

$$= 7324156 \text{ cm}^4$$



Momen tumpuan kanan = -740 kNm

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tengah bentang)

- Serat atas

$$\sigma_b \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$3,15 \geq -\frac{3000000}{756800} + \frac{3000000 \times 470}{178242340} - \frac{994000000}{178242340}$$

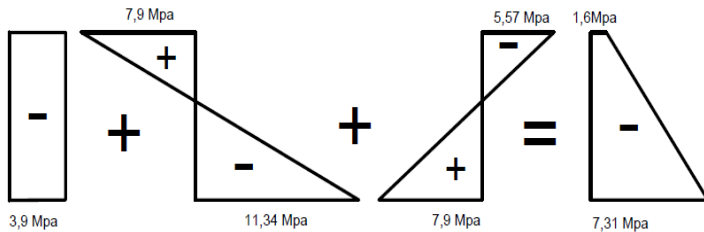
$$3,15 \text{ Mpa} \geq -1,6 \text{ Mpa (OK)}$$

- Serat bawah

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

$$-21,12 \leq -\frac{3000000}{756800} - \frac{3000000 \times 470}{124330000} + \frac{994000000}{124330000}$$

$$-23,76 \text{ Mpa} \leq -7,13 \text{ Mpa (OK)}$$



Gambar 8. 2 Tegangan Tengah Bentang saat Transfer Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

- Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_t} + \frac{M_g}{W_t}$$

$$-27,72 \leq -\frac{3000000}{756800} - \frac{3000000(150)}{178242340} + \frac{740000000}{178242340}$$

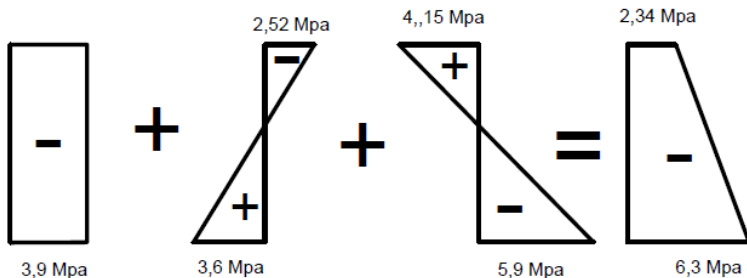
$$-27,72 \leq -2,34 \text{ MPa (OK)}$$

- Serat bawah

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_b} - \frac{M_g}{W_b}$$

$$2,97 \geq -\frac{3000000}{756800} + \frac{3000000 \times (150)}{124330000} - \frac{740000000}{124330000}$$

$$3,15 \geq -6,3 \text{ MPa (OK)}$$



Gambar 8. 3 Tegangan Tumpuan saat Tranfer

Output analisa struktur dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -929 kNm

Momen lapangan = 1246 kNm

Momen tumpuan kanan = -929 kNm

Kondisi saat beban layan (Tengah bentang)

Kontrol gaya prategang setelah kehilangan prategang (asumsi kehilangan sebesar 20%)

- Serat atas

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$-20,25 \leq -\frac{2400000}{756800} + \frac{2400000 \times 470}{178242340} - \frac{1246000000}{178242340}$$

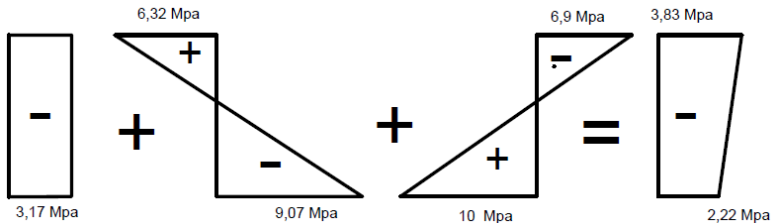
$$-20,25 \text{ Mpa} \leq -3,83 \text{ Mpa (OK)}$$

- Serat bawah

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

$$4,69 \geq -\frac{3000000}{756800} - \frac{3000000 \times 470}{124330000} + \frac{1246000000}{124330000}$$

$$4,69 \text{ Mpa} \geq -2,22 \text{ Mpa (OK)}$$



Gambar 8. 4 Tegangan di Tengah Bentang saat Beban Layan  
Kondisi saat beban layan gaya prategang (Tumpuan)  
Kontrol gaya prategang setelah kehilangan prategang (asumsi  
kehilangan sebesar 20%)

- Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_a} + \frac{M_g}{W_a}$$

$$4,69 \geq -\frac{2400000}{756800} - \frac{2400000(150)}{178242340} + \frac{929000000}{178242340}$$

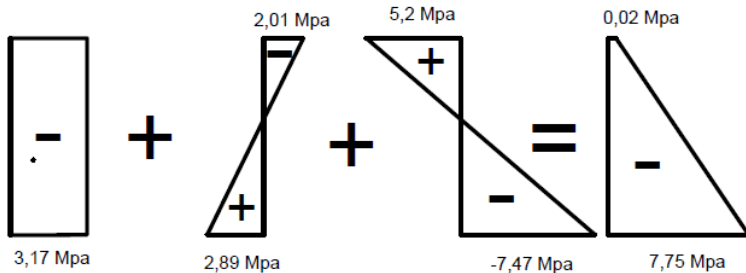
$$4,69 \geq 0,021 \text{ MPa (OK)}$$

- Serat bawah

$$\sigma_t \leq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_b} - \frac{M_g}{W_b}$$

$$20,25 \leq -\frac{3000000}{756800} + \frac{3000000 \times (150)}{124330000} - \frac{929000000}{124330000}$$

$$-20,25 \leq -7,75 \text{ MPa (OK)}$$



Gambar 8. 5 Tegangan di Tumpuan saat Beban Layan

#### 4.5.5 Penentuan Tendon Yang Digunakan

Pada lantai atap digunakan tipe baja prategang dengan nilai  $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$  (strand stress-relieved).

$$f_{p_{\max}} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$$

Luas tendon yang diperlukan ialah:

$$A_{\text{perlu}} = \frac{F_o}{f_{p_{\max}}} = \frac{3000000}{1395} = 2150,54 \text{ mm}^2$$

Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari multistrand post-tensioning, dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Tendon unit : 5-19
- Jumlah strand : 18
- *Minimum breaking load* : 3310 kN
- Diameter strand : 12,7 mm
- Jumlah tendon : 1

Luas tendon yang digunakan

$$A_{pakai} = \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \pi 12,7^2 \times 18 = 2280 \text{ mm}^2$$

Maka spesifikasi tendon yang digunakan terpenuhi, karena

$$A_{pakai} > A_{perlu} \text{ (OK)}$$

Nilai tegangan pakai :

$$f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{3000000}{2280} = 1315,69 \text{ Mpa}$$

#### 4.5.6 Daerah Limit Kabel

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:

$$\text{et} = \frac{fb' \times A \times kt}{F}$$

$$\text{eb} = \frac{ft' \times A \times kb}{F_o}$$

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



$F_o$  = gaya prategang awal

$kt$  = kern atas

$kb$  = kern bawah

Berikut merupakan contoh perhitungan daerah limit kabel. Layout tendon dan limit kabel dapat di lihat pada Gambar 8.6

Limit atas kabel dipengaruhi oleh momen maksimum yang terdiri dari beban mati dan beban hidup dan gaya prategang efektif ( $F_e$ ).

Data :

$L$	= 20,1 m
$F_o$	= 3000 kN
$F_e$	= 2278 kN
e tumpuan	= 15 cm
e lapangan	= 47 cm
fokus	= 62 cm
$y_t$	= 41 cm
$y_b$	= 58,9 cm

Momen pada koordinat  $x=0$  pada balok arah memanjang

$$a1 \text{ (atas)} = \frac{M \text{ max}}{F_e} = \frac{-855}{2278} = -0,375 \text{ m} = -375 \text{ mm}$$

$$kt = \frac{Wb}{A} = 16,428 \text{ mm}$$

$$fb' = 4,96 \text{ MPa}$$

$$et = \frac{fb' \times A \times kt}{F} = 255,5 \text{ mm}$$

Limit bawah kabel dipengaruhi oleh momen minimum yang terdiri dari beban mati dan gaya prategang ( $F_o$ ).

Momen pada koordinat  $x=0$  pada balok arah memanjang

$$a2 \text{ (bawah)} = \frac{M \text{ min}}{F_o} = \frac{-722}{3000} = 0,24 \text{ m} = 240 \text{ mm}$$

$$kb = \frac{Wb}{A} = 23,552 \text{ mm}$$

$$ft' = 3,15 \text{ MPa}$$

$$eb = \frac{ft' \times A \times kb}{Fo} = 186 \text{ mm}$$

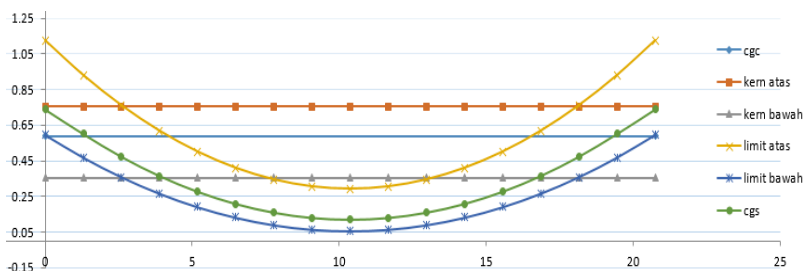
Tabel 8. 1 Perhitungan Limit Kabel

x	Mg	M total	a2	a1
(m)	(kNm)	(kNm)	Mg/f	(Mt/F)
	1D	1D+1L		
0.00	-740.79	-929.849	-0.2469	-0.4087
1.30	-334.141	-419.134	-0.1114	-0.1842
2.59	18.2866	23.4845	0.0061	0.0103
3.89	316.4942	398.0075	0.1055	0.1749
5.19	560.4814	704.4346	0.1868	0.3096
6.48	750.2483	942.7657	0.2501	0.4144
7.78	885.7947	1113.001	0.2953	0.4892
9.08	967.1208	1215.14	0.3224	0.5341
10.38	994.2264	1246	0.3314	0.5477
11.67	967.1117	1215.131	0.3224	0.5341
12.97	885.7766	1112.982	0.2953	0.4892
14.27	750.2211	942.7376	0.2501	0.4144
15.56	560.4452	704.3972	0.1868	0.3096
16.86	316.449	397.9608	0.1055	0.1749
18.16	18.2323	23.4285	0.0061	0.0103
19.45	-334.205	-419.2	-0.111	-0.1843
20.75	-740.862	-929.92	-0.247	-0.4087

Tabel 8. 2 Perhitungan Layout Tendon

Ka	Kb	Limit	Limit	cgs	y cgs act	cgc	x
(m)	(m)	atas	bawah		(m)	(m)	(m)
0.753	0.354	1.162	0.600	0.000	0.739	0.589	0.00
0.753	0.354	0.938	0.465	0.145	0.601	0.589	1.30
0.753	0.354	0.743	0.347	0.271	0.473	0.589	2.59
0.753	0.354	0.578	0.248	0.378	0.365	0.589	3.89

0.753	0.354	0.444	0.167	0.465	0.277	0.589	5.19
0.753	0.354	0.339	0.103	0.533	0.208	0.589	6.48
0.753	0.354	0.264	0.058	0.581	0.159	0.589	7.78
0.753	0.354	0.219	0.031	0.610	0.129	0.589	9.08
0.753	0.354	0.206	0.022	0.620	0.119	0.589	10.38
0.753	0.354	0.219	0.031	0.610	0.129	0.589	11.67
0.753	0.354	0.264	0.058	0.581	0.159	0.589	12.97
0.753	0.354	0.339	0.103	0.533	0.208	0.589	14.27
0.753	0.354	0.444	0.167	0.465	0.277	0.589	15.56
0.753	0.354	0.578	0.248	0.378	0.365	0.589	16.86
0.753	0.354	0.743	0.347	0.271	0.473	0.589	18.16
0.753	0.354	0.938	0.465	0.145	0.601	0.589	19.45
0.753	0.354	1.162	0.601	0.000	0.739	0.589	20.75



Gambar 8. 6 Limit Kabel dan Layout Tendon

#### 4.5.7 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang

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

#### 4.5.8 Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

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

### 1. Kehilangan akibat slip angker (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.a)

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

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat pengangkuran. Cek apakah kehilangan prategang akibat pengangkuran berpengaruh sampai ke tengah bentang :

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

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

$g = 2,5 \text{ mm}$

$f_{pakai} = 1315,69 \text{ MPa}$

$\mu = 0,15$  (wire strand tendon)

$K = 0,0016$  (wire strand tendon)

$f = 620 \text{ mm}$

$\alpha =$  sudut kelengkungan tendon ( $8f/L$ ) = 0,239

$L = 10750 \text{ mm}$

Sehingga diperoleh nilai dari  $x = 239,91 \text{ mm}$ . Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan  $x < L/2$ , maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi.

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

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

## 3. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2)

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

$$F_{pf} = F_i \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

$$F_{pf} = 3000 \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$\mu = 0,15$  (wire strand tendon)

$K = 0,0016$  (wire strand tendon)

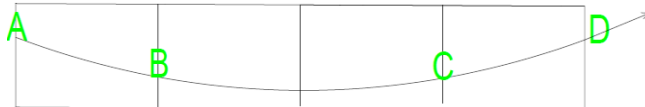
$\alpha =$  sudut kelengkungan tendon ( $8y/L$ ) = 0,239

$L = 20750$  mm

Tabel 8. 3 Koefisien Wobble Effect

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

Persentase kehilangan prategang akibat gesekan dari A ke D seperti Gambar 8.7



Gambar 8. 7 Kehilangan akibat Gesekan

Tabel 8. 4 Perhitungan Kehilangan akibat Gesekan

Segmen	L	KL	$\alpha$	$m\alpha$	$KL+m\alpha$	$e^{-(KL+m\alpha)}$	Tegangan	
AB	5.2	0,008 3	0	0	0,0083	0,9917	0.9917	Fo
BC	10. 4	0,016 6	0.23 9	0,035	0.5245	0.9489	0.9410	Fo
CD	5.2	0,008 3	0	0	0,0083	0,9917	0.9332	Fo

Total kehilangan akibat gesekan =  $100\% - 0,933 \times 100\%$

$$= 6,67\%$$

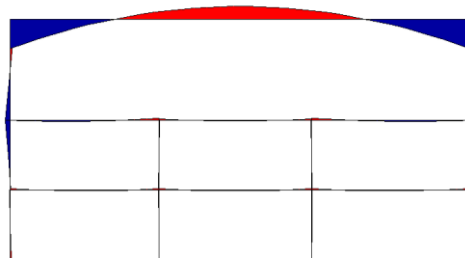
#### 4. Kehilangan akibat Kekangan Kolom

Konstruksi beton prategang dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan prategang akibat kekangan kolom. Hal ini terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekakuan kolom. Gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya jacking yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya prategang karena sebagian gaya prategang yang diberikan digunakan mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok prategang maka semakin besar gaya prategang yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking. Hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom (Gambar 8.8) sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi. Sebaliknya jika kolom didesain tidak kaku maka gaya prategang yang hilang semakin kecil serta momen yang diterima kolom juga berkurang.

Dapat di hitung kahilangan yang terjadi akibat gaya prategang ini. Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya prategang akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut :

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



Gambar 8. 8 Gambar Momen pada Kolom akibat Gaya Prategang  
Dari hasil perhitungan diperoleh nilai maksimum nilai momen ialah sebagai berikut:

$$M_B = 100,9 \text{ KNm}$$

$$M_A = -100,35 \text{ KNm}$$

$$\Delta P = \frac{(100,9 - (-100,35))}{4,3} = 46802 \text{ N}$$

$$\Delta f_p = \frac{46802}{2280,18} = 20,53 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat kekangan kolom ialah :

$$\Delta f_p = \frac{20,53}{1315,69} = 1,56\%$$

#### 4.5.9 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 prategang), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut :

1. Kehilangan akibat rangkai (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.c)  
Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat rangkai :  
 $CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}]$

Dimana :

$K_{cr} = 2$  untuk metode pra-tarik

$= 1.6$  untuk metode pasca-tarik

$f_{c_{ds}}$  = tegangan beton di daerah c.g.s. akibat seluruh beban mati pada struktur setelah diberi gaya prategang

$f_{c_{ir}}$  = tegangan beton di daerah c.g.s. akibat gaya awal prategang

$$f_{c_{ir}} = \left( \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times elap \times elap}{Wb \times y} \right)$$

$$f_{c_{ir}} = \left( \frac{3000000}{756800} + \frac{3000000 \times 470 \times 470}{124330000 \times 589} \right) = 13 \text{ MPa}$$

$$f_{c_{ds}} = \left( \frac{Mg \times e}{Wb \times y} \right) = \left( \frac{994226400 \times 470}{124330000 \times 589} \right) = 5,72 \text{ MPa}$$

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}] = 73,99 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat rangkai ialah :

$$\Delta f_{cr} = \frac{82,52}{1315,69} = 5,62\%$$

2. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.d)  
Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat susut :

$$SH = (8,2 \times 10^{-6}) K_{SH} \cdot E_s [1 - 0,06(v/s)] \cdot [100 - RH]$$

$$RH = 80\% \text{ (untuk kota Surabaya)}$$

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

$$v/s = \text{luas penampang beton} / \text{keliling penampang beton}$$

$$= \frac{756800}{5440} = 13,91 \text{ cm}$$

$$n = E_s / E_c = 6,343$$

$$SH = 1,9 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat susut ialah :

$$\Delta f_{sh} = \frac{1,9}{1105,18} = 0,14 \%$$

3. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.e)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat relaksasi baja.

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

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

$$K_{re} = 138 \text{ MPa (strand stress relieved)}$$

$$J = 0,15$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1315,69}{1860} = 0,7, \text{ sehingga diambil nilai } C \text{ ialah sebagai}$$

berikut

$$C = 1$$

$$RE = [138 - 0,15(1,9 + 5,62 + 0)] \times 1 = 126,62 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat relaksasi baja ialah:

$$\Delta f_{re} = \frac{126,62}{1315,69} = 9,62\%$$



Total kehilangan prategang ialah  
 $6,67 + 1,56 + 5,62 + 0,13 + 9,62 = 23,61 = 24\%$   
 Gaya efektif  
 $F = (100 - 23,61)\% \times 3000 \text{ kN}$   
 $= 2291 \text{ kN}$

#### 4.5.10 Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan Kontrol Akibat Beban Layan

a. Kontrol akibat beban layan

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -929 kNm

Momen lapangan = 1246 kNm

Momen tumpuan kanan = -929 kNm

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

• Serat atas

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

$$-20,25 \leq -\frac{2291628}{756800} + \frac{2291628 \times 470}{178242340} - \frac{1246000000}{178242340}$$

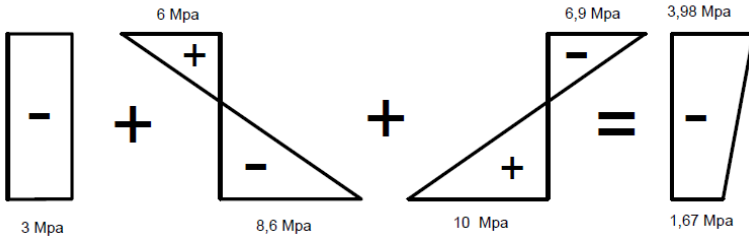
$$-20,25 \leq -3,98 \text{ MPa (OK)}$$

• Serat bawah

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

$$4,696 \geq -\frac{2291628}{756800} - \frac{2291628 \times 470}{124330000} + \frac{1246000000}{124330000}$$

$$4,696 \geq -1,67, \text{MPa (OK)}$$



Gambar 8. 9 Tegangan Setelah Kehilangan di Tengah Bentang Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

• Serat atas

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

$$4,696 \geq -\frac{2291628}{756800} - \frac{2291628 \times 150}{178242340} + \frac{929000000}{178242340}$$

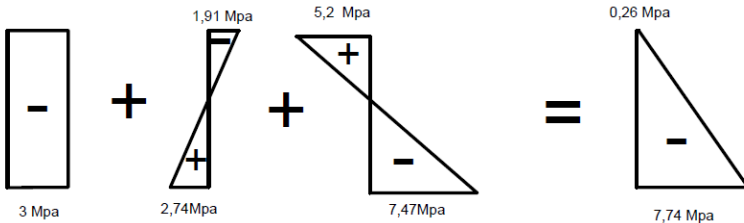
$$4,696 \geq 0,26 \text{ Mpa (OK)}$$

• Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

$$-20,25 \leq -\frac{2291628}{756800} + \frac{2291628 \times 150}{124330000} - \frac{855000000}{124330000}$$

$$-20,25 \leq -7,74 \text{ Mpa (OK)}$$



Gambar 8. 10 Tegangan di Tumpuan Setelah Kehilangan  
b. Kontrol terhadap SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5 yaitu

(a) 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  $\frac{f'_c}{10}$** .

Dimana:

$\frac{f'_c}{10} = \frac{45}{10} = 4,5 \text{ MPa}$  dan 3,5 MPa, maka diambil nilai 3,5 MPa

Dengan didapatkan  $f_{pc}$  sebesar  $-3,01 \text{ MPa} < -3,5 \text{ MPa}$  (OK).

### c. Kontrol Gaya Prategang Akibat Gempa

Ketika terjadi gempa dan beban hidup maksimum output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L+ 1 Rs Y

Momen tumpuan (-) = -1357 kNm

- Serat atas

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

$$4,696 \geq -\frac{2291628}{756800} - \frac{2291628 \times 150}{178242340} + \frac{1357700000}{178242340}$$

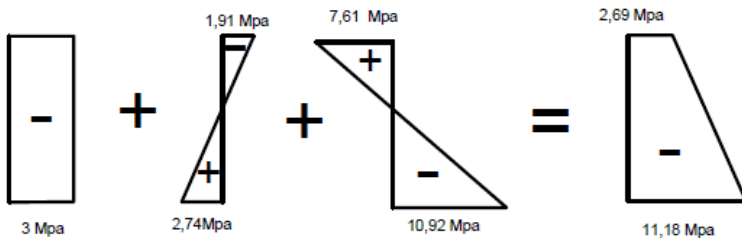
$$4,696 \geq 2,69 \text{ Mpa (OK)}$$

- Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_{\text{tumpuan}}}{W_b}$$

$$-20,25 \leq -\frac{2291628}{756800} + \frac{2291628 \times (150)}{124330000} - \frac{1357700000}{124330000}$$

$$-20,25 \leq -11,18 \text{ MPa (OK)}$$



Gambar 8. 11 Tegangan akibat Gempa D+L+Rs

Ketika terjadi gempa dan beban hidup minimum output dari ETABS dengan kombinasi 1D+0,5L+ 1 Rs Y

Momen Tumpuan (-508 kNm)

- Serat atas

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

$$4,696 \geq -\frac{2291628}{756800} - \frac{2291628 \times 150}{178242340} + \frac{508000000}{178242340}$$

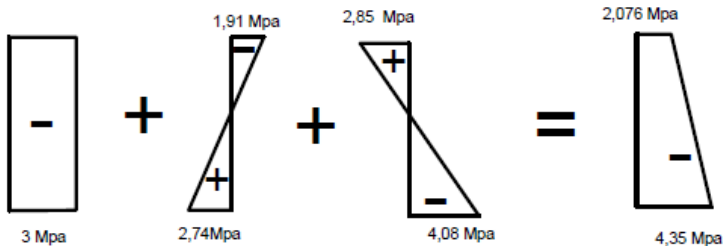
$$4,696 \geq -2,1 \text{ Mpa (OK)}$$

- Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

$$-20,25 \leq -\frac{2291628}{756800} + \frac{2291628 \times (150)}{124330000} - \frac{508000000}{124330000}$$

$$-20,25 \leq -4,35 \text{ MPa (OK)}$$



Gambar 8. 12 Tegangan akibat Gempa 0,5 Beban Hidup  
Kontrol lentur yang dilakukan terhadap beton prategang sudah memenuhi syarat, baik saat sebelum atau sesudah kehilangan prategang dengan  $F_0$  sebesar 3000 kN

#### 4.5.11 Kontrol Lentutan

Kemampuan layan struktur beton prategang ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton bertulang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lentutan sangat diperlukan untuk

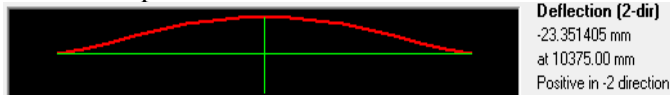
memenuhi batas layan yang diisyaratkan. Lendutan yang diijinkan menurut SNI adalah sebagai berikut (SNI 2847:2013 tabel 9.5.b)

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{20750}{480} = 43,22 \text{ mm}$$

#### 4.5.11.1 Lendutan saat Jacking

1. Lendutan akibat tekanan tendon (T)

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre). Berdasarkan output SAP 2000 lendutan akibat tendon didapatkan sebesar

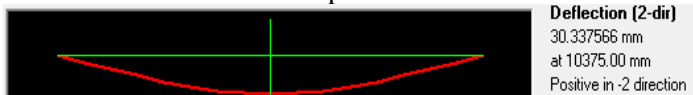


Gambar 8. 13 Lendutan akibat Tendon

$$\Delta l_{po} = 23,3 \text{ mm } (\uparrow)$$

2. Lendutan akibat berat sendiri (D)

Dalam perhitungan lendutan saat transfer/jacking pada portal merupakan akibat berat sendiri balok prategang, dan pelat, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal sehingga nilai lendutan didapat langsung dari analisa SAP2000. Berdasarkan output SAP 2000 lendutan akibat tendon didapatkan sebesar



Gambar 8. 14 Lendutan akibat Berat Sendiri

$$\Delta l_{qt} = 30,3 \text{ mm } (\downarrow)$$

Sehingga, lendutan total saat jacking

$$\Delta l = - 23,3 + 30,3 = 7 \text{ mm } (\downarrow)$$

$$f < f_{ijin}$$

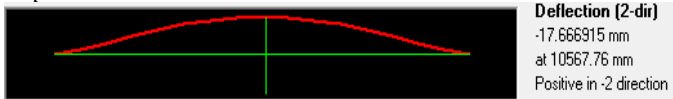
$$7 \text{ mm} < 43,22 \text{ mm } (\text{OK})$$

#### 4.5.11.2 Lentutan saat Beban Layan

##### 1. Lentutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lentutan yang terjadi berupa lentutan keatas (chambre). Berdasarkan output SAP 2000 lentutan akibat tendon didapatkan sebesar

$$\Delta l_{po} = 17,67 \text{ mm } (\uparrow)$$

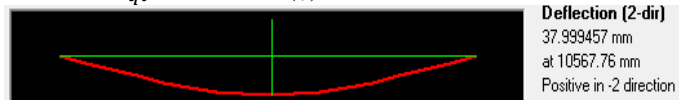


Gambar 8. 15 Lentutan akibat Tekanan Tendon saat Layan

##### 2. Lentutan akibat berat sendiri

Dalam perhitungan lentutan saat beban layan pada portal merupakan akibat berat sendiri balok prategang, pelat, dan beban hidup, maka analisa lentutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal sehingga nilai lentutan didapat langsung dari analisa SAP2000. Berdasarkan output SAP 2000 lentutan akibat tendon didapatkan sebesar

$$\Delta l_{qt} = 37,9 \text{ mm } (\downarrow)$$



Gambar 8. 16 Lentutan akibat Berat Sendiri saat Beban Layan Sehingga, lentutan total saat jacking

$$\Delta l = - 17,6 + 37,9 = \text{mm}(\downarrow)$$

$$\text{Syarat : } f < f_{ijin} = 20,3 \text{ mm} < 43,22 \text{ mm } (\mathbf{OK})$$

Dengan kontrol lentutan di lantai atap maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

#### 4.5.12 Perencanaan Tulangan Lunak

Selain itu telah dijelaskan bahwa menurut SNI 2847:2013, pasal. 21.5.2.5, Baja prategang tidak boleh menyumbang lebih dari seperempat kekuatan lentur positif atau negatif di penampang kritis pada daerah sendi plastis dan harus diangkur pada atau melewati muka eksterior joint.

### Tumpuan

$$M_n = T (d-a/2)$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$A_{ps} = 2280,18 \text{ mm}^2$$

$$d = 739 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

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

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05 = 0,729$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$$\left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \text{ dapat diambil tidak kurang dari } 0,17$$

$$f_{ps} = 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,729} 0,17 \right\} = 1621,3 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps} = 2280,18 \times 1621,3 = 3696896 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b} = \frac{3696896}{0,85 \cdot 45 \cdot 600} = 161 \text{ mm}$$

$$M_n = T \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\begin{aligned} M_n &= 3696896 \times (739 - 161/2) \times 10^{-6} \\ &= 2434558785 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 2191 \text{ kNm}$$

$$25\% \phi M_n = 25\% \times 2191 \text{ kNm} = 548 \text{ kNm}$$

$$\text{Mu akibat gempa maks} = 1490 \text{ kNm}$$

Sehingga Momen yang harus di tanggung tulangan lunak

$$\text{Mu} - 25\% \phi M_n = 1490 - 548 = 942 \text{ kNm}$$

Sehingga momen yang digunakan untuk tulangan lunak adalah 942 kNm

#### 4.5.13 Data-data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

- $\text{Mu} = 942 \text{ kNm}$

- Mutu beton : 45 MPa
- Mutu baja : 400 MPa
- Dimensi balok : 60/100 cm
- Dimensi kolom : 60/60 cm
- Panjang balok : 20,1 m
- Diameter tulangan longitudinal (D) : 25 mm
- Diameter tulangan sengkang (D) : 13 mm
- Selimut beton : 40 mm
- $d = 1000 - 40 - 13 - 25/2 = 934,5$  mm

#### 4.5.14 Penulangan Lentur

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'c-28)}{7} \times 0,05 = 0,729$$

$$J = 0,85 \text{ (koef. Lengan momen)}$$

$$\emptyset = 0,9 \text{ (faktor reduksi lentur)}$$

$$\begin{aligned} As &= \frac{Mu}{\emptyset f_y \times j d} = \frac{94200000}{0,9 \times 400 \times 0,85 \times 934,5} \\ &= 3294,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Dicoba } 8 \text{ D}25, As = 3925 \text{ mm}^2$$

Jika spasi bersih antar tulangan adalah 40 mm maka,

$$\text{Nilai } d = 934,5 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi } a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$= \frac{2943 \times 400}{0,85 \times 35 \times 600} = 68 \text{ mm}$$

$$0,9Mn = \frac{As \cdot f_y}{d - 0,5a}$$

$$= \frac{0,9 \times 2943 \times 400}{934,5 - 0,5 \times 51} = 1272 \text{ kNm} > Mu \text{ (OK)}$$

b.) Cek As minimum

$$\begin{aligned} As_{\min} &= \sqrt{f'c} \frac{bw \times d}{4f_y} = \sqrt{35} \frac{400 \times 934,5}{4 \times 400} \\ &= 2350,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



Tapi tidak boleh kurang dari  $\frac{1,4 bw x d}{f_y} = 1962 \text{ mm}^2$

**(OK)** syarat tulangan minimum terpenuhi

c.) Cek ratio tulangan  $\rho = \frac{A_s}{bw x d} = 0,007$

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

$$\rho_b = \frac{0,85 x 0,729 x 45}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,041$$

$$0,75 \rho_b = 0,031$$

Batas tulangan maksimum SNI pasal 21.5.2.1 adalah 0,025

**(OK)**  $\rho < \rho_b$  dan  $\rho < 0,025$  syarat tulangan maksimum terpenuhi

d.) cek apakah penampang *tension controlled*

$$d_t = 1000 - (25/2 + 13 + 40)$$

$$d_t = 934,5 \text{ mm}$$

$$a/d_t = \frac{68}{934,5} = 0,073$$

$$a_{tcl}/d_t = 0,375 \beta_1$$

$$= 0,27$$

**(OK)**  $a/d_t < a_{tcl}/d_t$ , desain tulangan *under-reinforced*

e.) Digunakan 8 D25 dipasang 1 lapis dengan spasi bersih 40 mm (>25mm) dan tulangan bawah digunakan 5D25

OK, syarat spasi bersih minimum terpenuhi

Perhitungan tulangan lentur di lapangan digunakan 2D25 pada atas dan bawah balok

#### 4.5.15 Penulangan Geser

Perhitungan Tulangan Geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul momen probable.

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.3 : gaya geser rencana  $V_e$  harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maximum  $M_{pr}$ , harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani penuh

beban gravitasi terfaktor serta  $V_e$  harus dicari dari nilai terbesar akibat beban gempa arah ke kanan dan ke kiri.

Besarnya momen probable dipengaruhi oleh disain kemampuan tulangan lenturnya. Harga momen *probable* dapat dicari dengan rumus berikut:

$$M_{pr} = A_s (1,25x f_y) x \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Tabel 8. 5 Momen Probable

Gempa	Tanda	Tulangan (n)	Diameter (mm)
gempa kanan	+	6	25
	-	3	25
gempa kiri	+	6	25
	-	3	25

### Hitung Mpr

a.) kapasitas momen ujung ujung balok bila struktur bergoyang ke kanan

karena detailing panampang di kedua ujung balok identik maka, Kondisi 1 = kondisi 2

$$\begin{aligned} A_{pr} &= \frac{(A_s) \cdot f_y \cdot 1,25}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{3925 \cdot 400 \cdot 1,25}{0,85 \cdot 45 \cdot 600} = 85,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr1} &= (A_s \times 1,25 f_y) (d - a/2) \\ &= 1750 \text{ kNm} \end{aligned}$$

(Searah jarum jam di muka kolom kanan)

Kondisi 3 = kondisi 4

$$\begin{aligned} A_{pr} &= \frac{A_s \cdot f_y \cdot 1,25}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{(2453) \cdot 400 \cdot 1,25}{0,85 \cdot 45 \cdot 600} = 53 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr3} &= (A_s \times 1,25 f_y) (d - a/2) \\ &= 1113 \text{ kNm} \end{aligned}$$

(Searah jarum jam di muka kolom kiri)

Diagram geser  $V_u = 506 \text{ kN}$

a.) Struktur bergoyang ke kanan

$$V_{ka} = (M_{pr1} + M_{pr3}) / l_n$$

$$= (1750+113)/20,1$$

$$= 137 \text{ kN}$$

b.) Struktur bergoyang ke kiri

$$V_{ka} = (M_{pr2} + M_{pr4})/l_n$$

$$= (1750+113)/20,1$$

$$= 137 \text{ kN}$$

$$\text{total reaksi geser di ujung kanan balok} = V_u + 137 = 643,9 \text{ kN}$$

$$\text{total reaksi geser di ujung kiri balok} = V_u - 137 = 368 \text{ kN}$$

### Muka kolom kiri

$$V_u \text{ maks} = 643,9 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{1}{6} \times \sqrt{45} \times 600 \times 934,5$$

$$= 626 \text{ kN}$$

0,75 (faktor reduksi beban torsi)

$$V_s = V_u/0,75 - V_c$$

$$= 858,6 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ maks} = \frac{2}{3} \times \sqrt{45} \times 600 \times 934,5$$

$$= 2507,5 \text{ kN}$$

$V_s < V_s \text{ maks}$  (OK)

Coba sengkang D16 3 kaki

$$A_v = 402,29 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \times f_y \times d/V_s$$

$$S = 175 \text{ mm (Dipakia 100 mm)}$$

$$V_s = A_v \times f_y \times d/s$$

$$= 1503 \text{ kN} > 858,5 \text{ kN (OK)}$$

SNI 21.5.3.1 diperlukan hoops di sepanjang 2h (2000 mm) dari muka kolom

SNI 21.5.3.2 hoop pertama dipasang 50 mm

berikutnya dipasang spasi terkecil diantara:

$$d/4 = 150,5 \text{ mm}$$

$$6d_b = 150 \text{ mm}$$

150mm

Tetapi tidak perlu kurang dari 100 mm, dengan demikian maka digunakan sengkang tertutup **D16 2 kaki** dengan jarak **100 mm** pada daerah sendi plastis.

$$\begin{aligned} S \text{ maks} &= d/2 \\ &= 301 \text{ mm} \end{aligned}$$

### **Muka kolom kanan**

Sama dengan muka kolom kiri digunakan sengkang tertutup **D16 2kaki** dengan jarak **100 mm**

### **Ujung Zona sendi plastis**

gaya geser maksimum di ujung sendi plastis  $2h$  adalah 455 kN pada Zona ini kontribusi  $V_c$  diperhitungkan

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d \\ &= 626 \text{ kN} > 455 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beton cukup menahan geser untuk praktisnya digunakan sengkang **2 kaki D16** jarak **200 mm**

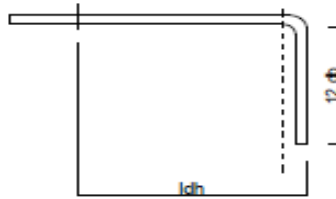
### **Lap splicing untuk bentang menerus**

SNI 21.5.2.1 setidaknya ada 2 baja tulangan yang di buat kontiu di bagian atas dan bawah penampang

### **Panjang Penyaluran Tulangan**

Menurut SNI 2847:2013 pasal 12.5.1 panjang penyaluran  $L_{dh}$  Gambar 8.17 untuk tulangan tarik dengan kait standar  $90^\circ$  dalam beton berat normal adalah

$$\begin{aligned} L_{dh} > 8d_b &= 200 \text{ mm} \\ L_{dh} > 150 \text{ mm} &= 150 \text{ mm} \\ L_{dh} > 0,24 \times f_y \times d_b / \sqrt{f_c} &= 405 \text{ mm} \\ \text{Maka dipakai } L_{dh} &= 410 \text{ mm} \\ \text{Dengan panjang kait } 12d_b &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 8. 17 Penyaluran Tulangan dengan Kait

### Cut-off Points

Dari diagram momen tulangan untuk momen negatif di ujung ujung balok dapat dipotong di titik dimana tulangan sudah tidak diperlukan lagi

a.) tulangan tegatif di muka kolom kanan

jumlah tulangan terpasang 8D25

sisanya tulangan 2D25

$$a = 17 \text{ mm}$$

$$d = 934,5 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 327 \text{ kNm}$$

Dari ETABS dapat diketahui lokasi Momen ultimate ketika 327 kNm yaitu pada jarak 4,2 m.

Maka, SNI 12.12.3 momen negatif tumpuan harus di tanam melewati titik belok tidak kurang dari:

$$x+d = 5134 \text{ mm}$$

$$x+12db = 4500 \text{ mm}$$

$$l_d (48D) = 1200 \text{ mm}$$

$$x+l_n/16 = 5497 \text{ mm}$$

$$\text{jadi dipakai} = \mathbf{5500 \text{ mm}}$$

b.) tulangan tegatif di muka kolom kanan

sama dengan muka kolom kanan

c.) tulangan positif

### 4.5.17 Penulangan Torsi

$$T_u = 88 \text{ kNm}$$

$$V_u = 643 \text{ kN}$$

$$d = 934,5 \text{ mm}$$

a.) Perhitungan luas dan keliling penampang

- $A_{cp}$  = Luas bruto penampang beton  
 $= b \times h$   
 $= 600 \times 1000 = 600000 \text{ mm}^2$
- $P_{cp}$  = keliling luar penampang beton  
 $= 2 \times (b + h)$   
 $= 3200 \text{ mm}$
- $b_h$  =  $(b - 2 \cdot \text{cover} - \emptyset_{\text{geser}})$   
 $= 507 \text{ mm}$
- $h_h$  =  $(h - 2 \cdot \text{cover} - \emptyset_{\text{geser}})$   
 $= 947 \text{ mm}$
- $A_{oh}$  = Luasan penampang yang dibatasi tulangan sengkang  
 $= b_h \times h_h = 480129 \text{ mm}^2$
- $P_{oh}$  = Keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang  
 $= 2 \times (b_h + h_h) = 2908 \text{ mm}$

b. Kontrol Kebutuhan Tulangan Torsi

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

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

Dimana:

$A_{cp}$  = Luas penampang total

$P_{cp}$  = Keliling penampang total

$\lambda$  = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1

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

Sehingga dapat dihitung:

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

$$T_u < \emptyset \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \left( \frac{600000^2}{2098} \right)$$

$$46000000 \text{ N.mm} < 88000000 \text{ N.mm} \text{ (**Butuh tulangan torsi**)}$$

- a. Cek penampang balok

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw \times d}\right)^2 + \left(\frac{Tu \times Poh}{1,7 \times Aoh^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{Vc}{bw \times d} + 0,66 \sqrt{fc}\right)$$

Dimana:

$$Vc = 0,17 \cdot \sqrt{fc} \cdot bw \cdot d = 639419N$$

Sehingga:

$$\begin{aligned} &\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw \times d}\right)^2 + \left(\frac{Tu \times Poh}{1,7 \times Aoh^2}\right)^2} \\ &\sqrt{\left(\frac{643}{600 \times 934,4}\right)^2 + \left(\frac{88000000 \times 2908}{1,7 \times 480129^2}\right)^2} = 1,1 \text{ MPa} \\ &\phi \left(\frac{Vc}{bw \times d} + 0,66 \sqrt{fc}\right) = 4,17 \text{ MPa} \\ &1,1 \leq 4,17 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

d. Perhitungan tulangan transversal penahan torsi

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.6 pada perhitungan tulangan transversal penahan torsi nilai  $Ao$  dapat diambil sama dengan  $0,85 Aoh$  dan nilai  $\Theta = 45^\circ$

$$Ao = 0,85 \times Aoh = 480109 \text{ mm}^2$$

$$\frac{Tu}{\phi} = \frac{2 \cdot Ao \cdot At \cdot fyt}{S} \cdot \cot \Theta$$

$$Vc = 616881 \text{ N}$$

$$Vs = 858666 \text{ N}$$

berdasarkan SNI ps 11.9.9.1

$$\frac{Av}{S} = \frac{Vs}{fy \times d} = 2,29 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (menahan geser)}$$

$$\phi Tn \geq Tu$$

$$\phi Tn = 0,75(88kN)$$

$$= 117333333Nmm$$

$$\frac{At}{S} = \frac{Tn}{2 \times Ao \times fy} = 0,362 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (menahan torsi)}$$

Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:

- Pada daerah sendi plastis ( $<2h = 1400 \text{ mm}$ )

$$\frac{Av}{S} + 2x \frac{At}{S} = 2,29 + (2 \times 0,362) = 3,022 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Pilih tulangan sengkang D16 2kaki

$$A_{(v+t)} = 3,022 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= 401,92 \text{ mm}^2 \\
 S &= A/A_s \\
 &= 132 \text{ mm} \\
 \text{Pakai} &= 100 \text{ mm} \\
 \text{Jadi digunakan } &\mathbf{D16 \text{ 2kaki}} \text{ sejarak } \mathbf{100}
 \end{aligned}$$

e. Perhitungan tulangan logitudinal penahan torsi

$$\begin{aligned}
 A_1 &= \frac{At}{s} \cdot \text{Poh} \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cdot \cot^2 \Theta \\
 &= 0,359 \cdot 2908 \cdot \left(\frac{400}{400}\right) \cdot \cot^2 45 \\
 &= 1045 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)} \\
 A_{1\text{min}} &= \frac{0,42 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{At}{s}\right) \cdot \text{poh} \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \\
 (\text{At/s}) \text{ luas tulangan 1 kaki maka } A_s \text{ D13/70} &= 0,88 \\
 &= \frac{0,42 \cdot \sqrt{45} \cdot 600000}{400} - 1,327 \cdot 2908 \cdot \left(\frac{400}{400}\right) \\
 &= 368 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

jika  $A_{\text{min}} < 0$ , maka tidak menentukan torsi didistribusikan ke sisi atas-bawah dan samping kiri-kanan balok. tulangan terpasang

$$\begin{aligned}
 \text{atas} &= 3925 \text{ mm}^2 \\
 A_{1/4} &= 209 \text{ mm}^2 \\
 \text{As perlu} &= 3295 + 209 = 3504 < 3925 \text{ (OK)} \\
 \text{bawah} &= 2453,125 \text{ mm}^2 \\
 \text{As perlu} &= 2217 + 209 = 2426 < 2453 \text{ mm}^2 \\
 \text{Di pasang 1 D25 di kiri dan kanan balok} \\
 \text{As samping} &= 490 > 209 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

#### 4.5.18 Kontrol Momen Nominal Setelah Adanya Tulangan

Kontrol momen nominal yang dilakukan dimaksudkan untuk mengecek secara keseluruhan apakah tendon baja prategang yang telah dipasang dengan tulangan lunak baja memenuhi kontrol momen. Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi, baik dari beban hidup dan mati maupun setelah menerima gempa. Dalam perhitungan ini, konsep



keseimbangan gaya tekan dan tarik pada beton menjadi dasar perhitungan kontrol momen nominal :

$$C = T$$

$$Eps = 200000 \text{ MPa}$$

$$Fpu = 1860 \text{ MPa}$$

$$\text{Losses} = 24\%F_o = 720 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = (0,74Fpu - \text{losses})/Eps$$

$$\varepsilon = (0,74 \times 1860 - 729)/200000$$

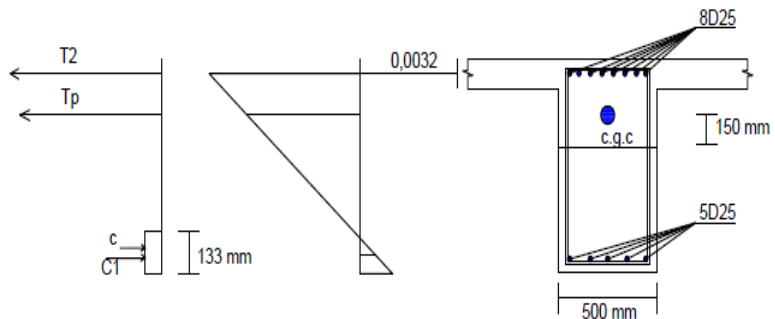
$$\varepsilon = 0,0032$$

Langkah langkah:

- 1) Asumsikan distribusi regangan dengan mengambil  $\varepsilon = 0,003$  dan  $c$  sembarang
- 2) hitung  $a = \beta_1 \cdot c$  dan tentukan pada masing masing lapis tulangan
- 3) hitung gaya tekan beton pada masing masing lapis tulangan
- 4) cek keseimbangan gaya aksial
- 5) jika belum seimbang , ambil harga  $c$  yang baru dan ulangi langkah 2 sampai 5 analisis dianggap selesai jika keseimbangan sudah tercapai . jumlahkan momen akibat gaya dalam yang bekerja

### Tumpuan

Dengan iterasi sampai mencapai keseimbangan  $C=T$  sehingga didapatkan nilai  $c = 183$  maka  $a = \beta_1 \cdot c = 133 \text{ mm}$  (Gambar 8.18)



Gambar 8. 18 Penampang Balok Tumpuan  
Tabel 8. 6 Iterasi Keseimbangan Gaya Tumpuan

lapisan	y (mm)	$\varepsilon$	fs (mpa)	As(mm <sup>2</sup> )	F(kN)	C(kN)
tekan						3054
As1	65.5	0.0019	346.6	2453.125	850.27	
AsP	739	-0.006	-1024	2280	-2335	
As2	934.5	-0.012	-400.0	3925	-1570	
total					<b>-3054</b>	<b>3054</b>

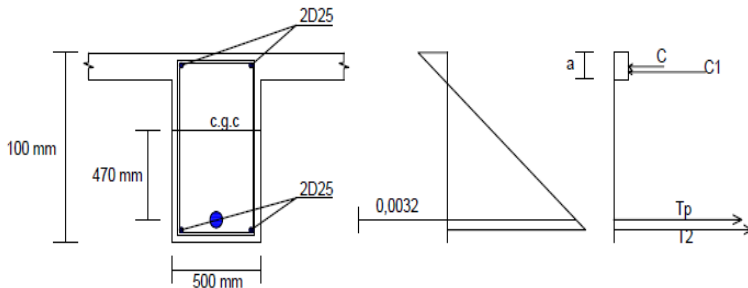
$$M_n = \left(\frac{a}{2} \times 3054\right) + (65,5 \times 850,27) + (-2335 \times 739) + (934,5 \times -1570)$$

$$M_n = 2933 \text{ kNm}$$

$$0,9M_n = 2640 \text{ kNm} > M_u \text{ 1490 kNm (OK)}$$

### Lapangan

Dengan iterasi sampai mencapai keseimbangan C=T sehingga didapatkan nilai  $c = 91 \text{ mm}$  maka  $a = \beta_1 \cdot c = 66,154 \text{ mm}$  (Gambar 8.19)



Gambar 8. 19 Penampang Balok Lapangan  
Tabel 8. 7 Iterasi Keseimbangan Gaya pada Lapangan

lapisan	y (mm)	$\varepsilon$	fs (mpa)	As(mm <sup>2</sup> )	F (kN)	Cc (kN)
---------	--------	---------------	----------	----------------------	--------	---------

tekan						4352
As1	65.5	0.0008	128.9	981.25	126.51	
AsP	900	-0.023	-1792	2280	-4086	
As2	934.5	-0.027	-400	981.25	-392.5	
Total						<b>-4352 4552</b>

$$M_n = \left(\frac{a}{2} \times 4352\right) + (65,5 \times 126,5) + (900 \times -4086) + (934,5 \times -392,5)$$

$$0,9M_n = 3502 \text{ kNm} > M_u 1482 \text{ kNm (OK)}$$

#### 4.5.19 Kontrol Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari beton prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non prategang dan prategang harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar  $0,62 \lambda \sqrt{f'_c}$  sehingga didapatkan  $\phi M_u > 1.2M_{cr}$ , dengan nilai  $\phi = 0.9$

Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tarik)

#### Tumpuan

Untuk serat atas tumpuan mengalami tarik

$$F = 2277 \text{ kN}$$

$$K_b = 235,5 \text{ mm}$$

$$e = 150 \text{ mm}$$

$$W_t = 178242340 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{40} = 4,16 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= F(e + K_b) \\ &= 2277 (150 + 235,5) \\ &= 878030392 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= f_r \times W_t \\ &= 4,16 \times 178242340 \\ &= 741488134 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= M_1 + M_2 \\ M_{cr} &= 1619518526 \text{ Nmm} \\ 1,2 M_{cr} &= 1943 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Masukkan persyaratan kontrol momen retak dengan perumusan di bawah ini:

$$\begin{aligned} \phi M_n &> 1,2 M_{cr} \\ 2640 &> 1943 \text{ kNm} \end{aligned}$$

### Lapangan

Untuk serat bawah lapangan mengalami tarik

$$\begin{aligned} F &= 2277 \text{ kN} \\ K_t &= 164,28 \text{ mm} \\ e &= 470 \text{ mm} \\ w_b &= 124330000 \text{ mm}^3 \\ f_r &= 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{45} = 4,16 \text{ MPa} \\ M_1 &= F(e + K_b) \\ &= 2277 (470 + 164,28) \\ &= 1444586836 \text{ Nmm} \\ M_2 &= f_r \times W_b \\ &= 4,16 \times 124330000 \\ &= 517212800 \text{ Nmm} \\ M_{cr} &= M_1 + M_2 = 1961799636 \text{ Nmm} \\ 1,2 M_{cr} &= 2354,15 \end{aligned}$$

Masukkan persyaratan kontrol momen retak dengan perumusan di bawah ini:

$$\begin{aligned} \phi M_u &> 1,2 M_{cr} \\ 3502 &> 2354,15 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Sehingga dengan kontrol momen retak di daerah tumpuan dan lapangan maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

#### 4.5.20 Pengangkuran Ujung

Balok prategang 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 prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengangkuran global di isyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.4.2. Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencair, pengelupasan dan gaya tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai pasal 18.13.3.2

Dalam perhitungan ini digunakan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya prategang dengan sistem pasca tarik. Penulangan pengekangan di seluruh pengangkuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perencanaan daerah pengangkuran global sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 18.13.3.2 mensyaratkan untuk mengalihkan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1,2.

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh gaya prategang awal sebagai berikut :

$$\begin{aligned} F_o &= 3000000 \text{ N} \\ P_u &= 1,2 \times F_o \\ &= 1,2 \times 3000000 \text{ N} \\ &= 3600000 \text{ N} \\ T_{PENCAR} &= 0,25 \Sigma P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right) \\ d_{PENCAR} &= 0,5(h - 2e) \end{aligned}$$

Dimana :

- $\Sigma P_u$  = 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 ( selalu diambil sebagai nilai positif)
- h = Tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh nilai sebagai berikut :

$a = 265 \text{ mm}$  (angkur dengan strand 5-22, VSL tabel)

$e = 150 \text{ mm}$  (eksentrisitas pada tumpuan)

$h = 1000 \text{ mm}$

Sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

$$T_{PENCAR} = 0,25 \times 3600000 \left(1 - \frac{265}{1000}\right) = 661500 \text{ N}$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(1000 - 2 \times 150) = 350 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{PENCAR}}{f_y} = \frac{661500}{400} = 1653,75 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 4  $\phi 13$  ( $A_v = 265,46 \text{ mm}^2$ ), maka kebutuhan tulangan sengkang ialah sebanyak

$$n = \frac{1653,75}{265,46} = 3,11 \approx 4 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara

$$s = \frac{d_{PENCAR}}{n} = \frac{350}{4} = 87,5 \text{ mm, diambil } 80 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang **4D13**, dengan jarak **80 mm**

#### 4.5.21 Pengecekan Kapasitas Kolom pada Balok Prategang

Diketahui data perencanaan kolom berdasarkan perhitungan sebelumnya dan beban yang bekerja pada kolom dengan balok prategang adalah:

Dimensi : 600 x 600

Tul Longitudinal : 24 D 25

Tul Transversal : 4 D 16 – 150 mm

Pu : 626 kN

Mu + (maks) : 692 kNm

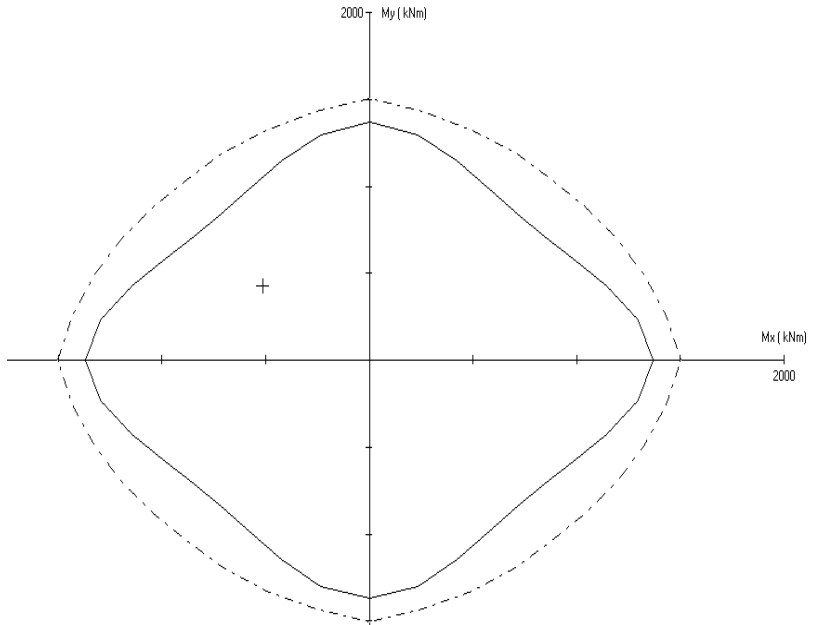
Mu – (min) : -1069 kNm

Mu Tendon + : 555 kNm

Mu Tendon - : -262 kNm

Mu Total : -514 kNm dan 430 kNm

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan pengecekan kapasitas kolom menggunakan program bantu spColumn dapat dilihat pada Gambar 8.20



Gambar 8. 20 Pengecekan Kapasitas Kolom Dengan dimensi 600 x 600 kapasitas kolom mampu menahan gaya aksial dan momen akibat balok prategang .

### Kontrol Kuat Strong Kolom Weak Beam

$\Sigma M_c$  : Jumlah momen nominal ( $M_{nc}$ ) kolom-kolom yang bertemu di joint

$\Sigma M_g$  : Jumlah momen nominal ( $M_{nb}$ ) balok-balok yang bertemu di joint

Kolom lantai desain

$$\phi P_n = 626 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = 1624 \text{ kNm}$$

$M_{nb}$  arah Y

$$M_{nb} = 1216 \text{ kN}$$

$$1,2 \Sigma M_g = 1,2(1216) = 1459 \text{ kN}$$

Mnb arah X

$$\text{Mnb kiri} = 356 \text{ kN}$$

$$\text{Mnb kanan} = 275,9 \text{ kN}$$

$$1,2 \Sigma M_g = 758,3 \text{ kN}$$

Kontrol arah Y

Kolom lantai prategang

$$\emptyset P_n = 626 \text{ kN}$$

$$\emptyset M_n = 1624 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_c > 1,2 \Sigma M_g$$

$$1624 > 1459 \text{ kN (OK)}$$

Kontrol arah X

Kolom lantai prategang

$$\emptyset P_n = 626 \text{ kN}$$

$$\emptyset M_n = 1624 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_c > 1,2 \Sigma M_g$$

$$1624 > 758,3 \text{ kN (OK)}$$

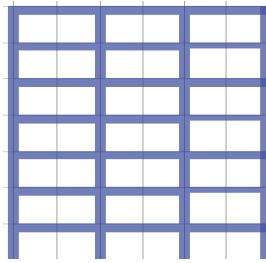
Setelah di cek syarat strong kolom weak beam dengan konfigurasi penulangan kolom desain sudah memenuhi

#### 4.5.22 Metode Konstruksi Balok Prategang

Metode pelaksanaan beton prategang sistem monolit adalah sebagai berikut :

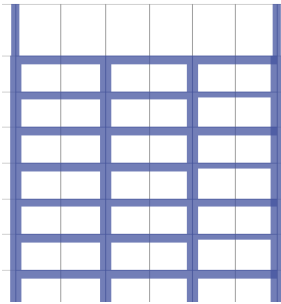
1. Pekerjaan kolom, struktur vertikal yang merupakan struktur utama dari sebuah gedung, karena itu pekerjaan balok prategang dapat dikerjakan setelah kolom berdiri. Dimulai setelah struktur lantai 20 selesai, lalu dilanjutkan dengan pekerjaan penulangan kolom lantai 20 (*Day 1*)





Gambar 8. 21 Pekerjaan Lantai 18 Selesai

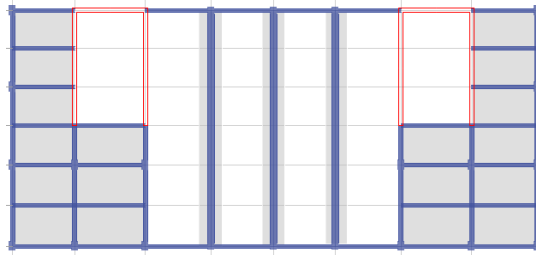
2. Setelah Tulangan Siap dilanjutkan dengan proses pengecoran kolom lantai 19 (*Day2*)



Gambar 8. 22 Pekerjaan Kolom Lantai 19

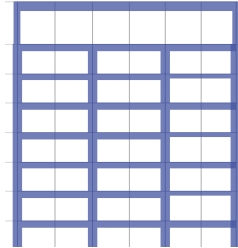
3. Pemasangan bekisting beton prategang dibuat agak melendut ke atas agar dapat mengimbangi berat beton basah pada saat pengecoran
4. Setelah beton di cor dan cukup umur (7 hari) dilanjutkan dengan penulangan lunak balok beton prategang berupa penulangan longitudinal dan transversal serta torsi. (*Hari ke-9*)
5. Setelah tulangan terpasang dilanjutkan dengan pemasangan duckting dan strand tendon prategang serta pemasangan ankur mati sesuai koordinat yang telah diberikan (*Hari ke-9*)
6. Dilanjutkan dengan pengecoran balok beton prategang dengan mutu beton  $f'c$  45 Mpa. Curing pada beton prategang dilakukan selama 7 hari (*Hari ke-10*). karena

pekerjaannya dilakukan dengan metode monolit cor ditempat, maka beton langsung di cor, pengecoran ini dapat dilakukan sekaligus dengan pengecoran pelat lantai selebar lebar efektif. Pada saat pengecoran posisi pipa selongsong tendon harus tetap pada posisi yang direncanakan

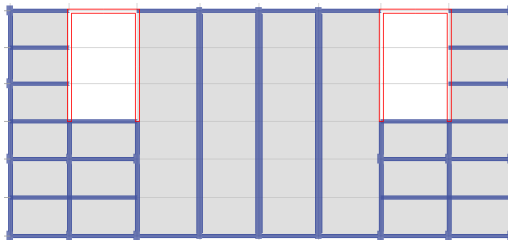


Gambar 8. 23 Pengecoran Balok Prategang

7. Setelah itu, tendon dimasukkan ke dalam pipa selongsong yang sudah disiapkan.
8. Setelah beton berumur 14 Hari, dilanjutkan dengan pemberian gaya prategang pada balok prategang dimana angkur hidup diletakkan di muka join antara balok-kolom (*Hari ke-23*)
9. Kemudian diangkurkan, fungsi angkur untuk menahan tendon agar tidak terjadi slip (penggelinciran) dalam rangka upaya agar beban atau tegangan tarikan tetap bertahan pada tendon.
10. Setelah dilakukan pemberian prategang celah pada ducting tendon prategang di grouting sesuai kebutuhan (*Hari ke-23*)



Gambar 8. 24 Balok Prategang Lantai Atap Selesai  
11. Lalu dilanjutkan dengan pengecoran struktur lainnya seperti pelat dan balok non prategang (*Hari ke-24*)



Gambar 8. 25 Pekerjaan Struktur Lainnya  
Estimasi waktu yang dibutuhkan untuk pekerjaan beton prategang lantai atap adalah 24 Hari

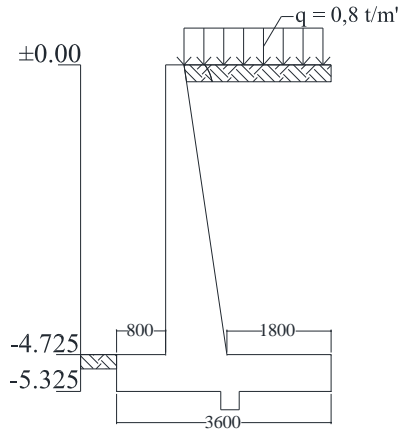
## 4.6 Perencanaan Struktur Bawah

### 4.6.1 Perencanaan *Basement*

#### 4.6.1.1 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 4. 18 Tampak Samping Dinding Penahan Tanah

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,706 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{air}} = 1 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = 1 - 1,706 = 0,706 \text{ t/m}^3$$

$$\theta = 30^\circ$$

$$c' = 1,1 \text{ t/m}^2$$

- Tekanan Aktif Tanah

$$\sigma v'(0) = q + \gamma' \times h = 0,8 + 0,706 \times 0 = 0,8 \text{ t/m}^3$$

$$\sigma v'(-5,32) = \sigma v' + \gamma' \times h = 0,8 + 0,706 \times 5,325 = 4,56 \text{ t/m}^3$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right) = 0,577$$

$$\sigma h'(0) = (\sigma v' \times K_a) - (2 \times c' \times \sqrt{K_a})$$

$$\sigma h'(0) = 0,8 - (2 \times 1,1 \times \sqrt{0,577}) = -1,209 = 0 \text{ t/m}^3$$

$$\sigma h \text{ total}(0) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 0 \text{ t/m}^3$$

$$\sigma h'(-5,325) = (\sigma v' \times K_a) - (2 \times c' \times \sqrt{K_a})$$

$$\sigma h'(-5,325) = (4,56 \times 0,577) - (2 \times 1,1 \times \sqrt{0,577}) = 0,96 \text{ t/m}^3$$

$$\sigma h \text{ total}(-5,325) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 0,96 + 5,325 = 6,285 \text{ t/m}^3$$

- Tekanan Pasif Tanah

$$\sigma v'(-0,275) = \gamma' \times h = 0,706 \times 0,6 = 0,424 \text{ t/m'}$$

$$Kp = \tan^2 \left( 45 + \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left( 45 + \frac{30}{2} \right) = 1,732$$

$$\sigma h'(0) = (\sigma v' \times Kp) + (2xc'x\sqrt{Kp})$$

$$\sigma h'(0) = 0 + (2 \times 1,1 \times \sqrt{1,732}) = 2,895 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h \text{ total } (0) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 2,895 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h'(-0,6) = (\sigma v' \times Kp) + (2xc'x\sqrt{Kp})$$

$$\sigma h'(-0,6) = (0,424 \times 1,732) + (2 \times 1,1 \times \sqrt{1,732}) = 3,63 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h \text{ total } (-0,6) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 3,63 + 0,6 = 4,23 \text{ t/m'}$$

Dinding penahan tanah direncanakan dengan dimensi seperti pada gambar 4.100 dan harus mampu menahan geser dan guling.

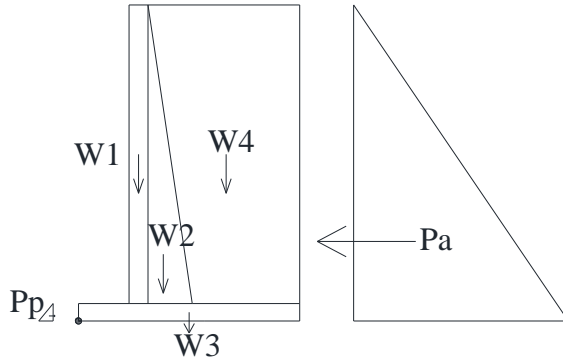
- Kontrol Guling

- Akibat tekanan aktif tanah

$$Pa = \frac{1}{2} \times \sigma h \times h = \frac{1}{2} \times 6,285 \times 5,325 = 16,735 \text{ t}$$

$$Mo = \frac{1}{3} \times h \times Pa = \frac{1}{3} \times 5,325 \times 16,735 = 29,706 \text{ tm}$$

- Akibat berat penahan tanah dan tanah



Gambar 4. 19 Sketsa Beban Dinding Penahan Tanah

Tabel 4. 9 Perhitungan Momen Dinding Penahan Tanah

Berat (t)	Jarak (m)	Momen (tm)
$W_1 = (2,4) (0,3) (4,725) = 3,402$	0,95	3,23
$W_2 = (2,4) (0,5) (4,725) (0,7) = 3,969$	1,567	6,22
$W_3 = (2,4) (0,6) (3,6) = 5,184$	1,8	9,33
$W_4 = (1,706) (1,8+2,5) (0,5) (4,725) = 17,33$	2,467	42,75
<b>Total = 29,885</b>		<b>61,53</b>

Titik berat dinding ( $X_w$ ) =  $M_w / W = 61,53 / 29,885 = 2,05$  m

$$FS_{guling} = \frac{Mr}{Mo} = \frac{W(L - X_w)}{29,706} = \frac{29,885(3,6 - 2,05)}{29,706} = 1,55$$

$$FS_{guling} = 1,55 \geq 1,5 \text{ (OK)}$$

- Kontrol Geser
  - Akibat tekanan aktif tanah

$$P_a = \frac{1}{2} \times \sigma_h \times h = \frac{1}{2} \times 6,285 \times 5,325 = 16,735 \text{ t}$$

- Akibat berat penahan tanah dan tanah
- $W_{beton} = 29,885 \text{ t}$

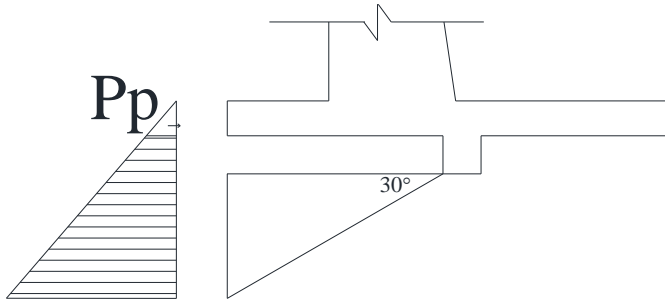
$$P_p = \frac{1}{2} \times \sigma h \times h = \frac{1}{2} \times (2,89 + 4,23) \times 0,6 = 2,137 \text{ t}$$

$$FS_{geser} = \frac{(W_{beton}) \tan 30^\circ}{P_a - P_p} = \frac{29,885 \tan 30^\circ}{16,735 - 2,137} = \frac{17,254}{14,598}$$

$$FS_{geser} = 1,18 \geq 1,5 \text{ (Belum OK)}$$

Sehingga diperlukan penambahan kekuatan pada struktur dinding penahan. Penambahan kekuatan dapat dilakukan dengan menambah gaya pasif pada tanah dengan memasang *Shearkey*.

Nilai  $P_p$  yang diperlukan adalah  $(1,5 \times 14,598) - 17,254 = 4,643 \text{ t}$ . Direncanakan dimensi *Shearkey* 0,3x0,3 m pada 1,7 m dari toe.



Gambar 4. 20 Shearkey

$$h_2 = 0,6 + 0,3 + 1,7 \tan 30 = 0,6 + 0,3 + 0,98 = 1,88 \text{ m}$$

$$\sigma v'(h_2) = \gamma' \times h = 0,706 \times 1,88 = 1,328 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h'(h_2) = (\sigma v' \times K_p) + (2xc' \times \sqrt{K_p})$$

$$\sigma h'(h_2) = (1,328 \times 1,88) + (2 \times 1,1 \times \sqrt{1,732}) = 5,196 \text{ t/m'}$$

$$\sigma h \text{ total } (h_2) = \sigma h' + \gamma_{air} \times h = 5,196 + 1,88 = 7,077 \text{ t/m'}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \times \sigma h \times h = \frac{1}{2} \times (4,2 + 7,07) \times (0,3 + 0,98) = 7,244 \text{ t}$$

$$FS_{geser} = \frac{(W_{beton}) \tan 30^\circ}{P_a - P_p} = \frac{28,935 \tan 30^\circ}{14,598 - 7,244}$$

$$FS_{geser} = \frac{17,254}{7,353} = 2,346$$

$$FS_{geser} = 2,346 \geq 1,5 \text{ (OK)}$$

#### 4.6.1.2 Penulangan dinding penahan tanah

- Penulangan pada *toe* dan *heel* dinding penahan

$$Mu = 1,6 \times Mo = 1,6 \times 29,706 = 47,529 \text{ tm} = 47529783.14 \text{ Nmm}$$

Tebal pelat = 600 mm

Selimut beton = 50 mm

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Diameter tulangan = 19 mm

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0.764$$

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

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0376$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0376 = 0.0282$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.0038$$

$\rho_{min}$  dipakai 0.0038

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.352$$

$dx$  = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan

$$dx = 600 - 50 - (0,5 \times 19) = 540,5 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{47529783.14}{0,9 \times 1000 \times 540,5^2} = 0,18$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,18}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0004$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0038$$



$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 540,5 = 2084,404 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{2084,404} = 136,023 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D19-125.

- Penulangan pada *stem* dinding penahan

$$M_u = 1,6 \times M_o = 1,6 \times 29,706 = 47,529 \text{ tm} = 47529783.14 \text{ Nmm}$$

Tebal pelat = 300 mm

Selimut beton = 50 mm

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Diameter tulangan = 12 mm

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0.764$$

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

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0376$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0376 = 0.0282$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{\text{min}} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.0038$$

$\rho_{\text{min}}$  dipakai 0.0038

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.352$$

$d_x$  = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan

$$d_x = 300 - 50 - (0,5 \times 12) = 244 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{47529783.14}{0.9 \times 1000 \times 244^2} = 0,887$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,887}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.00214$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0038$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 244 = 940,97 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{Asperlu} = \frac{0,25 \times \pi \times 12^2 \times 1000}{940,97} = 120,2 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur  $\emptyset 12$ -100mm.

#### 4.6.1.3 Perencanaan pelat dasar *basement*

Data-data perencanaan pelat beton:

Tebal pelat = 220 mm

Selimut beton = 50 mm

$L_x = 390 \text{ cm}$

$L_y = 500 \text{ cm}$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{390}{500} = 1.28 < 2 \text{ (Pelat dua arah)}$$

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Elevasi Muka Air Tanah = -4,75 m

Berat Jenis Air = 1000 kg/m<sup>3</sup>

Pada pelat dasar *basement* terdapat 2 kondisi maksimum yang terjadi yaitu pada saat musim hujan terjadi dan tidak ada kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu uplift akibat air serta pada saat musim kemarau yang menyebabkan muka air tanah dibawah elevasi *basement* serta terdapat kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu akibat beban parkir kendaraan

- Akibat gaya *uplift* air

Dari data tersebut, dapat dihitung gaya uplift yg bekerja dengan sebagai berikut:

$$q \text{ air} = h_{\text{air}} \times \text{berat jenis air} = 4,75 \times 1000 = 4750 \text{ kg/m}^2$$

Dari perhitungan diatas, didapatkan bahwa  $q \text{ air} = 4750 \text{ kg/m}^2$ . Nilai  $q \text{ air}$  tersebut akan menjadi beban uplift pada pelat *basement* itu sendiri.

$$\beta 1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0.764$$

$$\rho b = \frac{0.85 \times \beta 1 \times f'c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 400}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0363$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0363 = 0.0273$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25x\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25x\sqrt{40}}{420} = 0.0038$$

$\rho_{min}$  dipakai 0.0038

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.352$$

dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan bawah

$$dx = 220 - 50 - (0,5 \times 12) = 164 \text{ mm}$$

dy = tebal pelat - selimut beton - diameter tulangan bawah - 0,5 diameter tulangan atas

$$dy = 220 - 50 - 12 - (0,5 \times 12) = 152 \text{ mm}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel

13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$M_{lx} = 0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 4750 \cdot 3,9^2 \cdot 31$$

$$= 2239,67 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 4750 \cdot 3,9^2 \cdot 83$$

$$= -4985,0775 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 4750 \cdot 5^2 \cdot 19$$

$$= 902,5 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = -0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 4750 \cdot 5^2 \cdot 57$$

$$= -2707,5 \text{ kgm}$$

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah X

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{49850775}{0,9 \cdot 1000 \cdot 164^2} = 2,06$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 2,06}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0051$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0051$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,0051 \times 1000 \times 164 = 830,09 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25x\pi x\emptyset^2 x1000}{Asperlu} = \frac{0,25x\pi x12^2 x1000}{830,09} = 136,24 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D12-125.

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bdx^2} = \frac{27075000}{0,9.1000.152^2} = 1,302$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12,058} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2x12,058x1,302}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0031$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0038$$

$$Asperlu = \rho bd = 0,0038 \times 1000 \times 152 = 572,22 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25x\pi x\emptyset^2 x1000}{Asperlu} = \frac{0,25x\pi x12^2 x1000}{572,22} = 197,646 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D12-150.

Tabel 4. 10 Rekapitulasi Penulangan Pelat *Basement* akibat *uplift* air

Pelat	Bentang	Penulangan	
		Arah X	Arah Y
Pelat 1	Lx = 390 cm Ly = 500 cm	Ø12-125 mm	Ø12-150 mm
Pelat 2	Lx = 390 cm Ly = 415 cm	Ø12-100 mm	Ø12-100 mm
Pelat 3	Lx = 415 cm Ly = 735 cm	Ø 12-100 mm	Ø12-150 mm
Pelat 4	Lx = 360 cm Ly = 415 cm	Ø12-150 mm	Ø12-150 mm

- Akibat beban parkir

Peraturan pembebanan pada struktur pelat *basement* akibat parkir ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Beban Mati

○ Berat beton (0,22x2400)	= 528 kg/m <sup>2</sup>
○ Berat spesi 1 cm	= 21 kg/m <sup>2</sup> +
Total	= 549 kg/m <sup>2</sup>

- Beban Hidup
 

○ Lantai	= 800 kg/ m <sup>2</sup>
Total (q <sub>L</sub> )	= 800 kg/ m <sup>2</sup>

- Beban Berfaktor  
 $q_U = 1,2q_D + 1,6q_L = 1,2(549) + 1,6(800) = 1938,8 \text{ kg/m}^2$

dx=tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan bawah

$$dx=220-50-(0,5 \times 12)= 164 \text{ mm}$$

dy=tebal pelat - selimut beton – diameter tulangan bawah -0,5 diameter tulangan atas

$$dy=220-50-12-(0,5 \times 12)= 152 \text{ mm}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$M_{lx} = 0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 1938,8 \cdot 3,9^2 \cdot 31$$

$$= 914,16 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 1938,8 \cdot 3,9^2 \cdot 69$$

$$= -2034,75 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 1938,8 \cdot 5^2 \cdot 19$$

$$= 368,372 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = -0.001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 1938,8 \cdot 5^2 \cdot 57$$

$$= -1105,116 \text{ kgm}$$

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah X

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{20347512}{0,9 \cdot 1000 \cdot 164^2} = 0,84$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,352 \times 0,84}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.002$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.00386$$

$$AS_{\text{perlu}} = \rho b d = 0,00386 \times 1000 \times 164 = 617,397 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{AS_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 12^2 \times 1000}{617,397} = 183,18 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D12-125. (Spasi tulangan disamakan dengan hasil gaya akibat *uplift* air untuk mempermudah pelaksanaan dilapangan).

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{11051160}{0,9 \cdot 1000 \cdot 152^2} = 0,531$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12,058} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,058 \times 0,531}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0012$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0038$$

$$AS_{\text{perlu}} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 155 = 572,221 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{AS_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 12^2 \times 1000}{572,221} = 197,646 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D10-150. (Spasi tulangan disamakan dengan hasil gaya akibat *uplift* air untuk mempermudah pelaksanaan dilapangan).

Tabel 4. 11 Rekapitulasi Penulangan Pelat *Basement* akibat beban parkir

Pelat	Bentang	Penulangan	
		Arah X	Arah Y
Pelat 1	Lx = 390 cm Ly = 500 cm	Ø12-125 mm	Ø12-150 mm

Pelat 2	$L_x = 390 \text{ cm}$ $L_y = 415 \text{ cm}$	$\text{Ø}12-100 \text{ mm}$	$\text{Ø}12-100 \text{ mm}$
Pelat 3	$L_x = 415 \text{ cm}$ $L_y = 735 \text{ cm}$	$\text{Ø} 12-100 \text{ mm}$	$\text{Ø}12-150 \text{ mm}$
Pelat 4	$L_x = 360 \text{ cm}$ $L_y = 415 \text{ cm}$	$\text{Ø}12-150 \text{ mm}$	$\text{Ø}12-150 \text{ mm}$

#### 4.6.1.4 Perencanaan dinding geser basement

Dinding geser (*shearwall*) dalam struktur gedung berfungsi untuk menahan gaya geser dan momen yang terjadi akibat gaya lateral.

- Data perencanaan

Data perencanaan adalah sebagai berikut:

Tebal dinding = 35 cm

Tebal decking = 40 mm

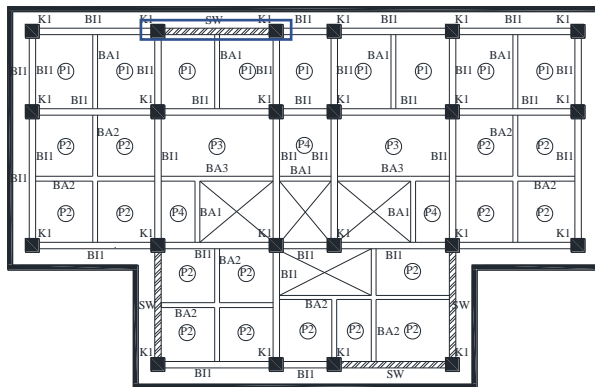
Tulangan = 13 mm

Mutu tulangan ( $f_y$ ) = 420 MPa

Mutu beton ( $f'_c$ ) = 40 Mpa

Tinggi lantai = 4,725 m

Lebar dinding = 735 cm (X) dan 740 cm (Y)



Gambar 4. 21 Dinding Geser yang Ditinjau

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada dinding geser, yaitu:

Tabel 4. 12 Tabel Rekapitulasi Dinding Geser

Sumbu	Pu (kN)	M ((kNm)	V (kN)
X	1530.589	2725.8338	2298.453
Y	1688.9797	1115.6773	1804.345

- Kuat aksial rencana

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

$$\phi P_n = 0,55\phi\sqrt{f'_c}A_g \left[ 1 - \left( \frac{k l_c}{32h} \right)^2 \right]$$

$$\phi P_n = 0,55 \times 0,75 \times \sqrt{40} \times 350 \times 7350 \times \left[ 1 - \left( \frac{0,8 \times 7350}{32 \times 350} \right)^2 \right]$$

$$\phi P_n = 42444,26033 \text{ kN}$$

$$\phi P_n > P_u$$

$$42444,26033 \text{ kN} > 1530,589 \text{ kN (OK)}$$

- Pemeriksaan tebal dinding geser

Tebal dinding dianggap cukup bila dihitung memenuhi (SNI 2847-2013, pasal 11.9.3)

$$V_u < 0,83\sqrt{f'_c} \cdot h \cdot d = 0,83\sqrt{40} \cdot 350 \cdot 7350 = 10803,23 \text{ kN}$$

$$V_u < V_n$$

$$10803,23 \text{ kN} < 2298.453 \text{ kN (OK)}$$

- Penulangan geser dinding

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi  $0,17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c}$ .

$$V_u < 0,17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c} = 0,17 \times 350 \times 7350 \times \sqrt{40}$$



2298.453 kN > 2765.886 kN → 1 lapis tulangan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 14.3.4: bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.

350 mm > 250 mm → 2 lapis tulangan

Berdasarkan peraturan SNI 2847:2013, penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan.

- Penulangan geser horizontal dan vertical

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.2: Rasio tulangan horizontal ( $\rho_t$ ) tidak boleh kurang dari 0,0025 dan menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.4: Rasio tulangan Vertikal ( $\rho_l$ ) tidak boleh kurang dari:

$$\rho_t = 0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_t - 0,0025) \text{ dan } 0,0025$$

Spasi tulangan horizontal tidak boleh lebih dari=

$$s \leq \frac{7350}{5} = 1470 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 3 \times 350 = 1050 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

$$S \text{ pakai} = 250 \text{ mm (OK)}$$

Dipakai tulangan horizontal dua lapis 2D13 ( $A_s=265,46 \text{ mm}^2$ )

$$\rho_n = \frac{A_s}{h \times s} = \frac{265,46}{250 \times 350} = 0,003034 > \rho_{min} = 0,0025$$

$$Vn = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{4725}{7350} = 0,64 > 1,5 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0,25$$

$$Vn = 350 \times 7350 [0,25 \sqrt{40} + 0,003034 \times 410] = 7267,39 \text{ kN}$$

$$\phi Vn > Vu$$

$$7267,39 \text{ kN} > 2298.453 \text{ kN (OK)}$$

Maka, digunakan tulangan geser horizontal 2D13 – 250 mm.

$$\rho_t = 0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_t - 0,0025)$$

$$\rho_t = 0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{4725}{7350} \right) (0,003034 - 0,0025)$$

maka  $\rho_t = 0,002996$

Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{4725}{3} = 1575 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 3h = 1050 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

S pakai = 250 mm (OK)

Dipakai tulangan vertikal dua lapis 2D13 ( $A_s = 265,46 \text{ mm}^2$ )

$$\rho_n = \frac{A_s}{h \times s} = \frac{265,46}{250 \times 350} = 0,003034 > \rho_{min} = 0,002996$$

Maka, digunakan tulangan geser vertikal 2D13 – 250 mm

- Kontrol komponen batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall lebih dari  $0.2f'c$ . SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.3

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'c$$

$$\frac{2725,83 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 350 \times 7350^2} + \frac{1530,589 \times 10^3}{350 \times 7350} > 0.2 \times 40$$

$1,46 \text{ MPa} > 8 \text{ MPa}$  (tidak butuh komponen batas)

$$c > \frac{lw}{600 \left( \frac{\delta u}{hw} \right)} ; \frac{\delta u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{2,128}{4735} = 0.00045 < 0.007$$

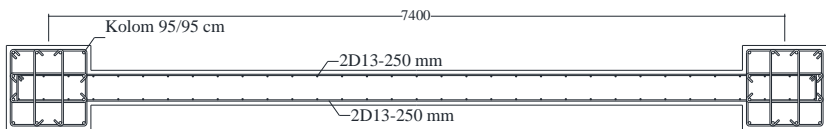
$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'c \times b} = \frac{7963,9374 \times 410}{0.85 \times 40 \times 735} = 130,66 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{130,66}{0.76} = 171,92 \text{ mm}$$

$$171,92 \text{ mm} > \frac{7350}{600(0.007)}$$

$$171,92 \text{ mm} < 1750 \text{ mm} \text{ (tidak butuh komponen batas)}$$

Berdasarkan 2 syarat diatas tidak ada syarat yang harus dipenuhi untuk penggunaan komponen batas sehingga dipasang panjang penyaluran minimum.



Gambar 4. 22 Penulangan dinding Geser

#### 4.6.2 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan bagian dasar dari konstruksi yang berfungsi sebagai penopang bangunan di atasnya yang bertujuan untuk meneruskan beban ke tanah yang diterima oleh kolom secara bertahap dan merata.

Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin.

- D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75(0,7E) + 0,75L
- 0,6D + 0,7E

##### 4.6.2.1 Data perencanaan pondasi

Pondasi pada gedung ini direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang beton (*Spun pile*) produk dari PT. Waskita Beton Precast. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter tiang : 600 mm
- *Wall thickness* : 100 mm

- Klasifikasi : A1
- *Concrete cross section* : 1571 cm<sup>2</sup>
- Berat : 393 kg/m
- *Bending moment crack* : 17 tm
- *Bending momen ultimate* : 25.5 tm
- *Allowable axial load* : 252,7 t

#### 4.6.2.2 Daya dukung tanah tiang pancang tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi ( $Q_p$ ) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah ( $Q_s$ ). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s.$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah  
Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila  $N > 15$

a.  $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$

b.  $N_1 = 0.6 N$

Kemudian pilih harga  $N_1$  yang terkecil

2. Koreksi terhadap *overburden pressure* dari tanah

Dari harga  $N_1$  dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal

$$N_2 = \frac{4N_1}{(1 + 0,4 P_o)} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

$$N_2 = \frac{4N_1}{(3,25 + 0,1 P_o)} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

3. Perhitungan daya dukung satu tiang pancang

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji Standard Penetration Test (SPT) dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = C_n \times A_{ujung} = 40 \times \tilde{N} \times A_{ujung}$$

$$Q_s = \sum C_{li} \times A_{si}$$

Dimana :

$\tilde{N}$  = Harga rata – rata  $N_2$  4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang

$C_{li}$  =  $N/2$  untuk tanah lempung atau lanau dan  $N/5$  untuk tanah pasir

$A_{si}$  = Luas selimut tiang pada segmen  $i = O_i \times h_i$

$O_i$  = Keliling tiang

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P \text{ ijin 1 tiang} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

Dimana :

SF = safety factor = 3

Tabel 4. 13 Daya Dukung Tanah Kedalaman 4 – 16,5 m

Depth (m)	N (blow/ft)	Qp (ton)	S Qs (ton)	Qult = Qp + Qs	Qijin = Qult/SF
4	8	214.885	7.540	222.425	74.142
4.5	9.5	231.850	16.493	248.343	82.781
5	11	248.814	26.861	275.675	91.892
5.5	12.5	248.814	38.642	287.456	95.819
6	14	239.120	51.836	290.956	96.985
6.5	11	229.426	62.204	291.630	97.210
7	8	205.191	69.743	274.934	91.645
7.5	5	175.301	74.456	249.757	83.252
8	2	139.756	76.341	216.097	72.032
8.5	1.75	98.556	77.990	176.546	58.849
9	1.5	66.243	79.404	145.646	48.549
9.5	1.25	49.278	80.582	129.860	43.287
10	1	47.662	81.524	129.187	43.062
10.5	2.75	61.396	84.116	145.512	48.504
11	4.5	81.592	88.357	169.949	56.650
11.5	6.25	105.019	94.248	199.267	66.422
12	8	131.678	101.788	233.465	77.822
12.5	8.75	161.568	110.034	271.602	90.534
13	9.5	188.226	118.988	307.214	102.405
13.5	10.25	210.846	128.648	339.494	113.165
14	11	229.426	139.015	368.441	122.814
14.5	11.5	243.967	149.854	393.821	131.274
15	12	257.700	161.164	418.864	139.621

15.5	12.5	274.665	172.945	447.610	149.203
16	13	294.861	185.197	480.058	160.019
16.5	14.75	318.288	199.098	517.387	172.462

Tabel 4. 14 Daya Dukung Tanah Kedalaman 17 – 29,5 m

Depth (m)	N (blow/ft)	Qp (ton)	S Qs (ton)	Qult = Qp + Qs	Qijin = Qult/SF
17	16.5	345.755	214.649	560.404	186.801
17.5	18.25	374.837	231.850	606.686	202.229
18	20	405.535	250.699	656.234	218.745
18.5	21	437.848	270.491	708.339	236.113
19	22	467.738	291.226	758.964	252.988
19.5	23	497.628	312.903	810.531	270.177
20	24	527.518	335.522	863.040	287.680
20.5	25.75	557.408	359.791	917.199	305.733
21	27.5	589.722	385.709	975.431	325.144
21.5	29.25	615.573	413.277	1028.849	342.950
22	31	634.961	442.493	1077.454	359.151
22.5	30	647.886	470.768	1118.654	372.885
23	29	651.925	498.100	1150.025	383.342
23.5	28	663.235	524.489	1187.724	395.908
24	27	681.815	549.936	1231.751	410.584
24.5	31	707.666	579.153	1286.819	428.940
25	35	749.674	612.139	1361.813	453.938
25.5	39	790.066	648.896	1438.962	479.654
26	43	828.842	689.423	1518.264	506.088
26.5	41.5	866.002	728.535	1594.538	531.513
27	40	885.391	766.234	1651.625	550.542
27.5	38.5	889.430	802.520	1691.950	563.983
28	37	878.120	837.392	1715.512	571.837

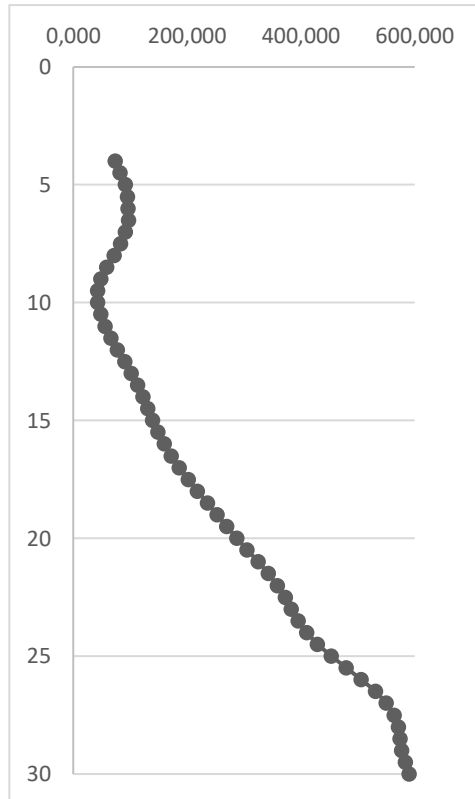
28.5	36.25	851.461	871.556	1723.018	574.339
29	35.5	827.226	905.014	1732.241	577.414
29.5	34.75	814.301	937.765	1752.066	584.022

Tabel 4. 15 Daya Dukung Tanah Kedalaman 30 m

Depth	N	Qp	S Qs	Qult = Qp + Qs	Qijin = Qult/SF
(m)	(blow/ft)	(ton)	(ton)		
30	34	802.991	969.810	1772.801	590.934

Berdasarkan hasil perhitungan daya dukung tanah, maka tiang pancang direncanakan berhenti sampai elevasi -17,5 m yang memiliki nilai daya dukung sebesar 202.229 ton.



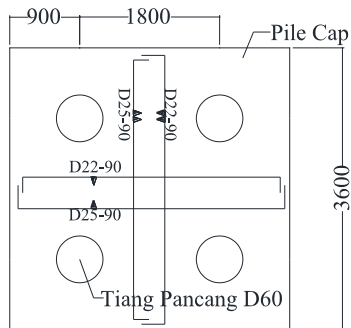


Gambar 4. 23 Grafik Antara Daya dukung Tanah dengan Kedalaman

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, diambil output semua reaksi perletakkan.

Tabel 4. 16 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1

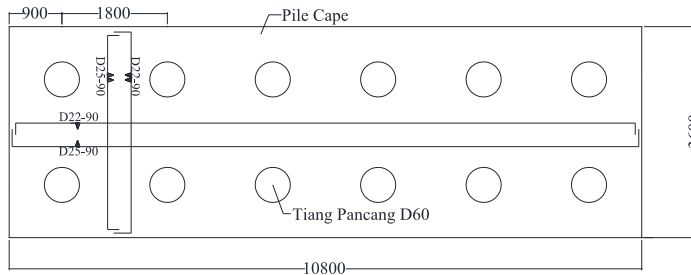
Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	Jumlah tiang pancang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	
D	5.602	22.623	3985.45	11.71	44.64	1983.20	4
D+L	7.385	30.363	5127.45	15.37	57.58	1983.20	4
D+0,75L	6.939	28.678	4841.95	14.45	54.35	1983.20	4
D+0,7Ex	34.780	36.776	4080.76	20.30	55.24	1983.20	4
D+0,7Ey	15.559	50.364	4133.80	15.50	55.48	1983.20	4
D+0,75(0,7Ex)+L	27.810	39.570	5194.17	21.38	65.00	1983.20	4
D+0,75(0,7Ey)+L	14.355	49.082	5231.29	18.02	65.17	1983.20	4
0,6D+0,7Ex	30.594	26.450	2480.22	15.04	36.68	1983.20	4
0,6D+0,7Ey	12.654	39.133	2529.73	10.56	36.90	1983.20	4



Gambar 4. 24 Pondasi Tiang Pancang Tipe 1

Tabel 4. 17 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 2

Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	Jumlah tiang pancang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	
D	25.241	51.412	6910.037	1635.676	36.489	1983.20	12
D+L	41.731	64.669	8638.376	2187.030	46.691	1983.20	12
D+0,75L	37.609	61.355	8206.291	2049.191	44.140	1983.20	12
D+0,7Ex	401.339	105.610	7969.069	4302.898	127.643	1983.20	12
D+0,7Ey	826.425	209.884	9551.262	7618.922	242.773	1983.20	12
D+0,75(0,7Ex)+L	267.783	71.546	9379.698	4054.085	104.009	1983.20	12
D+0,75(0,7Ey)+L	565.344	144.538	10487.233	6375.302	184.600	1983.20	12
0,6D+0,7Ex	375.995	100.070	5134.452	3470.813	110.237	1983.20	12
0,6D+0,7Ey	772.742	197.393	6611.165	6565.768	217.693	1983.20	12



Gambar 4. 25 Pondasi Tiang Pancang Tipe 2

Berdasarkan table diatas sehingga jumlah tiang pancang digunakan 4 buah untuk tipe 1 dan 12 buah untuk tipe 2.

#### 4.6.2.3 Daya dukung tanah tiang pancang kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang.

Terdapat beberapa tipe susuan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1,2 meter. Untuk daya dukung ini diambil nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang didesain :

$$\bar{P}_{\text{ltiang}} = 252,7 \text{ ton}$$

- Daya dukung tanah :

$$\bar{P}_{\text{ltiang}} = 202.922 \text{ ton}$$

Maka daya dukung satu tiang pondasi adalah 202.922 ton.

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi ( $\eta$ ) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$C_e = 1 - \frac{\arctan(\phi/S)}{90^\circ} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

$$C_e = 1 - \frac{18,43}{90} \times \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2}\right) = 0,795$$

Dimana :

- $\emptyset$  = diameter tiang pancang
- S = Jarak antar tiang pancang
- m = Jumlah baris tiang pancang dalam grup
- n = Jumlah kolom tiang pancang dalam grup

Sehingga perhitungan efisiensinya menjadi

$$QL (\text{group}) = QL (1 \text{ tiang}) \times C_e = 202.922 \times 9.81 \times 0,795 = 1577 \text{ kN}$$

#### 4.6.2.4 Kontrol beban maksimum 1 tiang pancang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{\text{max}} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{\text{max}}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{\text{max}}}{\Sigma y^2} \leq P_{\text{ijin tanah}} (1 \text{ tiang})$$

Perhitungan jarak tiang

- $2D \leq S \leq 3D$  dengan S = jarak antar tiang
- $120 \leq S \leq 180$  dipakai S = 180 cm
- $1D \leq S \leq 2D$  dengan S = jarak tepi

$$60 \leq S \leq 120$$

dipakai  $S = 90 \text{ cm}$

$$P = 5231,29 \text{ kN}$$

$$N = 4 \text{ tiang}$$

$$M_x = 18,02 \text{ kNm}$$

$$M_y = 65,17 \text{ kNm}$$

$$X_{\max} = 0,9 \text{ m}$$

$$Y_{\max} = 0,9 \text{ m}$$

$$P_{\max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{\max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{\max}}{\Sigma y^2}$$

$$P_{\max} = \frac{5231,29}{4} \pm \frac{65,17 \times 0,9}{1,8^2} \pm \frac{18,02 \times 0,9}{1,8^2}$$

$$P_{\max} = 1330,93 \text{ kN} \leq 1577 \text{ kN (1 tiang)} \dots \text{OK}$$

Tabel 4. 18 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 1

Kombinasi beban	P	Mx	My	P/n	$\frac{M_y \times x_{\max}}{\Sigma x^2}$	$\frac{M_x \times y_{\max}}{\Sigma y^2}$	Pmax (kN)	Pijin (kN)	Pijin $\geq$ Pmax
	kN	kNm	kNm						
D	3985.45	11.71	44.64	996.36	12.40	3.25	1012.02	1577.0	OK
D+L	5127.45	15.37	57.58	1281.86	16.00	4.27	1302.13	1577.0	OK
D+0,75L	4841.95	14.45	54.35	1210.49	15.10	4.02	1229.60	1577.0	OK
D+0,7Ex	4080.76	20.30	55.24	1020.19	15.35	5.64	1041.17	1577.0	OK
D+0,7Ey	4133.80	15.50	55.48	1033.45	15.41	4.30	1053.16	1577.0	OK
D+0,75(0,7Ex)+L	5194.17	21.38	65.00	1298.54	18.06	5.94	1322.54	1577.0	OK
D+0,75(0,7Ey)+L	5231.29	18.02	65.17	1307.82	18.10	5.01	1330.93	1577.0	OK
0,6D+0,7Ex	2480.22	15.04	36.68	620.06	10.19	4.18	634.42	1577.0	OK
0,6D+0,7Ey	2529.73	10.56	36.90	632.43	10.25	2.93	645.61	1577.0	OK

Tabel 4. 19 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 2

Kombinasi beban	P	Mx	My	P/n	$M_y \times x_{max}$	$M_x \times y_{max}$	Pmax (kN)	Pijin (kN)	Pijin $\geq$ Pmax
	kN	kNm	kNm		$\Sigma x^2$	$\Sigma y^2$			
D	6910.037	1635.676	36.489	575.84	10.14	56.09	642.07	1441.6	OK
D+L	8638.376	2187.030	46.691	719.86	12.97	75.00	807.84	1441.6	OK
D+0,75L	8206.291	2049.191	44.140	683.86	12.26	70.27	766.39	1441.6	OK
D+0,7Ex	7969.069	4302.898	127.643	664.09	35.46	147.56	847.11	1441.6	OK
D+0,7Ey	9551.262	7618.922	242.773	795.94	67.44	261.28	1124.66	1441.6	OK
D+0,75(0,7Ex)+L	9379.698	4054.085	104.009	781.64	28.89	139.03	949.56	1441.6	OK
D+0,75(0,7Ey)+L	10487.233	6375.302	184.600	873.94	51.28	218.63	1143.85	1441.6	OK
0,6D+0,7Ex	5134.452	3470.813	110.237	427.87	30.62	119.03	577.52	1441.6	OK
0,6D+0,7Ey	6611.165	6565.768	217.693	550.93	60.47	225.16	836.56	1441.6	OK

#### 4.6.2.5 Kontrol Kekuatan tiang

- 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.

$$P \text{ max} = 133,09 \text{ ton} < P_{ijin} = 252,7 \text{ ton}$$

- Kontrol terhadap Gaya Momen

Perumusan yang dipakai diambil dari buku “Daya Dukung Pondasi Dalam (Herman Wahyudi)” :

$$M_{max} = H (e + 1,5d + 0,5f)$$

$$f = \frac{H}{9 C_u d}$$

Dimana:

H = Lateral Load

e = jarak antara lateral load (H) dengan muka tanah

D = diameter pondasi

dari lampiran data tanah di ketahui  $C_u = 1,25 \text{ kg/cm}^2$

$$f = \frac{H}{9 C_u d} = \frac{1251,22}{9 \times 1,25 \times 60} = 1,85 \text{ cm}$$

$$M_{max} = H (e + 1,5d + 0,5f) = 1251,22 (0 + 1,5 \times 60 + 0,5 \times 1,85) = 113769.499 \text{ kgcm} = 1,138 \text{ tm}$$

Untuk diameter 600 mm kelas C pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi  $M_{crack} = 17 \text{ tm}$ .

Cek kekuatan momen tiang :

$M_{crack} = 1,138 \text{ tm} > M = 17 \text{ tm} \dots\dots\dots (\text{OK})$

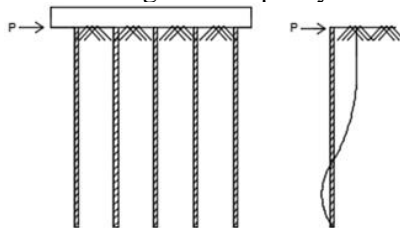
Tabel 4. 20 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 1

Kombinasi beban	Hx	Hy	H	e	D	f	Mmax	Mijin
	Kg	Kg	Kg		cm	cm	tm	tm
D	571.185	2306.837	576.709	0	60	0.854	0.522	17
D+L	753.059	3096.085	774.021	0	60	1.147	0.701	17
D+0,75L	707.590	2924.265	731.066	0	60	1.083	0.662	17
D+0,7Ex	3546.466	3750.079	937.52	0	60	1.389	0.850	17
D+0,7Ey	1586.521	5135.658	1283.91	0	60	1.902	1.168	17
D+0,75(0,7Ex)+L	2835.755	4034.973	1008.74	0	60	1.494	0.915	17
D+0,75(0,7Ey)+L	1463.800	5004.881	1251.22	0	60	1.854	1.138	17
0,6D+0,7Ex	3119.640	2697.107	779.91	0	60	1.155	0.706	17
0,6D+0,7Ey	1290.359	3990.341	997.585	0	60	1.478	0.905	17

Tabel 4. 21 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 2

Kombinasi beban	Hx	Hy	H	e	D	f	Mmax	Mijin
	Kg	Kg	Kg		cm	cm	tm	tm
D	2573.835	5242.441	524.24409	0	60	0.78	0.474	17
D+L	4255.341	6594.329	659.43285	0	60	0.98	0.597	17
D+0,75L	3834.969	6256.359	625.63592	0	60	0.93	0.566	17
D+0,7Ex	40924.507	10769.031	4092.4507	0	60	6.06	3.807	17
D+0,7Ey	84270.516	21401.912	8427.0516	0	60	12.5	8.110	17
D+0,75(0,7Ex)+L	27305.873	7295.535	2730.5873	0	60	4.05	2.513	17
D+0,75(0,7Ey)+L	57648.097	14738.550	5764.8097	0	60	8.54	5.434	17
0,6D+0,7Ex	38340.169	10204.138	3834.0169	0	60	5.68	3.560	17
0,6D+0,7Ey	78796.451	20128.164	7879.6451	0	60	11.7	7.552	17

- Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 4. 26 Diagram Gaya Lateral Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left( \frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$\delta$  = defleksi yang terjadi

$Fd$  = koefisien defleksi

$P$  = Gaya lateral 1 tiang

$T$  = *Relative stiffnes Factor*

Pondasi Tiang Pancang Tipe 1

Jumlah tiang = 4

Hmax = 5,004 t

Hmax 1 tiang = 1,251 t

$Cu = 1,25 \text{ kg/cm}^2$

$$Qu = 2 \times Cu = 2 \times \frac{1,25}{0.977} = 2,55 \frac{t}{ft^3}$$

Dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing* maka didapatkan  $f = 6 \text{ t/ft}^3 = 0,192 \text{ kg/cm}^3$

$$T = \left( \frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$E = 4700\sqrt{fc} = 4700\sqrt{50} = 33234,019 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (60 - 40)^4 = 7857,143 \text{ cm}^4$$

$$T = \left( \frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}} = \left( \frac{338921,82 \times 7857,143}{0.192} \right)^{\frac{1}{5}} = 106,34 \text{ cm}$$

$Fd$ (deflection coefficient)

$L = 17,5 \text{ m} = 1750 \text{ cm}$  (kedalaman tiang pancang)

$T = 106,34 \text{ cm}$

$L/T = 16,456$

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan  $Fd = 0.99$



$$\delta = Fd \left( \frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.9 \left( \frac{5,004 \times 106,34^3}{33234,019 \times 7857,143} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,0207 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm (OK)}$$

Kontrol Momen :

$$M_{\text{crack}} = 17 \text{ tm}$$

$$L/T = 16,456$$

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan  $F_m = 0.9$

$$M = F_m(PT) \leq M_{\text{banding crack}}$$

$$M = 0,9 \times (5,004 \times 1,0634) \leq 17 \text{ tm}$$

$$M = 4.789 \text{ tm} \leq 17 \text{ tm (OK)}$$

#### 4.6.3 Perencanaan Poer Pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data-data perancangan poer.

$$P_u = 660,9 \text{ ton}$$

$$P_{\text{max}} (1 \text{ tiang}) = 133,093 \text{ ton}$$

Jumlah tiang pancang = 4 buah

Dimensi poer = 3,6 x 3,6 x 1,2 m

Mutu beton ( $f_c'$ ) = 40 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) = 420 MPa

Diameter tulangan = 25 mm

Selimut beton = 50 mm

$\lambda = 1$  (beton normal)

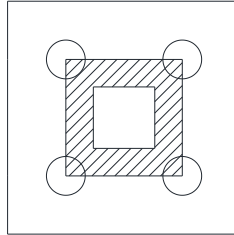
Tinggi efektif ( $d$ ):

$$d_x = 1200 - 70 - \frac{1}{2} 25 = 1117,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 70 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1092,5 \text{ mm}$$

### 4.6.3.1 Kontrol Geser Ponds

- Akibat Kolom



Gambar 4. 27 Area Kritis Geser Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser ponds untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Perencanaan geser ponds pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non-prategang ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

dimana :

$\alpha_s = 20$  untuk kolom sudut,  $\alpha_s = 30$  untuk kolom tepi,  $\alpha_s = 40$  untuk kolom interior

$\beta$  = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek =  $950/950 = 1$

$b_o$  = Keliling penampang kritis :

$$b_o = 2 (b_{kolom} + d) + 2 (h_{kolom} + d)$$

$$b_o = 2 (950 + 1117,5) + 2 (950 + 1117,5) = 8270 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1\sqrt{40} \times 8270 \times 1117,5 = 29809399 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{40 \times 1117,5}{8270} + 2 \right) 1\sqrt{40} \times 8270 \times 1117,5$$

$$V_{c2} = 359245058 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \times 1 \times 1 \times \sqrt{40} \times 8270 \times 1117,5 = 19463784 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$$\phi V_c \geq P_u$$

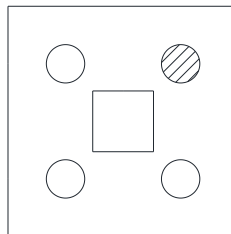
$$\phi V_c = 0,75 \times 19463784 \text{ N} = 14597838 \text{ N} = 1459,784 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 1459,784 \geq 660,9 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 1459,784 \geq 660,9 \text{ ton (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

- Akibat Tiang Pancang



Gambar 4. 28 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang

$$\beta = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} = 950/950 = 1$$

$$b_o = (0,25 \times \pi \times (600 + 1117,5)) = 1348,921 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1\sqrt{40} \times 1348,921 \times 1117,5 = 4862217 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{40 \times 1117,5}{1348,921} + 2 \right) 1\sqrt{40} \times 1348,921 \times 1117,5$$

$$V_{c2} = 278044427 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 1348,921 \times 1117,5 = 3174742 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$$\phi V_c \geq P_{pile}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 3174742 \text{ N} = 2381056 \text{ N} = 238,1056 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 238,1056 \geq 133,093 \text{ (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

#### 4.6.4 Penulangan Poer

Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis.

$$d_x = 1200 - 70 - \frac{1}{2} 25 = 1117,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 70 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1092,5 \text{ mm}$$

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

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,764 \times 400}{410} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0,0363$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.0363 = 0.0273$$

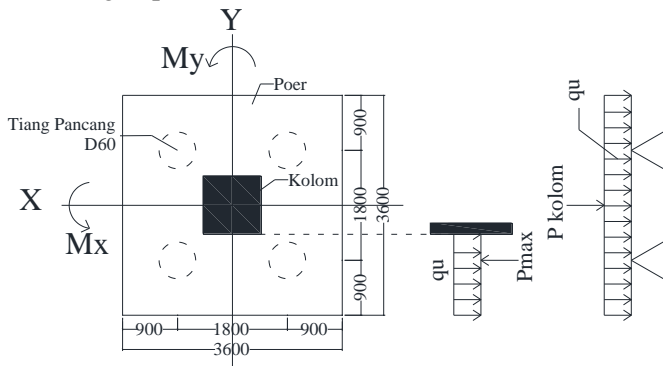
$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25x\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25x\sqrt{40}}{420} = 0.0038$$

$\rho_{min}$  dipakai 0.0038

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.352$$

#### 4.6.4.1 Penulangan poer tipe 1

##### 1. Penulangan poer arah sumbu X



Gambar 4. 29 Pembebanan Poer Tipe I (Arah Sumbu X)

$$P_{max} = 133,08 \text{ ton}$$

$$P_{kolom} = 313.8 \text{ ton}$$

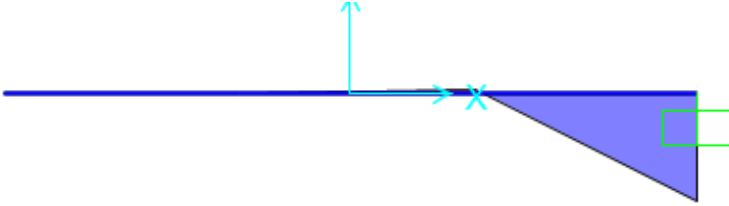
$$q = 3,6 \times 1,2 \times 2,4 = 10.368 \text{ ton/m}$$

$$qu = 10.368 \text{ ton/m} \times 1,2 = 12,4416 \text{ ton/m}$$

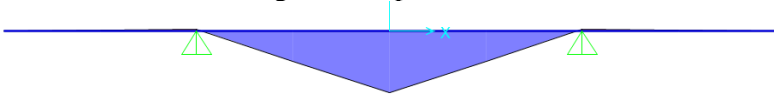
Pada sumbu X, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakkannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} Mu_1 &= 2 \cdot P_{\max} \cdot a - \frac{1}{2} q_u \cdot L^2 \\ &= (2 \times 133,09 \times 0,425) - (\frac{1}{2} \times 12,4416 \times (1,325)^2) \\ &= 102,196 \text{ t.m} \\ &= 1002206366 \text{ N.mm} \end{aligned}$$



Gambar 4. 30 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 1 Sumbu X



Gambar 4. 31 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 2 Sumbu Y  
 $Mu_2 = 141,21 \text{ tm} = 1384797046 \text{ Nmm}$

- Penulangan negatif

$$Rn = \frac{Mu_1}{\phi b d x^2} = \frac{1002206366}{0,9 \cdot 3600 \cdot 1117,5^2} = 0,247$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,247}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0006$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0037$$

$$AS_{\text{perlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1000 \times 1117,5 = 4206,959 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{AS_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4206,959} = 116,68 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

- Penulangan positif

$$Rn = \frac{Mu_2}{\phi b d x^2} = \frac{1384797046}{0,9 \cdot 3600 \cdot 1117,5^2} = 0,342$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,342}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0008$$

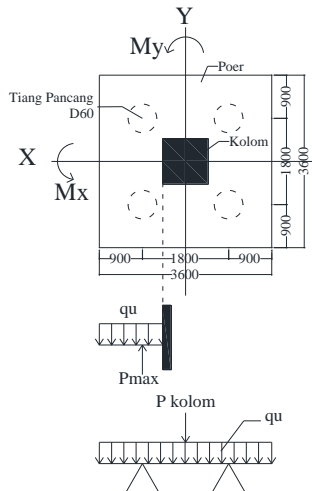
$$\rho \text{ pakai} = 0,0037$$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1000 \times 1117,5 = 4206,959 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4206,959} = 116,68 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

## 2. Penulangan poer arah sumbu Y

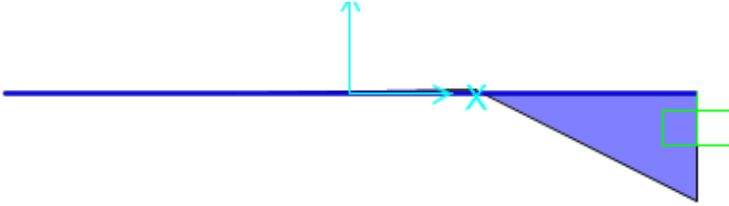


Gambar 4. 32 Pembebanan Poer Tipe I (Arah Sumbu Y)

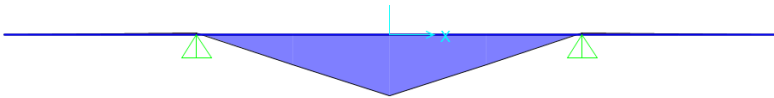
Pada sumbu Y, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} Mu_1 &= 2 \cdot P_{\max} \cdot a - \frac{1}{2} q_u \cdot L^2 \\ &= (2 \times 133,09 \times 0,425) - (\frac{1}{2} \times 12,4416 \times (1,325)^2) \\ &= 102,196 \text{ t.m} \\ &= 1002206366 \text{ N.mm} \end{aligned}$$



Gambar 4. 33 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 1 Sumbu Y



Gambar 4. 34 Bidang Momen pondasi 1 kondisi 2 Sumbu Y  
 $Mu_2 = 141,21 \text{ tm} = 1384797046 \text{ Nmm}$

- Penulangan negatif

$$Rn = \frac{Mu_1}{\phi b d x^2} = \frac{1002206366}{0,9 \cdot 3600 \cdot 1092,5^2} = 0,259$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,259}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,00062$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0037$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1000 \times 1092,5 = 4112,843 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4112,843} = 119,35 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

- Penulangan positif

$$Rn = \frac{Mu_2}{\phi b d x^2} = \frac{1384797046}{0,9 \cdot 3600 \cdot 1092,5^2} = 0,358$$



$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,358}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,00085$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0037$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,0037 \times 1000 \times 1092,5 = 4112,843 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4112,843} = 119,35 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

#### 4.6.4.2 Penulangan poer tipe 2

$$P_{kolom} = 313,8 \text{ ton}$$

$$P_{max} = 114,38 \text{ ton}$$

$$P_{shearwall} = 156,076 \text{ ton}$$

$$q_{shearwall} = 21,234 \text{ ton/m}$$

$$M_{shearwall} = 277,872 \text{ tm}$$

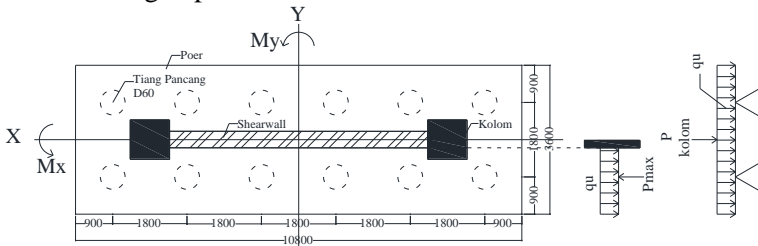
$$q_1 = 10,8 \times 1,2 \times 2,4 = 31,104 \text{ ton/m}$$

$$qu_1 = 31,104 \text{ ton/m} \times 1,2 = 37,325 \text{ ton/m}$$

$$q_2 = 3,6 \times 1,2 \times 2,4 = 10,368 \text{ ton/m}$$

$$qu_2 = 10,368 \text{ ton/m} \times 1,2 = 12,4416 \text{ ton/m}$$

##### 1. Penulangan poer arah sumbu X



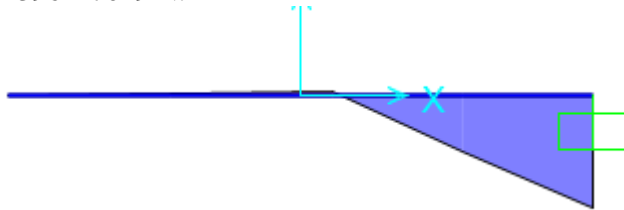
Gambar 4. 35 Pembebanan Poer Kolom Tipe II (Arah Sumbu X)

Pada sumbu X, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada tepi dinding geser dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer.

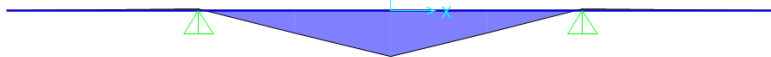
Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakkannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} Mu_1 &= 6.P_{\max} \cdot a - \frac{1}{2} q u_1 \cdot L^2 \\ &= (6 \times 114,38 \times 0,725) - (\frac{1}{2} \times 37,325 \times (1,625)^2) \\ &= 448,292 \text{ t.m} \\ &= 4396247049 \text{ N.mm} \end{aligned}$$



Gambar 4. 36 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 1 Sumbu X



Gambar 4. 37 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 2 Sumbu X  
 $Mu_2 = 352,6542 \text{ tm} = 3458356310 \text{ Nmm}$

- Penulangan negatif

$$Rn = \frac{Mu_1}{\phi b d x^2} = \frac{4396247049}{0,9 \cdot 10800 \cdot 1117,5^2} = 0,362$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,362}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,00086$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0037$$

$$AS_{\text{perlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1000 \times 1117,5 = 4206,959 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{AS_{\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4206,959} = 116,68 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

- Penulangan positif

$$Rn = \frac{Mu_2}{\phi b d x^2} = \frac{3458356310}{0,9 \cdot 10800 \cdot 1117,5^2} = 0,285$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2x12.352x0,285}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.00068$$

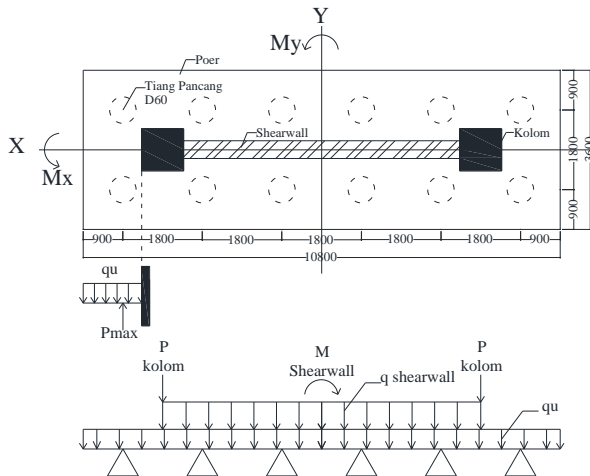
$$\rho \text{ pakai} = 0.0037$$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1000 \times 1117,5 = 4206,959 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4206,959} = 116,68 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

## 2. Penulangan poer arah sumbu Y



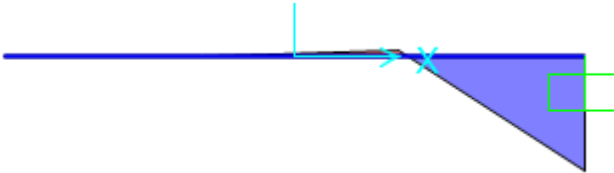
Gambar 4. 38 Pembebanan Poer Kolom Tipe II (Arah Sumbu Y)

Pada sumbu Y, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer.

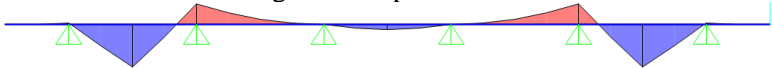
Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakkannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom, beban terbagi merata serta momen dari dinding geser dan berat sendiri poer.

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} Mu_1 &= 2 \cdot P_{\max} \cdot a - \frac{1}{2} q u_2 \cdot L^2 \\ &= (2 \times 114,38 \times 0,425) - (\frac{1}{2} \times 12,4416 \times (1,325)^2) \\ &= 86,305 \text{ t.m} \\ &= 846367681 \text{ N.mm} \end{aligned}$$



Gambar 4. 39 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 1 Sumbu Y



Gambar 4. 40 Bidang Momen pondasi 2 kondisi 2 Sumbu Y  
 $Mu_2 = 118,71 \text{ tm} = 1164147421 \text{ Nmm}$

- Penulangan negatif

$$Rn = \frac{Mu_1}{\phi b d x^2} = \frac{846367681}{0,9 \cdot 3600 \cdot 1092,5^2} = 0,218$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,218}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,00052$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0037$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1000 \times 1117,5 = 4206,959 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4206,959} = 116,68 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

- Penulangan positif

$$Rn = \frac{Mu_2}{\phi b d x^2} = \frac{1164147421}{0,9 \cdot 3600 \cdot 1092,5^2} = 0,301$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12.352 \cdot 0,301}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0007$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0037$$

$$A_{s\text{perlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1000 \times 1117,5 = 4206,959 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{s\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4206,959} = 116,68 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

## 4.6.5 Perencanaan Kolom Basement

### 4.6.5.1 Kontrol Dimensi Kolom

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diperoleh beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom:

$$P_{u\text{max}} : 6479.7435 \text{ kN}$$

$$V_{u\text{max}} : 231.227 \text{ kN}$$

$$T_{u\text{max}} : 16.7023 \text{ kNm}$$

$$M_y : 224.586 \text{ kNm}$$

$$M_x : 173.2556 \text{ kNm}$$

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.  
 $950 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$
- Rasio dimensi besar dari 0.4  
 $\text{Rasio } b/h = 950/950 = 1 > 0.4$

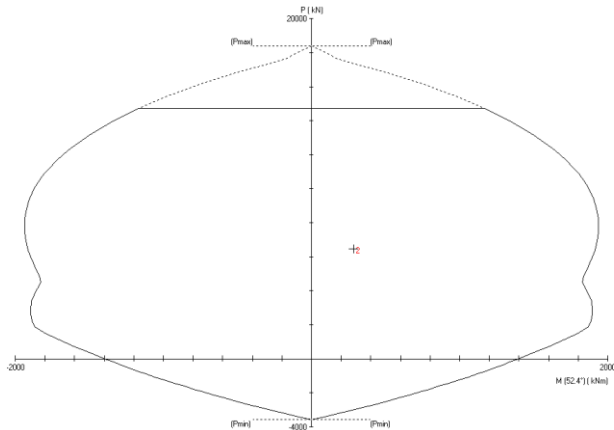
Dari hasil program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 6479.7435 kN

$$6479.7435 \text{ kN} \geq 950 \times 950 \times \frac{40}{10} \times \frac{1}{1000}$$

$$6479.7435 \text{ kN} \geq 3610 \text{ kN (OK)}$$

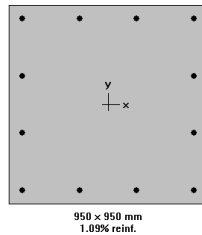
#### 4.6.5.2 Penulangan Longitudinal

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu spColumn, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut:



Gambar 4. 41 Diagram Interaksi Kolom 95/95 cm

Dari hasil spColumn Design Design diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah **12D32**.



Gambar 4. 42 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn  
Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom  
 $\phi M_n = 1500,85 \text{ kNm} > M_u = 224.586 \text{ kNm}$  (OK)

#### 4.6.5.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal pada Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang,  $A_{st}$ , tidak boleh kurang dari  $0.01 A_g$  atau lebih dari  $0.06 A_g$ .

$$A_{st} = 7740 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 722500 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program spColumn diperoleh Tulangan longitudinal: 12D32, dengan rasio tulangan = 1,09 %.

$$0.01A_g < A_s < 0.06 A_g$$

$$7225 \text{ mm}^2 < 9828 \text{ mm}^2 < 54150 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

#### 4.6.5.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2: kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$P_u = 6479,7435 \text{ KN}$$

$$\Phi = 0.65$$

$$A_g = 950 \times 950 = 902500 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 12 \frac{1}{4} \pi 32^2 = 9828 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

$$\phi P_n = 0,8 \times 0,65 (0,85 \times 40 (902500 - 9828) + 420 (9828))$$

$$\phi P_n = 17928876 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 17928,88 \text{ kN} > P_u = 6479,7435 \text{ kN (OK)}$$

#### 4.6.5.5 Kontrol Persyaratan *Strong Column Weak Beam*

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2 tentang kekuatan lentur minimum kolom menyatakan persamaan:

$$\sum M_{nc} > 1,2 \sum M_{nb}$$

Di mana  $\sum M_{nc}$  adalah momen kapasitas kolom dan  $\sum M_{nb}$  merupakan momen kapasitas balok.  $M_{nc}$  dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur rendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah didapat jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan *strong column weak beam*.  $\sum M_{nc}$  didapat dari diagram interaksi aksial dan momen kolom sebesar 1500,85 kN.m.

Nilai  $M_{nb}$  dicari dari jumlah balok yang menyatu dengan kolom 950x950, yang dapat dihitung dengan rumus

$$M_{nb} = A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \times 0,8, \text{ di mana nilai}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1963,495 \times 420}{0,85 \times 40 \times 400} = 60,637 \text{ mm}$$

$$M_{nb} = A_{s,terpasang} \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1963,495 \times 420 \times \left( 534,3 - \frac{60,637}{2} \right) \times 0,8$$

$$M_{nb} = 332,625 \text{ kNm}$$

$$1,2 \sum M_{nb} = 1,2 (M_{nb}^+ + M_{nb}^-) = 1,2 (332,625 + 332,625) = 798,302 \text{ kNm}$$

Sehingga persyaratan untuk *strong column weak beam*:

$$\sum M_{nc} > 1,2 \sum M_{nb}$$



1500,85 kNm > 798,302 kNm (**OK**)

#### 4.6.5.6 Kontrol Gaya Tekan Sesuai Rencana

Gaya geser rencana,  $V_e$ , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

$$F_s = 1,25 \times F_y = 1,25 \times 420 = 525 \text{ Mpa}$$

$$L_n = 4725 - 600 = 4125 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 1516980 \text{ kNm}$$

$$V_{ex} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_n} = \frac{2 \times 1516980}{4125} = 892,3412 \text{ kN}$$

$$V_{ex} = 892,3412 \text{ kN} > V_u = 231,227 \text{ kN} (\mathbf{OK})$$

#### 4.6.5.7 Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3, ujung-ujung kolom sepanjang  $L_o$  harus dikekang oleh tulangan trasversal ( $A_{sh}$ ) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3.

Pemasangan Tulangan di Daerah Sendi Plastis

Jarak Tulangan Maksimum:

- $1/4 b_{kolom} = \frac{1}{4} \times 950 = 237,5 \text{ mm}$
- $6d_b = 6 \times 32 = 174 \text{ mm}$
- $100 \text{ mm} \leq S \leq 150 \text{ mm}$
- $S_o = 100 + \left( \frac{350 - (hx)}{3} \right) = 132,89 \text{ mm}$

Sehingga digunakan jarak tulangan di daerah sendi plastis 130 mm.

$A_{sh_{min}}$  sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut:

$$b_{cx} = 950 - 2 \times 40 - 2 \times 16 = 838 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (950 - 2 \times 40 - 2 \times 16)^2 = 702244 \text{ mm}^2$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{s b_c f'c}{f_{yt}} \left[ \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{100 \times 838 \times 40}{420} \left[ \frac{902500}{702244} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 682,768 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{s b_c f'c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh1} = 0.09 \frac{100 \times 838 \times 40}{420} = 718,285 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

Sehingga digunakan 4D16-130

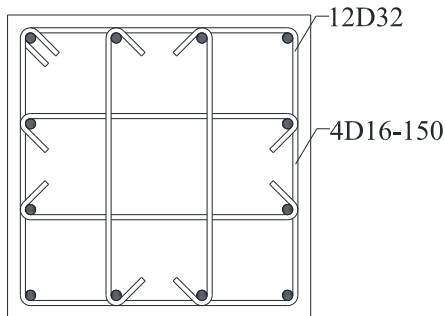
$$A_{sh} = 804,571 \text{ mm}^2 > 718,285 \text{ mm}^2$$

Pemasangan Tulangan di Luar Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

- $6 \times d_b = 6 \times 32 = 192 \text{ mm}$
- 150 mm

Maka dipakai  $s = 150 \text{ mm}$ ; sehingga menjadi 4D16-150



Gambar 4. 43 Penulangan Kolom

#### 4.6.6 Perencanaan Sloof Pondasi

Struktur balok sloof berfungsi agar penurunan yang terjadi pada pondasi (pilecap) bergerak bersama-sama, dengan kata lain balok sloof merupakan pengaku yang menghubungkan antar pondasi (pilecap). Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sloof sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Data perencanaannya sebagai berikut:

Dimensi sloof =  $450 \times 650 \text{ mm}$

Mutu beton ( $f_c$ ) = 40 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) = 420 Mpa

Tulangan utama = D22

Tulangan sengkang = Ø10

Selimit beton = 40 mm

Bentang = 8,3 m

Gaya aksial kolom = 6479.7435 kN

$P_U \text{ sloof} = 10\% \times 6479.7435 = 647,9744 \text{ kN} = 647974,4 \text{ N}$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horizontal antara *poer* harus diporoposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450

$$\frac{l}{20} = \frac{8300}{20} = 415 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 450 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

#### 4.6.6.1 Penulangan lentur sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom.

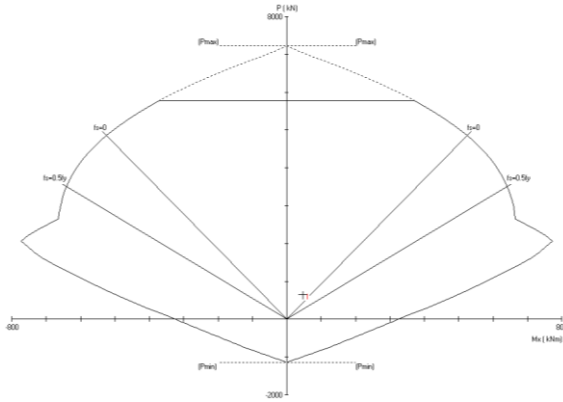
Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

$$q_d = 0,45 \times 0,65 \times 2400 = 702 \text{ kg/m}$$

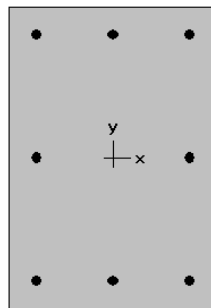
$$q_u = 1,2 \times 702 = 842,4 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} M_{u \text{ tumpuan}} &= \frac{1}{12} \times q_u \times l^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 842,4 \times 8,3^2 \\ &= 4836,078 \text{ kgm} = 47.42572432 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$P_u \text{ sloof} = 647,9744 \text{ kN}$$



Gambar 4. 44 Diagram Interaksi Sloof



450 × 650 mm  
1.06% reinf.

Gambar 4. 45 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn

Dari analisis spColumn didapat :

$$\rho = 0,0106$$

Dipasang tulangan = 8 D22 ( $A_s = 3096 \text{ mm}^2$ )

- Cek lebar sloof

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$2 \times \text{selimut beton (c = 40 mm)} = 2 \times 40 = 100 \text{ mm}$$

2 x sengkang ( $\emptyset = 10$ mm)	= 2 x 10 = 20 mm
3 x D22	= 3 x 22 = 66 mm
2 kali jarak antara 25 mm	= 2 x 25 = 50 mm
Total	= 216 mm

Total lebar < Lebar balok 450 mm ternyata cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

#### 4.6.6.2 Penulangan geser sloof

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut:

$$A_g = 450 \times 650 = 292500 \text{ mm}^2$$

$$d = 650 - 40 - 10 - 22/2 = 589 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{647974,35}{14 \cdot 292500} \right) 1 \sqrt{40} \times 450 \times 589$$

$$V_c = 330068.1321 \text{ N}$$

$$\emptyset V_c = 0,75 \times 330068.1321 = 247551,1 \text{ N} = 25243,19 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 842,28,3 = 3495,96 \text{ kg}$$

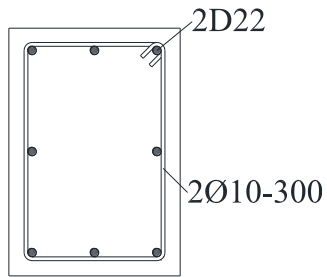
$$\phi V_c > V_u$$

25243,19 kg > 3495,96 kg (tidak perlu tulangan geser)

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $\frac{d}{2} = \frac{589}{2} = 294,5 \text{ mm}$
- $s = 300 \text{ mm}$

Dipasang sengkang 2 $\emptyset$ 10 – 300 mm.



Gambar 4. 46 Penulangan Sloof

## **BAB V**

### **RINGKASAN**

#### **5.1 Ringkasan**

Dari hasil perhitungan struktur dan analisa yang telah dilakukan, maka dapat diperoleh kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil perhitungan struktur sekunder
  - a. Pelat beton setebal 140 mm dengan tulangan M8-250 pada atap serta M10-300 mm pada lantai 2-15 dan *basement* sebesar 220 mm.
  - b. Dimensi balok anak menggunakan dimensi 30/50 cm
  - c. Dimensi balok penggantung lift dimensi 20/30 cm
  - d. Pelat anak tangga menggunakan 20/30 cm
  
2. Analisis ETABS untuk permodelan sistem ganda telah memenuhi kontrol partisipasi massa, kontrol waktu getar alami fundamental, kontrol nilai akhir respon spectrum, kontrol simpangan (*drift*) pada struktur yang direncanakan di kota Surabaya telah memenuhi syarat.
  
3. Hasil perhitungan struktur primer:
  - a. Balok Induk menggunakan dimensi 30/50 dan 40/70 cm
  - b. Kolom menggunakan dimensi sebesar 60/90 pada lantai 1-12, 60/60 pada lantai 13-Atap
  - c. Dinding geser berdimensi 40 cm dengan panjang total 12,5 m. Tulangan lentur D25-200, geser D13-250, dan komponen batas khusus 4D16-100
  - d. Hubungan balok kolom
  
4. Hasil Perhitungan balok prategang
  - a. Sistem *monolit*
  - b. Dimensi balok prategang 60/100 cm dengan panjang 20,1 m.
  - c. Gaya prategang yang diperlukan sebesar 3000 kN dengan kehilangan pretegang sebesar 23,63%

5. Hasil Perhitungan struktur bawah
  - a. Dinding penahan tanah menggunakan jenis *cantilever wall*.
  - b. *Shearwall* dengan tebal 350 mm.
  - c. Pondasi menggunakan tiang pancang produk dari PT. Waskita Beton Precast dengan diameter 600 mm dengan mencapai kedalaman -28 m.
  - d. Penulangan poer menggunakan D25-100 mm.
  - e. Dimensi Kolom sebesar 90/130 cm dengan Ld D29, sengkang 4D16-100 (sendi plastis) dan 4D16-150 (luar sendi plastis)
  - f. Dimensi sloof sebesar 45/65 cm menggunakan tulangan 8D22.

## 5.2 Saran

Saran untuk Tugas Akhir ini adalah:

1. Diperlukan pengawasan yang baik dan benar dalam pelaksanaan di lapangan, dari saat fabrikasi, pengangkatan, hingga pemasangan. Hal ini bertujuan agar balok prategang tidak mengalami kegagalan pada berbagai tahap pembebanan.
2. Perlu memperhatikan hasil data tanah yang diperoleh dari lokasi pembangunan agar perencanaan pemilihan jenis pondasi, kedalaman pemancangan tiap titik, dan jumlah yang dibutuhkan dapat sesuai dengan kapasitas daya dukung serta efisien dalam segi biaya
3. Dalam perencanaan pondasi perlu diperhatikan dimensi ukuran pile cap yang didapatkan setiap titik kolom maupun dinding geser. Bila jarak antara masing-masing pile cap berdekatan maka sebaiknya direncanakan sebagai full slab untuk memudahkan pekerjaan di lapangan



## DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. 2013. **SNI 1727:2013 Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain**. Bandung : BSN
- Badan Standardisasi Nasional . 2012 . **SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung**. Jakarta . Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standardisasi Nasional . 2015 . **SNI 2847:2013 Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta . Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standardisasi Nasional . 2012 . **SNI 7833:2012 Tata Cara Perancangan Beton Pracetak untuk Bangunan Gedung**. Jakarta . Badan Standardisasi Nasional
- Braja, M. Das, 2007. **Principles of Foundation Engineering**. Stanford : Cengage Learning.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung (PPIUG 1983)**. Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.
- Fransiskus, Kartini, dan Astawa. 2013, **Perencanaan Beam-Column Joint dengan Menggunakan Metode Beton Prategang Partial Gedung Perkantoran BPR Jatim**. Jurnal SAINTEK (10) Juni : 38-46.
- Imran, Iswandi. 2008. **Applicability Metoda Desain Kapasitas pada Perencanaan Struktur Dinding Geser Beton Bertulang**. Seminar dan Pameran HAKI. Jakarta, 12 Mei
- Lin, T. Y., Ned, H. Burns, dan Mediana. 2000. **Desain Struktur Beton Prategang Edisi Ketiga**. Jakarta: Binarupa Aksara.
- Sosrodarsono, Suyono dan Nakazawa, Kazuto. 1994. **Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi**. Jakarta: PT Pradnya Paramita.
- Tavio, dan Benny Kusuma. 2009. **Desain Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding Struktur Bertulang Tahan Gempa**. Surabaya: ITS Press.

Wahyudi, Herman. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dangkal.**  
Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS

**LAMPIRAN**



Departemen Teknik Sipil  
 Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
 dan Kebumihan  
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
 STRUKTUR GEDUNG SOHO  
 CIPUTRA WORLD SURABAYA  
 FASE 3 MENGGUNAKAN  
 SISTEM GANDA DENGAN  
 BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
 Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

BI = Balok Induk  
 BA = Balok Anak  
 K = Kolom

Satuan dalam mm

Nama Mahasiswa

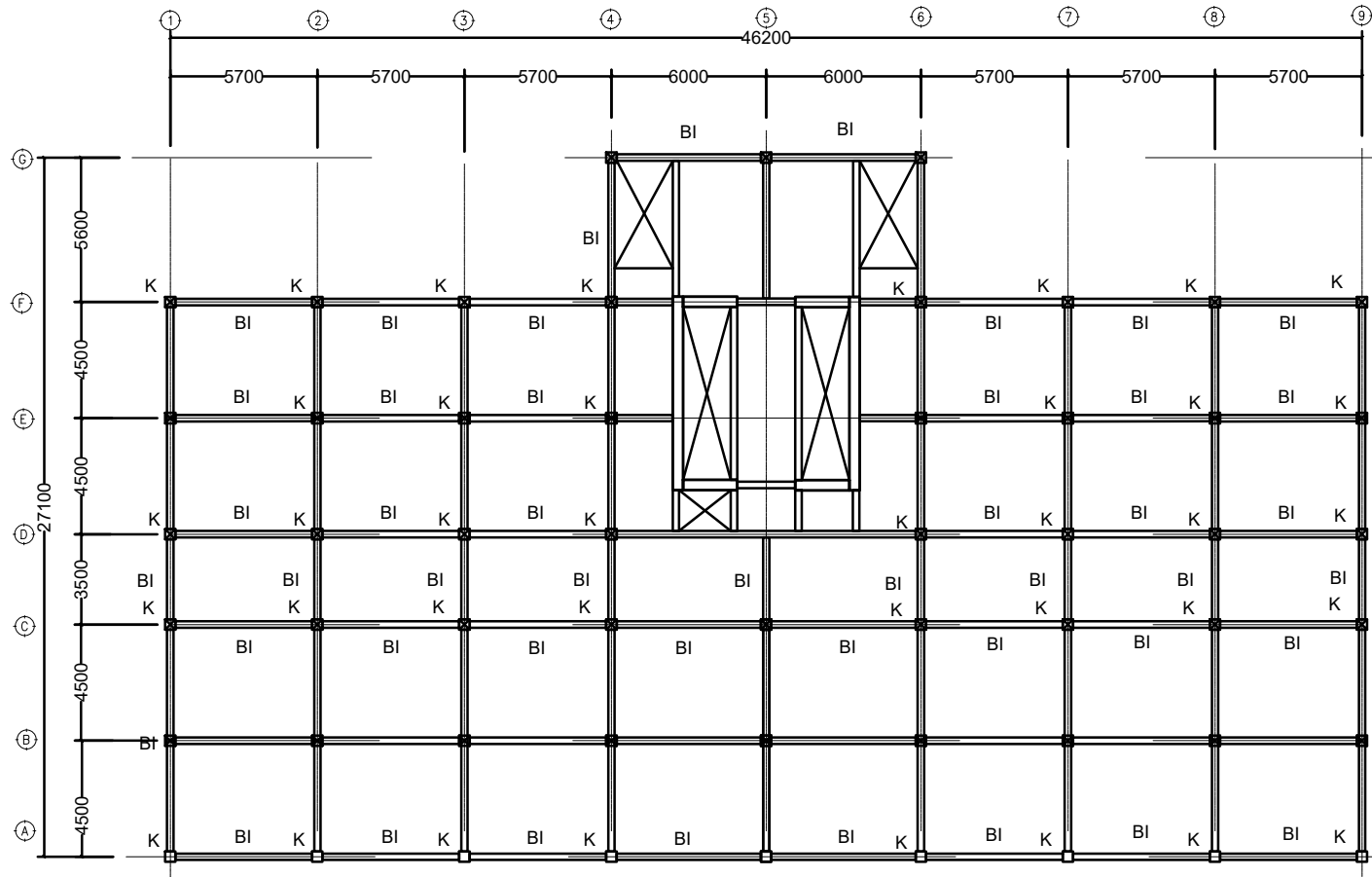
Dian Arief Prawira Ramadhan  
 03111540000083

Nama Gambar

DENAH KOLOM BALOK  
 LANTAI 1-18 (TIPIKAL)

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	-----------	---------------

SKALA 1 : 200	1	28
---------------	---	----



**DENAH KOLOM BALOK**  
 SKALA 1 : 200



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

BI = Balok Induk  
BA = Balok Anak  
K = Kolom  
BP = Balok Pratekan

Satuan dalam mm

Nama Mahasiswa

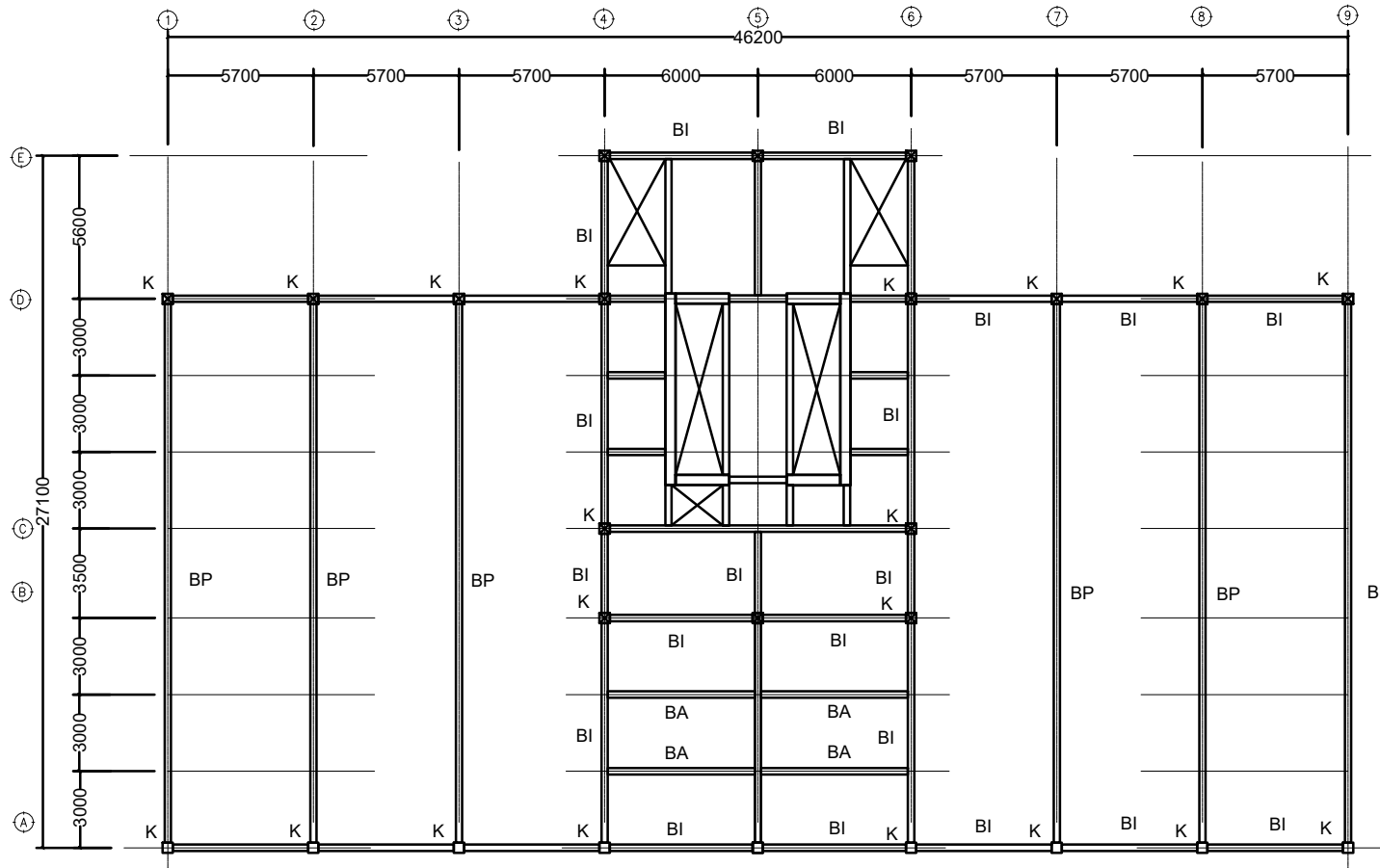
Dian Arief Prawira Ramadhan  
0311154000083

Nama Gambar

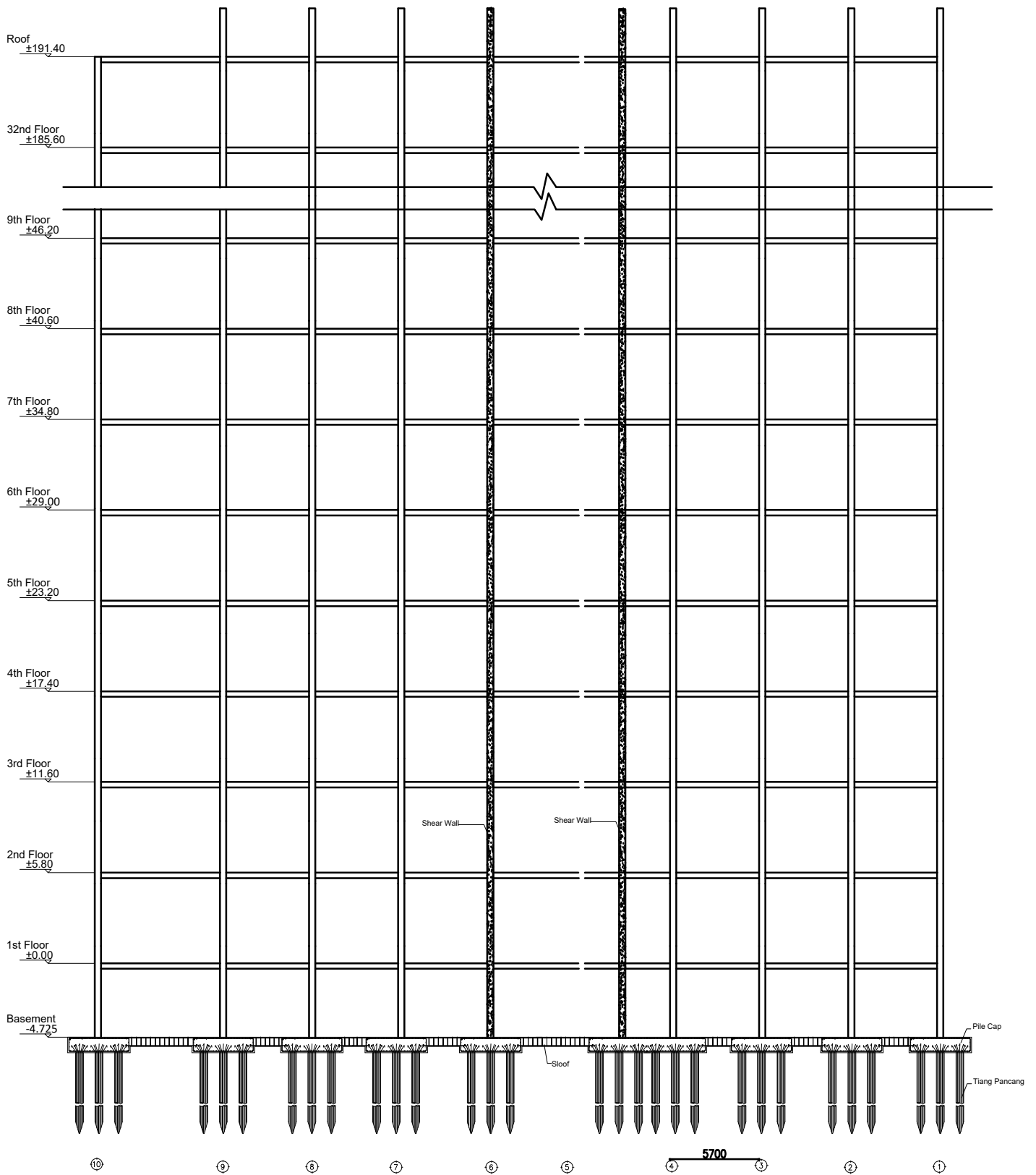
DENAH KOLOM BALOK  
LANTAI 21 (ROOF)

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	-----------	---------------

SKALA 1 : 200	2	28
---------------	---	----

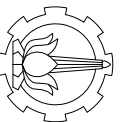


**DENAH KOLOM BALOK**  
SKALA 1 : 200



**POTONGAN I-I**

SKALA 1 : 250



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Konsultasi

Prof. Tawio, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Satuan dalam mm

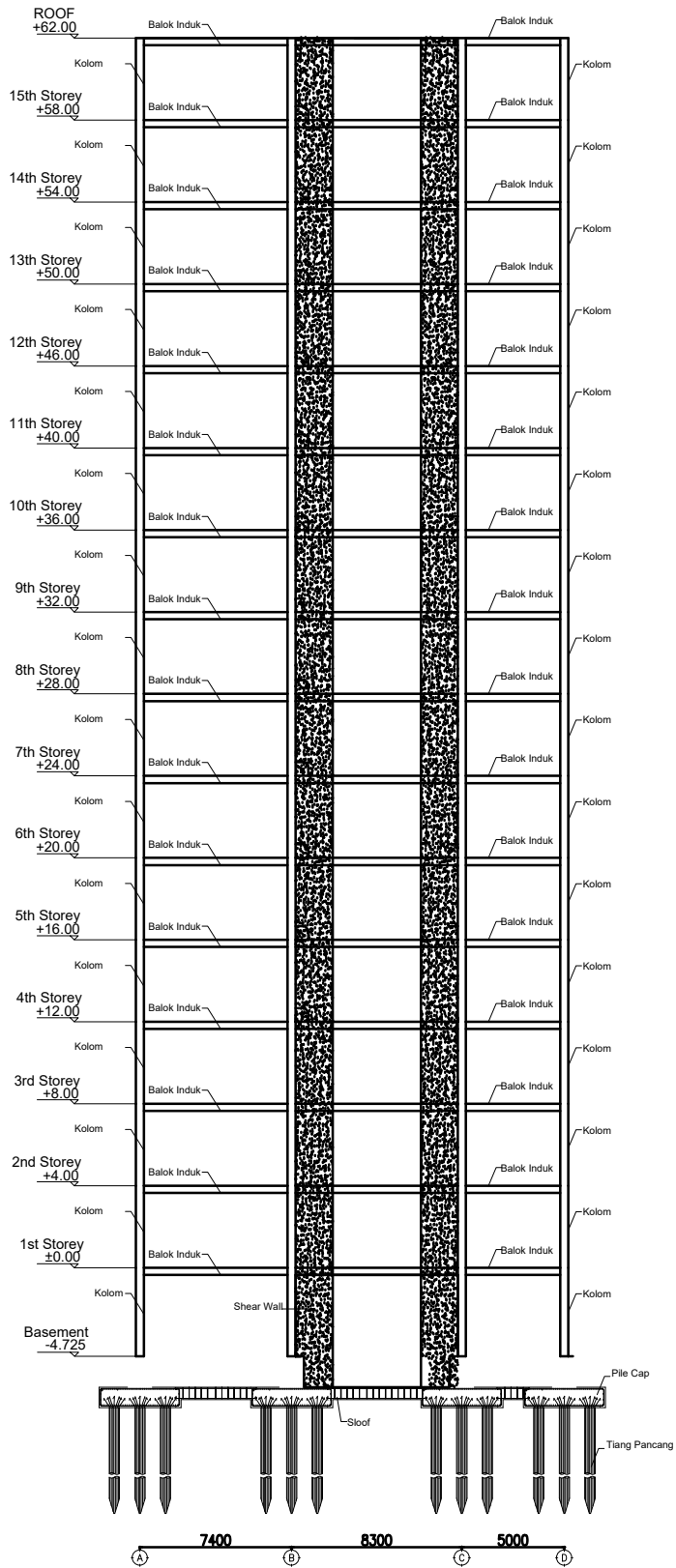
Nama Mahasiswa

Dian Arief Prawira Ramadhan  
03111540000083

Nama Gambar

POTONGAN I-I

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
SKALA 1 : 250	3	28



**POTONGAN II-II**

SKALA 1 : 250

Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan dan Kebumihan Institut Teknologi Sepuluh Nopember		
Judul Tugas Akhir  DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG SOHO CIPUTRA WORLD SURABAYA FASE 3 MENGGUNAKAN SISTEM GANDA DENGAN BALOK BETON PRATELANG		
Dosen Pembimbing  Prof. Tawio, ST., MT., Ph.D Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D		
Keterangan  Satuan dalam mm		
Nama Mahasiswa  Dian Arief Prawira Ramadhan 0311154000083		
Nama Gambar  POTONGAN II-II		
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
SKALA 1 : 250	4	28



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dian Arief Prawira Ramadhan  
0311154000083

Nama Gambar

DENAH TANGGA

Skala

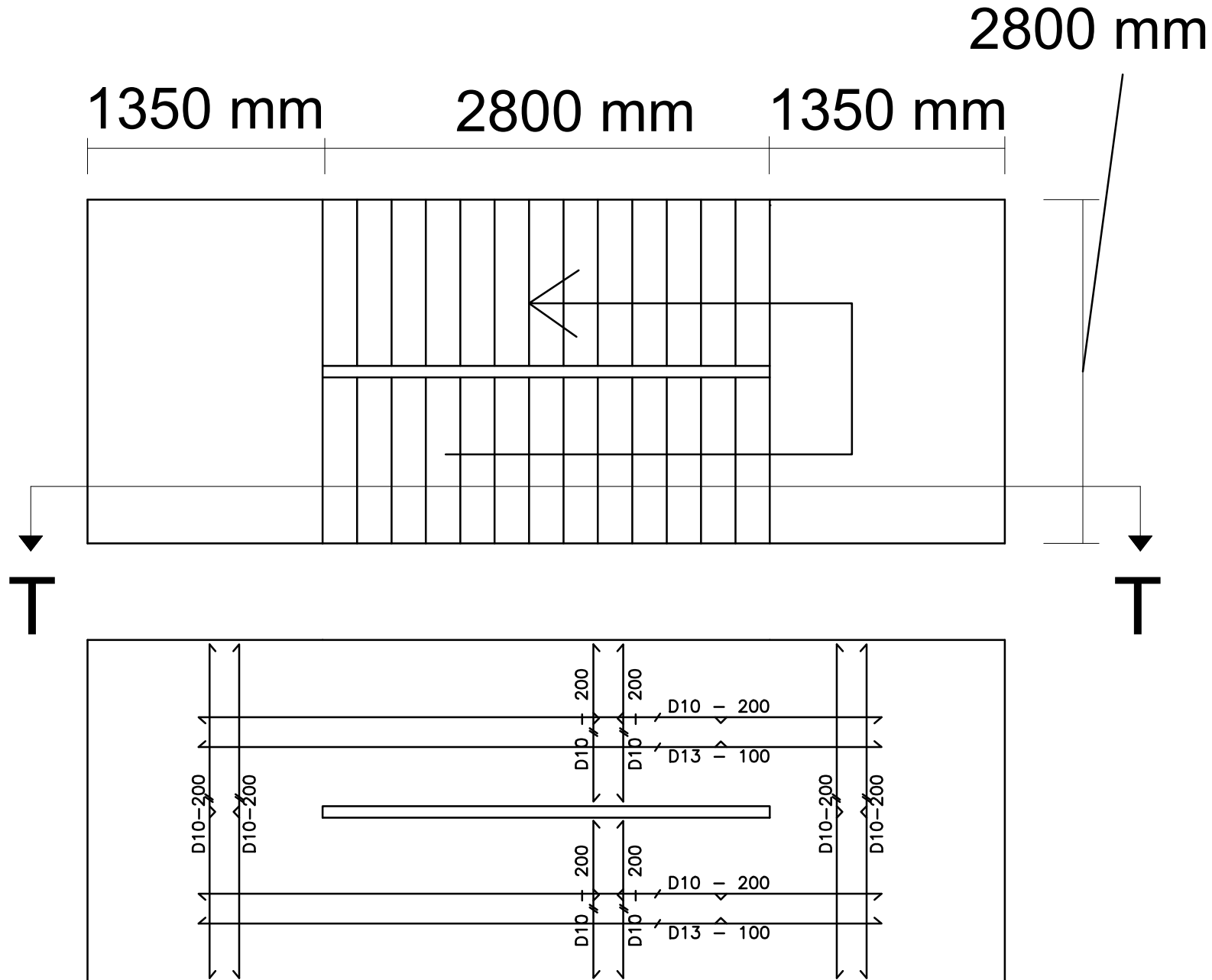
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

SKALA 1 : 50

5

28







Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

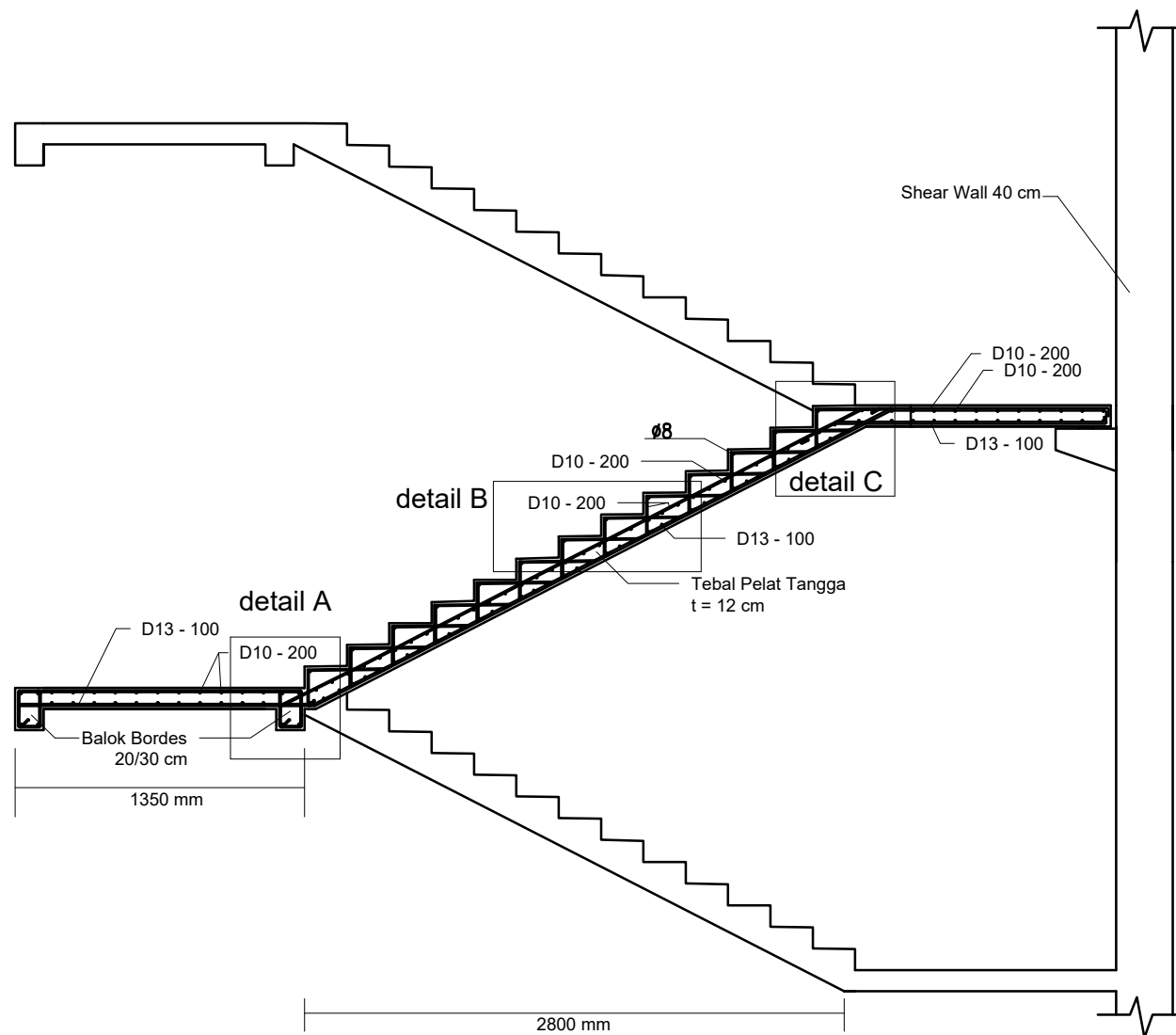
Nama Mahasiswa

Dian Arief Prawira Ramadhan  
0311154000083

Nama Gambar

POTONGAN T-T

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
SKALA 1 : 50	6	28



Potongan T-T  
1 : 50



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

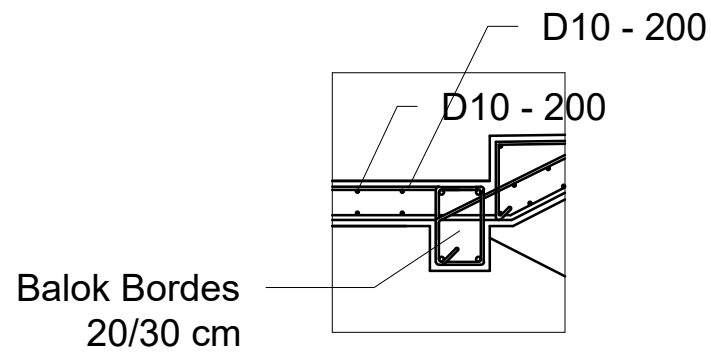
Dian Arief Prawira Ramadhan  
0311154000083

Nama Gambar

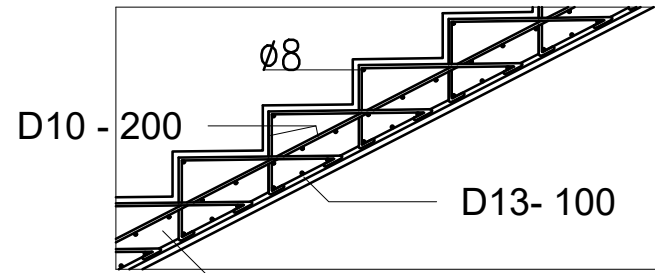
DETAIL POTONGAN TANGGA

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	-----------	---------------

SKALA 1 : 25	7	28
--------------	---	----

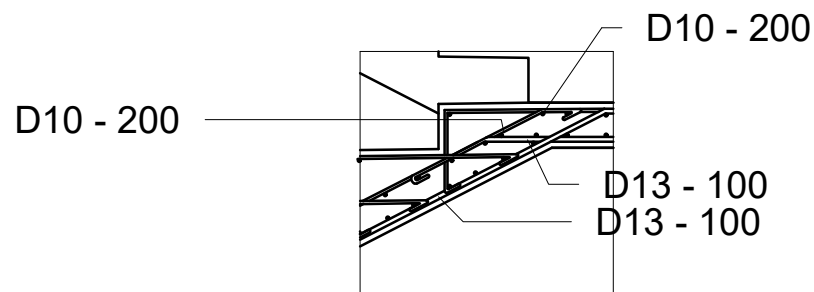


Detail Potongan A  
Skala 1: 25



Tebal Pelat Tangga  
t = 12 cm

Detail Potongan B  
Skala 1: 25



Detail Potongan C  
Skala 1: 25



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEKAN

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

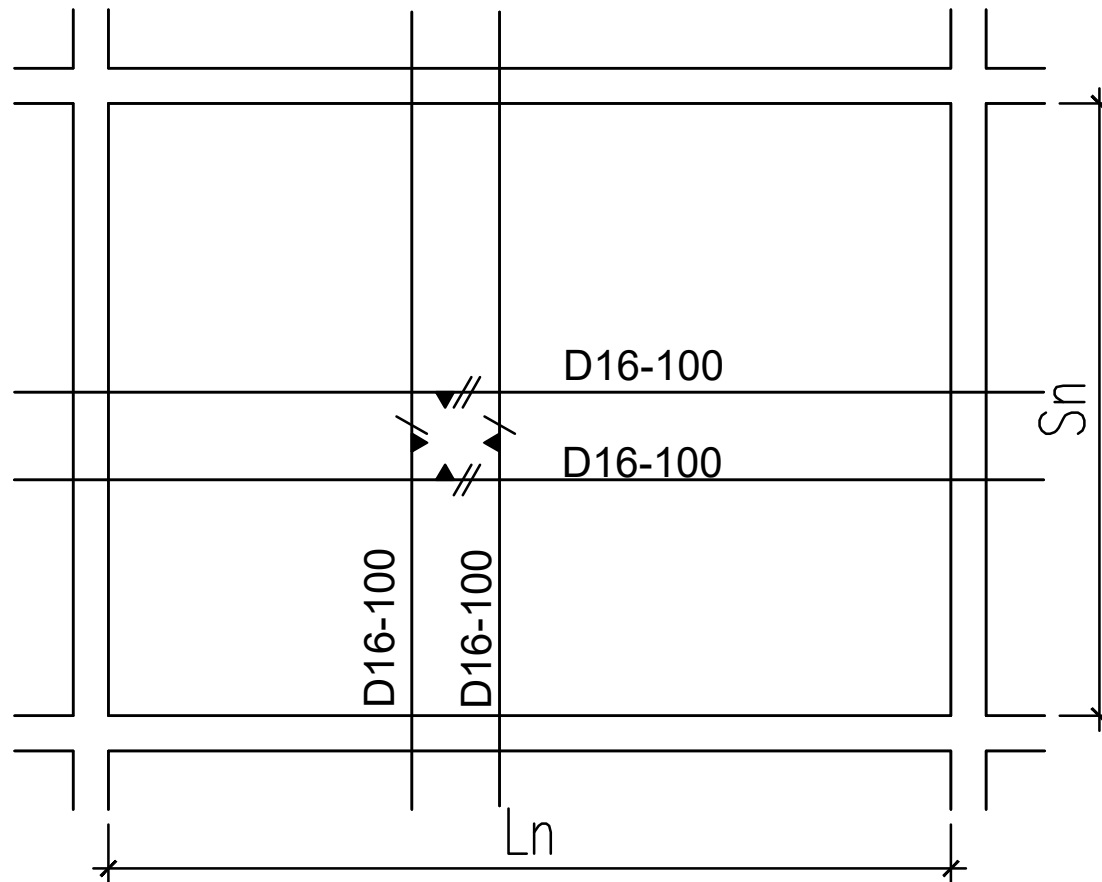
Nama Mahasiswa

Dian Arief Prawira Ramadhan  
0311154000083

Nama Gambar

DETAIL PENULANGAN PELAT  
BASEMENT

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
SKALA 1 : 25	8	28



Detail Penulangan Pelat Basement  
1 : 25



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

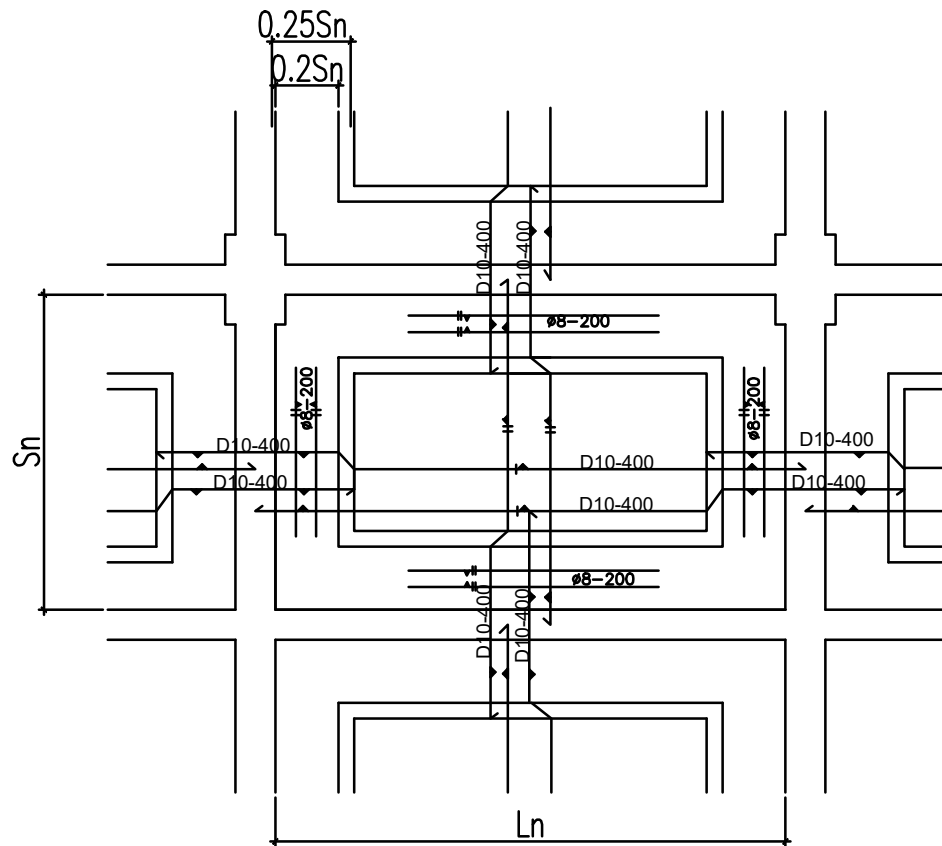
Nama Mahasiswa

Dian Arief Prawira Ramadhan  
0311154000083

Nama Gambar

PENULANGAN PELAT 2 ARAH

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
SKALA 1 : 75	9	28



Detail Penulangan Tipikal Pelat 2 Arah S14

1 : 75



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dian Arief Prawira Ramadhan  
03111540000083

Nama Gambar

PENULANGAN BALOK INDUK

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	-----------	---------------

SKALA 1 : 25

10

28

BENTANG BALOK	6900 mm Melintang		5460 mm Memanjang	
DIMENSI BXH(mm)	400 x 700		300 x 500	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
COVER	40 mm	40 mm	40 mm	40 mm
TUL. ATAS	8D25	2D25	5D25	3D25
TUL. BAWAH	5D25	3D25	4D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25	2D16	2D16
SENGKANG	3D16-100	3D13-150	3D13-100	3D13-200
BENTANG BALOK	6715 mm Memanjang		6250 mm Memanjang	
DIMENSI BXH(mm)	400 x 700		300 X 500	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	5D22	5D22	6D25	3D25
TUL. BAWAH	5D22	5D22	4D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D22	2D22	2D16	2D16
SENGKANG	3D16-100	3D13-150	3D13-100	3D13-200



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dian Arief Prawira Ramadhan  
03111540000083

Nama Gambar

PENULANGAN BALOK INDUK

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	-----------	---------------

SKALA 1 : 25	11	28
--------------	----	----

BENTANG BALOK	7135 mm Melintang		5760 mm Memanjang	
DIMENSI BXH(mm)	400 x 700		300 x 500	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
COVER	40 mm	40 mm	40 mm	40 mm
TUL. ATAS	8D25	2D25	5D25	3D25
TUL. BAWAH	5D25	3D25	4D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25	2D16	2D16
SENGKANG	3D16-100	3D13-150	3D13-100	3D13-200
BENTANG BALOK	6215 mm Melintang		5500 mm Memanjang	
DIMENSI BXH(mm)	400 x 700		300 X 500	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	5D22	5D22	6D25	3D25
TUL. BAWAH	5D22	5D22	4D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D22	2D22	2D16	2D16
SENGKANG	3D16-100	3D13-150	3D13-100	3D13-200



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dian Arief Prawira Ramadhan  
0311154000083

Nama Gambar

PENULANGAN BALOK INDUK

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
SKALA 1 : 25	12	28

BENTANG BALOK	8535 mm Melintang	
DIMENSI BXH(mm)	400 x 700	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
	COVER	40 mm
TUL. ATAS	8D25	3D25
TUL. BAWAH	5D25	4D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25
SENGKANG	3D16-100	3D13-150
BENTANG BALOK	3450 mm Melintang	
DIMENSI BXH(mm)	400 x 700	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
	COVER	40 mm
TUL. ATAS	10D25	10D25
TUL. BAWAH	6D25	6D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25
SENGKANG	3D16-100	3D16-100

NOTE:  
 $f_y = 400 \text{ MPa}$   
 $f'_c = 35 \text{ MPa}$



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

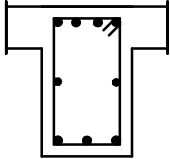
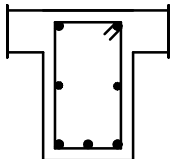
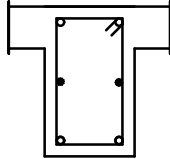
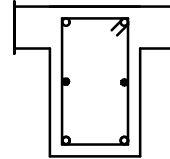
Nama Mahasiswa

Dian Arief Prawira Ramadhan  
03111540000083

Nama Gambar

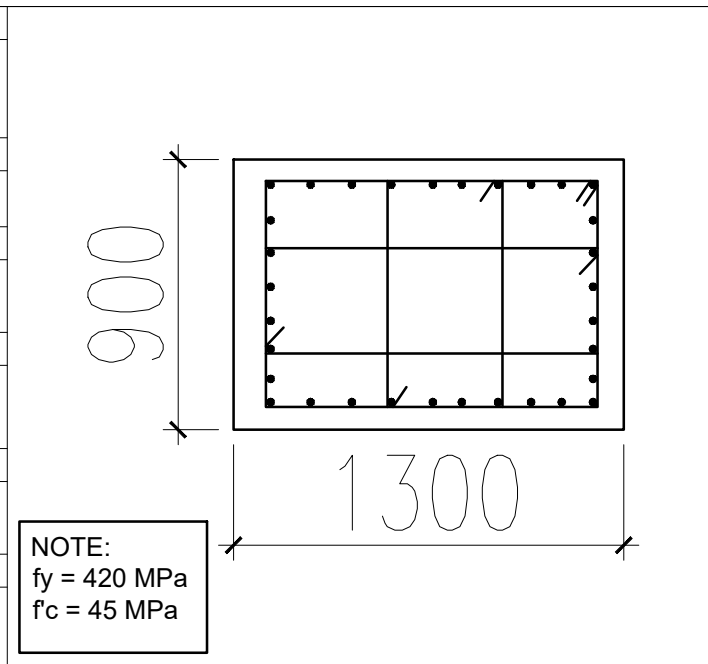
PENULANGAN BALOK ANAK  
DAN TIE BEAM

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
SKALA 1 : 25	13	28

JENIS BALOK	BALOK ANAK		JENIS BALOK	TIE BEAM	
DIMENSI BXH(mm)	300 x 500		DIMENSI BXH(mm)	300 x 500	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN			POTONGAN		
COVER	40 mm	40 mm	COVER	40 mm	40 mm
TUL. ATAS	4D16	2D16	TUL. ATAS	2D25	2D25
TUL. BAWAH	2D16	3D61	TUL. BAWAH	2D25	2D25
TUL. PINGGANG	D13	D13	TUL. PINGGANG	D13	D13
SENGKANG	2D10-200	2D10-200	SENGKANG	2D13-150	2D13-150



LOKASI
Lt. Basement
DIMENSI
900 X 1300
Ld
D29
LAP SPLICES
1660 mm
S. PLASTIS
4D16-100
LUAR S. PLASTIS
4D16-150



Departemen Teknik Sipil  
 Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
 dan Kebumihan  
 Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
 STRUKTUR GEDUNG SOHO  
 CIPUTRA WORLD SURABAYA  
 FASE 3 MENGGUNAKAN  
 SISTEM GANDA DENGAN  
 BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
 Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dian Arief Prawira Ramadhan  
 0311154000083

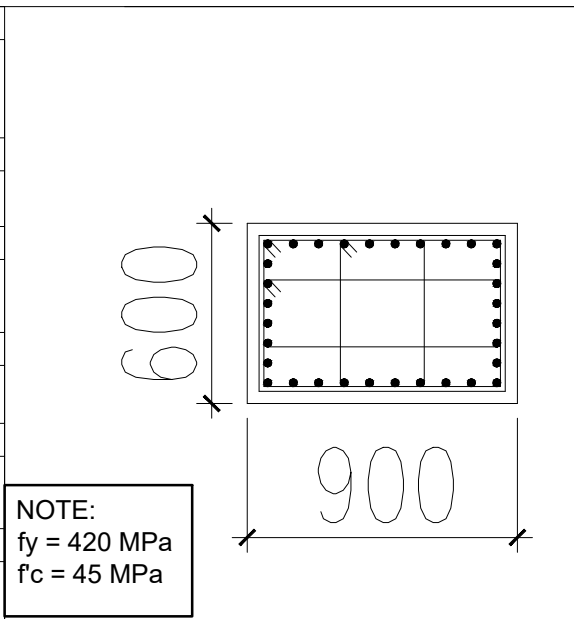
Nama Gambar

DETAIL PENULANGAN KOLOM

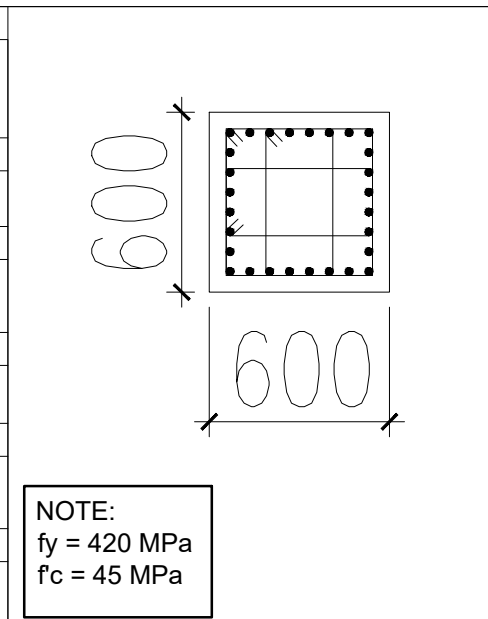
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	-----------	---------------

SKALA 1 : 25	14	28
--------------	----	----

LOKASI
Lt. 1-12
DIMENSI
600 x 900
Ld
D25
LAP SPLICES
1300 mm
S. PLASTIS
4D16-100
LUAR S. PLASTIS
4D16-150



LOKASI
Lt. 13-Atap
DIMENSI
600 x 600
Ld
D25
LAP SPLICES
1300 mm
S. PLASTIS
4D16-100
LUAR S. PLASTIS
4D16-150





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

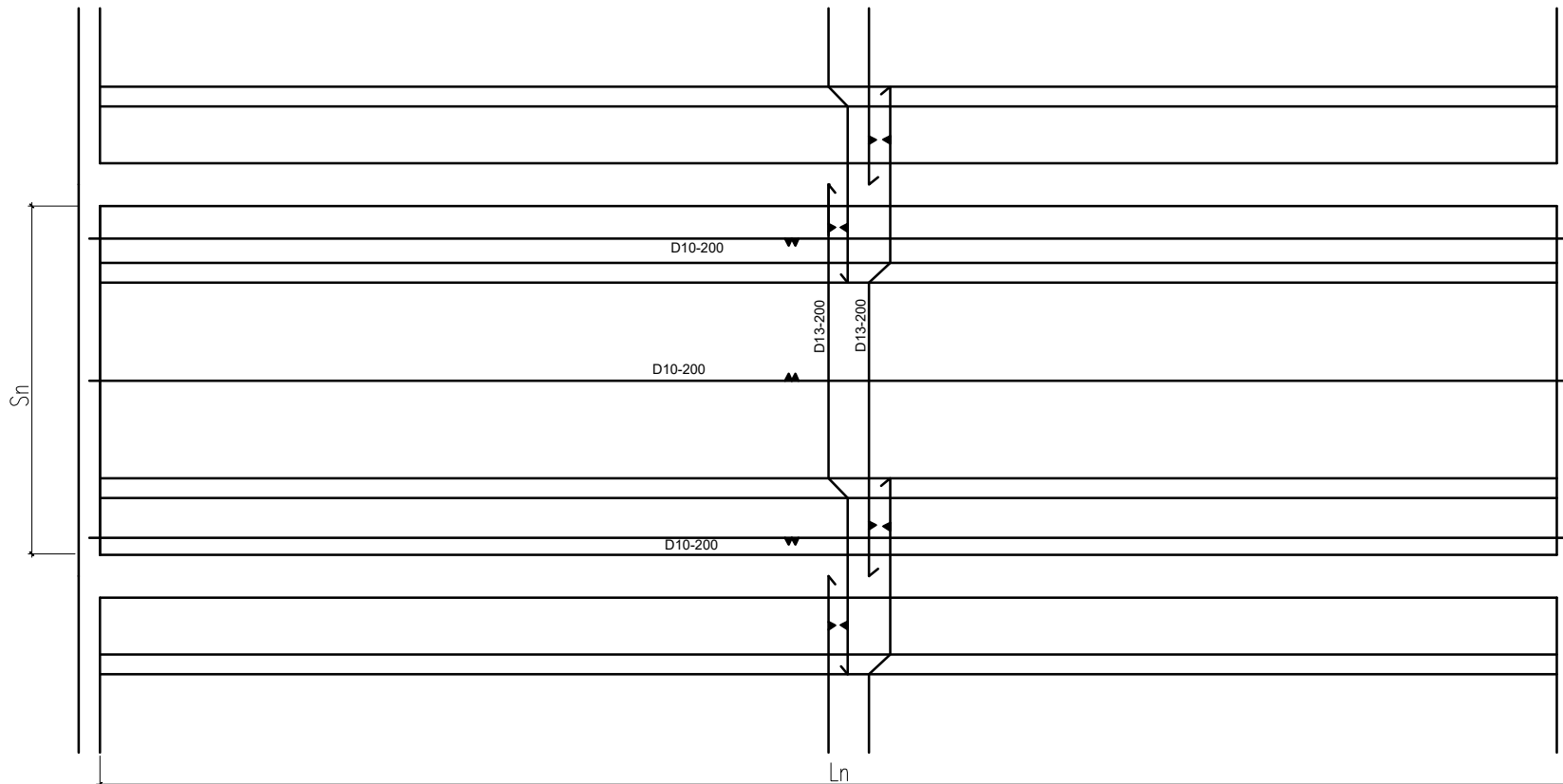
Dian Arief Prawira Ramadhan  
0311154000083

Nama Gambar

PENULANGAN PELAT 2 ARAH

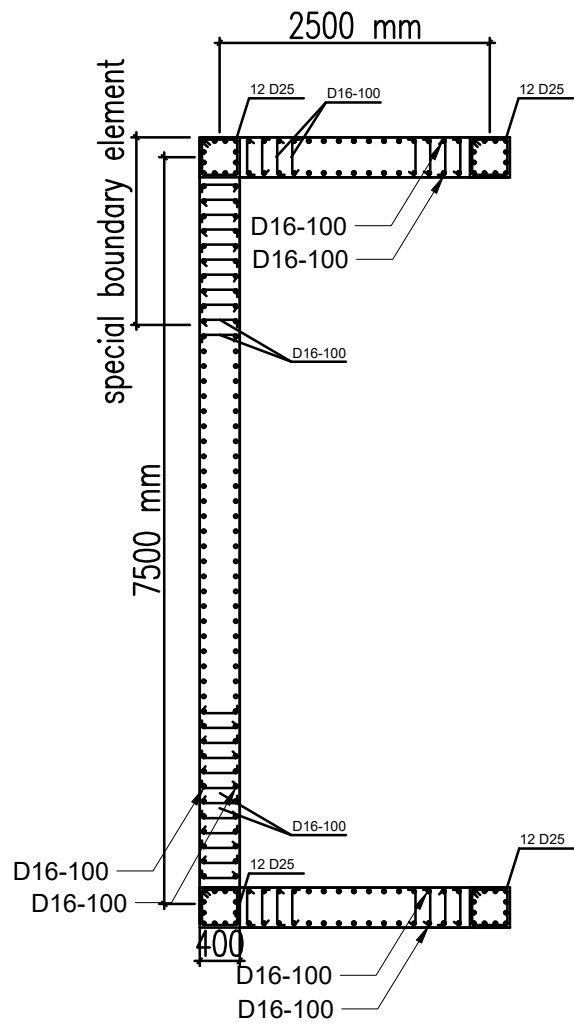
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	-----------	---------------

SKALA 1 : 100	15	28
---------------	----	----



Detail Penulangan Tipikal Pelat 1 Arah S14

1 : 100



Penulangan Shearwall

1 : 75

NOTE:  
 $f_y = 400 \text{ MPa}$   
 $f_c = 45 \text{ MPa}$



Departemen Teknik Sipil  
 Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
 dan Kebumihan  
 Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
 STRUKTUR GEDUNG SOHO  
 CIPUTRA WORLD SURABAYA  
 FASE 3 MENGGUNAKAN  
 SISTEM GANDA DENGAN  
 BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
 Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dian Arief Prawira Ramadhan  
 03111540000083

Nama Gambar

PENULANGAN PELAT 2 ARAH

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
SKALA 1 : 75	16	28



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavo, ST.,MT.,Ph.D  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

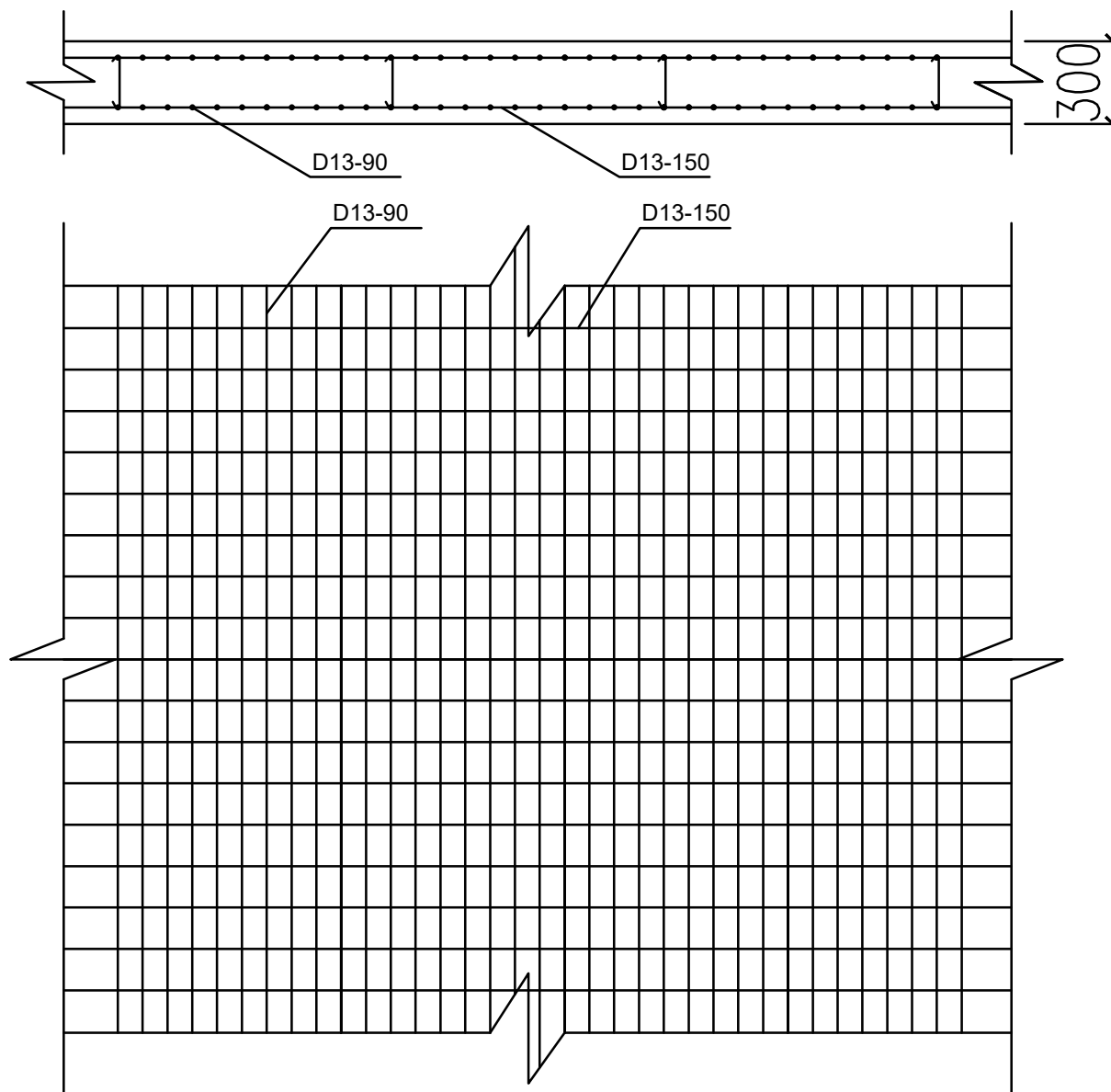
Nama Mahasiswa

Dian Arief Prawira Ramadhan  
0311154000083

Nama Gambar

DETAIL PENULANGAN  
DIAPRAGM WALL

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
SKALA 1 : 25	17	28



NOTE:  
 $f_y = 400 \text{ MPa}$   
 $f_c = 28 \text{ MPa}$

Detail Penulangan Diaphragm Wall  
1 : 25



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEKAN

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

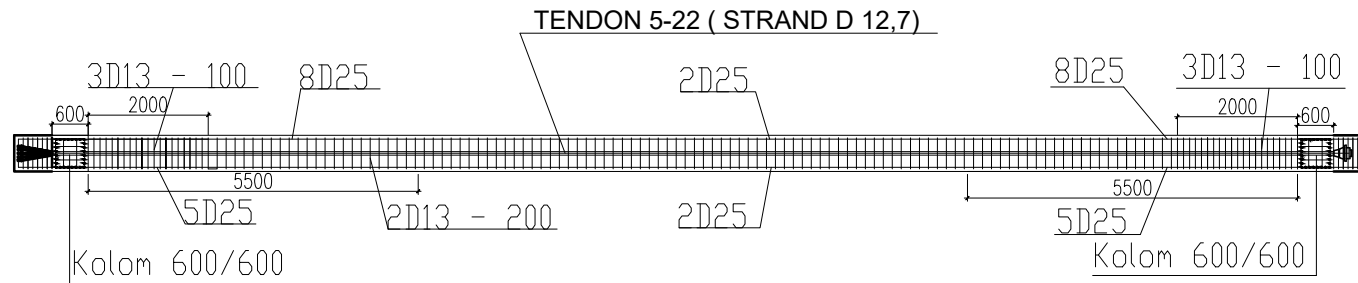
Dian Arief Prawira Ramadhan  
0311154000083

Nama Gambar

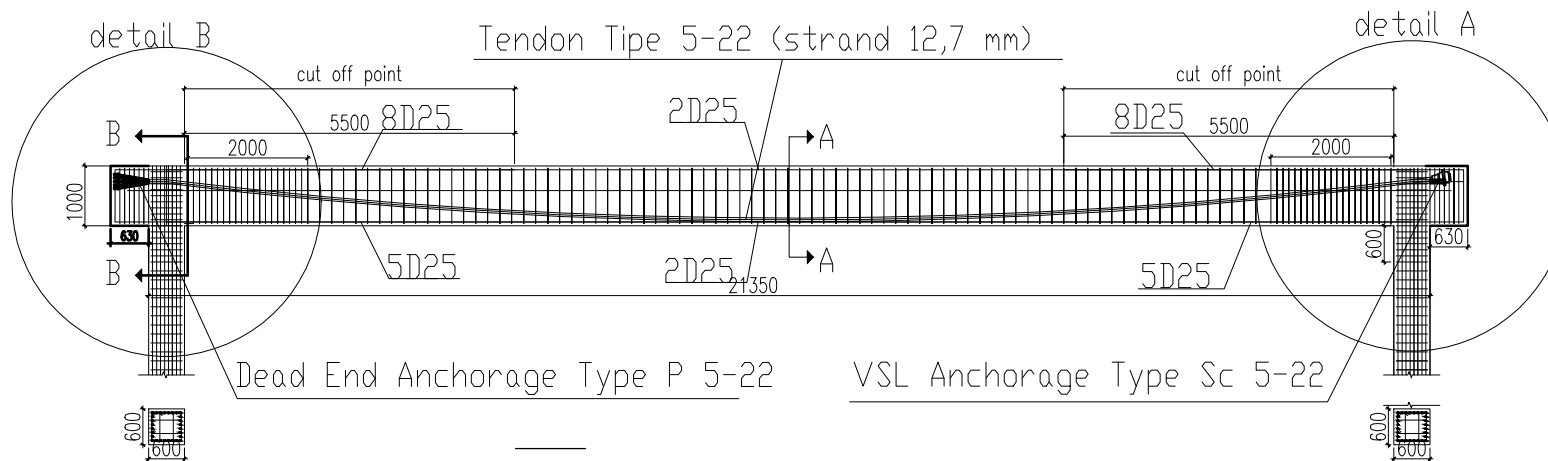
POTONGAN ATAS DAN MEMANJANG  
BALOK PRATEKAN

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	-----------	---------------

SKALA 1 : 125	18	28
---------------	----	----



Potongan Atas Balok Pratekan  
1 : 125



Potongan Memanjang Balok Pratekan  
1 : 125



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEKANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

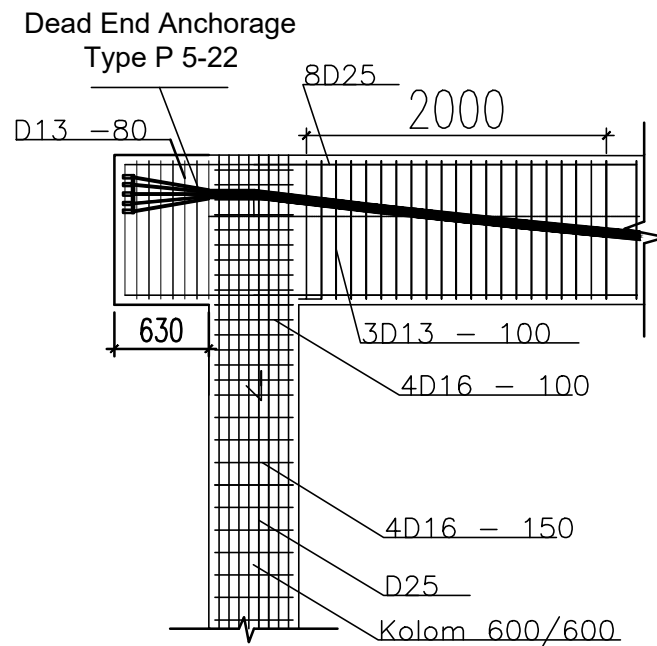
Nama Mahasiswa

Dian Arief Prawira Ramadhan  
0311154000083

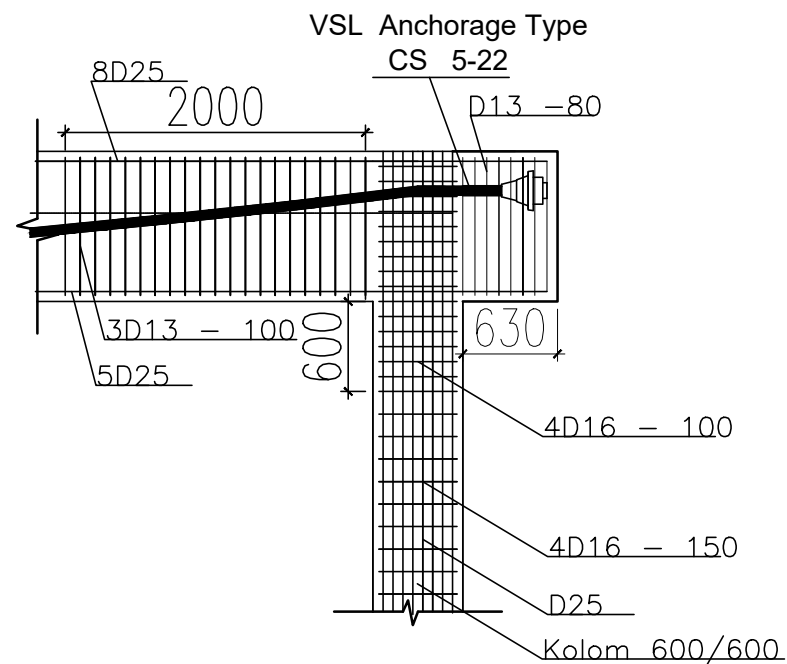
Nama Gambar

DETAIL BALOK PRATEKAN

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
SKALA 1 : 50	19	28



Detail B  
1 : 50



Detail A  
1 : 50

NOTE:  
 $f_y = 400 \text{ MPa}$   
 $f_c = 45 \text{ MPa}$



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

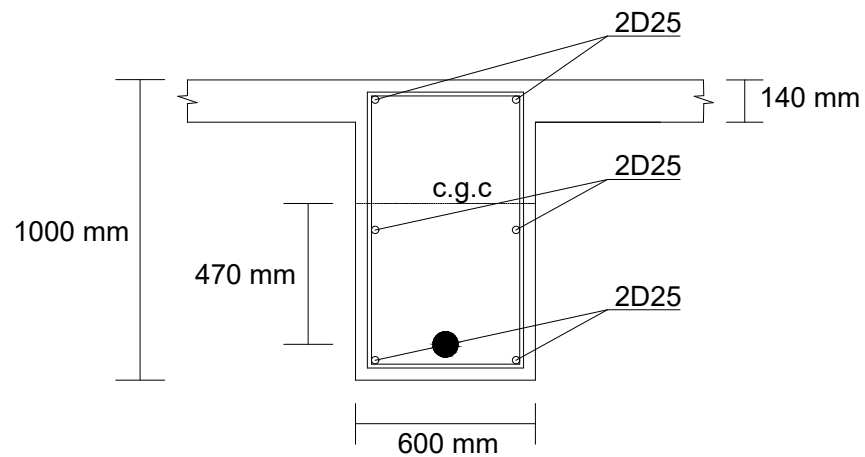
Dian Arief Prawira Ramadhan  
03111540000083

Nama Gambar

POTONGAN BALOK PRATEGANG  
LANTAI ATAP

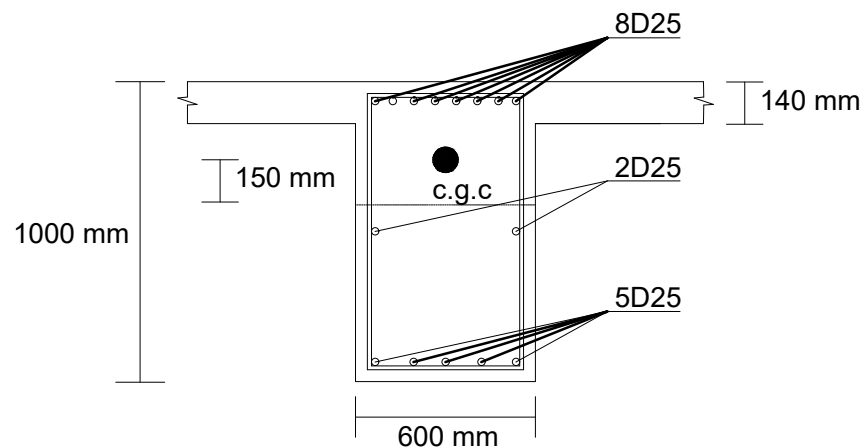
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	-----------	---------------

SKALA 1 : 25	20	28
--------------	----	----



## Potongan A-A

Skala 1: 25



## Potongan B-B

Skala 1: 25



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

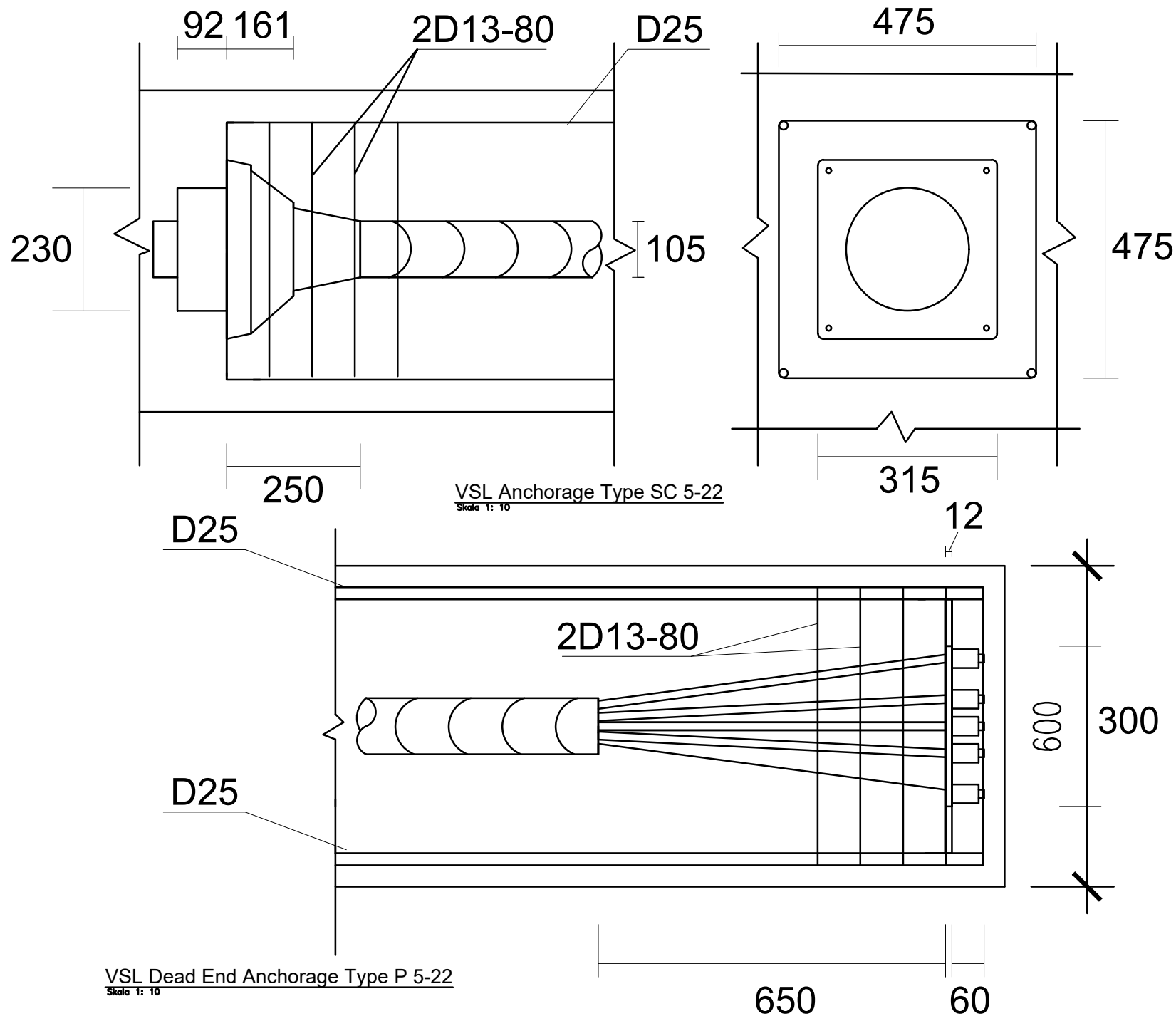
Dian Arief Prawira Ramadhan  
0311154000083

Nama Gambar

DETAIL ANGKUR  
BALOK PRATEGANG LANTAI ATAP

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	-----------	---------------

SKALA 1 : 10	21	28
--------------	----	----







Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

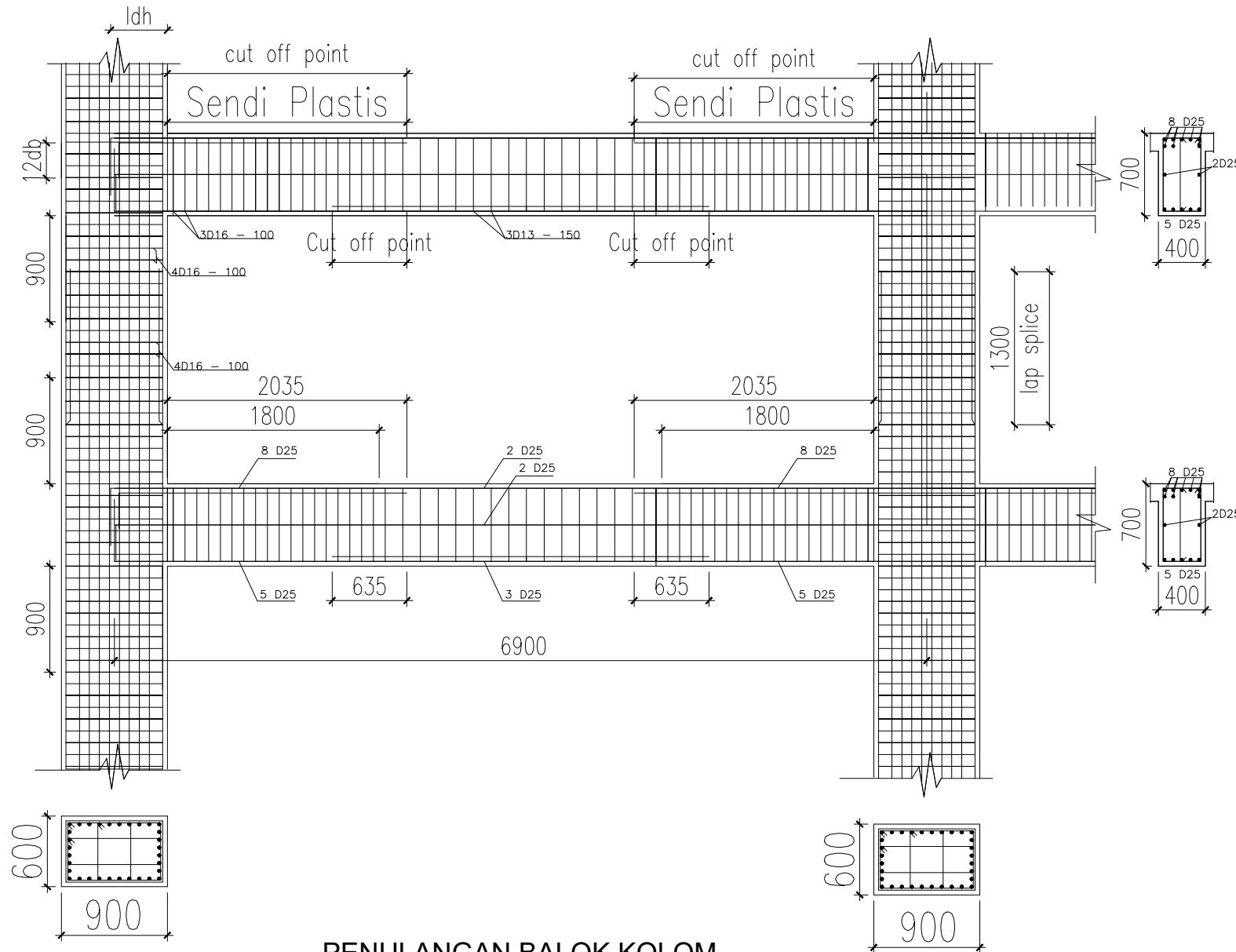
Dian Arief Prawira Ramadhan  
03111540000083

Nama Gambar

PORTAL PENULANGAN  
BALOK KOLOM

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	-----------	---------------

SKALA 1 : 50	22	28
--------------	----	----



### PENULANGAN BALOK KOLOM

Skala 1: 50



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

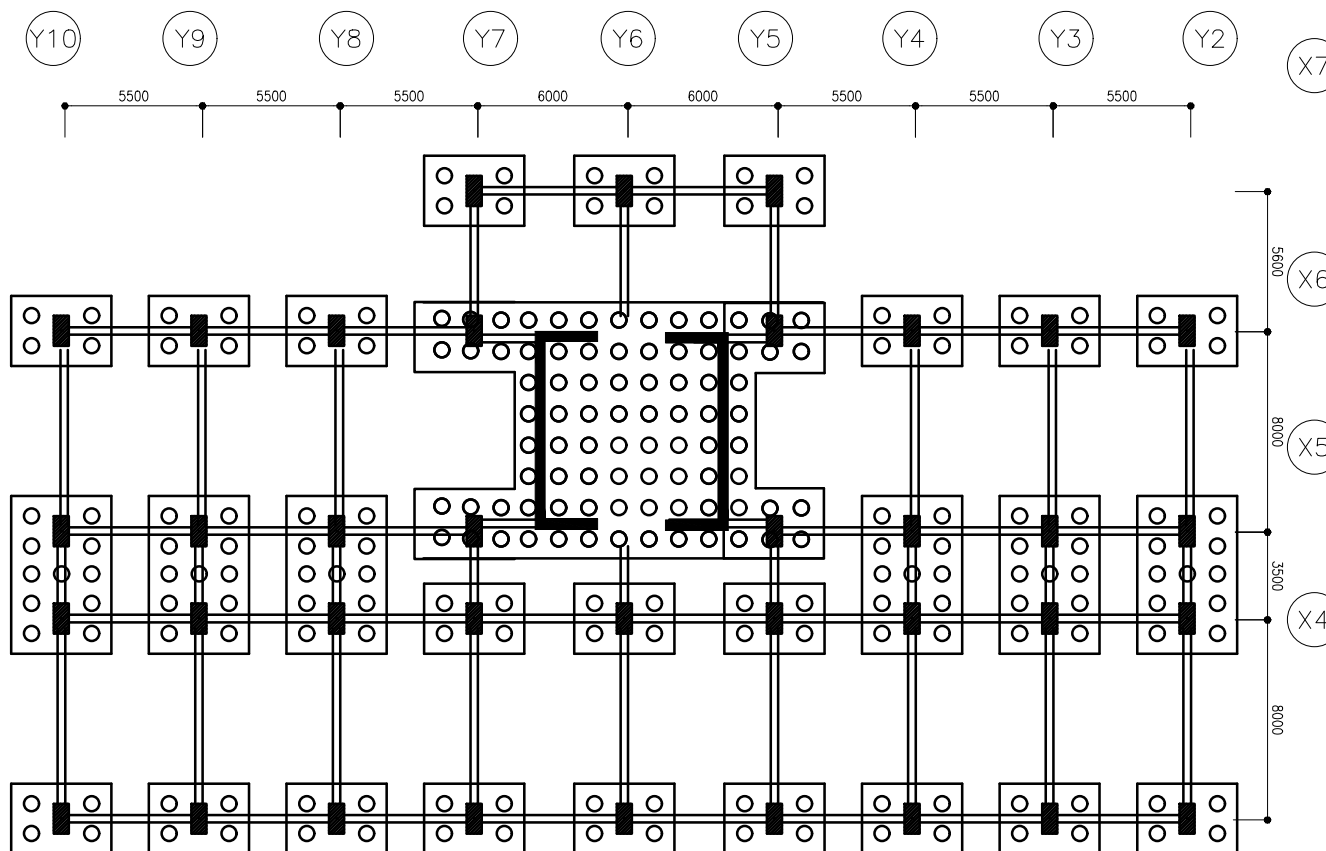
Nama Mahasiswa

Dian Arief Prawira Ramadhan  
0311154000083

Nama Gambar

DENAH PONDASI

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
SKALA 1 : 300	23	28



Denah Pondasi  
1 : 300



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

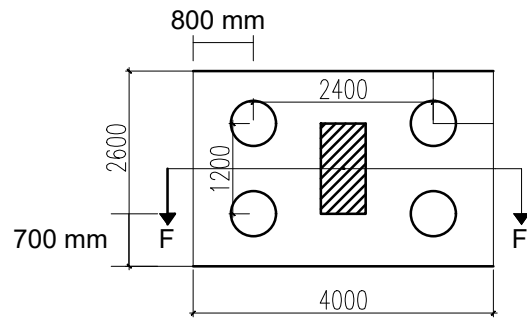
Nama Mahasiswa

Dian Arief Prawira Ramadhan  
0311154000083

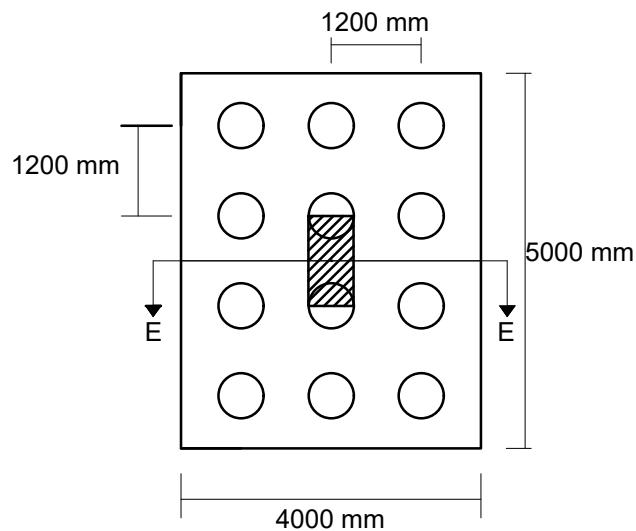
Nama Gambar

GRUP TIANG  
TIPE 1, TIPE 2 DAN TIPE 3

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
SKALA 1 : 100	24	28

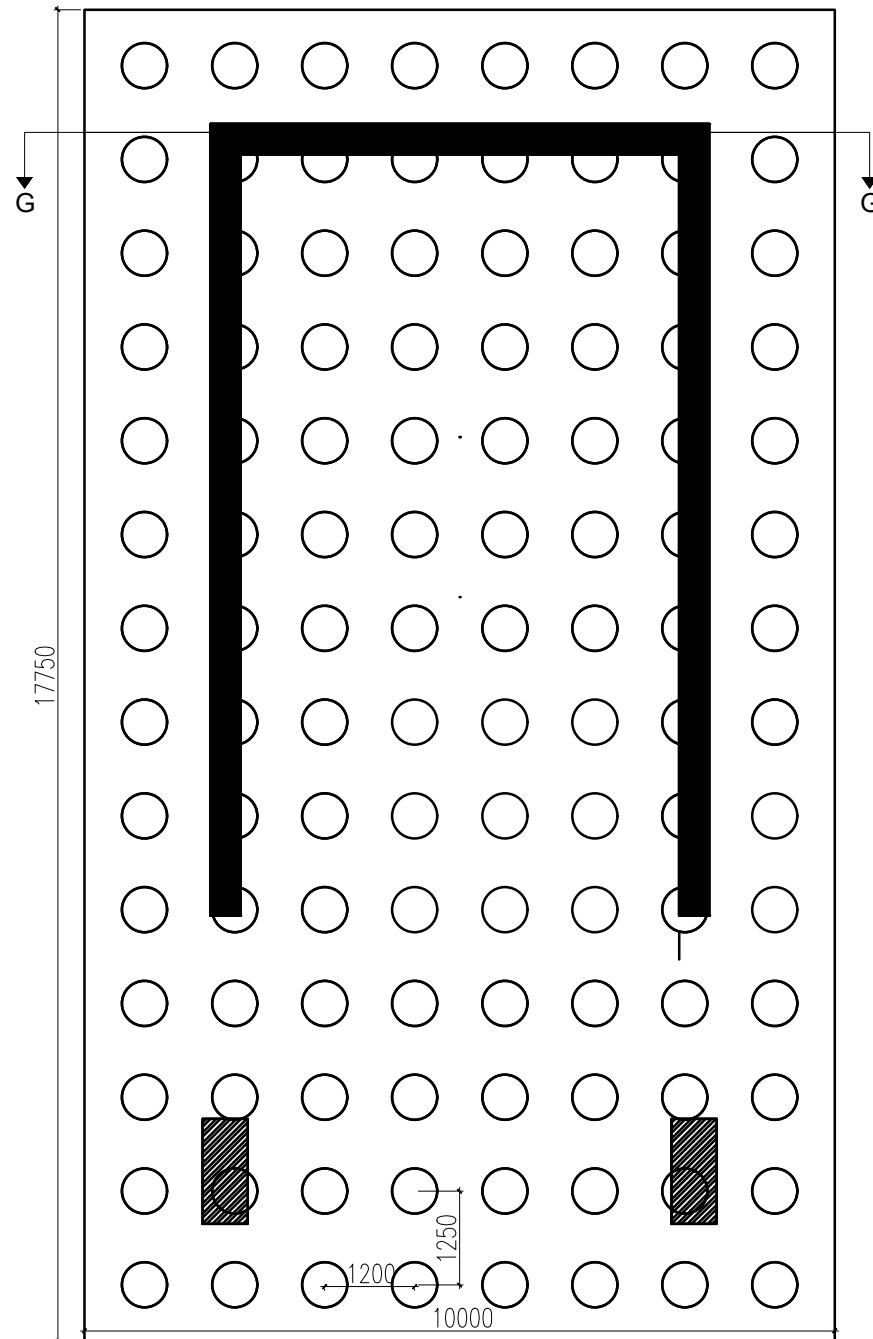


**Grup Tiang Tipe 2**  
Skala 1: 100



**Grup Tiang Tipe 3**  
Skala 1: 100

**Grup Tiang Tipe 1**  
Skala 1: 100





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

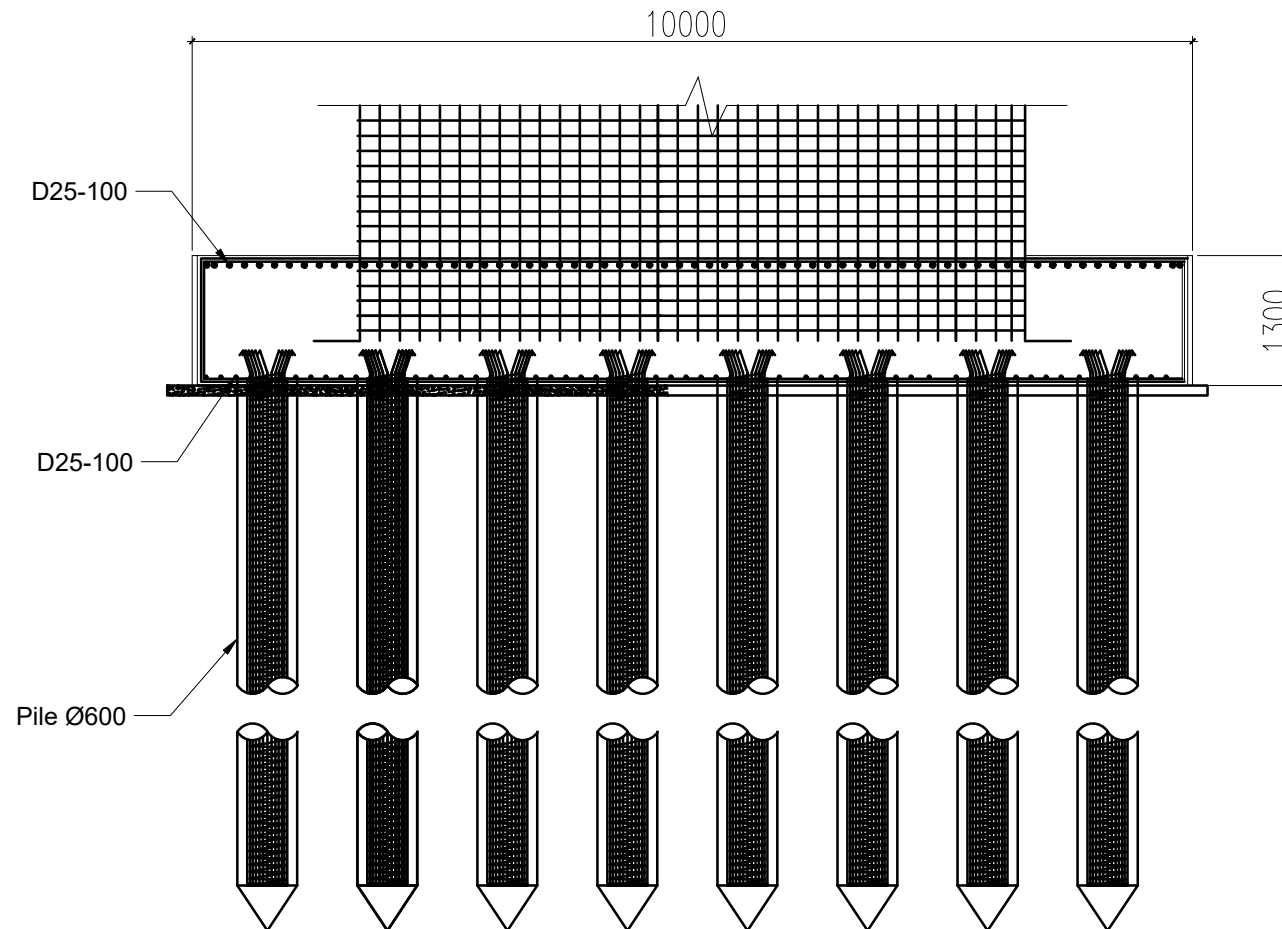
Nama Mahasiswa

Dian Arief Prawira Ramadhan  
0311154000083

Nama Gambar

POTONGAN G - G  
PONDASI

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
SKALA 1 : 75	25	28



**Potongan G-G**

Skala 1 : 75



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

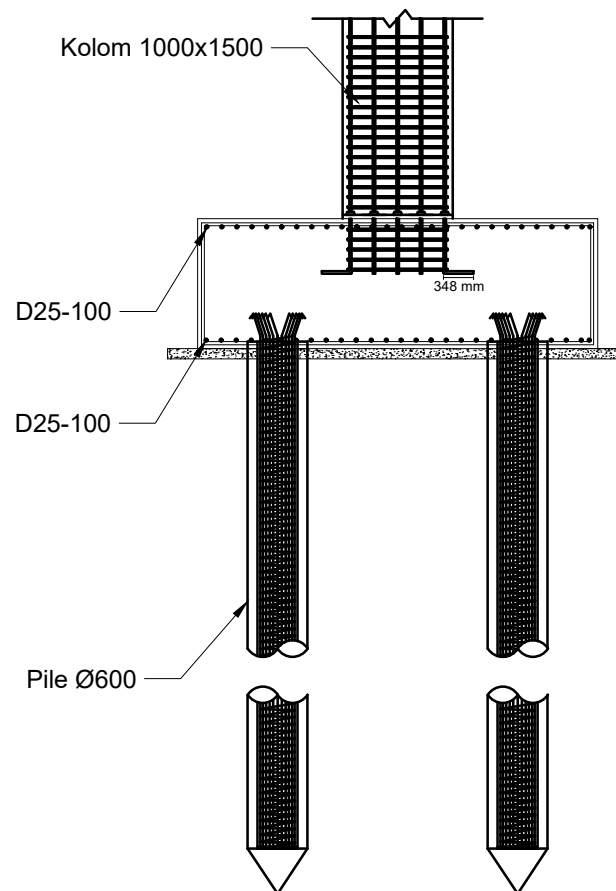
Nama Mahasiswa

Dian Arief Prawira Ramadhan  
0311154000083

Nama Gambar

POTONGAN F - F  
PONDASI

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
SKALA 1 : 75	26	28



Potongan F - F  
1 : 75



Departemen Teknik Sipil  
 Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
 dan Kebumihan  
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
 STRUKTUR GEDUNG SOHO  
 CIPUTRA WORLD SURABAYA  
 FASE 3 MENGGUNAKAN  
 SISTEM GANDA DENGAN  
 BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
 Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

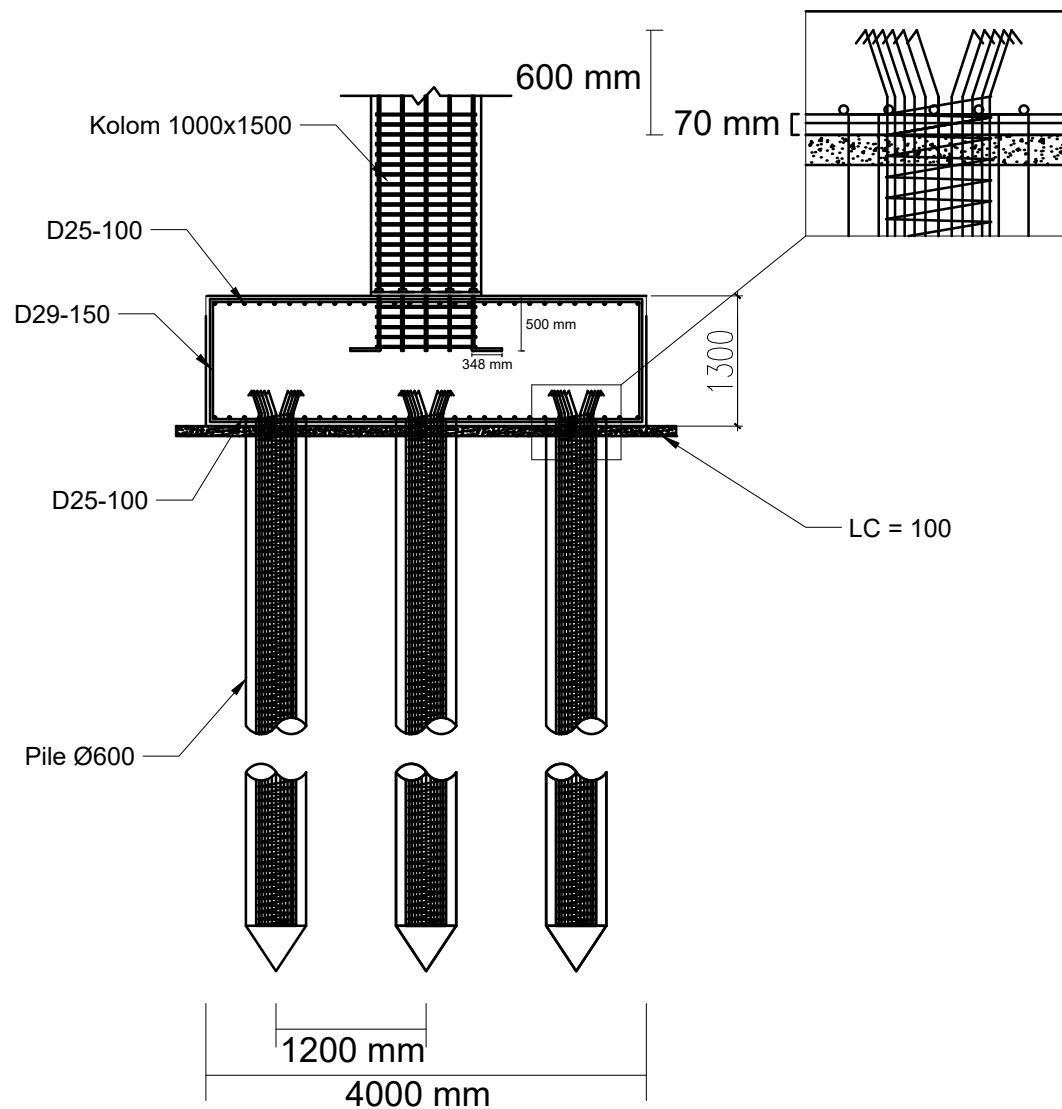
Nama Mahasiswa

Dian Arief Prawira Ramadhan  
 0311154000083

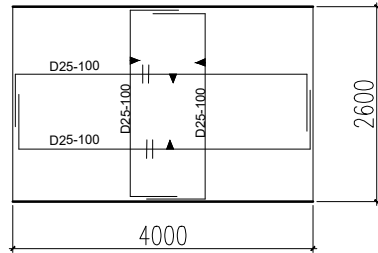
Nama Gambar

POTONGAN E - E  
 PONDASI

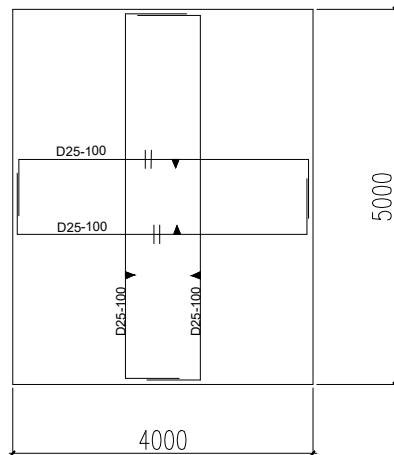
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
SKALA 1 : 75	27	28



Potongan E - E  
 Skala 1: 75

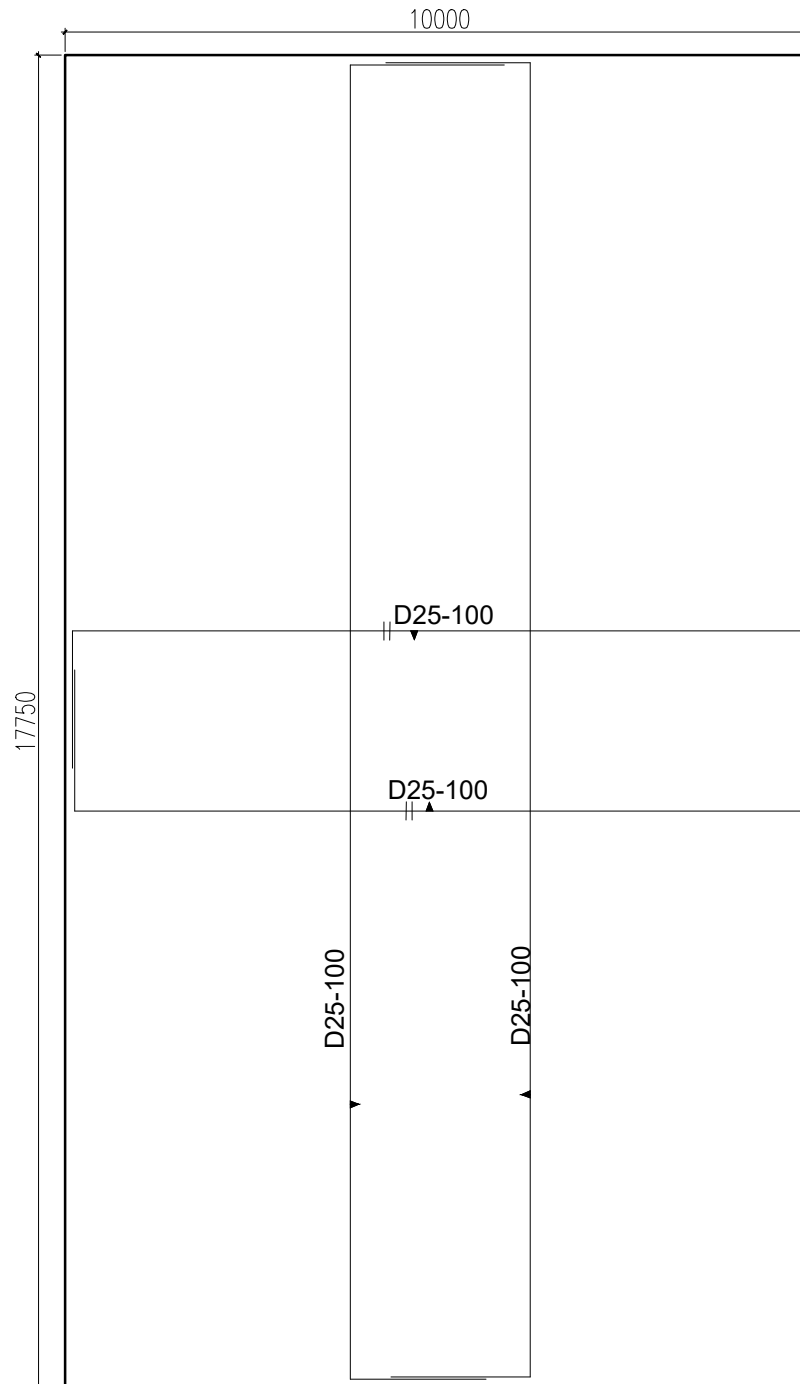


**Grup Tiang Tipe 2**  
Skala 1: 100



**Grup Tiang Tipe 3**  
Skala 1: 100

**Grup Tiang Tipe 1**  
Skala 1: 100



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG SOHO  
CIPUTRA WORLD SURABAYA  
FASE 3 MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DENGAN  
BALOK BETON PRATEGANG

Dosen Pembimbing

Prof. Tavio, ST.,MT.,Ph.D  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dian Arief Prawira Ramadhan  
0311154000083

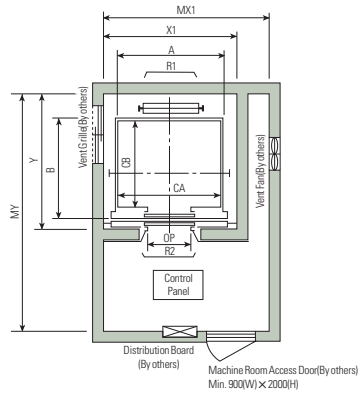
Nama Gambar

PENULANGAN GRUP TIANG  
TIPE 1, TIPE 2 DAN TIPE 3

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
SKALA 1 : 100	28	28

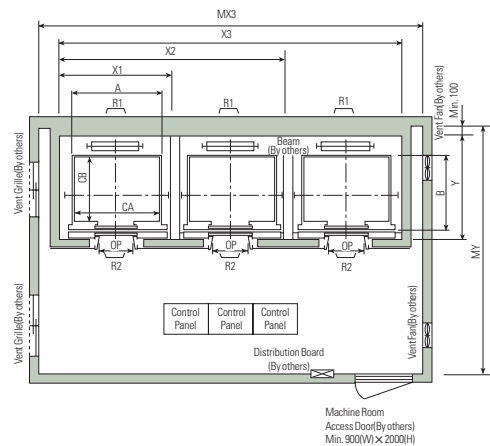
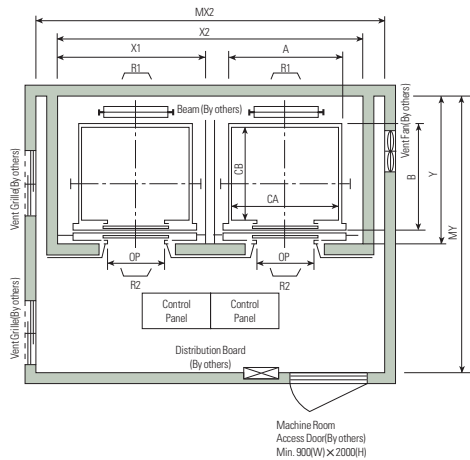
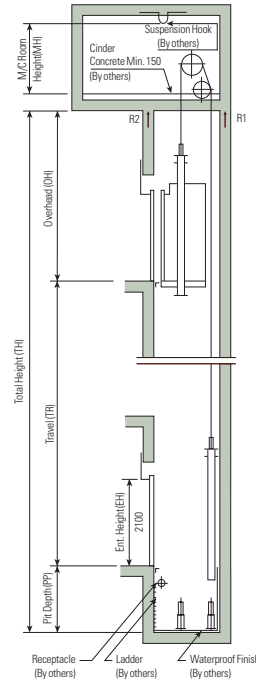
# Layout Plan – Geared Elevators 1~1.75m/sec

## Plan of Hoistway & Machine Room



Note : Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.

## Section of Hoistway



## Standard Dimensions & Reactions

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Clear Opening	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg		Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	800	1400 × 850	1440 × 1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000	5200	4300
	8	550	800	1400 × 1030	1440 × 1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250	5800	4700
	9	600	800	1400 × 1100	1440 × 1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450	6100	4900
	10	700	800	1400 × 1250	1440 × 1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6600	5200
	11	750	800	1400 × 1350	1440 × 1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800	6900	5400
1.5	13	900	900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750	7900	6100
	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450	4300	8400	6400
1.75	17	1150	1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100	10800	8500
			1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800				
	20	1350	1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	7250	2380	2600	4900	7500	4200	7800	6000	11800	9100
			1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	7850	2180	2800	5250	8300	4000				
24	1600	1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300	8500	6800	13100	9900	
			2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	8300	2280	3000	5650	8700	4200					

- Notes : 1. Above hoistway dimensions are based on 15-storied buildings. For application to over 16-storied buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistways.
- 2. Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.
- 3. When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
- 4. The capacity in persons is calculated at 65kg/person. (EN81=75kg/person)

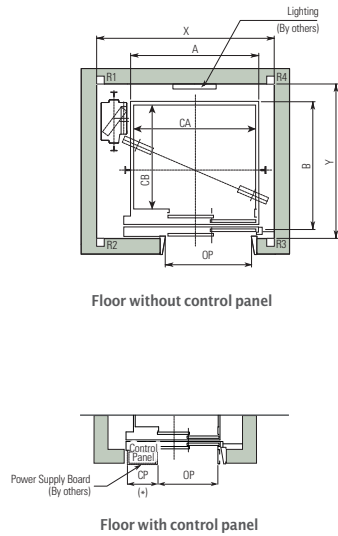
(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Overhead (OH)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
1.0	4200	1400	2200
1.5	4400	1600	2400
1.75	4600	1800	2400

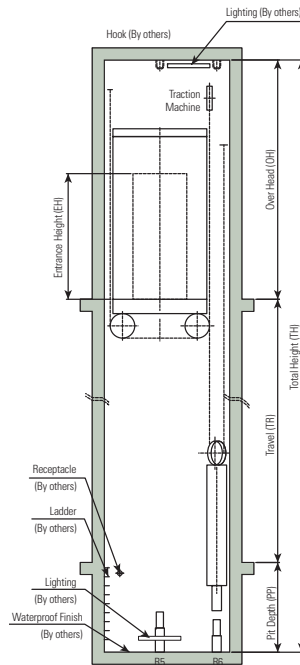
- Notes : 1. The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. Therefore, some allowances should be made considering the sloping of the hoistways.
- 2. Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.
- 3. The minimum machine room height should be 2800mm in case of the traction machine with double isolation pad.



Plan of Hoistway



Section of Hoistway



Overhead & Pit Depth

(Unit : mm)

Duty Load (kg)	Speed (m/s)	Overhead (OH)		Pit Depth (PP)	Control Panel (CP)*
		2 Panel Center Open	2 Panel Side Open		
550 - 1150	1.0	3800	4300	1500	530
	1.5	3900	4400	1800	
	1.75	4000	4500	2100	
900 - 1150	2.0	4300	4800	2200	530
	2.5	5100	5600	2400	630
	1.0	4200	4700	1500	530
1350 - 1600	1.5	4300	4800	1800	630
	1.75	4500	5000	2100	
	2.0	4800	5300	2200	
	2.5	5100	5600	2400	
	1.0	4400	4900	1750	
1750 - 2000	1.5	4500	5000	1900	630
	1.75	4600	5100	2100	
	1.0	5000	5500	1750	
2250 - 2500	1.5	5100	5600	1900	630
	1.75	5300	5800	2100	

- Notes : 1. Above dimensions are applied for car height of 2500mm and standard car size & opening for other applicable dimensions, please contact us.  
 2. In case of side open or requested wide opening size to compare car width, OH should be increased 500mm.  
 3. When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, please consult us.

Standard Dimensions

Manufacturer Standard

(Unit: mm)

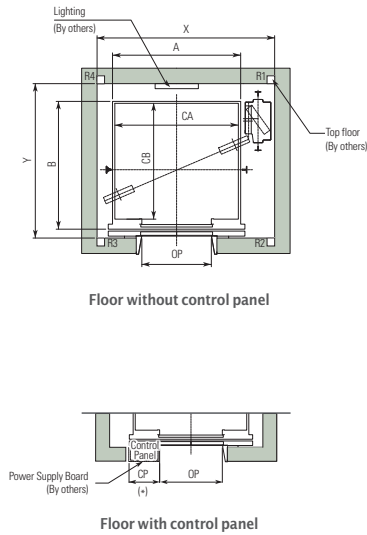
Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car		Hoistway Size		M/C Room Reaction (kg)				Pit Reaction (kg)		
	Persons	kg			CA × CB	A × B	X	Y	R1	R2	R3	R4	R5	R6	
1.0	8	550	2 Panel Side Open	OP	800	1100 x 1300	1160 x 1492	1800	1850	4000	2100	1500	600	7000	1600
	9	600		800	1100 x 1400	1160 x 1592	1800	1900	4100	2300	1600	600	7300	1600	
	10	700		800	1200 x 1400	1260 x 1592	1900	1900	4500	2300	1700	650	7800	1600	
	11	750		800	1300 x 1400	1360 x 1592	2000	1900	4800	2300	1750	700	8100	1700	
	13	900		900	1300 x 1600	1360 x 1792	2000	2100	5100	2500	1800	750	9200	1900	
	15	1000		900	1100 x 2100	1160 x 2292	1800	2550	5400	2700	1900	800	9800	2000	
1.5	1200	2100 x 1100		2160 x 1292	2800	1750	5400	2700	1900	800	9800	2000			
	1000	1200 x 2200		1300 x 2407	2000	2700	6300	3400	2100	900	12500	2500			
	1000	1300 x 2300		1400 x 2507	2200	2800	7700	4300	2500	1100	13900	3000			
	1100	1500 x 2300		1600 x 2507	2400	2800	7900	4600	2600	1200	15200	3200			
	1200	1600 x 2300		1700 x 2507	2500	2800	8600	4300	2900	1300	16700	2800			
	1200	1500 x 2700		1600 x 2907	2400	3200	9100	4700	3100	1300	19800	3300			
2.0	1300	1800 x 2700	1900 x 2907	2900	3200	10300	5200	3300	1600	24000	3700				
	900	1300 x 1600	1400 x 1807	2200	2250	5900	3700	1800	900	11200	2300				
	15	1000	900	1300 x 1750	1400 x 1957	2200	2450	6100	3900	2200	900	11800	2500		
	17	1150	1000	1200 x 2200	1300 x 2407	2100	2700	6600	4200	2300	900	14200	2700		
	20	1350	1000	1300 x 2300	1400 x 2507	2200	2800	8200	4600	2600	1200	16500	3100		
	24	1600	1100	1500 x 2300	1600 x 2507	2400	2800	8300	4900	2700	1200	17800	3300		
2.5	13	900	900	1300 x 1600	1400 x 1807	2200	2250	5900	3700	1800	900	11200	2300		
	15	1000	900	1300 x 1750	1400 x 1957	2200	2450	6100	3900	2200	900	11800	2500		
	17	1150	1000	1200 x 2200	1300 x 2407	2100	2700	6600	4200	2300	900	14200	2700		
	20	1350	1000	1300 x 2300	1400 x 2507	2200	2800	8200	4600	2600	1200	16500	3100		
	24	1600	1100	1500 x 2300	1600 x 2507	2400	2800	8300	4900	2700	1200	17800	3300		

EN81 Standard

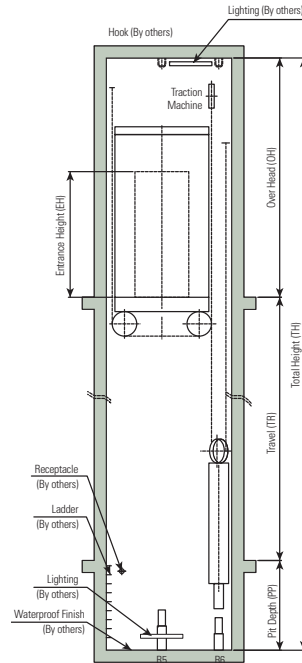
(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car		Hoistway Size		M/C Room Reaction (kg)				Pit Reaction (kg)		
	Persons	kg			CA × CB	A × B	X	Y	R1	R2	R3	R4	R5	R6	
1.0	7	550	2 Panel Side Open	OP	800	1100 x 1300	1160 x 1492	1800	1850	4000	2100	1500	600	7000	1600
	8	630		800	1100 x 1400	1160 x 1592	1800	1900	4100	2300	1600	600	7300	1600	
	9	700		800	1200 x 1400	1260 x 1592	1900	1900	4500	2300	1700	650	7800	1600	
	10	800		800	1300 x 1400	1360 x 1592	2000	1900	4800	2300	1750	700	8100	1700	
	12	900		900	1300 x 1600	1360 x 1792	2000	2100	5100	2500	1800	750	9200	1900	
	15	1000		900	1100 x 2100	1160 x 2292	1800	2550	5400	2700	1900	800	9800	2000	
1.5	1200	2100 x 1100		2160 x 1292	2800	1750	5400	2700	1900	800	9800	2000			
	1000	1200 x 2200		1300 x 2407	2000	2700	6300	3400	2100	900	12500	2500			
	1000	1300 x 2300		1400 x 2507	2200	2800	7700	4300	2500	1100	13900	3000			
	1100	1400 x 2400		1500 x 2607	2300	2900	7900	4600	2600	1200	15200	3200			
	1200	1500 x 2400		1600 x 2607	2400	2900	8600	4300	2900	1300	16700	2800			
	1200	1500 x 2700		1600 x 2907	2400	3200	9100	4700	3100	1300	19800	3300			
2.0	1300	1800 x 2700	1900 x 2907	2900	3200	10300	5200	3300	1600	24000	3700				
	900	1300 x 1600	1400 x 1807	2200	2250	5900	3700	1800	900	11200	2300				
	13	1000	900	1300 x 1750	1400 x 1957	2200	2450	6100	3900	2200	900	11800	2500		
	15	1150	1000	1200 x 2200	1300 x 2407	2100	2700	6600	4200	2300	900	14200	2700		
	18	1350	1100	1300 x 2300	1400 x 2507	2200	2800	8200	4600	2600	1200	16500	3100		
	21	1600	1200	1400 x 2400	1500 x 2607	2300	2900	8300	4900	2700	1200	17800	3300		
2.5	12	900	900	1300 x 1600	1400 x 1807	2200	2250	5900	3700	1800	900	11200	2300		
	13	1000	900	1300 x 1750	1400 x 1957	2200	2450	6100	3900	2200	900	11800	2500		
	15	1150	1000	1200 x 2200	1300 x 2407	2100	2700	6600	4200	2300	900	14200	2700		
	18	1350	1000	1300 x 2300	1400 x 2507	2200	2800	8200	4600	2600	1200	16500	3100		
	21	1600	1100	1500 x 2300	1600 x 2507	2400	2800	8200	4900	2700	1200	17800	3300		

Plan of Hoistway



Section of Hoistway



Overhead & Pit Depth

(Unit : mm)

Duty Load (kg)	Speed (m/s)	Overhead (OH)		Pit Depth (PP)	Control Panel (CP)*
		2 Panel Center Open	2 Panel Side Open		
550 - 1150	1.0	3800	4300	1500	530
	1.5	3900	4400	1800	
	1.75	4000	4500	2100	
900 - 1150	2.0	4300	4800	2200	530
	2.5	5100	5600	2400	630
	1.0	4200	4700	1500	530
1350 - 1600	1.5	4300	4800	1800	630
	1.75	4500	5000	2100	
	2.0	4800	5300	2200	
	2.5	5100	5600	2400	
	1.0	4400	4900	1750	
1750 - 2000	1.5	4500	5000	1900	630
	1.75	4600	5100	2100	
	1.0	5000	5500	1750	
2250 - 2500	1.5	5100	5600	1900	630
	1.75	5300	5800	2100	

- Notes : 1. Above dimensions are applied for car height of 2500mm and standard car size & opening for other applicable dimensions, please contact us.  
 2. In case of side open or requested wide opening size to compare car width, OH should be increased 500mm.  
 3. When non-satandard capacities and dimensions are required to meet the local code, please consult us.

Standard Dimensions

Manufacturer Standard

(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car		Hoistway Size		M/C Room Reaction (kg)						
	Persons	kg			CA × CB	A × B	X	Y	R1	R2	R3	R4	R5	R6	
1.0	8	550	2 Panel Center Open	OP	800	1300 x 1100	1360 x 1255	2050	1700	4000	2100	1500	600	7000	1600
	9	600		800	1300 x 1190	1360 x 1345	2050	1800	4100	2300	1600	600	7300	1600	
	10	700		800	1300 x 1300	1360 x 1455	2050	1800	4500	2300	1700	650	7800	1600	
	11	750		800	1300 x 1400	1360 x 1555	2050	1850	4800	2300	1750	700	8100	1700	
	13	900		900	1600 x 1300	1660 x 1505	2300	1850	5100	2500	1800	750	9200	1900	
	15	1000		900	1600 x 1400	1660 x 1555	2300	1900	5400	2700	1900	800	9800	2000	
1.5	17	1150	2 Panel Center Open	OP	1000	1800 x 1400	1900 x 1570	2600	2100	6300	3400	2100	900	12500	2500
	20	1350		1000	1800 x 1600	1900 x 1770	2650	2400	7700	4300	2500	1100	13900	3000	
	15	1000		1100	2000 x 1700	2100 x 1870	2900	2450	7900	4600	2600	1200	15200	3200	
	17	1750		1200	2100 x 1750	2200 x 1920	3000	2500	8600	4300	2900	1300	16700	2800	
	30	2000		1200	2100 x 1900	2200 x 2070	3000	2550	9100	4700	3100	1300	19800	3300	
	38	2500		1300	2200 x 2200	2300 x 2370	3300	3000	10300	5200	3300	1600	24000	3700	
2.0	13	900	2 Panel Center Open	OP	900	1600 x 1300	1700 x 1520	2500	2100	5900	3700	1800	900	11200	2300
	15	1000		900	1600 x 1400	1700 x 1670	2600	2100	6100	3900	2200	900	11800	2500	
	17	1150		1000	1800 x 1400	1900 x 1670	2700	2100	6600	4200	2300	900	14200	2700	
	20	1350		1000	1800 x 1600	1900 x 1870	2700	2400	8200	4600	2600	1200	16500	3100	
	24	1600		1100	2000 x 1700	2100 x 1920	2900	2450	8300	4900	2700	1200	17800	3300	
	13	900		900	1600 x 1350	1700 x 1520	2500	2250	5900	3700	1800	900	11200	2300	
2.5	15	1000	2 Panel Center Open	OP	900	1600 x 1400	1700 x 1670	2600	2250	6100	3900	2200	900	11800	2500
	17	1150		1000	1800 x 1400	1900 x 1670	2700	2250	6600	4200	2300	900	14200	2700	
	20	1350		1000	1800 x 1600	1900 x 1870	2700	2400	8200	4600	2600	1200	16500	3100	
	24	1600		1100	2000 x 1700	2100 x 1920	2900	2450	8300	4900	2700	1200	17800	3300	

EN81 Standard

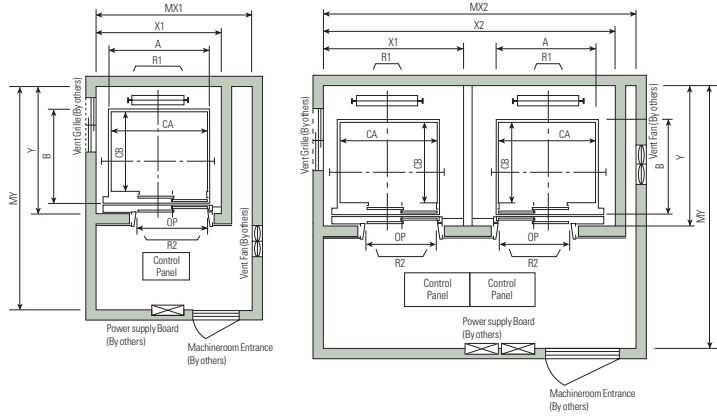
(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car		Hoistway Size		M/C Room Reaction (kg)						
	Persons	kg			CA × CB	A × B	X	Y	R1	R2	R3	R4	R5	R6	
1.0	7	550	2 Panel Center Open	OP	800	1300 x 1100	1360 x 1255	2050	1700	4000	2100	1500	600	7000	1600
	8	630		800	1300 x 1190	1360 x 1345	2050	1800	4100	2300	1600	600	7300	1600	
	9	700		800	1300 x 1300	1360 x 1455	2050	1800	4500	2300	1700	650	7800	1600	
	10	800		800	1300 x 1400	1360 x 1555	2050	1850	4800	2300	1750	700	8100	1700	
	12	900		900	1600 x 1300	1660 x 1455	2300	1850	5100	2500	1800	750	9200	1900	
	13	1000		900	1600 x 1400	1660 x 1555	2300	1900	5400	2700	1900	800	9800	2000	
1.5	15	1150	2 Panel Center Open	OP	1000	1800 x 1400	1900 x 1570	2600	2100	6300	3400	2100	900	12500	2500
	18	1350		1000	1800 x 1600	1900 x 1770	2650	2400	7700	4300	2500	1100	13900	3000	
	21	1600		1100	2000 x 1700	2100 x 1870	2900	2450	7900	4600	2600	1200	15200	3200	
	23	1750		1200	2100 x 1750	2200 x 1920	3000	2500	8600	4300	2900	1300	16700	2800	
	26	2000		1200	2100 x 1900	2200 x 2070	3000	2550	9100	4700	3100	1300	19800	3300	
	33	2500		1300	2200 x 2200	2300 x 2370	3300	3000	10300	5200	3300	1600	24000	3700	
2.0	12	900	2 Panel Center Open	OP	900	1600 x 1300	1700 x 1520	2500	2100	5900	3700	1800	900	11200	2300
	13	1000		900	1600 x 1400	1700 x 1670	2600	2100	6100	3900	2200	900	11800	2500	
	15	1150		1000	1800 x 1400	1900 x 1670	2700	2100	6600	4200	2300	900	14200	2700	
	18	1350		1000	1800 x 1600	1900 x 1870	2700	2400	8200	4600	2600	1200	16500	3100	
	21	1600		1100	2000 x 1700	2100 x 1920	2900	2450	8300	4900	2700	1200	17800	3300	
	12	900		900	1600 x 1350	1700 x 1520	2500	2250	5900	3700	1800	900	11200	2300	
2.5	13	1000	2 Panel Center Open	OP	900	1600 x 1400	1700 x 1670	2600	2250	6100	3900	2200	900	11800	2500
	15	1150		1000	1800 x 1400	1900 x 1670	2700	2250	6600	4200	2300	900	14200	2700	
	18	1350		1000	1800 x 1600	1900 x 1870	2700	2400	8200	4600	2600	1200	16500	3100	
	21	1600		1100	2000 x 1700	2100 x 1920	2900	2450	8300	4900	2700	1200	17800	3300	

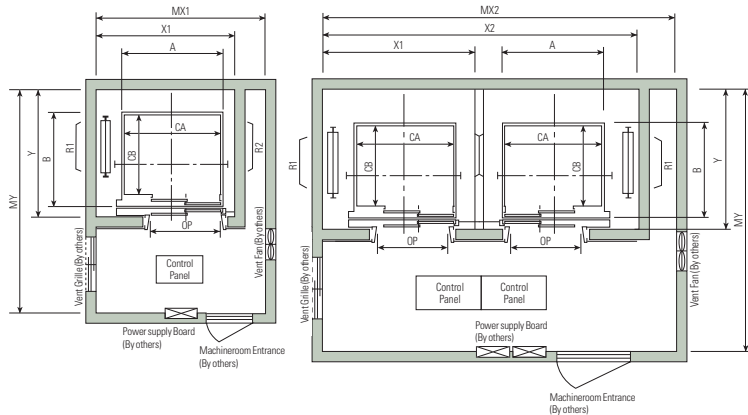
# Layout Plan - LUXEN(Gearless Elevators) 1~2.5m/sec | Side open

## Plan of Hoistway & Machine Room

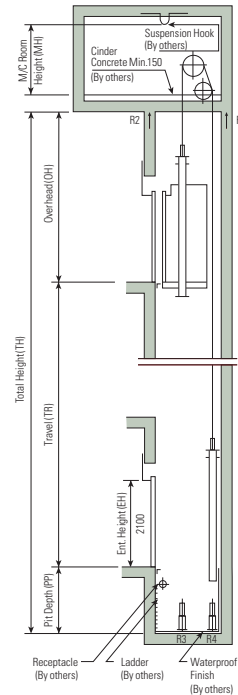
### Rear Drop



### Side Drop



## Section of Hoistway



### Overhead & Pit Depth

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	450 ~ 1000		1150 ~ 1600		M/C Room Height (MH)
	Overhead (OH)	Pit Depth (PP)	Overhead (OH)	Pit Depth (PP)	
1.0	4200	1300	4200	1400	2200
1.5	4400	1400	4400	1500	2400
1.75	4500	1500	4500	1600	
2.0	4700	1900	4700	2000	2600
2.5	5000	2200	5000	2200	

- Notes :
- Above dimensions are applied for car height of 2500mm, for other applicable dimensions, contact us.
  - In case of requested double isolation pad, machine room height should be increased 200mm.
  - Machine room temperature should be maintained below 40 °C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.

## Standard Dimensions & Reactions

### Manufacturer Standard

(Unit: mm)

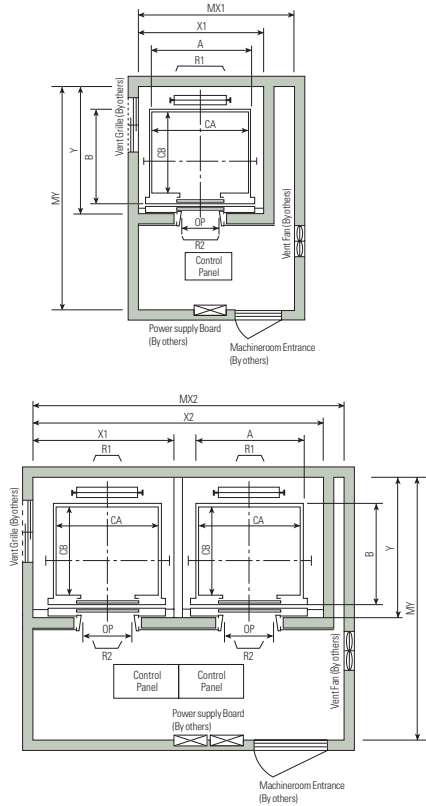
Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening OP	C.WT Drop	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)		
						Internal CA × CB	External A × B	1Car X1	2Cars X2	Depth Y	1Car MX1	2Cars MX2	Depth MY	R1	R2	R3	R4	
	Persons	kg																
1.0	6	450	2 Panel Side Open	800	Rear	1100 x 1100	1160 x 1292	1550	3200	1800	1800	3500	3600	3600	2000	5400	4500	
	8	550		800	Rear	1100 x 1250	1160 x 1442	1550	3200	1950	1800	3500	3750	4050	2250	6000	4900	
	9	600		800	Rear	1100 x 1400	1160 x 1592	1550	3200	2100	1800	3500	3900	4100	2450	6300	5100	
	10	700		900	Rear	1400 x 1100	1460 x 1292	1800	3700	1800	2000	4000	3600					
1.5	11	750		800	Side	1100 x 1600	1160 x 1792	1850	3700	2050	2000	4000	3800	4200	2700	6800	5400	
	13	900		900	Side	1100 x 1650	1160 x 1842	1850	3700	2100	2000	4000	3900	4550	2800	7100	5600	
	17	1150		900	Side	1100 x 2000	1160 x 2192	1850	3700	2500	2000	4000	4300	5100	3750	8100	6300	
				900	Side	1100 x 2100	1160 x 2292	1850	3700	2550	2000	4000	4350	5450	4300	8600	6600	
1.75	20	1350		1100	Rear	2100 x 1100	2160 x 1292	2550	5200	1800	2550	5200	3600	5700	7800	6000	12200	9500
	24	1600		1200	Side	1500 x 2300	1600 x 2507	2450	5000	2750	2450	5000	4500	8500	6800	13600	10400	
	13	900		900	Side	1200 x 1800	1300 x 2007	2200	4500	2250	2500	4500	4300	12030	6650	9000	7500	
				900	Side	1200 x 1900	1300 x 2107	2200	4500	2350	2500	4500	4400	12800	6950	9400	8000	
2.0	15	1000	1000	Rear	1600 x 1500	1700 x 1707	2250	4600	2300	2550	4600	4400	12800	6950	9400	8000		
	17	1150	1000	Rear	1200 x 2200	1300 x 2407	2200	4500	2650	2500	4500	4700	13080	7150	11000	8700		
			1100	Rear	2000 x 1350	2100 x 1557	2650	5400	2150	2950	5400	4200						
	1000	Side	1300 x 2300	1400 x 2507	2300	4700	2750	2600	4700	4800	14350	7650	12200	9500				
2.5	20	1350	1100	Rear	2000 x 1500	2100 x 1707	2650	5400	2300	2950	5400	4400	15100	8100	13600	10400		
	1100	Side	1500 x 2300	1600 x 2507	2500	5100	2750	2800	5100	4800								
	1200	Rear	2100 x 1650	2200 x 1857	2750	5600	2450	3050	5600	4500								
	1100	Side	1400 x 2400	1500 x 2607	2400	4900	2750	2700	4900	4800								

### EN81 Standard

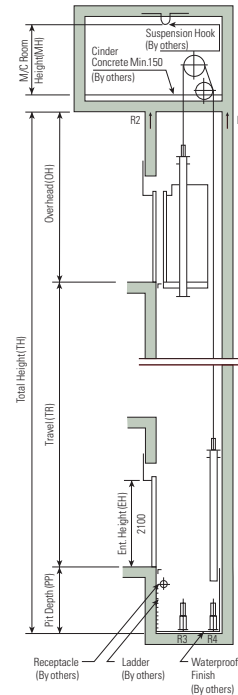
(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening OP	C.WT Drop	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)		
						Internal CA × CB	External A × B	1Car X1	2Cars X2	Depth Y	1Car MX1	2Cars MX2	Depth MY	R1	R2	R3	R4	
	Persons	kg																
1.0	6	450	2 Panel Side Open	800	Rear	1100 x 1100	1160 x 1292	1550	3200	1800	1800	3500	3600	3600	2000	5400	4500	
	7	550		800	Rear	1100 x 1250	1160 x 1442	1550	3200	1950	1800	3500	3750	4050	2250	6000	4900	
	8	630		800	Rear	1100 x 1400	1160 x 1592	1550	3200	2100	1800	3500	3900	4100	2450	6300	5100	
	9	700		900	Rear	1400 x 1100	1460 x 1292	1800	3700	1800	2000	4000	3600					
1.5	10	800		800	Side	1100 x 1600	1160 x 1792	1850	3700	2050	2000	4000	3800	4200	2700	6800	5400	
	12	900		900	Side	1100 x 1650	1160 x 1842	1850	3700	2100	2000	4000	3900	4550	2800	7100	5600	
	17	1150		900	Side	1100 x 2000	1160 x 2192	1850	3700	2500	2000	4000	4300	5100	3750	8100	6300	
				900	Side	1100 x 2100	1160 x 2292	1850	3700	2550	2000	4000	4350	5450	4300	8600	6600	
1.75	20	1350		1100	Rear	2100 x 1100	2160 x 1292	2550	5200	1800	2550	5200	3600	5700	7800	6000	12200	9500
	21	1600		1200	Side	1400 x 2400	1500 x 2607	2350	5000	2850	2450	5000	4600	8500	6800	13600	10400	
	12	900		900	Side	1200 x 1800	1300 x 2007	2200	4500	2250	2500	4500	4300	12030	6650	9000	7500	
				900	Side	1200 x 1900	1300 x 2107	2200	4500	2350	2500	4500	4400	12800	6950	9400	8000	
2.0	15	1000	1100	Rear	1600 x 1400	1700 x 1607	2250	4600	2200	2550	4600	4300	12800	6950	9400	8000		
	13	1000	1000	Rear	1200 x 2200	1300 x 2407	2200	4500	2650	2500	4500	4700	13080	7150	11000	8700		
			1100	Rear	1800 x 1400	1900 x 1607	2450	5000	2200	2750	5000	4300						
	1000	Side	1300 x 2300	1400 x 2507	2300	4700	2750	2600	4700	4800	14350	7650	12200	9500				
2.5	18	1350	1100	Rear	2000 x 1500	2100 x 1707	2650	5400	2300	2950	5400	4400	15100	8100	13600	10400		
	1200	Side	1400 x 2400	1500 x 2607	2400	4900	2750	2700	4900	4800								
	1200	Rear	2100 x 1650	2200 x 1857	2750	5600	2450	3050	5600	4500								
	1100	Side	1400 x 2400	1500 x 2607	2400	4900	2750	2700	4900	4800								

Plan of Hoistway & Machine Room



Section of Hoistway



Overhead & Pit Depth

(Unit : mm)

Load (kg)	450 ~ 1000		1150 ~ 1600		M/C Room Height (MH)
	Speed (m/sec)	Overhead (OH)	Pit Depth (PP)	Overhead (OH)	
1.0	4200	1300	4200	1400	2200
1.5	4400	1400	4400	1500	2400
1.75	4500	1500	4500	1600	
2.0	4700	1900	4700	2000	
2.5	5000	2200	5000	2200	

- Notes :
- Above dimensions are applied for car height of 2500mm, for other applicable dimensions, contact us.
  - In case of requested double isolation pad, machine room height should be increased 200mm.
  - Machine room temperature should be maintained below 40 °C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.

Standard Dimensions & Reactions

Manufacturer Standard

(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car			Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg			OP	Internal	External	Y	1Car	2Cars	MY	1Car	2Cars	R1	R2	R3	R4
						CA × CB	A × B		X1	X2		Depth	MX1				
1.0	6	450	2 Panel Center Open	800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	1450	2000	4000	3200	3600	2000	5400	4500	
	8	550		800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	1650	2000	4000	3400	4050	2250	6000	4900	
	9	600		800	1400 × 1130	1460 × 1285	1800	3700	1750	2000	4000	3500	4100	2450	6300	5100	
	10	700		800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	1850	2000	4000	3600	4200	2700	6800	5400	
	11	750		800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	1950	2000	4000	3700	4550	2800	7100	5600	
	13	900		900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	1950	2300	4400	3750	5100	3750	8100	6300	
1.5	15	1000	2 Panel Center Open	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	2100	2300	4400	3850	5450	4300	8600	6600	
	17	1150		1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	2200	2600	4900	3900	6600	5100	11000	8700	
	20	1350		1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	2050	2800	5250	3800	7800	6000	12200	9500	
				1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	2200	2800	5250	4000	8500	6800	13600	10400	
2.0	13	900	2 Panel Center Open	900	1600 × 1350	1700 × 1520	2250	4600	2100	2550	4600	4250	12030	6650	9000	7500	
	15	1000		900	1600 × 1500	1700 × 1670	2250	4600	2250	2550	4600	4250	12800	6950	9400	8000	
	17	1150		1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2450	5000	2250	2750	5000	4450	13080	7150	11000	8700	
				1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2650	5400	2100	2950	5400	4650	14350	7650	12200	9500	
2.5	20	1350	2 Panel Center Open	1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2450	5000	2450	2750	5000	4450	15100	8100	13600	10400	
	24	1600		1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2650	5400	2250	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400	
				1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400	
	1100	2150 × 1600		2250 × 1770	2800	5700	2350	3100	5700	4800							

EN81 Standard

(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car			Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg			OP	Internal	External	Y	1Car	2Cars	MY	1Car	2Cars	R1	R2	R3	R4
						CA × CB	A × B		X1	X2		Depth	MX1				
1.0	6	450	2 Panel Center Open	700	1100 × 1100	1160 × 1250	1550	3200	1700	1800	3500	3450	3600	2000	5400	4500	
	7	550		800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	1450	2000	4000	3200	4050	2250	6000	4900	
	8	630		800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	1650	2000	4000	3400	4100	2450	6300	5100	
	9	700		800	1400 × 1100	1460 × 1255	1800	3700	1700	2000	4000	3450	4200	2700	6800	5400	
	10	800		800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	1850	2000	4000	3600	4550	2800	7100	5600	
	12	900		800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	1950	2000	4000	3700	4200	3000	7500	6000	
1.5	13	1000	2 Panel Center Open	900	1600 × 1300	1660 × 1455	2050	4200	1900	2300	4400	3700	5100	3750	8100	6300	
	15	1150		1000	1600 × 1400	1660 × 1555	2050	4200	2000	2300	4400	3700	5450	4300	8600	6600	
				1000	1800 × 1400	1900 × 1570	2350	4800	2100	2600	4900	3800	6600	5100	11000	8700	
	18	1350		1100	2000 × 1300	2100 × 1470	2550	5200	2000	2800	5250	3750	7800	6000	12200	9500	
2.0	10	800	2 Panel Center Open	1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	2200	2800	5250	4000	8500	6800	13600	10400	
	12	900		1100	2000 × 1700	2100 × 1870	2550	5200	2400	2900	5400	4250	8500	6800	13600	10400	
				1100	2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	2300	3000	5650	4200					
	13	1000		900	1400 × 1350	1500 × 1520	2050	4200	2100	2350	4200	4100	10500	6400	8200	7300	
2.5	15	1150	2 Panel Center Open	900	1600 × 1300	1700 × 1470	2250	4600	2050	2550	4600	4050	12030	6650	9000	7500	
	18	1350		900	1600 × 1400	1700 × 1570	2250	4600	2150	2550	4600	4150	12800	6950	9400	8000	
				1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2450	5000	2250	2750	5000	4450	13080	7150	11000	8700	
	21	1600		1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2650	5400	2100	2950	5400	4650	14350	7650	12200	9500	
2.5	18	1350	2 Panel Center Open	1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2450	5000	2450	2750	5000	4450	15100	8100	13600	10400	
	21	1600		1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2650	5400	2250	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400	
				1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400	
	1100	2150 × 1600		2250 × 1770	2800	5700	2350	3100	5700	4800							

# 1 - STRAND

## 1.1 - STRAND PROPERTIES 13mm (0.5")

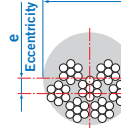
Strand type		prEN 10138 – 3 (2006) Y1860S7		ASTM A 416-06 Grade 270
Nominal diameter	d (mm)	12.5	12.9	12.7
Nominal cross section	A <sub>p</sub> (mm <sup>2</sup> )	93	100	98.7
Nominal mass	M (kg/m)	0.726	0.781	0.775
Nominal yield strength	f <sub>p0,1k</sub> (MPa)	1634 <sup>1)</sup>	1640 <sup>1)</sup>	1675 <sup>2)</sup>
Nominal tensile strength	f <sub>pk</sub> (MPa)	1860	1860	1860
Specif./min. breaking load	F <sub>pk</sub> (kN)	173	186	183.7
Young's modulus	(GPa)	approx. 195		
Relaxation <sup>3)</sup> after 1000 h at 20°C and 0.7 x F <sub>pk</sub>	(%)	max. 2.5		

1) Characteristic value measured at 0.1% permanent extension

2) Minimum load at 1% extension for low-relaxation strand

3) Valid for relaxation class acc. to prEN 10138-3 or low-relaxation grade acc. to ASTM A 416-06

## 1.2 - TENDON PROPERTIES 13mm (0.5")

Unit	Strands numbers	Steel area		Breaking load			Corrugated steel duct <sup>3)</sup> (recommended)		Corrugated plastic duct VSL PT-PLUS®		Steel pipes Ø ext x t	
		A <sub>p</sub> acc. to prEN		ASTM	Y1860S7 (prEN)		Grade 270 (ASTM)	Ø <sub>i</sub> / Ø <sub>e</sub>	Ø <sub>i</sub> / Ø <sub>e</sub>	e		
		d=12.5 mm A <sub>p</sub> =93 mm <sup>2</sup>	d=12.9 mm A <sub>p</sub> =100 mm <sup>2</sup>	d=12.7 mm A <sub>p</sub> =100 mm <sup>2</sup>	d=12.5 mm A <sub>p</sub> =93 mm <sup>2</sup>	d=12.9 mm A <sub>p</sub> =100 mm <sup>2</sup>	d=12.7 mm A <sub>p</sub> =98.7 mm <sup>2</sup>	[mm]	e	[mm]		
		[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[kN]		[mm]	[mm]	[mm]	
5-1	1	93	100	98.7	173	186	183.7	20/25	3	22/25	6	25.0 x 2.0
5-2	2	186	200	197	346	372	367	35/40	8	76/25 <sup>2)</sup>	-	31.8 x 2.0/2.5/3.0
5-3	3	279	300	296	519	558	551	35/40	6	76/25 <sup>2)</sup>	-	33.7 x 2.0/2.5/3.0
5-4	4	372	400	395	692	744	735	40/45 <sup>2)</sup>	7	76/25 <sup>2)</sup>	-	42.4 x 2.0/2.5/3.0
5-7	5	465	500	494	865	930	919	45/50	8	58/63	14	60.3 x 2.0/2.5/3.0
	6	558	600	592	1038	1116	1102	45/50	6	58/63	12	
5-7	7	651	700	691	1211	1302	1286	50/57	7	58/63	11	60.3 x 2.0/2.5/3.0
5-12	8	744	800	790	1384	1488	1470	55/62	9	58/63	10	70.0 x 2.0/2.5/3.0
	9	837	900	888	1557	1674	1653	55/62	8	58/63	9	
	10	930	1000	987	1730	1860	1837	60/67	10	58/63	9	
	11	1023	1100	1086	1903	2046	2021	60/67	9	58/63	8	
5-12	12	1116	1200	1184	2076	2232	2204	60/67	8	58/63	7	70.0 x 2.0/2.5/3.0
5-15	13	1209	1300	1283	2249	2418	2388	65/72	9	76/81	14	82.5 x 2.0/2.5/3.0
	14	1302	1400	1382	2422	2604	2572	65/72	8	76/81	13	
5-15	15	1395	1500	1481	2595	2790	2756	70/77	9	76/81	12	82.5 x 2.0/2.5/3.0
5-19	16	1488	1600	1579	2768	2976	2939	70/77	9	76/81	12	88.9 x 2.5/3.0/3.5
	17	1581	1700	1678	2941	3162	3123	75/82	11	76/81	11	
	18	1674	1800	1777	3114	3348	3307	75/82	10	76/81	10	
5-19	19	1767	1900	1875	3287	3534	3490	75/82	9	76/81	9	88.9 x 2.5/3.0/3.5
5-22	20	1860	2000	1974	3460	3720	3674	80/87	10	100/106	20	88.9 x 2.5/3.0/3.5
	21	1953	2100	2073	3633	3906	3858	80/87	9	100/106	19	
5-22	22	2046	2200	2171	3806	4092	4041	80/87	8	100/106	18	88.9 x 2.5/3.0/3.5
5-27	23	2139	2300	2270	3979	4278	4225	85/92	12	100/106	19	101.6 x 3.0/4.0/5.0
	24	2232	2400	2369	4152	4464	4409	85/92	11	100/106	18	
	25	2325	2500	2468	4325	4650	4593	90/97	14	100/106	19	
	26	2418	2600	2566	4498	4836	4776	90/97	13	100/106	18	
5-27	27	2511	2700	2665	4671	5022	4960	95/102	15	100/106	17	101.6 x 3.0/4.0/5.0
5-31	28	2604	2800	2764	4844	5208	5144	95/102	14	100/106	16	108.0 x 3.0/4.0/5.0
	29	2697	2900	2862	5017	5394	5327	95/102	13	100/106	15	
	30	2790	3000	2961	5190	5580	5511	95/102	12	100/106	14	
5-31	31	2883	3100	3060	5363	5766	5695	95/102	11	100/106	13	108.0 x 3.0/4.0/5.0
5-37	32	2976	3200	3158	5536	5952	5878	100/107	13	115/121	20	114.3 x 3.0/4.0/5.0
	33	3069	3300	3257	5709	6138	6062	100/107	12	115/121	19	
	34	3162	3400	3356	5882	6324	6246	100/107	12	115/121	19	
	35	3255	3500	3455	6055	6510	6430	110/117	17	115/121	19	
	36	3348	3600	3553	6228	6696	6613	110/117	17	115/121	19	
5-37	37	3441	3700	3652	6401	6882	6797	110/117	16	115/121	18	114.3 x 3.0/4.0/5.0
5-43	43	3999	4300	4244	7439	7998	7899	120/127	18	130/136	23	127.0 x 3.0/4.0/5.0
5-55	55	5115	5500	5429	9515	10230	10104	130/137	17	130/136	17	139.7 x 3.0/4.0/5.0

1) Flat ducts possible as well

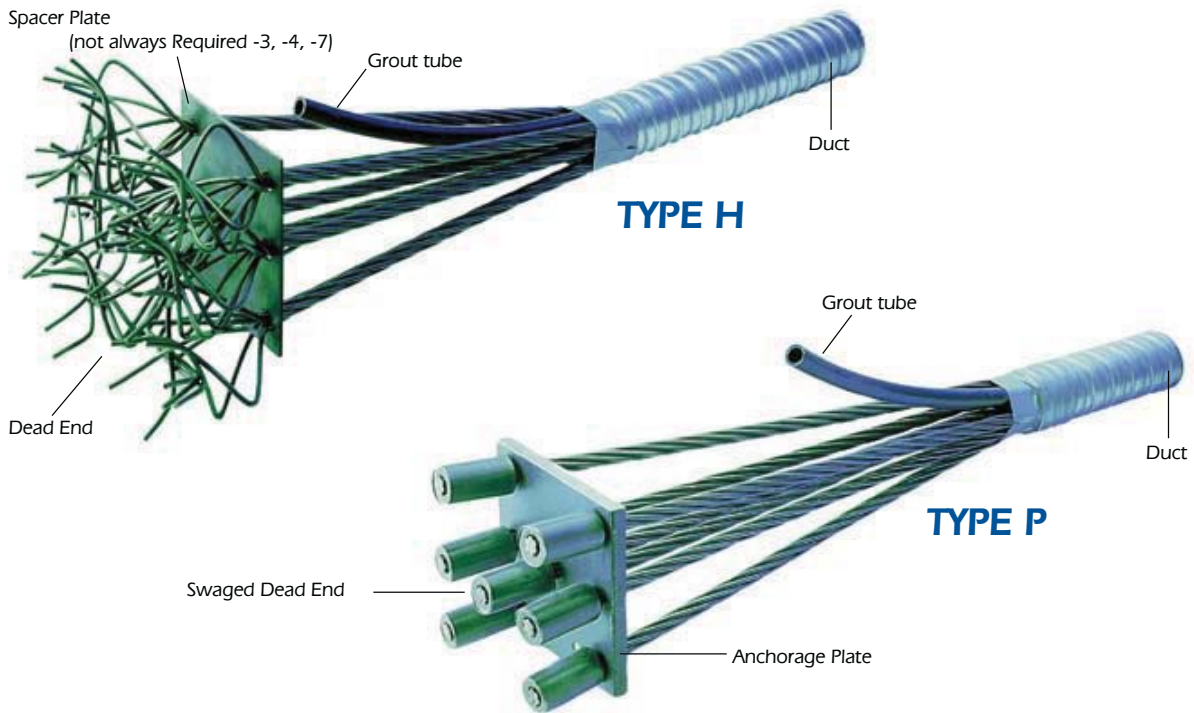
2) Flat duct PF-PLUS® with rectangular slab anchorages, for PF-PLUS® see also under 3.1.3.

3) If flat ducts (steel or PT PLUS®) to be used with square type castings please contact your VSL representative. In plan view, tendons with slab type anchorages must be straight between anchorages or have only unidirectional turns with min. radii of > 6 m. Strands must always be pushed-in prior to concreting. Eccentricity e: negligible

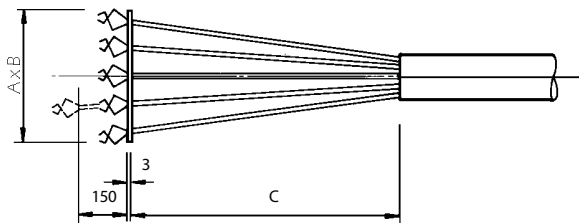
4) Given values may slightly vary depending on local availability of ducts. They are minimal for most applications. For special cases (long tendons, many curvatures, small radii etc.) greater size duct is recommended – please verify with VSL. In any case the filling ratio (cross-section steel / duct) must not exceed 0.5 (EN523).

5) Please check with the nearest VSL office for the complete anchorage list.

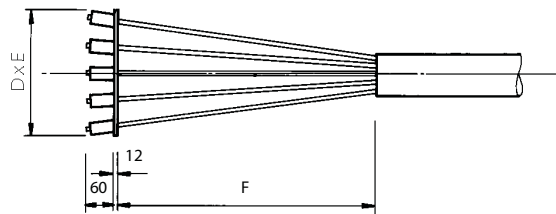
# Multistrand Post-Tensioning



## VSL DEAD END ANCHORAGE



Dead End Anchorage Type H



Dead End Anchorage Type P

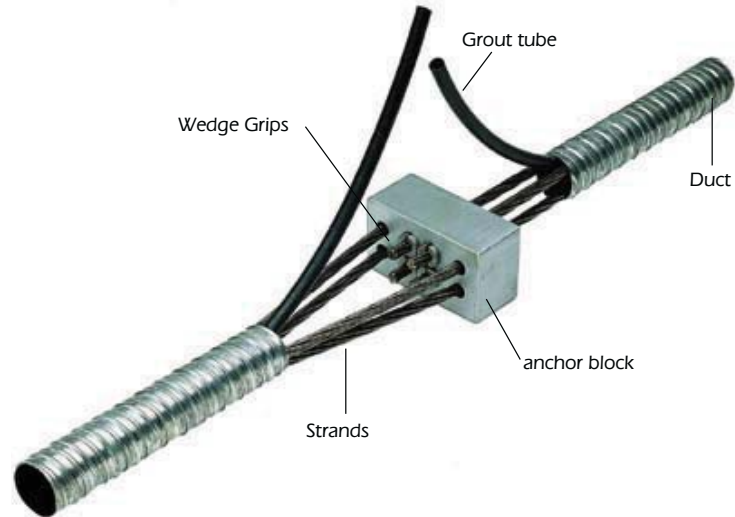
Tendon Type	Strand Type 12.7mm					
	Type 'H'			TYPE 'P'		
	A	B	C	D	E	F
5-4	125	125	600	120	120	150
5-7	175	150	1000	150	150	300
5-12	300	250	1000	200	200	350
5-19	375	300	1000	250	250	450
5-22	400	300	1000	300	250	500
5-27	450	400	1200	300	300	750
5-31	450	425	1200	350	300	750
5-37	525	450	1100	375	350	850
5-42	600	450	1400	375	375	950
5-48	645	450	1200	400	400	1000
5-55	700	500	1700	425	425	1250

Dimensions in mm

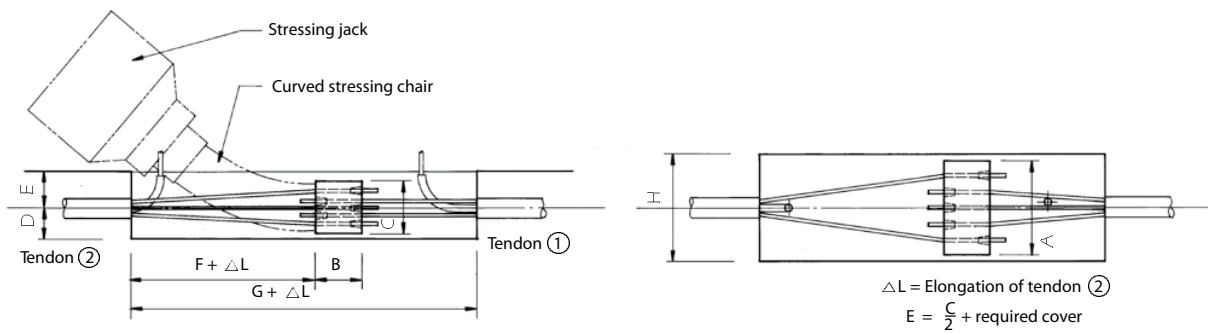
Tendon Type	Strand Type 15.2mm					
	Type 'H'			Type 'P'		
	A	B	C	D	E	F
6-3	150	150	600	150	150	250
6-4	150	150	600	150	150	250
6-7	200	170	1000	200	200	350
6-12	350	300	1000	250	250	450
6-19	450	350	1000	300	300	650
6-22	500	350	1000	300	300	500
6-27	550	450	1400	350	350	950
6-31	550	475	1400	350	350	950
6-37	600	550	1100	400	350	850
6-42	700	550	1700	400	350	1250
6-48	745	550	1200	475	475	1000
6-55	800	600	2000	550	475	1550

Dimensions in mm

# Multistrand Post-Tensioning



## INTERMEDIATE ANCHORAGE TYPE Z



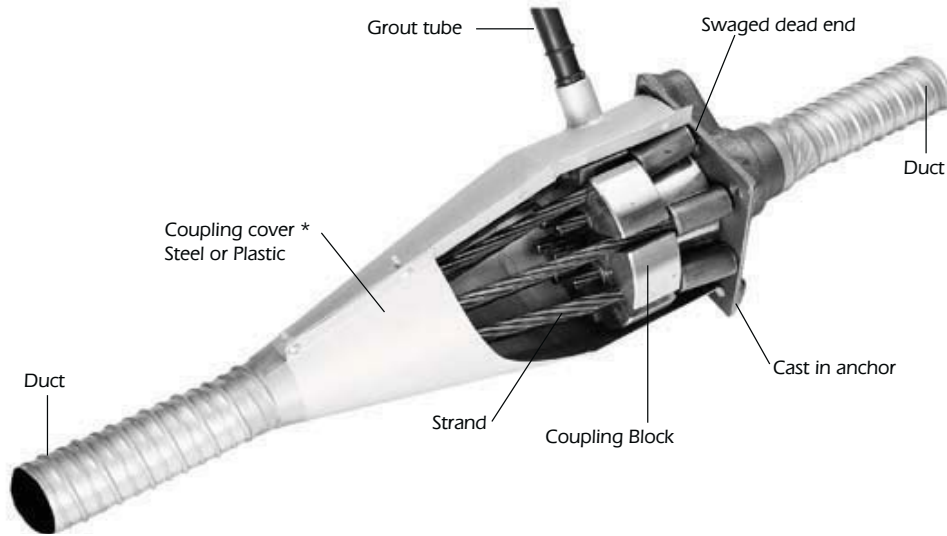
Centre-stressing anchorages are used for ring tendons in circular structures, or for those tendons where the ends cannot be fitted with normal stressing anchorages.

Strand Type	Tendon Type	A	B	C	D		F*	G*	H
					Dimensions (mm)				
12.7mm	5-2	130	60	80	60	60	400	560	170
	5-4	160	70	90	65	65	500	720	200
	5-6	200	90	130	85	85	700	990	240
	5-12	280	140	140	90	90	1000	1490	320
	5-18	320	160	180	110	110	1300	1910	360
	5-22	350	160	200	120	120	1450	2110	390
15.2mm	6-2	140	70	90	65	65	450	620	180
	6-4	170	80	100	70	70	900	1180	210
	6-6	210	100	140	90	90	1000	1400	250
	6-12	300	160	160	100	100	1350	1960	340
	6-18	380	180	200	120	120	1450	2280	420
	6-22	400	180	250	145	145	1500	2380	440

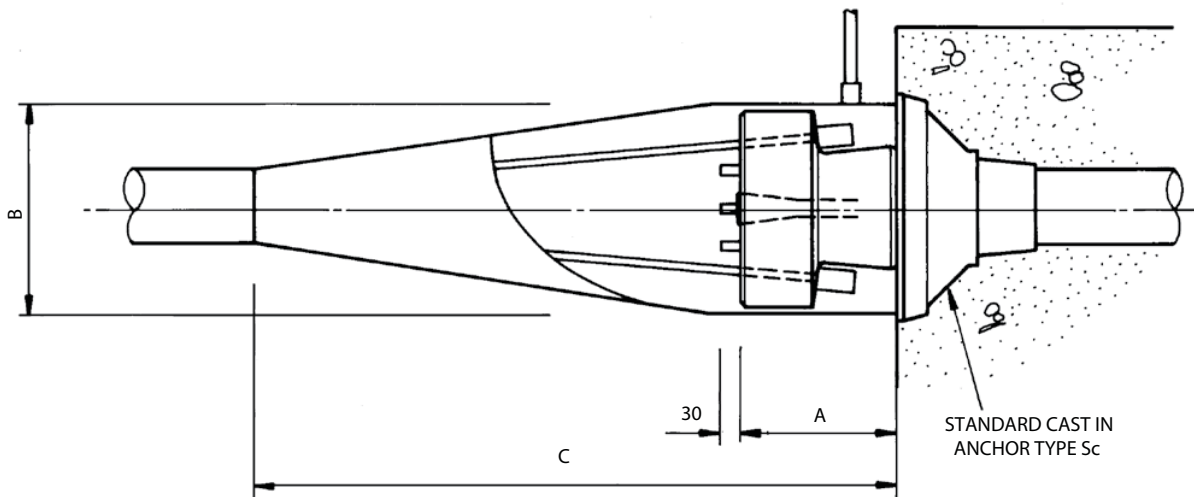
Note: 1. \* Dependent upon the shape of the concrete surface. The values stated apply for surfaces which are not curved



# Multistrand Post-Tensioning



## VSL COUPLING ANCHORAGE TYPE C



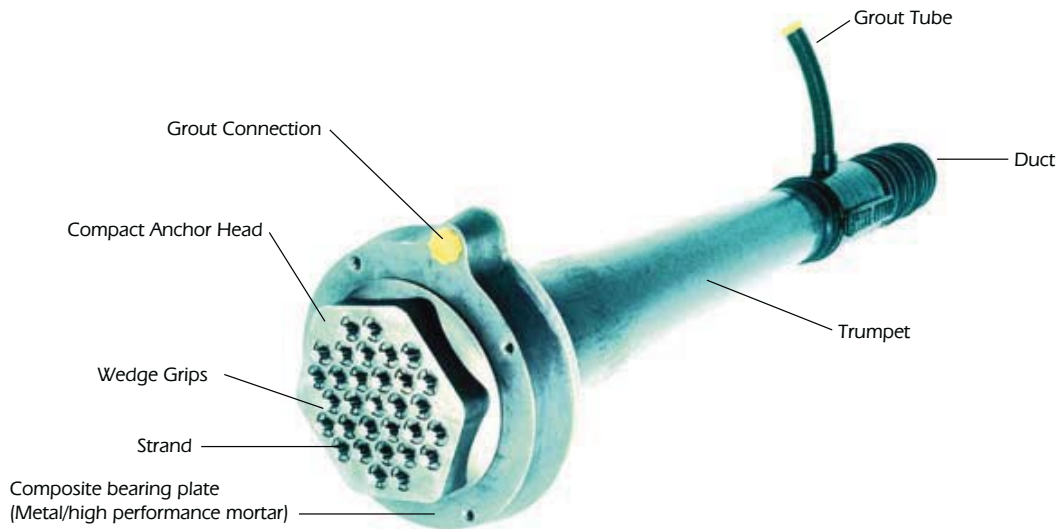
TENDON UNIT	STRAND TYPE 12.7mm		
	A	B	C
Dimensions (mm)			
5-4	108	150	500
5-7	108	170	550
5-12	108	200	650
5-19	108	230	740
5-22	108	250	830
5-27	108	300	1000
5-31	108	340	1140
5-37	148	380	1320
5-42	148	385	1320
5-48	148	410	1370
5-55	168	480	1370

TENDON UNIT	STRAND TYPE 15.2mm		
	A	B	C
Dimensions (mm)			
6-3	125	150	490
6-4	125	160	520
6-7	125	200	630
6-12	125	230	730
6-19	125	270	860
6-22	125	300	930
6-27	135	320	1000
6-31	145	350	1090
6-37	165	410	1390

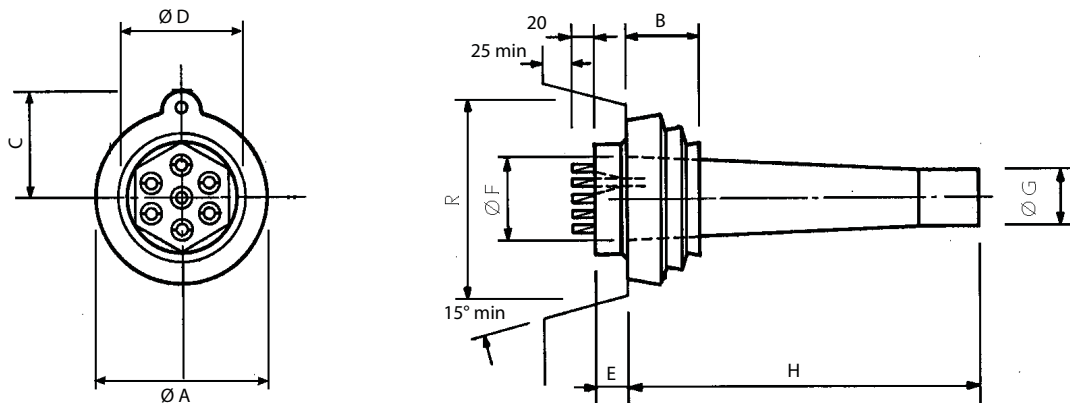
Note: 1. \* In some applications the coupling cover may not be required



# Multistrand Post-Tensioning



## VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE CS LIVE END



Tendon Unit		A	B	C	D	Dimensions (mm)					R
Strand Type 12.7mm	Strand Type 15.2mm					E	F Ext. Dia.	G Ext. Dia.	H CS-Std	H CS-Plus CS-Super	
5-12	6-7	222	60	135	153/143	49	110	80	400	535	320
5-19	6-12	258	80	149	178	49	137	95	500	638	360
	6-19	300	90	170	210	59	156	110	540	660	360
5-31	6-22	320	100	180	229	59/65	174	125	570	740	360
5-43	6-31	390	120	217	279/283	69/75	224	146	880	*	640
5-55	6-37	420	130	233	302	78/82	237	160	850	*	750

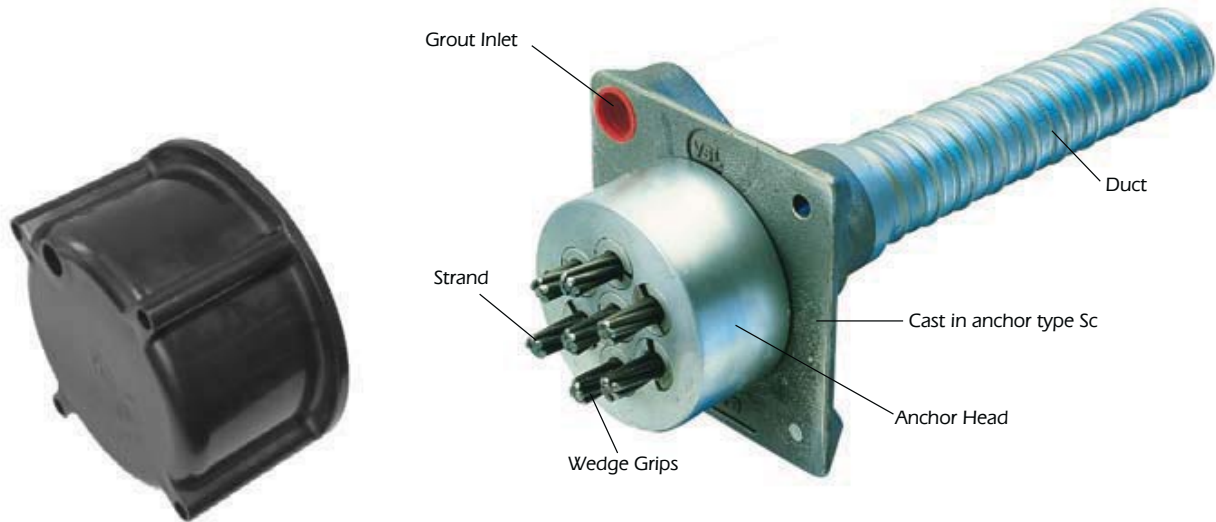
Note: 1. \* Please check with your local VSL office for details. The trumpets for the CS-PLUS and CS-SUPER configurations have short, profiled extension for PT-PLUS® duct coupling

## TENDON CONFIGURATIONS

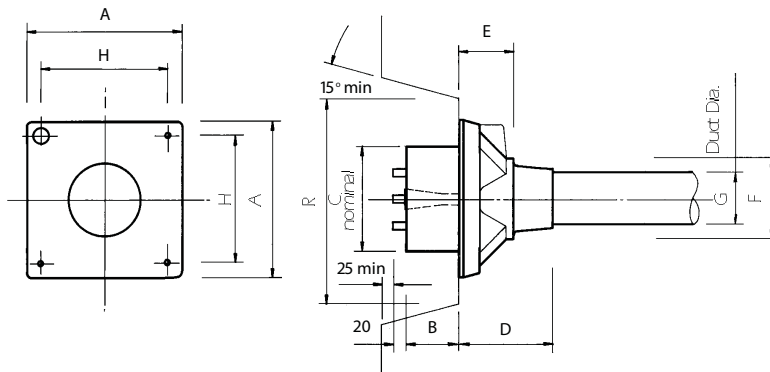
VSL SYSTEM	Anchorage Type		Duct Type		Fully Encapsulated Tendon	Electrically Isolated Tendon
	Conventional	CS	Steel	HD PE PT-PLUS®		
Conventional	•		•			
PT-PLUS®	•			•		
CS-Standard		•	•			
CS-Plus		•		•	•	
CS-Super		•		•		•

The Type CS anchorage is an imported anchorage and should be used for applications requiring high fatigue resistance, high corrosion resistance, reduced anchorage friction and the possibility of electrical isolation. For conventional applications the Type Sc anchorage should be used

# Multistrand Post-Tensioning



## VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc LIVE END

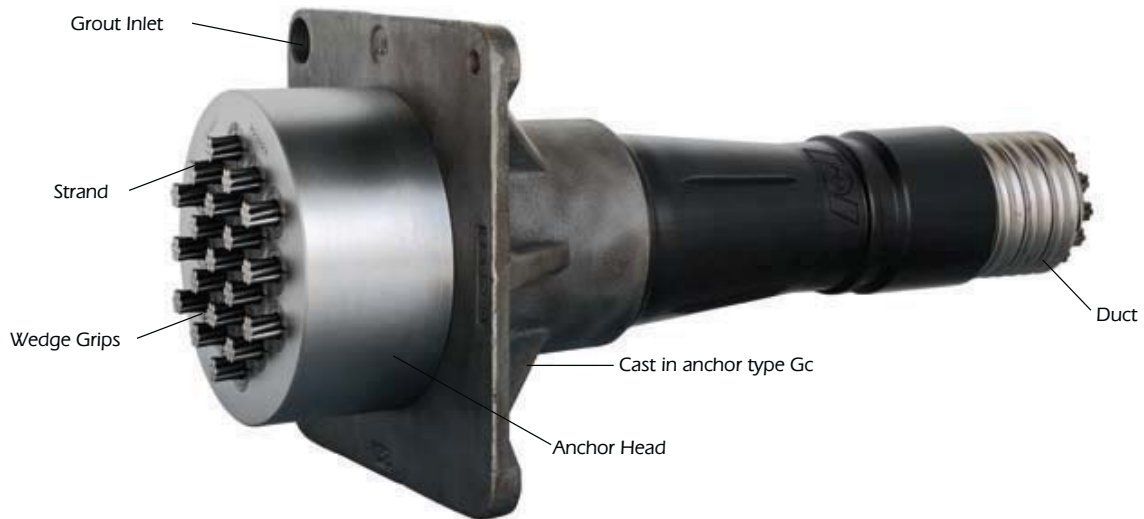


Note: Antiburst reinforcement to Engineers details not shown

	TENDON UNIT	Dimensions (mm)								
		A	B	C	D	E	F	G Int. Dia.	H	R
STRAND TYPE 12.7MM	5-4	135	57	90	100	16	64	40	95	210
	5-7	165	57	120	100	60	85	50	125	275
	5-12	215	54	160	160	84	120	70	151	320
	5-19	270	66	180	210	110	145	85	200	360
	5-22	290	80	200	215	140	153	90	230	360
	5-27	315	92	220	250	160	176	95	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	120	325	650
	5-48	430	122	300	340	161	233	130	365	750
5-55	465	142	320	340	160	250	135	400	750	
STRAND TYPE 15.2MM	6-3	135	57	90	100	16	56	40	95	210
	6-4	165	57	120	100	60	85	50	125	270
	6-7	215	67	140	160	85	120	70	150	320
	6-12	270	74	180	210	110	145	85	200	360
	6-19	315	92	220	250	160	175	95	250	360
	6-22	315	102	230	250	160	175	105	250	360
	6-27	370	112	250	320	160	200	115	305	650
	6-31	390	122	270	340	160	217	120	325	650
	6-37	430	142	300	340	160	235	130	365	750
	6-42	465	142	320	340	160	250	135	400	750
	*6-48P	575	147	340	1035	110	269	145	495	900
	*6-55P	600	182	360	1070	120	294	155	520	900

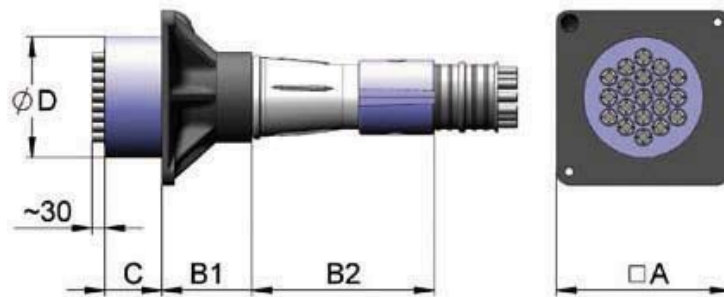
- Note: 1. Dimension R does not allow for Lift off force check. Small recesses can be provided for special cases. Please check with your local VSL office for details  
 2. \* Plate type anchorages (Type P). Also available for other tendon units

# Multistrand Post-Tensioning



## VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Gc LIVE END

VSL has developed a new anchorage designed to satisfy the increasing expectations of the construction industry. The VSL Gc type anchorage is an evolution optimizing new requirements with well proven materials while maximizing cost effectiveness.



Tendon Unit	Dimensions (mm)				
	A	B1	B2	C	D
6-3	130	120	-*	50	95
6-4	140	120	-*	55	110
6-7	180	135	-*	60	135
6-12	230	220	-*	75	170
6-19	290	150	300	95	200
6-22	325	150	490	100	220
6-27	350	170	450	110	240
6-31	375	170	410	120	260
6-37	410	170	600	135	280

Subject to modification

Note: 1. \* These castings have no trumpet

2. Max. prestressing force may be applied when concrete reaches 80% of its nominal strength

3. Max. prestressing force is 75% of min. tendon breaking load (temporary overstressing to 80%)

4. Where PT-PLUS® plastic ducts are used the trumpets for the GC have short, profiled extensions for PT-Plus® coupling

# PC PILES

## DESCRIPTION

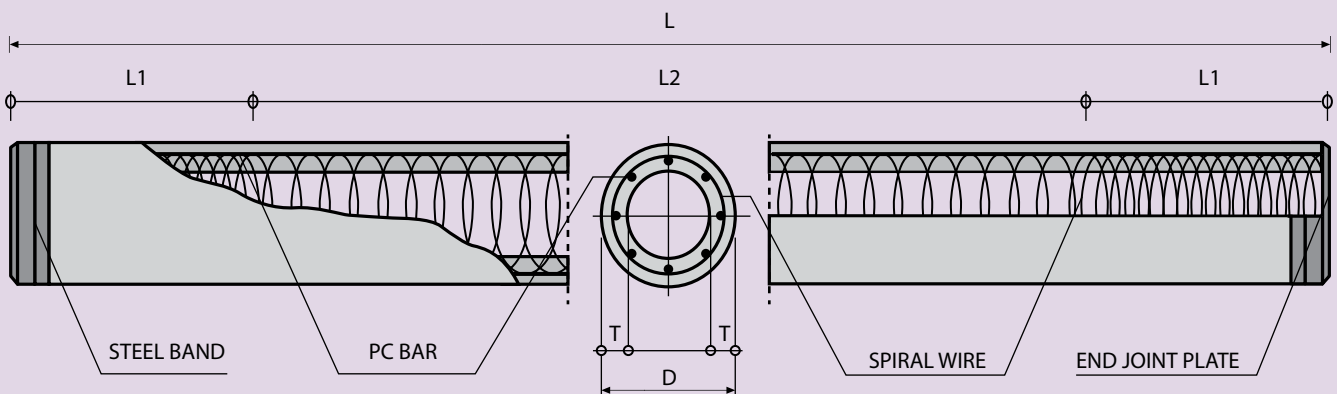
Type of Piles	Prestressed Concrete Square Piles Prestressed Concrete Spun Piles Prestressed Concrete Spun Square Piles Prestressed Concrete Triangular Piles
System of Joints	Welded at steel joint plate
Type of Shoe	Concrete Pencil Shoe (Standard) for PC Spun Piles, Spun Square Pile & Square Piles Mamira Shoe (Special Order) for PC Spun Pile
Method of Driving	Dynamic Pile Driving : Diesel Hammer and Hydraulic Hammer Static Pile Driving : Hydraulic Static Pile Driver (Jacking Pile)

## DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

Design	ACI 543R - 00 SNI 03 -2847 - 2002	Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles Indonesian Standard Code for Concrete
Manufacturing	WB - PRD - PS - 16	Production Manufacturing Procedure

## SPUN PILE WITH TEKCON TECHNOLOGIES, WIKA CLT STANDARD

### UPPER / MIDDLE PILE (DOUBLE JOINT)



Outer Diameter of Piles D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Spiral Wire Diameter (mm)	Pitch		Length of Pitch	
			Zone L1 (mm)	Zone L2 (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)
300	60	3.2	50	100	900	L - 2 (L1)
350	70	3.2	50	100	1050	L - 2 (L1)
400	75	3.2	50	100	1200	L - 2 (L1)
450	80	4.0	50	100	1350	L - 2 (L1)
500	90	4.0	50	100	1500	L - 2 (L1)
600	100	4.0	50	100	1800	L - 2 (L1)

## PRE-TENSIONED SPUN CONCRETE PILES SPECIFICATION

### Structural Properties

Outer Diameter (mm)	Concrete Wall Thickness (mm)	Class	PC. Bar			Concrete Sectional Area (cm <sup>2</sup> )	Concrete Moment Inertia (cm <sup>4</sup> )	Effective Prestress (kg/cm <sup>2</sup> )	Allowable Axial Load (ton)		Bending Moment		Nominal Weight (kg/m)
			Diameter (mm)	Number (mm)	Sectional Area (cm <sup>2</sup> )				BS.8004-1986	ACI 543-1979	Cracking (t.m)	Ultimate (t.m)	
300	60	A	7.4	6	2.40	452	35472	47.03	64	73	2.7	3.5	118
350	70	A	7.4	8	3.20	616	65683	46.15	87	99	4.3	5.5	161
400	75	A	7.4	10	4.00	766	109130	46.37	108	123	6.2	7.9	200
		B	9.2	12	7.68	766	111559	82.55	101	118	8.4	15.1	200
450	80	A	9.2	8	5.12	930	170951	48.65	131	149	8.8	11.4	242
		B	9.2	16	10.24	930	175332	89.27	121	141	12.2	22.7	242
500	90	A	9.2	10	6.40	1159	262048	48.77	163	186	12.2	15.8	302
		B	9.2	18	11.52	1159	267428	81.91	154	178	16.0	28.4	302
600	100	A	9.2	12	7.68	1571	522509	43.63	223	253	19.3	22.7	409
		B	9.2	24	15.36	1571	534509	80.79	209	242	26.4	45.4	409

Note : 1) TEKCON PC Piles are manufacture in compliance with JIS A 5335-1987 Pretensioned Spun Concrete Piles and generally conforming to other specification (ACI 543-1979 & BS.8004-1986 / BS.8110-1985) (ACI 543-1979)

2) PC Bar and Spiral Wires comply with JIS G 3137 -1994 and BS.4482 respectively

3) Allowable Axial Load is applicable for pile acting as a short strut. Calculation is based on BS.8004-1986 Foundation & ACI 543-1979

4) Minimum compressive strength of concrete at age 28 days shall be 60 N/mm<sup>2</sup>

5) Standard piles length is 6 M, 9 M, 10 M and 12 M

6) Modification of the properties can be made upon orders

7) We have a right to modify our manufacturing specification without any prior notice

## PRE-TENSIONED SPUN HIGH STRENGTH CONCRETE PILES SPECIFICATION

### Grade 80 Piles

Outer Diameter (mm)	Concrete Wall Thickness (mm)	Class	PC. Bar			Concrete Sectional Area (cm <sup>2</sup> )	Concrete Moment Inertia (cm <sup>4</sup> )	Effective Prestress (kg/cm <sup>2</sup> )	Allowable Axial Load (ton)	Bending Moment		Nominal Weight (kg/m)
			Diameter (mm)	Number (mm)	Sectional Area (cm <sup>2</sup> )				ACI 543-1979	Cracking (t.m)	Ultimate (t.m)	
300	60	A	7.1	6	2.37	452	35416	49.59	102	2.88	3.16	118
350	70	A	7.1	8	3.17	616	65533	48.71	139	4.54	6.75	161
400	75	A	7.1	10	3.96	766	108803	48.97	173	6.61	9.73	200
		B	9	12	7.63	766	111001	87.45	165	8.88	13.51	200
450	80	A	9	8	5.09	930	170556	51.59	209	9.41	10.13	242
		B	9	16	10.17	930	174626	94.54	198	12.97	20.27	242
		C	9	20	12.72	930	176660	112.77	194	14.55	25.34	242
500	90	A	9	10	6.36	1159	261750	51.78	261	13.02	14.08	302
		B	9	18	11.45	1159	266994	86.95	250	17.04	25.34	302
		C	9	24	15.26	1159	270927	109.67	243	19.75	33.78	302
600	100	A	9	12	7.63	1571	522308	44.38	356	20.36	29.87	409
		B	9	24	15.26	1571	534365	82.21	340	27.57	48.61	409
		C	9	32	20.35	1571	542404	103.80	331	31.89	55.53	409

Note : 1) TEKCON PC Piles are Class manufacture in compliance with JIS A 5335-1987 Pretensioned Spun Concrete Piles and generally conforming to other specification (ACI 543-1979)

2) PC Bar and Spiral Wires comply with JIS G 3137 -1994 and BS.4482 respectively

3) Allowable Axial Load is applicable for pile acting as a short strut. Calculation is based on ACI 543-1979

4) Minimum compressive strength of concrete at age 28 days shall be 80 N/mm<sup>2</sup>

5) Standard piles length is 6 M, 9 M, 10 M and 12 M

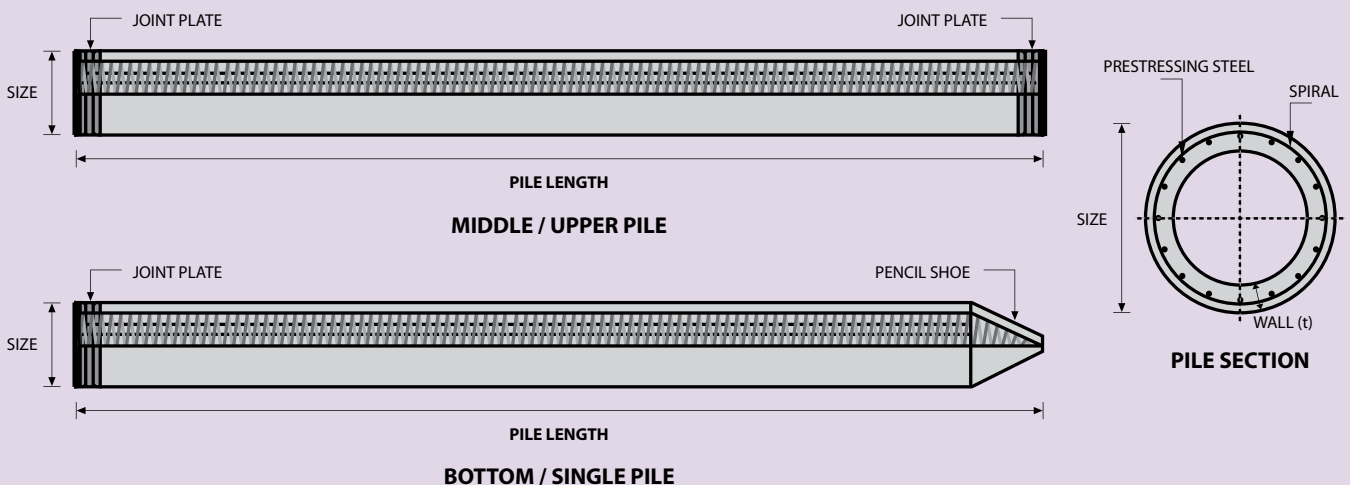
6) Modification of the properties can be made upon orders

7) We have a right to modify our manufacturing specification without any prior notice

## MATERIAL SPECIFICATION

ITEM	REFERENCE	DESCRIPTION	SPECIFICATION
Aggregate	ASTM C 33 / C 33M-11a	Standard Specification for Concrete Aggregates	
Cement	SNI 15 - 2049 - 2004	Portland Cement	Standard Product Type I Special Order : Type II or V
Admixture	ASTM C 494 / C 494M - 99a	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : High Range Water Reducing Admixture
Concrete	SNI 03 - 2834 - 1993 SNI 03 - 2493 - 1991	Concrete Mix Design Making and Curing Concrete Sample	
PC Strand	ASTM A 416 / A 416M - 99	Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete	Grade 270 (Low Relaxation Type)
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wires and Strands for Prestressed Concrete	SWPD1 (Deformed Wire Type)
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size-Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	Grade D - Class 1 - SBPD 1275/1420
Rebar	SNI 07 - 2052 - 2002	Reinforcement Steel for Concrete	Steel Class : BjTS 40 (Deformed) Steel Class : BjTP 24 (Round)
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wires	SWM-P (Round Type) Cold-reduced steel wire for the reinforcement of concrete and the manufacture of welded fabric.
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steels for General Structure	SS400 (Tensile Strength 400 N/mm2) Applicable steel product for steel plates and sheets, steel strip in coil, sections, flats and bars.
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 900	Structural Welding Code Steel	AWS A5.1/E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent.

## PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



## PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength  $f_c' = 52 \text{ MPa}$  (Cube  $600 \text{ kg/cm}^2$ )

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Section Inertia (cm <sup>4</sup> )	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

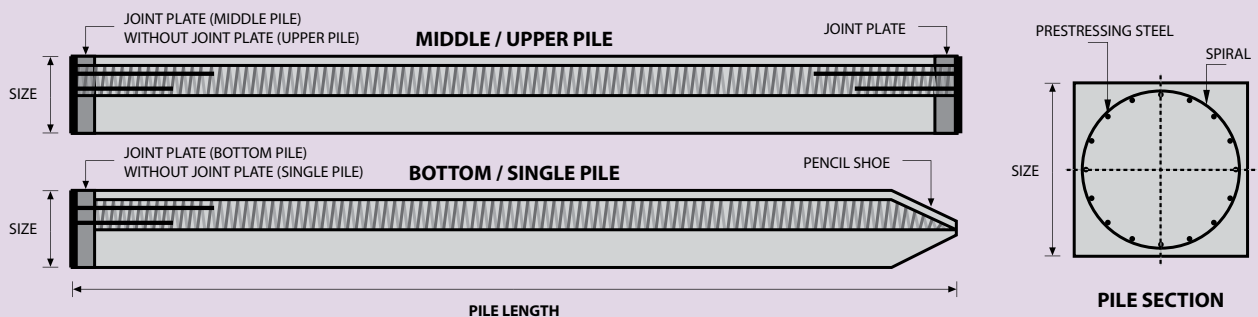
Note : \*) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

\*\*) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

\*\*\*) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

## PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES





# PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength  $f_c' = 42 \text{ MPa}$  (Cube  $500 \text{ kg/cm}^2$ )

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

Size (mm)	Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Section Inertia (cm <sup>4</sup> )	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile* (m)	Splice Class	
					Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)				Compatible to Body $M_{crack}$	Optional
200 x 200	400	13,333	100	A	1.55	2.65	49.08	27.47	6 - 9	I	II
250 x 250	625	32,552	156	A	2.29	3.46	81.40	28.10	6 - 10	III	IV
				B	2.52	4.33	79.62	34.80	6 - 11	II	-
				C	2.78	5.19	77.92	41.30	6 - 11	I	II
300 x 300	900	67,500	225	A	3.64	5.19	118.59	35.40	6 - 11	IV	V
				B	3.98	6.23	116.76	42.20	6 - 11	III	IV/V
				C	4.48	7.47	114.66	50.20	6 - 12	II	-
				D	4.92	9.34	111.60	61.90	6 - 12	I	III/IV/V
350 x 350	1,225	125,052	306	A	5.33	6.57	163.98	38.60	6 - 11	III	IV
				B	6.07	8.72	160.68	50.90	6 - 12	II	-
				C	6.63	10.90	157.45	63.10	6 - 12	I	IV
				D	7.30	13.08	154.32	75.00	6 - 13	I	III/IV
400 x 400	1,600	213,333	400	A	7.89	9.96	213.96	51.40	6 - 12	IV	V
				B	8.71	12.45	210.60	63.80	6 - 12	III	IV/V
				C	9.51	14.95	207.32	76.00	6 - 13	II	III/IV/V
				D	11.82	22.42	198.01	111.60	6 - 14	I	II/III/IV/V
450 x 450	2,025	341,719	506	A	11.17	14.01	270.98	64.30	6 - 12	III	IV
				B	12.10	16.81	267.61	76.80	6 - 13	III	IV
				C	13.01	19.62	264.30	89.10	6 - 13	II	III/IV
				D	14.78	25.22	257.88	113.30	6 - 14	I	II/III/IV
500 x 500	2,500	520,833	625	A	15.16	18.68	335.12	77.30	6 - 13	III	IV
				B	16.19	21.79	331.72	89.90	6 - 13	II	III/IV
				C	17.21	24.91	328.38	102.20	6 - 14	I	II/III/IV
				D	18.22	28.02	325.09	114.50	6 - 14	I	II/III/IV

Note : \*) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

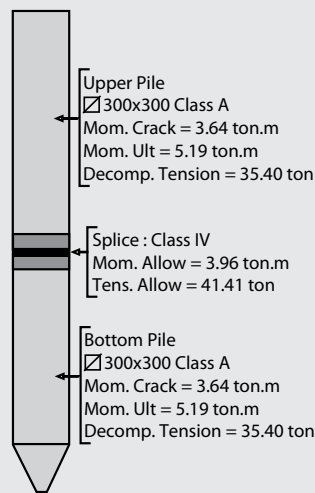
## TYPICAL SPLICE SPECIFICATION

Size (mm)	Class	Bending Moment		Tension	
		Allowable (ton.m)	Ultimate (ton.m)	Allowable (ton)	Ultimate (ton)
200 x 200	I	1.56	2.11	41.82	47.05
	II	0.76	1.02	16.34	18.38
250 x 250	I	3.17	4.28	55.22	62.12
	II	2.99	4.03	41.41	46.59
	III	2.34	3.17	41.41	46.59
	IV	1.29	1.74	24.50	27.57
300 x 300	I	5.96	8.05	83.64	94.10
	II	4.53	6.12	62.73	70.57
	III	4.28	5.78	55.22	62.12
	IV	3.96	5.35	41.41	46.59
	V	2.34	3.16	24.50	27.57
350 x 350	I	7.67	10.35	83.64	94.10
	II	6.81	9.19	83.64	94.10
	III	5.71	7.71	55.22	62.12
	IV	3.30	4.45	27.61	31.06
400 x 400	I	12.20	16.47	117.95	132.69
	II	11.28	15.23	88.46	99.52
	III	9.41	12.71	83.64	94.10
	IV	8.58	11.58	62.73	70.57
	V	3.97	5.36	27.61	31.06
450 x 450	I	15.80	21.33	147.43	165.86
	II	14.07	19.00	117.95	132.69
	III	13.02	17.57	88.46	99.52
	IV	6.55	8.84	41.82	47.05
500 x 500	I	19.72	26.63	118.60	133.43
	II	16.51	22.29	117.95	132.69
	III	15.14	20.43	88.46	99.52
	IV	7.56	10.21	41.82	47.05

## EXAMPLES OF SPLICE SELECTION

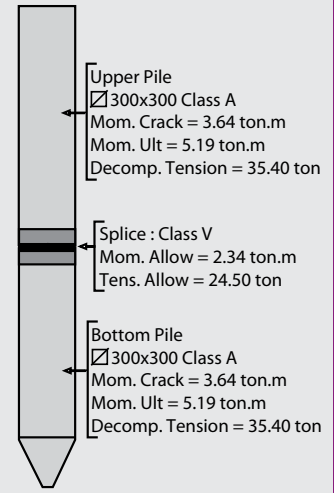
**Case 1 :** Compatible to Body Moment Crack

Splice of PC Piles having equivalent performance to the crack bending moment of the main body.

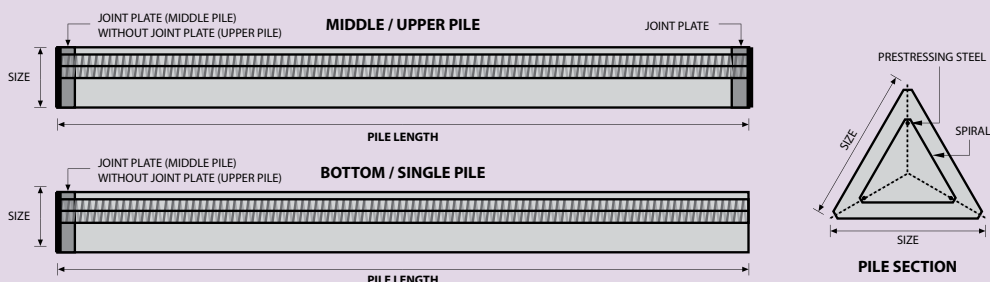


**Case 2 :** Optional Splice

Application of optional splices should be approved by structure designer.



## PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE TRIANGULAR PILES





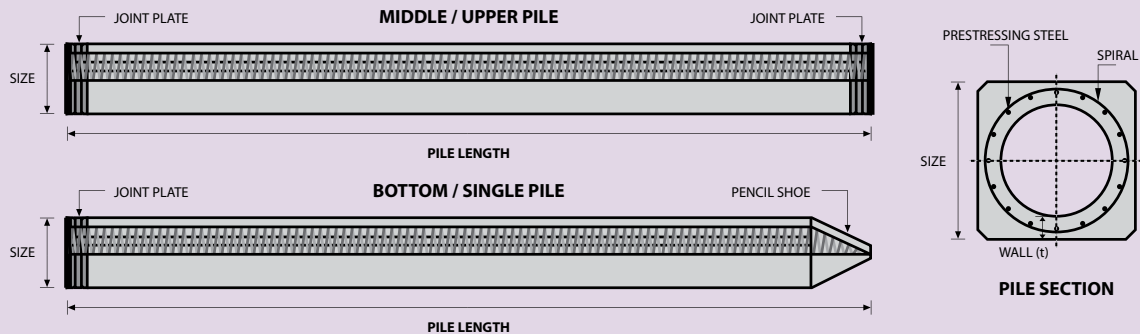
## PRESTRESSED CONCRETE TRIANGULAR PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength  $f_c' = 42 \text{ MPa}$  (Cube  $500 \text{ kg/cm}^2$ )

Size (mm)	Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Section Inertia (cm <sup>4</sup> )	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Length of Pile * (m)
					Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)		
280	318.7	9,080.50	79.7	A	0.66	0.92	42.26	6 - 8
				B	0.90	1.77	39.50	6 - 9
320	422.6	16,188.90	105.7	A	0.89	1.11	57.02	6 - 8
				B	1.20	2.15	54.10	6 - 9

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

## PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN SQUARE PILES



## PRESTRESSED CONCRETE SPUN SQUARE PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength  $f_c' = 52 \text{ MPa}$  (Cube  $600 \text{ kg/cm}^2$ )

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Section Inertia (cm <sup>4</sup> )	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile * (m)
						Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)			
400 X 400	75	1109.13	194,159	277	A2	6.50	10.00	182.63	38.00	6 - 13
					A3	8.00	12.00	180.62	45.30	6 - 14
					B	10.00	18.00	173.15	73.10	6 - 15
					C	11.00	22.00	169.49	91.70	6 - 16
450 X 450	80	1364.48	307,000	341	A1	8.50	12.50	227.01	38.20	6 - 13
					A2	11.00	17.00	222.95	52.90	6 - 15
					A3	13.00	20.90	219.05	67.10	6 - 16
					B	13.50	24.00	215.32	80.90	6 - 16
					C	15.50	31.00	208.10	114.00	6 - 16

Note : \*) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

## PRODUCT APPLICATION



Piles foundation for Power Plant or Industrial Factory



Piles for Marine Structure



Piles Foundation for Building



Piles Foundation for Bridges

### PT CITRA LAUTAN TEDUH

#### Head Office & Factory

Jl. Hang Jebat Km. 01 Batu Besar, Batam - Indonesia | Ph. (062) 778 761185, 761186 | Fax. (062) 778 761184 | Visit us : <http://www.wikadt.co.id>

#### Factory Support

Binjai (North Sumatera), Tegineneng (Lampung South Sumatera), Kalianda (Lampung, South Sumatera), Bogor, Karawang, Majalengka (West Java), Boyolali (Central Java), Pasuruan (East Java), Balikpapan (East Borneo-in Progress), Makassar (South Celebes)



## Dian Arief Prawira Ramadhan

Penulis dilahirkan di Ujung Pandang, 11 Januari 1997, merupakan anak kedua dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Negeri Kebun Bunga 4 Banjarmasin, SMP Negeri 6 Banjarmasin, dan SMA Negeri 7 Banjarmasin. Setelah lulus SMA pada tahun 2015, penulis mengikuti Seleksi Bersama Masuk Perguruan Tinggi Nasional (SBMPTN) dan diterima di Program Studi S1 Departemen Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember dan terdaftar dengan NRP 03111540000083. Selama kuliah, penulis aktif di beberapa organisasi di antaranya sebagai anggota DPM ITS mewakili distrik Teknik Sipil, staff departemen pembinaan LDJ Al Hadiid, staff dan middle divisi syi'ar JMMI ITS, staff dan asbid bidang keuangan UKM KOPMA dr. Angka ITS, dan ketua AMKS Hasanuddin HM. Penulis juga mengukir prestasi dengan menjadi juara I pada Kompetisi Konstruksi Ramping (K2R) 3.0 yang diselenggarakan oleh FTSL ITB dan Kementerian PUPR pada tahun 2018. Selain itu, penulis aktif di berbagai pelatihan kemahasiswaan, seminar, dan kegiatan lainnya di ITS. Penulis mendapat gelar Sarjana Teknik pada tahun 2020 dengan judul Tugas Akhir "Desain Modifikasi Struktur Gedung SOHO Ciputra World Surabaya Fase 3 Menggunakan Sistem Ganda Dengan Balok Beton Prategang". Penulis sangat berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi pembaca serta bagi penulis sendiri

Email : [prawiraramadhan@yahoo.co.id](mailto:prawiraramadhan@yahoo.co.id)