



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG  
HOTEL DAFAM SURABAYA MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEKAN PADA  
LANTAI ATAP**

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
NRP. 3115 105 024

Dosen Pembimbing  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG  
HOTEL DAFAM SURABAYA MENGGUNAKAN  
SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEKAN PADA  
LANTAI ATAP**

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
NRP. 3115 105 024

Dosen Pembimbing  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2017



FINAL PROJECT – RC14-1501

**MODIFICATION OF DESIGN SURABAYA DAFAM  
HOTEL BUILDING STRUCTURE USING DUAL  
SYSTEM AND PRESTRESSED BEAM ON ROOF  
FLOOR**

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
NRP. 3115 105 024

Supervisor  
Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING  
Faculty of Civil Engineering and Planning  
Sepuluh Nopember Institute of Technology  
Surabaya 2017

## LEMBAR PENGESAHAN

### MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL DAFAM SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

#### TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada

Program Studi S-1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

**AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI**

NRP. 3115 105 024

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D.



**SURABAYA**  
**JULI, 2017**

# **MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL DAFAM SURABAYA MENGUNAKAN SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP**

**Nama Mahasiswa** : Afrida Dwitika Putri Wiyani  
**NRP** : 3115105024  
**Jurusan** : Teknik Sipil FTSP-ITS  
**Dosen Pembimbing** : Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

## **Abstrak**

*Saat ini beton pratekan sudah mulai banyak digunakan pada struktur gedung bertingkat. Beton pratekan merupakan suatu teknologi konstruksi yang dapat digunakan pada struktur bentang panjang seperti jembatan, jalan layang, dll. Tujuan dari tugas akhir ini adalah untuk memodifikasi struktur Hotel Dafam Surabaya menggunakan sistem ganda dan beton pratekan. Gedung Hotel Dafam ini memiliki 18 lantai dengan tinggi total 62,3 m, dibangun di kota Surabaya dengan jenis tanah sedang yang menurut peraturan perencanaan ketahanan gempa untuk gedung (SNI 1726 : 2012) termasuk dalam kategori desain seismik D. Bangunan gedung yang termasuk dalam kategori seismik D dapat menggunakan sistem ganda dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) dan dinding geser beton bertulang khusus. Gedung Hotel Dafam dimodifikasi memiliki ruangan bebas kolom pada lantai atap sehingga direncanakan menggunakan balok pratekan pada lantai atap.*

*Perencanaan bangunan Hotel Dafam Surabaya ini meliputi plat, balok, kolom, shearwall dan tangga dan semua perhitungan mengikuti peraturan SNI 2847 : 2013 dan perhitungan pembebanan mengikuti peraturan SNI 1727 : 2013. perhitungan gempa menggunakan metode respons spektrum berdasarkan SNI 1726 : 2012.*

*Dari penyusunan tugas akhir ini diperoleh laporan hasil perhitungan struktur dan gambar teknik dimana bangunan tersebut mampu menahan gaya gempa di wilayah Surabaya.*

**Kata kunci : beton pratekan, sistem ganda, respons spectrum.**

# **THE STRUCTURE MODIFIED PLANNING OF HOTEL DAFAM SURABAYA BUILDING USING DUAL SYSTEM AND PRESTRESSED CONCRETE BEAM AT THE ROOFTOP FLOOR**

**Name** : Afrida Dwitika Putri Wiyani  
**NRP** : 3115105024  
**Major** : Teknik Sipil FTSP-ITS  
**Supervisor** : Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D

## **Abstract**

*Nowadays prestressed concrete is widely used in multi-storey building structure. Prestressed concrete is a technology of construction which can be used on long span structure such as bridge, flyover, etc. the purpose of this final task is to modify the structure of the Hotel Dafam Surabaya using dual system and prestressed concrete. This Hotel Dafam building has 18 floors with total height about 62,3 m, which built in Surabaya city above the medium type of ground that according to the rule design of earthquake resisting building (SNI 1726 : 2012) included into seismic design category D. The building that included into seismic design category D allowed to use dual system for the structure, which means using the bearer order system of particular moment method (SRPMK) and particular reinforced concrete of shearwall. This building is modified to have rooms without column in the middle of area which is designed using prestressed concrete beam at the rooftop floor.*

*The design of this Hotel Dafam building is including plate, beam, column, shearwall, and stair which all of the calculation based on SNI 2847 : 2013 and SNI 1727 : 2013 for the loading case. Meanwhile, the calculation the earthquake based on SNI 1726 : 2012 using response spectrum method.*

*At the end of this final task arrangement, the report of the structure calculation and the engineering drawing are obtained*

*to show that this building is capable to resist the earthquake force in Surabaya.*

**Keyword : prestressed concrete, dual system, response spectrum.**



## KATA PENGANTAR

Alhamdulillah, segala puji bagi Allah S.W.T, atas petunjuk dan kemudahan-Nya, Penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul **Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung hotel Dafam Surabaya Menggunakan Sistem Ganda dan Balok Pratekan pada Lantai Atap.**

Penulis menyadari bahwa keberhasilan dalam penyelesaian Tugas Akhir ini tidak lepas dari bantuan, bimbingan dan dorongan dari berbagai pihak secara langsung maupun tidak langsung. Oleh karena itu, penulis mengucapkan banyak terima kasih kepada :

1. Allah SWT, berkat rahmat-Nya.
2. Kedua Orang Tuaku dan Kakakku yang tiada henti mendoakan untuk keberhasilanku, memberikan dukungan, semangat dan nasehat, dorongan moral maupun material, memberikan semua yang terbaik buatku.
3. Bapak Harun Al Rasyid, ST., MT., Ph.D selaku dosen pembimbing yang telah banyak memberikan bimbingan dan arahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
4. Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT selaku dosen wali yang telah memberikan bimbingan dan masukan selama proses perkuliahan.
5. Dr. Techn. Umboro Lasminto, ST., M.Sc selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS.
6. Seluruh dosen pengajar dan staff Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS, terima kasih atas ilmu yang telah diberikan.
7. Teman - teman seperjuangan dan rekan - rekan mahasiswa Lintas Jalur Teknik Sipil FTSP-ITS.

Penulis Menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Akhir kata semoga Tugas Akhir ini bermanfaat.

Surabaya, Juli 2017

Afrida Dwitika Putri Wiyani

*“halaman ini sengaja dikosongkan”*

## DAFTAR ISI

<b>ABSTRAK .....</b>	<b>i</b>
<b>KATAPENGANTAR .....</b>	<b>v</b>
<b>DAFTAR ISI .....</b>	<b>vii</b>
<b>DAFTAR GAMBAR .....</b>	<b>xi</b>
<b>DAFTAR TABEL .....</b>	<b>xv</b>
<b>DAFTAR NOTASI .....</b>	<b>xvii</b>
<b>BAB I PENDAHULUAN .....</b>	<b>1</b>
1.1 LATAR BELAKANG .....	1
1.2 PERUMUSAN MASALAH .....	2
1.3 TUJUAN .....	3
1.4 BATASAN MASALAH .....	3
1.5 MANFAAT .....	3
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA .....</b>	<b>5</b>
2.1 TINJAUAN UMUM .....	5
2.2 SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN (SRPM) .....	5
2.3 BETON PRATEGANG .....	6
2.3.1 Sistem Beton Prategang .....	7
2.3.2 Tahap – Tahap Pembebanan .....	9
2.3.3 Kehilangan Prategang .....	11
2.4 SISTEM GANDA .....	14
2.5 DINDING GESER .....	15
2.6 POLA KERUNTUHAN DINDING GESER .....	17
2.7 PERATURAN PERANCANGAN .....	18
<b>BAB III METODOLOGI .....</b>	<b>19</b>
3.1 DIAGRAM ALIR PERENCANAAN .....	19
3.2 PENGUMPULAN DATA .....	21

3.3	PENETAPAN KRITERIA DESIGN .....	21
3.4	PRELIMINARY DESAIN .....	22
3.4.1	Perencanaan Dimensi Balok .....	23
3.4.2	Perencanaan Dimensi Kolom .....	23
3.4.3	Perencanaan Dimensi Pelat .....	24
3.4.4	Perencanaan Dimensi Dinding Geser .....	26
3.5	PEMODELAN STRUKTUR .....	26
3.6	PEMBEBANAN .....	26
3.6.1	Beban Mati .....	26
3.6.2	Beban Hidup .....	27
3.6.3	Beban Gempa .....	27
3.6.4	Kombinasi Pembebanan .....	27
3.7	PERHITUNGAN STRUKTUR ATAS .....	27
3.7.1	Perencanaan Pelat Lantai .....	28
3.7.2	Perencanaan Tangga .....	28
3.7.3	Perencanaan Balok .....	29
3.7.4	Perencanaan Kolom .....	31
3.7.5	Perencanaan Dinding Geser .....	33
3.8	PERENCANAAN BALOK PRATEKAN .....	34
3.8.1	Pemilihan Jenis Balok Pratekan .....	34
3.8.2	Gaya Pratekan .....	34
3.8.3	Penetapan dan Tata Letak Kabel .....	34
3.8.4	Indeks Beton Pratekan Parsial dan Beton Bertulang .....	35
3.8.5	Kehilangan Gaya Pratekan .....	35
3.8.6	Kontrol Tegangan .....	37
3.8.7	Kekuatan Batas Balok Pratekan .....	39
3.8.8	Kontrol Lentutan .....	40
3.8.9	Perhitungan Geser .....	42
3.8.10	Blok Angkur Ujung .....	43

3.9 PERENCANAAN PONDASI .....	44
3.10 GAMBAR AUTOCAD .....	46
<b>BAB IV DESAIN DAN ANALISA STRUKTUR .....</b>	<b>47</b>
4.1 DATAPERENCANAAN .....	47
4.1.1 Preliminary Design Balok .....	48
4.1.2 Preliminary Design Pelat lantai .....	49
4.1.3 Preliminary Design Kolom .....	56
4.1.4 Preliminary Design Dinding Geser .....	60
4.2 PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER .....	61
4.2.1 Perencanaan Pelat .....	61
4.2.2 Perencanaan Tangga .....	77
4.2.3 Perencanaan Balok Anak .....	86
4.2.4 Perencanaan Balok Lift .....	94
4.3 PEMODELAN STRUKTUR .....	103
4.3.1 Umum .....	103
4.3.2 Kontrol Antara Berat Struktur Manual dengan SAP .....	104
4.3.3 Analisis Beban Gempa .....	109
4.3.4 Kontrol Hasil Analisis Struktur .....	118
4.4 PERENCANAAN BALOK PRATEGANG .....	126
4.4.1 Data dan Perencanaan .....	126
4.4.2 Momen Pada Balok Prategang .....	130
4.4.3 Daerah Limit Kabel dan Gaya Awal Prategang .....	130
4.4.4 Penentuan Jumlah Strand .....	135
4.4.5 Perhitungan Kehilangan Prategang .....	138
4.4.6 Kontrol Tegangan Setelah Kehilangan .....	153
4.4.7 Kontrol Lendutan .....	155
4.4.8 Momen Retak .....	158
4.4.9 Penulangan Lunak Tambahan .....	158
4.4.10 Kontrol Momen Nominal .....	167

4.4.11 Angkur Ujung .....	173
4.5 PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER .....	174
4.5.1 Perencanaan Balok Induk .....	174
4.5.2 Perencanaan Kolom .....	196
4.5.3 Perencanaan Dinding Geser .....	215
4.6 PERENCANAAN PONDASI .....	226
4.6.1 Perencanaan Sloof .....	226
4.6.2 Perencanaan Tiang Pancang Kolom .....	229
4.6.3 Perencanaan Tiang Pancang Shearwall .....	245
<b>BAB V PENUTUP .....</b>	<b>259</b>
5.1 KESIMPULAN .....	259
5.2 SARAN .....	260
<b>DAFTAR PUSTAKA .....</b>	<b>261</b>
<b>LAMPIRAN .....</b>	<b>263</b>

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Sistem Rangka Pemikul Momen .....	6
Gambar 2.2	Skema Landasan (bed) Pemberian Prategang ...	8
Gambar 2.3	Skema Kehilangan Akibat Kekekangan Kolom	13
Gambar 2.4	Dinding Geser Yang Mengelilingi Lift dan Tangga .....	16
Gambar 2.5	Dinding Geser Arah Memanjang .....	16
Gambar 3.1	Diagram Alir Metodologi Perencanaan .....	20
Gambar 4.1	Denah Struktur Gedung Hotel Dafam .....	47
Gambar 4.2	Balok Primer (BI – 1) .....	48
Gambar 4.3	Balok Sekunder (BA – 1) .....	48
Gambar 4.4	Tinjauan Pelat Lantai Tipe C .....	49
Gambar 4.5	Balok As I joint 12 – 13 .....	50
Gambar 4.6	Balok As G joint 12 – 13 .....	51
Gambar 4.7	Balok As G – I joint 13 .....	53
Gambar 4.8	Balok As G – I joint 12 .....	54
Gambar 4.9	Daerah Pembebanan Kolom .....	57
Gambar 4.10	Denah Pelat Lantai 5 .....	61
Gambar 4.11	Tinggi Efektif Pelat .....	65
Gambar 4.12	Detail Penulangan Pelat Tipe C .....	74
Gambar 4.13	Denah Tangga .....	77
Gambar 4.14	Detail Tangga .....	78
Gambar 4.15	Momen Tangga Kombinasi 1,2DL + 1,6LL ....	80
Gambar 4.16	Gaya Geser Tangga Kombinasi 1,2DL + 1,6LL 81	
Gambar 4.17	Denah Penulangan Tangga .....	86
Gambar 4.18	Penulangan Potongan Tangga .....	86
Gambar 4.19	Denah Balok Lantai 5 .....	87
Gambar 4.20	Tinggi Efektif Balok .....	88

Gambar 4.21	Tributari pembebanan pelat pada balok anak ..	88
Gambar 4.22	Detail Tulangan Balok Anak .....	94
Gambar 4.23	Denah Lift .....	96
Gambar 4.24	Ilustrasi pembebanan balok lift .....	97
Gambar 4.25	Momen balok lift kombinasi 1,4D .....	98
Gambar 4.26	Geser balok lift kombinasi 1,4D (kN) .....	98
Gambar 4.27	Detail Tulangan Balok Lift .....	103
Gambar 4.28	Pemodelan modifikasi struktur gedung Hotel Dafam Surabaya pada program bantu .....	104
Gambar 4.29	Respon Spectral percepatan periode 0,2 detik	111
Gambar 4.30	Respon Spectral percepatan periode 1 detik .	111
Gambar 4.31	Grafik Respon Spektrum Desain .....	118
Gambar 4.32	Penampang Balok Prategang .....	127
Gambar 4.33	Momen Pada Balok Prategang .....	130
Gambar 4.34	Daerah Limit Kabel .....	132
Gambar 4.35	Diagram Tegangan Saat Transfer .....	135
Gambar 4.36	Diagram Tegangan Setelah Kehilangan .....	135
Gambar 4.37	Diagram Tegangan Pada Saat Beban Kerja ...	135
Gambar 4.38	Persamaan Parabola Untuk Menentukan Posisi Tendon .....	137
Gambar 4.39	Portal dengan Balok Prategang .....	143
Gambar 4.40	Perpendekan Kolom .....	144
Gambar 4.41	Momen Yang Bekerja Akibat Beban Merata .	145
Gambar 4.42	Keseimbangan Gaya Prategang Dengan Reaksi Perletakan .....	145
Gambar 4.43	Penampang Balok Prategang .....	149
Gambar 4.44	Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Prategang Pada Lapangan .....	154
Gambar 4.45	Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Prategang Pada Tumpuan .....	154



Gambar 4.46	Rencana Penulangan Balok Prategang.....	167
Gambar 4.47	Lokasi Peninjauan Balok Primer BI-1 As I ; 13-15 .....	176
Gambar 4.48	Tinggi Efektif Balok .....	177
Gambar 4.49	Balok T .....	187
Gambar 4.50	Reaksi Momen Struktur Bergoyang ke Kiri ..	189
Gambar 4.51	Reaksi Momen Struktur Bergoyang ke Kanan	190
Gambar 4.52	Detail Ikatan Untuk Penyaluran Kait Standar	194
Gambar 4.53	Grafik Lendutan Yang Terjadi Pada Balok....	194
Gambar 4.54	Rencana Penulangan Balok Primer AS I ; 13-15	196
Gambar 4.55	Denah Lokasi Kolom Yang di Tinjau .....	197
Gambar 4.56	Diagram Interaksi Kolom (Arah X) .....	198
Gambar 4.57	Diagram Interaksi Kolom (Arah Y) .....	198
Gambar 4.58	Output Diagram Interaksi Kolom Arah X .....	199
Gambar 4.59	Detail Penulangan Balok BI – 2 .....	200
Gambar 4.60	Output Diagram Interaksi Kolom Arah Y .....	202
Gambar 4.61	Detail Penulangan Balok BI – 2 .....	202
Gambar 4.62	Detail Penulangan Balok BI – 2 .....	203
Gambar 4.63	Gaya Geser Desain Untuk Kolom dan Balok	207
Gambar 4.64	Nilai Mpr Kolom K1 .....	208
Gambar 4.65	Desain Penulangan Kolom .....	215
Gambar 4.66	Penampang Dinding Geser Type 1 .....	216
Gambar 4.67	Diagram Interaksi P – M Shearwall .....	223
Gambar 4.68	Nilai Simpangan Pada Dinding Geser Terbesar	224
Gambar 4.69	Nilai c Shearwall pada Output SpColumn ....	224
Gambar 4.70	Rencana Penulangan Shearwall Tipe 1 .....	225
Gambar 4.71	Diagram Interaksi Sloof .....	228
Gambar 4.72	Letak Pondasi Kolom Yang di Tinjau .....	230
Gambar 4.73	Posisi Tiang Pancang Kolom .....	234

Gambar 4.74	Penampang Kritis Geser pada Pile Cap Interior	238
Gambar 4.75	Penampang Kritis Geser pada Pile Cap Interior	239
Gambar 4.76	Bidang Kritis pada Poer .....	242
Gambar 4.77	Letak Pondasi Kolom Yang Ditinjau .....	245
Gambar 4.78	Posisi Tiang Pancang Kolom .....	249

## DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Koefisien Susut Pascatarik (Post Tension) .....	37
Tabel 4.1	Rekapitulasi Dimensi Balok Induk dan Anak .....	49
Tabel 4.2	Resume Ketebalan Pelat Lantai .....	56
Tabel 4.3	Beban Mati Pada 1 Lantai .....	57
Tabel 4.4	Beban Mati Pada Lantai Atap .....	58
Tabel 4.5	Resume Dimensi Kolom .....	60
Tabel 4.6	Beban Mati Pelat Lantai Dasar .....	62
Tabel 4.7	Beban Mati Pelat Lantai Area Parkir Lt. 1 – Lt. 3	63
Tabel 4.8	Beban Mati Pelat Lantai Lt. 4 – Lt. 7 .....	63
Tabel 4.9	Beban Mati Pelat Lantai Atap .....	64
Tabel 4.10	Rekap Perhitungan Momen Nominal Pada Penulangan Pelat .....	75
Tabel 4.11	Rekap Perhitungan Penulangan Pelat .....	76
Tabel 4.12	Spesifikasi Passenger Elevator .....	95
Tabel 4.13	Berat struktur Manual Beban Hidup .....	105
Tabel 4.14	Berat Struktur Manual Beban Mati .....	105
Tabel 4.15	Rekap Hasil Berat Struktur Baban Hidup + Beban Mati .....	108
Tabel 4.16	Berat Struktur Output Base Reaction SAP 2000	. 108
Tabel 4.17	Menentukan Kategori Risiko Bangunan .....	109
Tabel 4.18	Menentukan Faktor Keutamaan Gempa .....	110
Tabel 4.19	Data $N_{SPT}$ .....	110
Tabel 4.20	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek .....	113
Tabel 4.21	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik .....	113
Tabel 4.22	Penentuan Sistem Penahan Gaya Seismik .....	114

Tabel 4.23 Gaya Gempa ( $F_x$ ) Pada Tiap Lantai .....	116
Tabel 4.24 Perhitungan Spektrum Desain .....	117
Tabel 4.25 Nilai Periode Struktur (T) dari Program Bantu ..	119
Tabel 4.26 Nilai Akhir Base reactions .....	120
Tabel 4.27 Gaya Geser Dasar (V) Pada Masing-Masing Arah	120
Tabel 4.28 Kontrol Akhir Base Reactions .....	121
Tabel 4.29 Faktor Skala Gaya Gempa .....	121
Tabel 4.30 Kontrol Akhir Base Reactions Berdasarkan Faktor Skala .....	122
Tabel 4.31 Modal Participating Mass Ratios .....	122
Tabel 4.32 Kontrol Sistem Ganda .....	123
Tabel 4.33 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Arah X .....	124
Tabel 4.34 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Arah Y .....	125
Tabel 4.35 Letak Posisi Tendon .....	138
Tabel 4.36 Resume Kehilangan Tegangan .....	153
Tabel 4.37 Output Gaya Dalam Balok Induk .....	176
Tabel 4.38 Output Gaya Dalam Kolom .....	198
Tabel 4.39 Rekapitulasi Gaya Dalam Dinding Geser .....	217
Tabel 4.40 Reaksi Kolom As I ; 13 .....	231
Tabel 4.41 Data $N_{SPT}$ .....	232
Tabel 4.42 Jarak Tiang Pancang Kolom .....	235
Tabel 4.43 Reaksi Shearwall AS E-I;13 .....	246
Tabel 4.44 Data $N_{SPT}$ .....	247
Tabel 4.45 Jarak Tiang Pancang Kolom .....	250

## DAFTAR NOTASI

- a tinggi balok tegangan persegi ekuivalen pada diagram tegangan suatu penampang beton bertulang
- $A_b$  luas penampang bruto
- $A_c$  luas penampang beton yang menahan penyaluran geser
- $A_{cp}$  luasan yang dibatasi oleh keliling luar irisan penampang beton
- $A_g$  luas penampang brutto
- $A_j$  luas penampang efektif di dalam suatu hubungan balok-balok, lihat SNI 03-2847-2002 ps 23.5(3(1)), pada suatu bidang yang sejajar dengan bidang tulangan yang menimbulkan geser di dalam hubungan balok-kolom tersebut;  $\text{mm}^2$ .
- $A_o$  luas bruto yang dibatasi oleh lintasan aliran geser
- $A_{oh}$  luas daerah yang dibatasi oleh garis pusat tulangan sengkang torsi terluar
- $A_s$  luas tulangan tarik
- $A_s'$  luas tulangan tekan
- $A_{sc}$  luas tulangan sesuai x rencana untuk balok yang tidak mempunyai tulangan tekan (tulangan tunggal)
- $A_{sh}$  luas penampang total tulangan transversal (termasuk sengkang pengikat) dalam rentang spasi  $s$  dan tegak lurus terhadap dimensi  $h_c$ ,  $\text{mm}^2$
- $A_v$  luas tulangan geser dalam jarak  $S$  sepanjang bentang
- $b$  lebar penampang
- $b_e$  lebar efektif
- $b_o$  keliling kritis dari penampang untuk perhitungan kekuatan dalam kerja geser dua arah pelat
- $b_w$  lebar badan
- $c_m$  faktor yang menghubungkan diagram momen aktual dengan diagram momen ekivalen
- $d$  tinggi efektif, jarak dari muka tekan sampai titik berat tulangan tarik
- $d'$  jarak dari muka tekan sampai titik berat dari tulangan tekan

$d_c$	jarak antar titik berat tulangan utama sampai ke serat tarik terluar
$d_b$	garis tengah nominal tulangan
DL	beban mati
$d_x$	tebal efektif dalam arah x
$d_y$	tebal efektif dalam arah y
e	Eksentrisitas teoritis antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung; dalam subskrip menunjukkan kondisi elastis penuh.
$E_c$	modulus elastisitas dari beton
$e_d$	Eksentrisitas rencana antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung.
EI	kekakuan lentur komponen struktur tekan
$E_s$	modulus elastisitas dari baja
f	faktor tahanan struktur
$f'_c$	kekuatan tekan beton diukur pada 28 hari setelah dicor
$f_{cr}$	tegangan kritis penampang tertekan
$f_u$	tegangan putus dari baja
$f_y$	tegangan leleh dari baja
h	tinggi total dari penampang
$h_c$	dimensi inti kolom diukur dari sumbu-ke-sumbu tulangan pengekang, mm
g	Percepatan gravitasi
I	faktor keutamaan
$I_b$	momen inersia balok
$I_g$	momen inersia brutto
$I_s$	momen inersia slab (pelat)
k	tetapan tanpa dimensi di dalam fungsi dari $b_e/b_w$ dan $t/h$
$k_c$	faktor panjang tekuk
$k_l$	faktor panjang efektif
$N_{cr}$	beban kritis elastis
$l_n$	bentang bersih yang diukur dari muka ke muka tumpuan
$L_a$	beban diatap yang ditimbulkan selama perawatan.
$L_b$	panjang bagian pelat sayap tekan tanpa pengekang lateral

$L_p$	panjang bentang maksimum untuk balok yang menumpu menerima momen plastis, mm
$L_r$	panjang bentang minimum untuk balok yang kekuatannya mulai ditentukan oleh momen kritis tekuk torsi lateral, mm
LL	beban hidup
$L_x$	bentang terpendek
$L_y$	bentang terpanjang
$L_n$	bentang bersih
m	perbandingan tegangan
$M_c$	momen pada muka join, yang berhubungan dengan kuat lentur nominal kolom yang merangka pada join tersebut, yang dihitung untuk beban aksial terfaktyor, konsisten dengan arah gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan kuat lentur terendah, N-mm, Lihat SNI 03-2847-2002 ps 23.4(2(2))
$M_p$	momen lentur yang menyebabkan seluruh penampang mengalami tegangan leleh, N-mm.
$M_g$	momen pada muka join, yang berhubungan dengan kuat lentur nominal balok (termasuk pelat yang berada dalam kondisi tarik) yang merangka pada join tersebut, N-mm. Lihat SNI 03-2847-2002 ps 23.4(2(2))
$M_{pr}$	kuat momen lentur mungkin dari suatu komponen struktur, dengan atau tanpa beban aksial, yang ditentukan menggunakan sifat-sifat komponen struktur pada muka join dengan menganggap kuat tarik pada tulangan longitudinal sebesar minimum $1,25 f_y$ dan faktor reduksi kekuatan $\phi = 1$ , N-mm
$M_n$	kekuatan momen nominal
$M_{nc}$	kekuatan momen nominal untuk balok yang tidak mempunyai tulangan tekan (tulangan tunggal)
$M_{nx}$	kekuatan momen nominal terhadap sumbu x
$M_{ny}$	kekuatan momen nominal terhadap sumbu y
$M_{lx}$	Momen lapangan pada arah x
$M_{ly}$	Momen lapangan pada arah y
$M_{tx}$	Momen tumpuan pada arah x

$M_{ty}$	Momen tumpuan pada arah y
$M_u$	momen berfaktor
$M_r$	momen batas tekuk, N-mm
$P_{cp}$	keliling luar penampang beton
$P_h$	keliling dari garis pusat tulangan sengkang torsi terluar
$P_n$	beban kuat nominal aksial
$P_u$	gaya aksial berfaktor
q	beban per satuan luas
R	faktor reduksi gempa
r	jari-jari lembam
$R_n$	koefisien tahanan untuk perancangan (coefficient of resistance)
s	jarak antara tulangan geser diukur sepanjang sumbu batang
$S_n$	bentang bersih arah memendek
$s_o$	spasi maksimum tulangan transversal
t	tebal pelat
$t_f$	tebal pelat sayap, mm
$t_w$	tebal pelat badan, mm
T	gaya tarik
$T_1$	waktu getar alami fundamental
$T_n$	kekuatan nominal puntir
$T_u$	momen puntir terfaktor pada penampang
$V_c$	kekuatan geser nominal yang diakibatkan oleh tulangan geser
$V_s$	kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser
$V_u$	gaya geser berfaktor
W	beban angin
$w_D$	beban mati kerja per satuan panjang
$w_L$	beban hidup kerja per satuan panjang
$w_U$	beban berfaktor per satuan panjang
$w_t$	Berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
x	jarak dari muka tekan penampang ke sumbu netral
$x_b$	jarak sumbu netral untuk kondisi regangan berimbang
z	faktor kode ACI sehubungan dengan lebar retak
$\alpha$	faktor lokasi tulangan



$\alpha_1$	rasio kekakuan lentur penampang balok terhadap kekakuan lentur pelat dengan lebar yang dibatasi secara lateral oleh garis-garis sumbu tengah dari panel-panel yang bersebelahan pada tiap sisi balok
$\alpha_m$	nilai rata-rata $\alpha$ untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu panel
$\alpha_s$	konstanta yang digunakan untuk menghitung $V_c$ pada pelat dan fondasi telapak
$\beta$	perbandingan $a/x$ , tinggi distribusi tegangan persegi dengan tinggi sampai sumbu netral
$\delta$	rasio tulangan tekan terhadap tulangan tarik
$\lambda_o$	panjang minimum, diukur dari muka joint sepanjang sumbu komponen struktur, dimana harus disediakan tulangan transversal
$\lambda_d$	panjang penyaluran batang tulangan lurus, mm
$\mu$	faktor daktilitas
$\xi$	Faktor pengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk mendapatkan simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan.
$\phi$	faktor reduksi
$\rho$	rasio tulangan terhadap penampang
$\rho_b$	rasio tulangan terhadap penampang yang memberikan kondisi regangan yang seimbang

*“halaman ini sengaja dikosongkan”*

# BAB I PENDAHULUAN

## 1.1 LATAR BELAKANG

Menurut Bertero 1977 dalam Pampanin 2005, meningkatnya populasi, urbanisasi, dan perkembangan ekonomi secara cepat diwilayah perkotaan secara alami akan menghasilkan resiko gempa yang lebih tinggi, yang didefinisikan sebagai “kemungkinan dampak sosial dan/atau ekonomi akibat gempa akan sama atau bernilai lebih spesifik pada suatu tempat, pada beberapa tempat, atau pada tempat dengan waktu kejadian tertentu”. Meskipun frekuensi gempa tetap konstan, dampak dari interupsi terhadap bisnis, misal penghentian karena kerusakan lingkungan terus bertambah dan sudah seharusnya menjadi gambaran yang cukup relevan tentang resiko gempa, juga dapat diartikan sebagai kombinasi dari bahaya dan kerentanan gempa.

Salah satu sistem struktur yang dapat menjadi solusi adalah sistem ganda. Menurut SNI 1726 : 2012 Pasal 7.2.5.1 sistem ganda (*dual system*) adalah salah satu sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh space frame, sedangkan beban lateralnya dipikul bersama oleh space frame dan shear wall. Space frame sekurang-kurangnya memikul 25% dari beban lateral dan sisanya dipikul oleh shear wall.

Ada sebagian bangunan gedung menggunakan struktur beton prategang. Konstruksi beton prategang bergantung pada penerapan tegangan tekan untuk beton, tujuan tegangan tekan ini untuk mengurangi tegangan tarik beton maksimum dan mencegah retak (Garber dkk, 2015). Untuk memperluas ruang pada gedung tertentu, diperlukan adanya sistem struktur prategang parsial. Sistem prategang parsial secara umum diaplikasikan pada balok yang terhubung dengan kolom dan diharapkan tetap bersifat

daktail. Hasil penelitian memperlihatkan bahwa sistem prategang parsial mampu mendisipasi energi lebih baik daripada sistem prategang penuh (Gilbert dan Mickleborough, 1990 dalam Nurjannah dkk, 2015)

Pada tugas akhir ini akan dilakukan perencanaan ulang pada struktur gedung hotel Dafam Surabaya pada lantai atap dengan balok beton pratekan yang dimodifikasi memiliki sebuah ruangan convention hall pada lantai atas. Convention hall ini membutuhkan ruangan yang luas tanpa ada kolom di bagian tengah ruangan sehingga diperlukan struktur balok yang dapat menjangkau bentang panjang dengan dimensi yang relatif kecil namun kuat. Pada penjelasan diatas, diharapkan dapat menyelesaikan permasalahan modifikasi gedung dan dapat menjadi lebih efisien dan efektif dan dapat memenuhi segala persyaratan.

## **1.2 PERUMUSAN MASALAH**

Perumusan masalah penulisan tugas akhir ini antara lain :

Bagaimana merencanakan modifikasi gedung Hotel Dafam Surabaya menggunakan sistem ganda dan balok pratekan pada lantai atap ?

Detail Permasalahan :

1. Bagaimana merencanakan preliminary desain struktur ?
2. Bagaimana merencanakan pembebanan setelah modifikasi ?
3. Bagaimana merencanakan elemen struktur primer – sekunder setelah modifikasi ?
4. Bagaimana memodelkan dan menganalisa struktur gedung menggunakan aplikasi/ program bantu ?
5. Bagaimana menuangkan hasil perhitungan dan perencanaan kedalam gambar teknik ?

### **1.3 TUJUAN**

Tujuan Utama :

Mampu merencanakan modifikasi gedung Hotel Dafam Surabaya menggunakan sistem ganda dan balok pratekan pada lantai atap.

Detail Tujuan :

1. Merencanakan preliminary desain struktur.
2. Merencanakan pembebanan setelah modifikasi.
3. Merencanakan elemen struktur primer – sekunder setelah modifikasi.
4. Memodelkan dan menganalisa struktur gedung menggunakan aplikasi/ program bantu.
5. Menuangkan hasil perhitungan dan perencanaan ke dalam gambar teknik.

### **1.4 BATASAN MASALAH**

Batasan masalah pada tugas akhir meliputi :

1. Tidak memperhitungkan Rencana Anggaran Biaya (RAB).
2. Tidak membahas metode pelaksanaan di lapangan.
3. Tidak memperhatikan pemasangan instalasi listrik, air dan sebagainya.
4. Tidak meninjau aspek arsitektural gedung.

### **1.5 MANFAAT**

Manfaat yang bisa didapatkan dari tugas akhir adalah :

1. Hasil perencanaan dapat dijadikan acuan untuk perencanaan bangunan yang akan dirancang ulang dengan struktur sistem ganda.
2. Sebagai bahan pertimbangan dalam mendesain bangunan gedung bagi instansi terkait.

*“halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

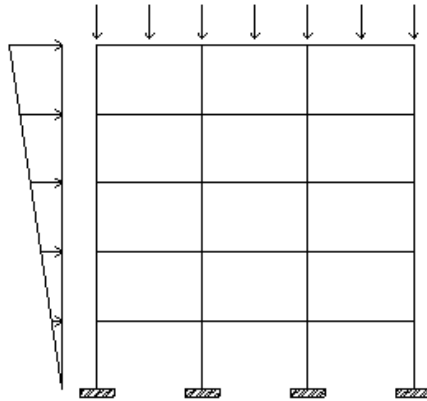
Di dalam tinjauan pustaka berikut ini akan menjelaskan secara garis besar mengenai teori yang di gunakan agar perencanaan struktur gedung dapat memenuhi kriteria kekuatan dan kelayakan yang dibutuhkan oleh sebuah gedung.

#### **2.1. TINJAUAN UMUM**

Desain struktur tahan gempa merupakan fungsi untuk kepentingan pengguna bangunan. Semakin berbahaya fungsi bangunan terhadap manusia, maka desain tahan gempa semakin meningkat. Didalam perancangan suatu struktur harus selalu diperhatikan hal-hal sebagai berikut, yaitu dari segi kekuatan, dari segi estetika memenuhi syarat keindahan dan dari segi finansial struktur tersebut harus ekonomis. Apabila semua persyaratan diatas terpenuhi, maka dapat dikatakan bahwa struktur yang direncanakan memenuhi persyaratan teknis (Sutarja, 2006). Pada bab ini akan dibahas mengenai acuan yang akan digunakan pada proses perancangan dan perhitungan.

#### **2.2. SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN (SRPM)**

Menurut SNI 1726 : 2012 sistem rangka pemikul momen merupakan sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang yang berfungsi untuk memikul beban gravitasi secara lengkap. Sedangkan beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur. SRPM ini dibagi menjadi tiga jenis, yaitu : Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).



*Gambar 2. 1 Sistem Rangka Pemikul Momen*

Berdasarkan SNI 2847 : 2013, perencanaan pembangunan gedung bertingkat untuk daerah dengan resiko gempa tinggi menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Struktur beton bertulang yang berada pada wilayah gempa dan resiko gempa kuat (kerusakan merupakan resiko utama), maka komponen struktur harus memenuhi syarat perencanaan dan pendetailan dari SNI 2847 : 2013 pasal 21.5.

Integritas struktur dalam rentang waktu perilaku in-elastik harus dipertahankan mengingat beban gempa nominal yang ditentukan oleh SNI 1726 : 2012 hanya merupakan sebagian dari beban gempa rencana. Karena itu, selisih energi beban gempa itu harus mampu disebar dan diserap oleh struktur yang bersangkutan dalam membentuk kemampuan berdeformasi secara in-elastik. Kemampuan ini yang disebut sebagai daktilitas struktur, diwujudkan dengan syarat detail yang diatur dalam SNI 2847 : 2013 pasal 21.5.

### **2.3. BETON PRATEGANG**

Beton prategang merupakan teknologi konstruksi beton yang mengkombinasikan antara beton berkekuatan tinggi dengan baja



mutu tinggi dengan cara aktif. Beton prategang merupakan kombinasi yang ideal dari dua buah bahan modern yang berkekuatan tinggi (Lin dan Burns, 1996).

### 2.3.1. Sistem Beton Prategang

Ada beberapa macam sistem beton prategang ditinjau dari berbagai segi, yaitu :

- Ditinjau dari cara penarikan

Beton prategang pada dasarnya dibagi menjadi dua menurut cara penarikan yaitu:

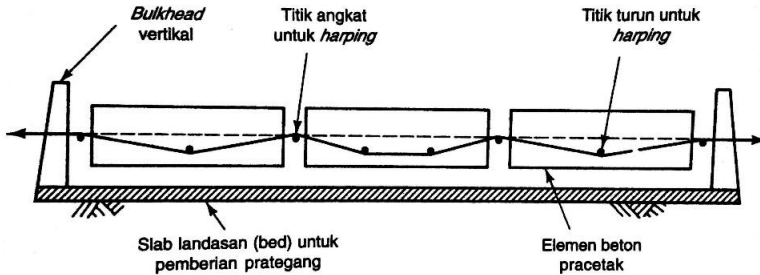
#### 1. Beton Prategang metode Pratarik

Sistem pemberian gaya prategang pada beton pratekan dengan menarik baja prategang (tendon) terlebih dahulu sebelum dilakukannya pengecoran. Pemberian pratarik biasanya dilakukan dilokasi pembuatan beton pracetak, dimana landasan (*bed*) pracetak berupa slab beton bertulang yang panjang dicor di atas tanah dengan *bulkheads* anker vertikal atau dinding diujung-ujungnya. *Strand* baja diregangkan dan diangker ke dinding vertikal, yang didesain untuk menahan gaya prategang eksentrisitas besar. Pemberian prategang dapat dilakukan dengan memberi prategang pada *strand* secara individual, atau semua *strand* pada satu operasi pendongkrakan (Nawy, 2001).

#### 2. Beton Prategang metode Pascatarik

sistem pemberian gaya prategang pada beton yang metodenya dilakukan dengan cara menarik baja prategang (tendon) setelah balok dicor dan mencapai sebagian besar dari kuat betonnya. Gaya prategang ditranfer melalui penjangkaran ujung seperti *chucks* dari *supreme products*. Tendon berupa *strand* tidak

boleh dilekatkan atau disuntik sebelum terjadinya prategang penuh (Nawy, 2001).



Gambar 2. 2 Skema Landasan (bed) Pemberian Prategang

(Sumber : Nawy, 2001)

- Ditinjau dari keadaan distribusi tegangan pada beton

#### 1. Full prestressing

Suatu sistem yang dibuat sedemikian rupa, sehingga tegangan yang terjadi adalah tekanan pada seluruh penampang. Hasil perhitungan tegangan dengan memakai teori kemungkinan menunjukkan bahwa pada penampang balok pratekan *sistem full prestressing* terdapat kemungkinan sebesar  $\pm 50\%$  terjadi tegangan tarik pada serat terbawah, meskipun sudah didisain dengan konsep *full prestressing* (tidak ada tarik). Dari hasil perhitungan juga didapatkan bahwa tegangan tarik yang terjadi ada kemungkinan sebesar  $\pm 20\%$  akan melebihi tegangan tarik ijinnya. Tentu saja hal ini juga menunjukkan bahwa masih ada kemungkinan yang cukup besar akan terjadi retak pada balok sistem *full prestressing*. Dari hasil diatas maka disarankan bahwa meskipun balok prategang telah didisain dengan sistem *full prestressing*, maka sebaiknya tetap diberi tulangan baja pasif pada daerah serat bawah untuk menghindari terjadinya retak (Darmawan, 2009).

## 2. *Partial prestressing*

Sistem prategang parsial telah umum digunakan pada bangunan gedung untuk mengurangi dimensi elemen struktur dan memperluas ruang. Umumnya, *strand* prategang dikombinasikan dengan baja tulangan untuk menjamin daktilitas yang diperlukan dapat tercapai dan mendisipasi energi cukup baik. Nilai *Partially Prestressed Ratio* (PPR) yang diatur di dalam SNI 2847 : 2013 adalah maksimum sebesar 25% dan dipasang secara *unbonded* di daerah sendi plastis. Pada struktur *subassemblage* balok-kolom yang menggunakan tulangan prategang parsial pada balok, disipasi energinya lebih besar daripada yang dicapai oleh *subassemblage* balok-kolom prategang penuh pada balok (Thompson dan Park 1980 dalam Nurjannah 2015).

### 2.3.2. Tahap – Tahap Pembebanan

Pada struktur beton prategang, terdapat tahapan - tahapan pembebanan di mana sebuah komponen struktur dibebani. Berikut adalah tahapan – tahapannya (Sulendra dan Tatong, 2011):

#### 1. Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya prategang tetapi tidak dibebani oleh beban eksternal. Tahap ini terdiri dari :

##### a. Sebelum diberi gaya prategang

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

b. Pada saat diberi gaya prategang

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

c. Pada saat peralihan gaya prategang

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

d. Desentring dan Penarikan Kembali

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

## 2. Tahap Akhir

Tahap akhir ini adalah bila beban kerja yang sesungguhnya bekerja pada struktur. Seperti konstruksi-konstruksi lain, pendesain harus mempertimbangkan berbagai macam kombinasi beban hidup pada setiap bagian yang berbeda dari struktur akibat beban-beban lateral seperti angin dan gaya-gaya gempa, dan dengan beban-beban tegangan seperti yang dihasilkan oleh penurunan pada tumpuan dan pengaruh temperatur. Untuk struktur beton prategang, terutama untuk jenis-jenis yang tidak

umum, seringkali perlu untuk menyelidiki retak-retak dan beban batasnya, perilakunya akibat beban yang bekerja tetap (*sustained load*) selain akibat beban kerja.

a. Beban yang Bekerja Tetap (*Sustained Load*)

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

b. Beban Kerja

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

c. Beban Retak

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

d. Beban Batas

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

### 2.3.3. Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang adalah suatu kenyataan yang jelas bahwa gaya prategang awal yang diberikan ke elemen beton

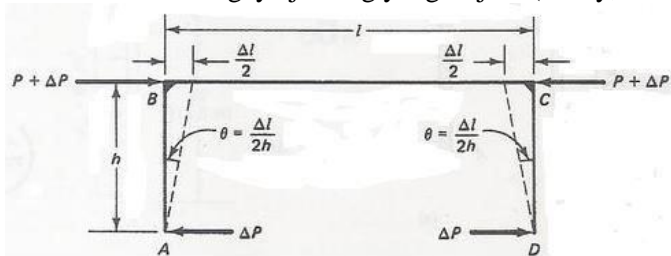
mengalami proses reduksi yang progresif selama waktu kurang lebih lima tahun. Dengan demikian, tahapan gaya prategang perlu ditentukan pada setiap tahap pembebanan, dari tahap tranfer gaya prategang ke beton, sampai ke berbagai tahap prategang yang terjadi pada kondisi beban kerja, hingga mencapai ultimit. Pada akhirnya, reduksi gaya prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori : (Nawy, 2001)

#### 1. Kehilangan yang terjadi pada saat proses

- Kehilangan akibat perpendekan beton secara elastis  
Beton memendek pada saat gaya prategang bekerja padanya. Karena tendon yang melekat pada beton di sekitarnya secara simultan juga memendek, maka tendon tersebut akan kehilangan sebagian dari gaya prategang yang dipikulnya.
- Kehilangan akibat pengangkeran  
Kehilangan karena pengangkeran pada komponen struktur pascatarik diakibatkan adanya blok-blok pada anker pada saat gaya pendongkrak ditranfer ke anker. Kehilangan ini juga terjadi pada landasan cetakan prategang pada komponen struktur pratarik akibat dilakukannya penyesuaian pada saat gaya prategang ditranfer ke landasan.
- Kehilangan akibat gesekan  
Kehilangan prategang akibat gesekan terjadi di antara tendon dan bahan-bahan disekelilingnya. Besarnya kehilangan ini merupakan fungsi dari alinyemen tendon yang disebut sebagai efek kelengkungan dan deviasi lokal dalam aliyemen yang disebut efek tendon yang biasa disebut sebagai *woble efect*.
- Kehilangan akibat kekangan kolom  
Konstruksi beton prategang dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan prategang akibat kekangan kolom. Hal ini dapat 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 digunakan untuk 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 sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi, demikian pula jika kolom didisain tidak kaku maka semakin kecil gaya kehilangan prategang balok akibat kekangan dan semakin kecil momen yang diterima kolom akibat gaya jacking yang terjadi (Nawy, 2000).



Gambar 2. 3 Skema Kehilangan Akibat Kekangan Kolom

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h} \quad (2.1)$$

Berdasar Gambar 2.3 besarnya gaya yang hilang akibat kekangan dapat dihitung sebagai  $\Delta P$  dengan persamaan di atas dimana  $M_B$  dan  $M_A$  adalah momen muka kolom pada titik A dan titik B akibat gaya  $P$  yang bekerja.

## 2. Kehilangan yang bergantung pada waktu

- Kehilangan akibat rangkak  
Deformasi atau aliran lateral akibat tegangan longitudinal disebut rangkak. Tegangan rangkak dan kehilangan tegangan hanya terjadi akibat beban yang terus menerus selama riwayat pembebanan suatu elemen struktural.
- Kehilangan akibat susut  
Seperti halnya pada rangkak beton, besarnya susut beton dipengaruhi oleh beberapa faktor. Faktor-faktor tersebut meliputi proporsi campuran, tipe agregat, tipe semen, waktu perawatan, waktu antara akhir perawatan eksternal dan pemberian prategang, ukuran komponen struktur dan kondisi lingkungan.
- Kehilangan akibat efek temperatur dan relaksasi baja  
Tendon low relaxation mengalami kehilangan pada gaya prategang sebagai akibat dari perpanjangan konstan terhadap waktu dengan kehilangan yang lebih kecil dibanding dengan tendon strand relieved. Besarnya pengurangan gaya prategang tidak hanya pada durasi gaya prategang yang ditahan, melainkan juga pada ratio antara prategang awal dan tegangan leleh tendon prategang  $\frac{f_{ci}}{f_{py}}$  dimana  $f_{ci}$  adalah tegangan prategang awal setelah jacking dan kehilangan langsung dengan nilai yang sesuai dengan tegangan ijin tendon, sedangkan nilai  $f_{py} = 0.9 f_{pu}$  untuk tendon low relaxation.

## 2.4. SISTEM GANDA

Sistem Ganda atau *Dual System* adalah salah satu sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh *Space Frame* (Rangka), sedangkan beban lateral dipikul bersama oleh *Space Frame* dan *Shear Wall* (Dinding Geser/ Dinding Struktur).



Menurut SNI 1726 : 2012 pasal 7.2.5.1 menyebutkan bahwa, untuk Sistem Ganda, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya. Karena *Shear Wall* dan *Space Frame* dalam *Dual System* merupakan satu kesatuan struktur maka diharapkan keduanya dapat mengalami defleksi lateral yang sama atau setidaknya *Space frame* mampu mengikuti defleksi lateral yang terjadi. *Shear Wall* sendiri artinya adalah Dinding Geser yang terbuat dari beton bertulang dimana tulangan-tulangan tersebut yang akan menerima gaya lateral akibat gempa sebesar beban yang telah direncanakan.

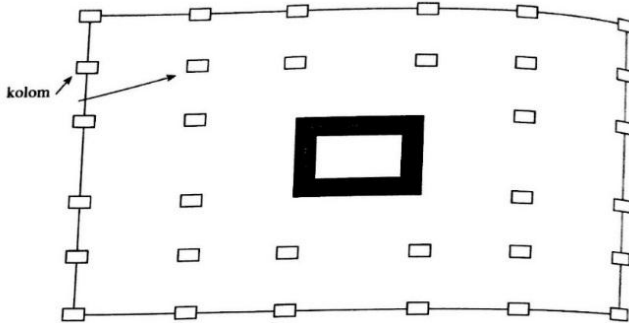
Berdasarkan SNI 1726 : 2012 sistem ganda terdiri dari :

- a. Rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi,
- b. Pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang – kurangnya 25 % dari seluruh beban lateral,
- c. Kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama – sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi / sistem ganda.

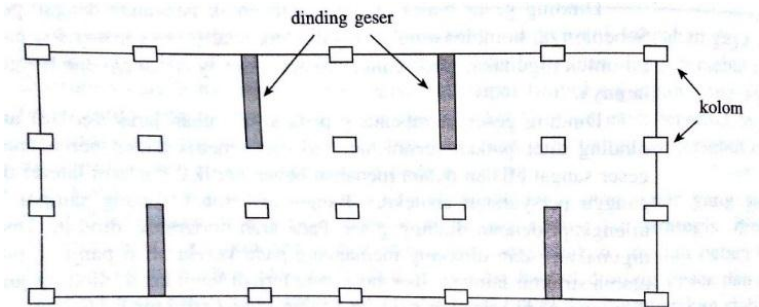
## **2.5. DINDING GESER**

Untuk bangunan tinggi, diperlukan kekakuan yang cukup untuk menahan gaya-gaya lateral yang disebabkan oleh angin dan gempa. Jika bangunan tinggi tersebut tidak didesain secara benar terhadap gaya-gaya ini, dapat timbul tegangan yang sangat tinggi, serta getaran dan goyangan ke samping ketika gaya-gaya tersebut terjadi. Akibatnya tidak hanya menimbulkan kerusakan parah pada bangunan tersebut tetapi juga mengakibatkan ketidaknyamanan pada penghuni (McCormac, 2004).

Dinding geser dapat digunakan untuk menahan gaya lateral saja maupun sebagai dinding pendukung. Selanjutnya, dinding geser dapat digunakan untuk ruang lift, tangga, dan mungkin toilet, seperti yang diperlihatkan pada gambar 2.1. Struktur tipe kotak yang diperlihatkan ini sangat memuaskan untuk menahan gaya horizontal. Pengaturan dinding geser lainnya diperlihatkan pada gambar 2.2. Meskipun dinding geser mungkin diperlukan juga pada arah memanjang bangunan, dinding geser tersebut tidak diperlihatkan pada gambar ini (McCormac, 2004).



Gambar 2. 4 Dinding geser yang mengelilingi lift dan tangga  
(Sumber : McCormac, 2004)



Gambar 2. 5 Dinding geser arah memanjang  
(Sumber : McCormac, 2004)

## 2.6. POLA KERUNTUHAN DINDING GESER

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 *performance* 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 (Fintel, 1991 dalam Imran dkk, 2008). Beberapa kerusakan yang terjadi akibat gempa pada umumnya berupa *cracking*, yang terjadi pada dasar dinding dan juga pada bagian *coupling beam*, khususnya untuk sistem dinding berangkai. Perilaku batas yang terjadi pada dinding geser dapat diklasifikasikan sebagai berikut (Pantazopoulou, 1992, dalam Imran dkk, 2008):

- *Flexural behavior*, dimana respons yang terjadi pada dinding akibat gaya luar dibentuk oleh mekanisme kelelahan pada tulangan yang menahan lentur. Keruntuhan jenis ini pada umumnya bersifat daktail.
- *Flexural-shear behavior*, dimana kelelahan yang terjadi pada tulangan yang menahan lentur diikuti dengan kegagalan geser.
- *Shear behavior*, dimana dinding runtuh akibat geser tanpa adanya kelelahan pada tulangan yang menahan lentur. Perilaku batas ini bisa dibagi lagi menjadi *diagonal tension shear failure* (yang dapat bersifat daktail, karena keruntuhan terjadi terlebih dahulu pada baja tulangan) dan *diagonal compression shear failure* (yang umumnya bersifat *brittle*)
- *Sliding shear behavior*, dimana di bawah pembebanan siklik bolak balik, *sliding shear* bisa terjadi akibat adanya *flexural cracks* yang terbuka lebar di dasar dinding. Keruntuhan jenis ini sifatnya getas dan menghasilkan perilaku disipasi yang jelek.

Untuk dinding geser yang tergolong *flexural wall* dimana rasio,  $hw/lw \geq 2$ , kegagalan lain yang sering terjadi adalah berupa

*fracture* pada tulangan yang menahan tarik (Fintel, 1991 dalam Imran dkk, 2008). Hal ini biasanya diamati pada dinding yang memiliki jumlah tulangan longitudinal yang sedikit, sehingga regangan terkonsentrasi dan terakumulasi pada bagian yang mengalami *crack akibat* pembebanan siklik yang berulang, yang dapat berujung pada terjadinya *fracture* pada tulangan (Imran dkk, 2008).

## **2.7. PERATURAN PERANCANGAN**

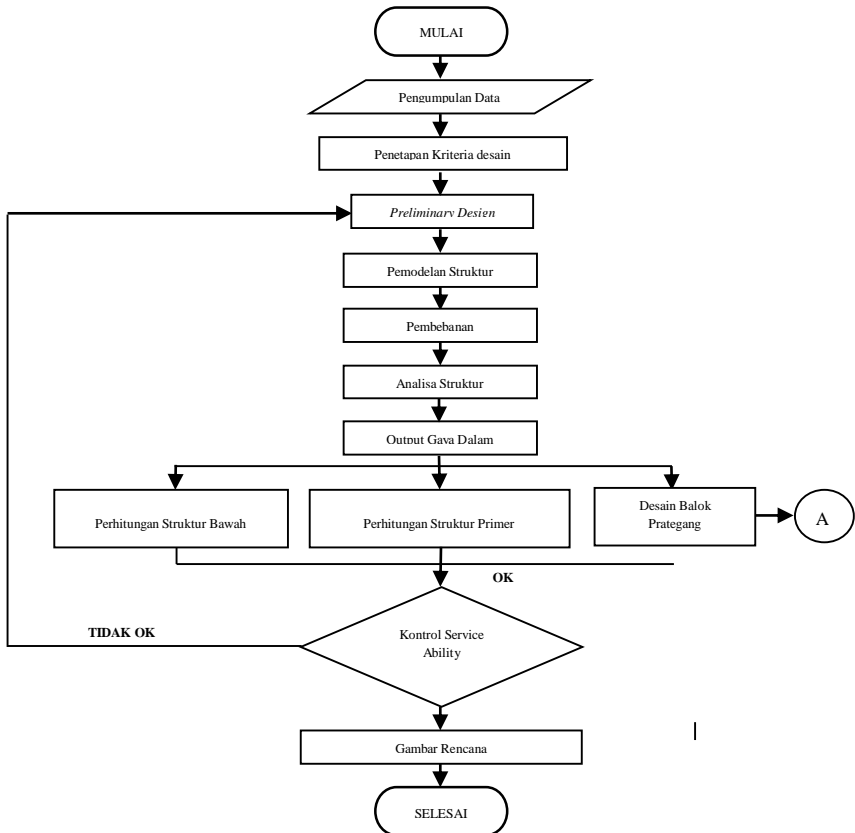
Peraturan yang digunakan antara lain :

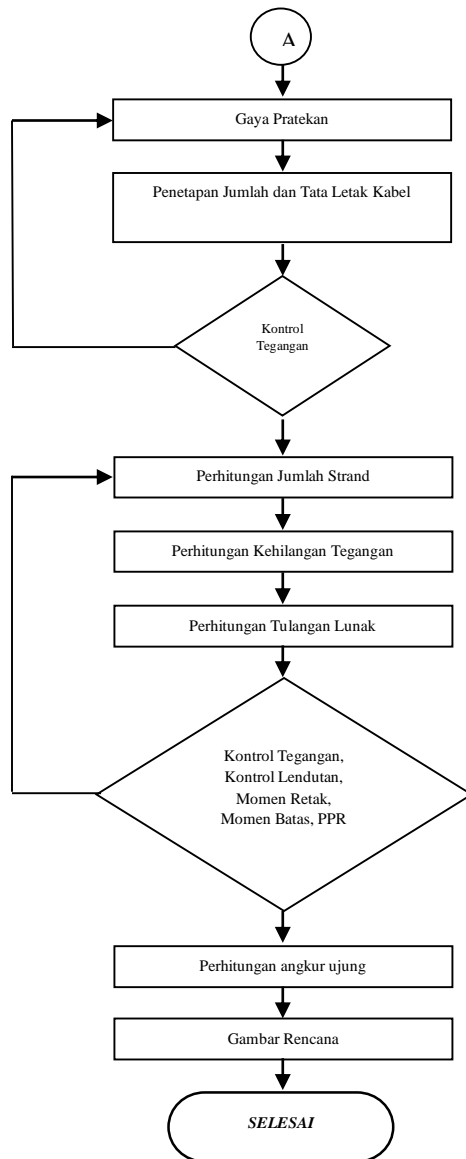
1. SNI 2847 : 2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung
2. SNI 1726 : 2012 Perencanaan Gempa Untuk Gedung
3. SNI 1727 : 2013 Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.

# BAB III METODOLOGI

## 3.1 DIAGRAM ALIR PERENCANAAN

Metodologi ini menjelaskan urutan pelaksanaan dalam penyelesaian yang akan digunakan di penyusunan tugas akhir. Urutan yang digunakan pada Tugas Akhir ini dapat dilihat pada alur di bawah ini, selanjutnya akan diikuti dengan penjelasan dari alur tersebut.





Gambar 3. 1 Diagram Alir Metodologi Perencanaan

### 3.2 PENGUMPULAN DATA

Data-data yang diperlukan dalam perencanaan gedung adalah sebagai berikut :

1. Gambar Struktur : Terlampir
2. Data tanah : Terlampir

Data-data umum dari gedung adalah :

- a. Nama Gedung : Dafamhotel Surabaya
- b. Fungsi : Hotel
- c. Jumlah lantai : 18 lantai
- d. Struktur utama : Struktur beton bertulang pada lantai 1-18 atap menggunakan plat beton
- e. Panjang Bangunan : 42 m
- f. Tinggi Bangunan : 62,3 m
- g. Struktur Bangunan : Beton bertulang
- h. Struktur Pondasi : Pondasi dalam

### 3.3 PENETAPAN KRITERIA DESIGN

Pemilihan kriteria disain dilakukan berdasarkan data gedung sehingga sistem struktur yang akan dianalisis telah memenuhi persyaratan yang terdapat pada SNI 1726 : 2012.

Langkah-langkah tersebut Antara lain :

1. Menentukan Klasifikasi Situs.

Berdasarkan SNI 1726 : 2012 Pasal 5.1 penentuan klasifikasi situs dilakukan dengan menentukan tahanan penetrasi rata-rata ( $\bar{N}$ ) dengan menggunakan pers. 3.1

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{n_i}} \quad 3.1$$

Keterangan :

$n_i$  = Tahanan penetrasi standar 60 persen energy (N60) yang terukur langsung dilapangan tanpa koreksi, dengan nilai tidak lebih dari 305 pukulan/m.

$d_i$  = Ketebalan lapisan tanah yang terdapat pada 30 m lapisan paling atas.

2. Dari nilai  $\bar{N}_{SPT}$  dapat ditentukan Kelas Situs Tanah dengan tabel berikut sesuai SNI 1726 : 2012 Pasal 5.3 Tabel 3.
3. Setelah mengetahui Kelas Situs Tanah, kemudian mencari KDS untuk lokasi bangunan tersebut sesuai SNI 1726 : 2012 Pasal 6.5 tabel 6 dan tabel 7.
4. Setelah mengetahui Kelas Situs Tanah, kemudian mencari nilai  $S_s$  dan  $S_1$  berdasarkan PETA HAZARD GEMPA INDONESIA 2010.
5. Menentukan Koefisien Situs Periode 0,2 detik ( $F_a$ ) dan Koefisien Situs Periode 1 detik ( $F_v$ ) berdasarkan SNI 1726 : 2012 pasal 6.2 Tabel 4 dan tabel 5.
6. Menentukan Parameter spektrum respons percepatan pada periode 0,2 detik ( $S_{MS}$ ) sesuai SNI 1726 : 2012 pasal 6.2.
 
$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad 3.2$$
7. Menentukan Parameter spektrum respons percepatan pada periode 1 detik ( $S_{M1}$ ) sesuai SNI 1726 : 2012 pasal 6.2.
 
$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad 3.3$$
8. Menentukan Kategori Resiko dan Faktor Keutamaan Gempa ( $I$ ) struktur bangunan sesuai SNI 1726 : 2012 pasal 4.1.2 tabel 1 dan tabel 2.
9. Menentukan Kategori Desain Seismik.
10. Menentukan Sistem Penahan Gempa.

### 3.4 PRELIMINARY DESAIN

Preliminary desain merupakan tahapan awal untuk menentukan dimensi awal dari suatu komponen struktur yang mengacu pada ketentuan SNI 2847 : 2013. Beberapa komponen struktur tersebut antara lain :



### 3.4.1 Perencanaan Dimensi Balok

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 Pasal 9.5.2.1 dalam menentukan dimensi awal balok dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah berikut :

1. Menentukan data desain yang meliputi :
  - Panjang Balok
  - Data properties material
2. Rencanakan lebar balok ( $b$ ) adalah  $2/3 h$ .
3. Bila  $f_y$  sama dengan 400 Mpa gunakan pers. 3.4 atau pers. 3.6. Bila  $f_y$  selain 420 Mpa gunakan pers. 3.5 atau pers. 3.7.

a. Balok Induk

$$h_{min} = L/16 \quad 3.4$$

$$h_{min} = \frac{1}{16} \left( 0,4 + \left( \frac{f_y}{700} \right) \right) \quad 3.5$$

b. Balok Anak

$$h_{min} = L/21 \quad 3.6$$

$$h_{min} = \frac{1}{21} \left( 0,4 + \left( \frac{f_y}{700} \right) \right) \quad 3.7$$

Keterangan :

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

$L$  = Panjang balok ( $mm$ ).

$f_y$  = Tegangan leleh baja ( $MPa$ ).

SNI 03-2847-2013 pasal 21.5.1.3 mengatur tentang lebar balok ( $b_w$ ) tidak boleh kurang dari nilai terkecil dari  $0,3 h_{min}$  dan 250 mm.

### 3.4.2 Perencanaan Dimensi Kolom

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

- a. Kolom yang akan dianalisis dipilih berdasarkan yang memikul beban terbesar lalu menentukan data desain yang meliputi :

- Tebal plat 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 : 2013.
- c. Menghitung  $A_{perlu}$  dengan menggunakan pers. 3.8.

$$A = \frac{P}{\emptyset \times f'c} \quad 3.8$$

Keterangan :

$A$  = Luas kolom yang dibutuhkan ( $mm^2$ )

$P$  = Total beban yang menumpu kolom

$\emptyset$  = Faktor reduksi = 0,3

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

### 3.4.3 Perencanaan Dimensi Pelat

Penentuan pelat 1 arah atau 2 arah

$$\beta = \frac{Ln}{Sn} < 2 \text{ (Plat 2 arah)} \quad 3.9$$

Menentukan lebar efektif flens (pasal 13.2.4 SNI 2847-2013)

$$\rightarrow be = bw + 2hw < bw + 8hf \quad 3.10$$

$$\blacksquare be = bw + 2hw \quad 3.11$$

$$\blacksquare be = bw + 8hf \quad 3.12$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[ 4 - 6\left(\frac{t}{h}\right) + 4\left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)} \quad 3.13$$

Momen Inersia Penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} \quad 3.14$$

Momen Inersia Lajur Pelat

$$I_p = 0,5 \frac{b_p t^3}{12} \quad 3.15$$

Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_l = \frac{I_b}{I_p} \quad 3.16$$

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 Pasal 9.5.3.2 Menghitung  $\alpha_m$  yang didapatkan dari pers. 3.17.

$$\alpha_m = \frac{\sum \alpha_n}{n} \quad 3.17$$

$$\alpha = \frac{E_{cb} \times I_b}{E_{cp} \times I_p} \quad 3.18$$

Bila  $\alpha_m \leq 0.2$ , maka tebal plat adalah 125 mm, namun bila  $0.2 \leq \alpha_m \leq 2$ . Tebal plat ditentukan dengan pers. 3.19.

$$h = \frac{\ln \left( 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_m - 0,2)} \leq 125 \text{ mm} \quad 3.19$$

Bila  $\alpha_m \geq 0.2$ , maka tebal plat ditentukan dengan pers. 3.20.

$$h = \frac{\ln \left( 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \leq 90 \text{ mm} \quad 3.20$$

Keterangan :

$\alpha_m$  = Nilai rata-rata  $\alpha$  yang menjepit plat tersebut.

$\alpha$  = Rasio kekakuan balok terhadap plat yang ditentukan dengan pers. 3.10

$E_{cb}$  =  $E_{cp}$  = Elastisitas beton.

$I_p$  = Momen Inersia plat ( $\text{mm}^4$ )

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

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

$h$  = Tebal plat ( $mm$ ).

$\beta$  = Rasio bentang bersih arah memanjang terhadap arah memendek plat.

$f_y$  = Tegangan leleh baja (*MPa*).

#### 3.4.4 Perencanaan Dimensi Dinding Geser

SNI 03-2847 : 2013 mengenai dinding sebagai beton polos struktur pada pasal 22.6.6.2 menyebutkan bahwa tebal dinding selain dinding basemen luar dan dinding pondasi, tebal dinding penumpu tidak boleh kurang dari 1/24 tinggi atau panjang tak tertumpu, yang mana yang lebih pendek atau tidak boleh kurang dari 140 mm

$$\text{Tebal rencana dinding} \geq \frac{H}{24} \quad H : \text{Tinggi total dinding}$$

$$\text{Tebal rencana dinding} \geq \frac{L}{24} \quad L : \text{Panjang bentang dinding}$$

$$\text{Tebal rencana dinding} \geq 140 \text{ mm}$$

### 3.5 PEMODELAN STRUKTUR

Pemodelan struktur untuk gedung yang ditinjau ini, menggunakan sistem rangka pemikul momen dengan dinding geser yang di modelkan dalam bentuk 3 dimensi menggunakan bantuan program SAP2000.

### 3.6 PEMBEBANAN

#### 3.6.1 Beban Mati

Tahapan pembebanan dalam mendesain struktur gedung ini dimaksudkan untuk mendefinisikan nilai beban-beban yang akan dipikul oleh struktur berdasarkan pada SNI 1727 : 2013.

### 3.6.2 Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727 : 2013 Tabel 4-1, beban hidup Gedung Hotel harus diambil paling sedikit sebesar  $1,92 \text{ kN/m}^2$ . Sedangkan untuk beban hidup pada atap harus diambil paling sedikit sebesar  $0,96 \text{ kN/m}^2$ .

### 3.6.3 Beban Gempa

Berdasarkan SNI 1726 : 2012 untuk bangunan gedung yang memiliki tinggi lebih dari 40 m atau 10 lantai maka termasuk kategori gedung tidak beraturan dimana Analisis beban gempa harus dilakukan berdasarkan respon dinamik terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana, yang dapat dilakukan dengan metoda analisis respon spektrum sebagaimana yang ditentukan pada SNI 1726 : 2012.

### 3.6.4 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diambil berdasarkan SNI 2847 : 2013 yaitu :

- $U = 1,4D$  3.21
- $U = 1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$  3.22
- $U = 1,2D + 1,6 (Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$  3.23
- $U = 1,2D + W + L + 0,5 (Lr \text{ atau } R)$  3.24
- $U = 1,2D + E + L$  3.25
- $U = 0,9D + W$  3.26
- $U = 0,9D + E$  3.27

## 3.7 PERHITUNGAN STRUKTUR ATAS

Penulangan dihitung berdasarkan SNI 2847 : 2013 dengan memperhatikan standar penulangan – penulangan serta menggunakan data – data yang diperoleh dari *program bantu komputer*.

### 3.7.1 Perencanaan Pelat Lantai

1. Properties
2. Input Pembebanan
3. Perhitungan
  - Mencari Nilai X, dari nilai  $Lx/Ly$  (tabel “Perhitungan Momen- Momen Pelat”)
  - $Mu = 0,001 \times Qu \times Lx^2$  3.28
  - $Mn = \frac{Mu}{\phi}$  dengan  $\phi = 0,9$  3.29
  - $Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2}$  3.30
  - $\rho = \frac{0,85 \times f'c'}{fy} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c'}}\right)$  3.31
  - $\rho_{min} = \frac{1,4}{fy \text{ lentur}}$  3.32
  - $\rho_{min} = \frac{0,85 \times \sqrt{F'c'}}{fy}$  3.33
  - Kemudian cek apabila  
 $\rho \leq \rho_{min}$  maka  $\rho = \rho_{min}$  dan lanjutkan perhitungan  
 $\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$  maka plat harus dipertebal  
 $\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$  maka lanjutkan perhitungan
  - Untuk langkah selanjutnya yakni perhitungan  $As$  perlu dengan persamaan  $As = \rho \text{ perlu} \times b \times d$  dan tul susut =  $0,002 \times b \times d$  setelah itu cari  $As$  pasang (cari diameter tulangan dan jarak tulangan pasang) pada tabel penulangan plat. Setelah diameter dan jarak tulangan pasang telah ditentukan, maka dilanjutkan dengan penggambaran penulangan plat.

### 3.7.2 Perencanaan Tangga

Pada perencanaan struktur tangga ini lebar injakan dan lebar injakan harus memenuhi persyaratan.

Syarat perencanaan tangga :

$$2.t + i = 64 - 67 \quad 3.35$$

t = tinggi injakan

i = lebar injakan

Untuk perhitungan penulangan Pelat Tangga dan Bordes sama dengan perhitungan Pelat Lantai

### 3.7.3 Perencanaan Balok

Penulangan lentur pada:  
Tumpuan dan Lapangan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} \quad 3.36$$

$$\rho = \frac{0,85 \times f'c'}{f_y} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c'}} \right) \quad 3.37$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad 3.38$$

$$\rho_{perlu} > \rho_{min} \quad 3.39$$

#### Tulangan Lentur Tarik

menetapkan As tidak boleh kurang dari SNI 2847:2013  
Ps. 10.5.1

#### Kontrol Regangan:

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \times f_y}{0,85 \times f'c' \times b} \quad 3.40$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \left( \frac{f'c' - 28}{7} \right) \quad 3.41$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad 3.42$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d-c}{c} \right) \quad 3.43$$

Kontrol Momen Kapasitas :

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right) \quad 3.44$$

Desain Penulangan Geser Balok

Menurut SNI-2847-2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser rencana ( $V_e$ ) harus ditentukan dari peninjauan gaya static pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum, ( $M_{pr}$ ) harus dianggap bekerja pada muka tumpuan dan komponen tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya.

Nilai Gaya Geser Rencana pada Balok

Jumlah gaya lintang yang timbul akibat termobilisasinya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan akibat beban gravitasi terfaktor.

$$V_{ki} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n} + \frac{q_u \times l_n}{2} \quad 3.45$$

$$V_{ka} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n} - \frac{q_u \times l_n}{2} \quad 3.46$$

Panjang Penyaluran

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12, panjang penyaluran tulangan diatur sebagai berikut :

Penyaluran Tulangan Tarik

$$l_b > dbx \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e}{2,1 \lambda \sqrt{f'c}} \right) \quad 3.47$$

$$l_b > 300 \text{ mm} \rightarrow \text{OK} \quad 3.48$$

Penyaluran Kait Standar Dalam Kondisi Tarik

$$l_{dh} > 8db \quad 3.49$$

$$l_{dh} > 150 \text{ mm} \quad 3.50$$



$$ldh > dbx \left( \frac{0,24 f_y \psi e}{\lambda \sqrt{f'c}} \right) \quad 3.51$$

### Kontrol Retak

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.6.4, spasi tulangan terdekat ke muka tarik ( $s$ ) tidak boleh lebih dari :

$$fs = 0,66 fy \quad 3.52$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{fs} \right) - 2,5Cc \quad 3.53$$

$$s = 300 \left( \frac{280}{fs} \right) \quad 3.54$$

### **3.7.4 Perencanaan Kolom**

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.1, syarat dimensi kolom harus dipenuhi bila :

- Menerima beban aksial terfaktor lebih besar dari  $Agxf'c/10$

$$Pu > \frac{Agxf'c}{10} \quad 3.55$$

Ukuran penampang terkecil harus lebih besar dari 300 mm.

Rasio  $b/h$  harus lebih besar dari 0,4.

- Penulangan lentur menggunakan program bantu Sp Column
- Kontrol Strong Column Weak Beam

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.2, kekuatan lentur kolom harus memenuhi persyaratan :

$$\Sigma Mnc \geq 1,2 \Sigma Mnb \quad 3.56$$

- Perhitungan Tulangan Geser

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.5.1, gaya geser rencana ( $V_e$ ) harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka joint.

Daerah Sendi Plastis (Tumpuan)

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.5.2, tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap  $V_c = 0$ , apabila :

$$P_u < \frac{A_g x f'_c}{10} \quad 3.57$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.3, spasi sengkang sepanjang panjang  $l_o$  tidak boleh melebihi nilai yang terkecil dari berikut :

$$s < b/4 \quad 3.58$$

$$s < 6db \quad 3.59$$

$$100 \text{ mm} < s < 150 \text{ mm} \quad 3.60$$

Sementara untuk sengkang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari  $s/2 = 75$  mm dari muka komponen struktur penumpu.

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.4.1, panjang  $l_o$  atau daerah sendi plastis yang diukur dari muka joint tidak boleh kurang dari yang terbesar dari berikut :

$$l_o > \text{dimensi penampang leleh} \quad 3.61$$

$$l_o > l_n/6 \quad 3.62$$

$$l_o > 450 \text{ mm} \quad 3.63$$

Daerah Di Luar Sendi Plastis (Lapangan)

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 7.10.5.2 dan Pasal 11.4.5.1, spasi sengkang pada daerah lapangan tidak boleh melebihi :

$$s < 16db \quad 3.64$$

$s < 48d_s$	3.65
$s < \text{dimensi penampang minimum}$	3.66
$s < d/2$	3.67

### Panjang Lewatan

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12.2.3, panjang lewatan tulangan dari kolom ditentukan sebagai berikut :

$$l_d = \left[ \left( \frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'c}} \right) \times \left( \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{Cb + Ktr} \right) \right] db \quad 3.68$$

#### - Hubungan Balok Kolom

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.7.3.2, pada HBK dimana balok-balok dengan lebar setidaknya sebesar  $\frac{3}{4}$  lebar kolom merangka pada keempat sisinya, jumlah tulangan transversal yang ditetapkan dalam Pasal 21.6.4.4 diizinkan untuk direduksi setengahnya, dan spasi yang disyaratkan dalam Pasal 21.6.4.3 diizinkan untuk ditingkatkan sampai 150 mm.

### 3.7.5 Perencanaan Dinding Geser

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 21.9 tentang dinding struktur khusus dan balok kopel

- Rasio tulangan badan terdistribusi,  $\rho_1$  dan  $\rho_t \geq 0,0025$ .
- Spasi tulangan untuk masing-masing arah tidak boleh melebihi 450 mm,  $S \leq 450$  mm
- Digunakan dua lapis tulangan apabila nilai

$$V_u \geq 0,17 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \quad 3.69$$

- Batas kuat dinding geser

$$V_u \leq 0,66 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'c} \quad 3.70$$

- Penulangan geser horizontal dan vertikal dinding geser berdasarkan  $V_n$  kekuatan geser dinding struktur tidak boleh melebihi

$$V_n = A_{cv} \cdot \left[ (\alpha_c \cdot \sqrt{f'c}) + (\rho_t \cdot fy) \right] \quad 3.71$$

### 3.8 PERENCANAAN BALOK PRATEKAN

Langkah-langkah dalam perencanaan balok pratekan adalah sebagai berikut :

#### 3.8.1 Pemilihan Jenis Balok Pratekan

Melakukan pemilihan terhadap jenis beton pratekan yang akan digunakan dalam perencanaan, meliputi :

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

#### 3.8.2 Gaya Pratekan

Penentuan gaya pratekan awal, dimana momen total sangat mempengaruhi. Gaya pratekan ini yang kemudian disalurkan ke penampang. Direncanakan sesuai dengan pemilihan penampang (*Lin and Burn 1996 subbab 6-1*).

$$F = \frac{M_T}{0,65h} \quad 3.72$$

Dimana  $M_T$  adalah momen akibat beban mati tambahan, berat sendiri dan beban hidup dan  $h$  adalah tinggi balok.

#### 3.8.3 Penetapan dan Tata Letak Kabel

Penetapan jenis dan penentuan daerah batas kabel yang sesuai dengan kriteria perencanaan sehingga tidak melampaui batasan yang diijinkan. Jenis kabel yang dipilih

dan jumlahnya mempengaruhi letak kabel, dimana terdapat batasan agar tidak melebihi batas kriteria

### 3.8.4 Indeks Beton Pratekan Parsial dan Beton Bertulang

Beberapa indeks telah diusulkan untuk menggambarkan fungsi dari beton pratekan pada struktur. Indeks ini berguna dalam membandingkan kinerja relatif dari elemen yang dibuat dari materi yang sama, tapi dalam menggunakan indeks ini harus hati-hati untuk menentukan nilai absolut dari hal-hal seperti deformasi dan lebar retak. Dua indeks yang paling umum adalah tingkat prategang  $\lambda$ , dan prategang parsial ratio (PPR). Indeks ini didefinisikan sebagai

$$\lambda = \frac{M_{dec}}{M_D + M_L} \quad 3.73$$

keterangan :

$M_{DEC}$  = momen dekompresi (momen total tepat pada serat bawah mengalami tegangan = 0);

$M_D$  = momen beban mati

$M_L$  = momen beban hidup

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n} \quad 3.74$$

Keterangan :

$M_{np}$  = kapasitas momen nominal dari beton pratekan.

$M_n$  = Total kapasitas momen nominal.

### 3.8.5 Kehilangan Gaya Pratekan

Kehilangan pratekan terjadi pada saat transfer tegangan dan secara menerus menurut fungsi waktu. Dilakukan perhitungan agar didapatkan nilai pratekan efektif. Perhitungan kehilangan gaya pratekan meliputi :

- a. Akibat perpendekan elastis beton  
untuk tendon yang lebih dari satu maka kehilangan akibat

perpendekan elastis dapat dihitung sebagai berikut:

$$\Delta f_{pES} = \frac{1}{n} \sum (\Delta f_{pES}) \quad 3.75$$

dengan nilai  $f_{cir}$  sebagai berikut

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2}\right) + \frac{M_D \times e}{I_c} \quad 3.76$$

Keterangan :

$P_i$  : Gaya pratekan 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

b. Akibat rangkak

Perhitungan rangkak didasarkan pada perhitungan untuk bonded tendon (tendon terekat) sebagai berikut.

$$\Delta f_{pCr} = nK_{re}(f_{cs} - f_{csd}) \quad 3.77$$

(Nawy, 2001 pers 3.11b)

Dimana :

$\Delta f_{pCr}$  = Tegangan yang hilang akibat rangkak

$n$  = Ratio modulus (perbandingan  $E_s$  dan  $E_c$ )

$K_{cr}$  = Koefisien creep 1.6 untuk post tension dan 2 untuk pretension

$f_{cs}$  = Tegangan beton pada daerah cgs akibat gaya pratekan sesaat setelah transfer

$f_{csd}$  = Tegangan beton di daerah cgs setelah beban mati tambahan bekerja.

c. Akibat susut

Besarnya nilai kehilangan akibat susut dapat dilihat pada

persamaan berikut:

$$\Delta f_{pSH} = 8.2 \times 10^{-6} K_{SH} E_s \left( 1 - 0.0236 \frac{V}{S} \right) \times (100 - RH) \quad 3.78$$

Keterangan :

$\Delta f_{pSH}$  = Tegangan yang hilang akibat susut

$E_s$  = Modulus elastisitas batang prategang =  $2 \times 10^5$

$K_{SH}$  = Koefisien susut sebesar 1 untuk pre tension dan sesuai Tabel 3.8 untuk post tension

$RH$  = Kelembaban udara relatif sekitar diambil 78%

$\frac{V}{S}$  = Ratio volume-permukaan (dalam satuan centimeter)

Tabel 3. 1 Koefisien Susut Pascatarik (Post tension)

Waktu dari akhir perawatan basah hingga pemberian prategang, hari	1	3	5	7	10	20	30	60
$K_{SH}$	0,92	0,85	0,80	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

Sumber : *Perstressed Concrete Institute*

Jika perawatan dilakukan sesuai dengan SNI 2847 : 2013 yaitu selama 5 hari setelah pengecoran dan penarikan dilakukan setelah 7 hari dilakukan pengecoran maka nilai sesuai Tabel 3.8  $K_{SH}$  diambil dari akhir perawatan hingga penarikan yaitu dari hari ke 5 hingga ke 7 maka nilai  $K_{SH} = 0,8$

### 3.8.6 Kontrol Tegangan

1. Tegangan tarik pada baja pratekan, tidak boleh melampaui nilai - nilai berikut sesuai SNI 2847 : 2013 pasal. 18.5.1
  - a. Tegangan ijin akibat gaya penarikan (*jacking*) baja pratekan.

$$0,8f_{pu} \text{ atau } 0,94f_{py} \quad 3.79$$

Diambil yang lebih kecil, tetapi tidak lebih besar dari nilai maksimum yang diusulkan oleh pembuat kabel atau angkur

- b. Sesaat setelah penyaluran gaya pratekan tegangan ijin tendon memiliki nilai.

$$0,82f_{py} \text{ tetapi tidak lebih besar dari } 0,74f_{pu} \quad 3.80$$

- c. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan kopel (*couplers*) sesaat setelah penyaluran gaya pratekan.

$$0,70f_{pu} \quad 3.81$$

Namun berdasarkan Lin dan Burns persamaan di atas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya prategang.

2. Tegangan ijin beton, tidak melampaui nilai - nilai berikut:

Kekuatan desain komponen struktur pratekan 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 :  $ft \leq 0,62 \sqrt{f'c}$  3.82

- Kelas T :  $0,62 \sqrt{f'c} < ft \leq 1,0 \sqrt{f'c}$  3.83

- Kelas C :  $ft \leq 1,0 \sqrt{f'c}$  3.84

- a. Segera setelah peralihan gaya pratekan (sebelum kehilangan tergantung waktu).

- Tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut:

$$\text{Tekan} = 0,6 f'_{ci} \text{ (SNI 2847 : 2013 Ps. 18.4.1)} \quad 3.85$$

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



$$\text{Tekan} = 0,7 f'_{ci} \text{ (SNI 2847 : 2013 Ps. 18.4.1)} \quad 3.86$$

- Jika kekuatan tarik beton yang dihitung,  $f_t$ , melebihi  $0,5\sqrt{f'_{ci}}$  pada ujung-ujung komponen tertumpu sederhana, atau  $0,25\sqrt{f'_{ci}}$  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.

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

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

$$\text{Tekan} = 0,45 f'_c \text{ (SNI 2847 : 2013 Ps. 18.4.2)} \quad 3.87$$

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

$$\text{Tekan} = 0,6 f'_c \text{ (SNI 2847 : 2013 Ps. 18.4.2)} \quad 3.88$$

### 3.8.7 Kekuatan Batas Balok Pratekan

Perhitungan kuat ultimate dari balok pratekan harus memenuhi persyaratan SNI 2847 : 2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non pratekan dan pratekan harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1,2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar  $0,62\lambda\sqrt{f_c}$  (SNI 2847 : 2013 ps. 9.5.2.3) sehingga didapat  $\phi M_n \geq 1,2 M_{Cr}$  dengan nilai  $\phi = 0,9$  (SNI 2847 : 2013 ps. 9.3). Kekuatan batas balok prategang yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai berikut :

$$1,2 M_{Cr} \leq Mu \leq \phi Mn \quad 3.89$$

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 sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tekan) :

$$-f_r = \frac{F_e}{A} + \frac{F_e x e}{I} x Y - \frac{M_{Cr} x Y}{I} \quad 3.90$$

$$M_{Cr} = \left( \frac{F_r}{A} x \frac{I}{Y} \right) + \left( \frac{F_e x e x Y}{I} x \frac{I}{Y} \right) + \left( f_r x \frac{I}{Y} \right) \quad 3.91$$

Keterangan :

$F_e$  = Gaya prategang efektif setelah kehilangan

$I$  = Inertia balok

$e$  = Eksentrisitas dari cgc

$A$  = Luas penampang balok

$y$  = Garis netral balok

$f_r$  = Modulus keruntuhan =  $0,62\sqrt{f_c}$

### 3.8.8 Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton pratekan ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton pratekan memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang disyaratkan. Lendutan yang bekerja antara lain :

- Lendutan Akibat Tekanan Tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke arah atas. Sedangkan syarat ijin lendutan mengarah ke bawah, sehingga lendutan akibat tendon dapat melawan lendutan kebawah yang diakibatkan oleh beban dan berat sendiri.

$$\Delta l_{PO} = \frac{5}{384} \times \frac{P_o \times l^4}{E_c \times I} \quad (\uparrow) \quad 3.92$$

dengan nilai P sebesar

$$P_o = \frac{8 \times F_o \times x \times f}{l^2} \quad 3.93$$

Keterangan :

$F_o$  = Gaya Prategang (N)

$f$  = Fokus tendon (eksentrisitas dari cgs, mm)

$l$  = Panjang Efektif (dalam mm)

$E_c$  = Modulus Elastisitas Beton (MPa)

$I$  = Inertia Balok (dalam mm)

- Lendutan Akibat Eksentrisitas Tepi Balok

Eksentrisitas tepi balok terhadap cgc pada letak tendon menyebabkan lendutan ke arah bawah (karena menyebabkan momen negatif). Besarnya lendutan ini dipengaruhi oleh momen akibat gaya dan eksentrisitas tepi balok terhadap cgc. Besarnya nilai lendutan yang diakibatkan oleh eksentrisitas adalah:

$$\Delta l_{me} = \frac{F_o \times e \times l^2}{8 \times E_c \times I} \quad (\downarrow) \quad 3.94$$

Keterangan :

$F_o$  = Gaya Prategang (N)

$e$  = eksentrisitas terhadap cgc pada tepi balok

$l$  = Panjang Efektif (dalam mm)

$E_c$  = Modulus Elastisitas Beton (MPa)

$I$  = Inertia Balok (dalam mm)

- Lendutan Akibat Berat Sendiri

Berat sendiri balok menyebabkan balok tertekuk ke bawah sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke

bawah. Besarnya lendutan ke bawah akibat berat sendiri adalah:

$$\Delta l_{q_0} = \frac{5}{384} \times \frac{q_0 \times l^4}{E_c \times I} \quad (\downarrow) \quad 3.95$$

Keterangan :

- $q_0$  = Berat sendiri saat jacking ( $N/mm$ )  
 $f$  = Fokus tendon (eksentrisitas dari cgs,  $mm$ )  
 $l$  = Panjang Efektif (dalam  $mm$ )  
 $E_c$  = Modulus Elastisitas Beton ( $MPa$ )  
 $I$  = Inertia Balok ( $mm$ )

Total lendutan yang terjadi dibagi menjadi dua pada saat awal transfer gaya pratekan dan setelah terjadi kehilangan, dimana terdapat perbedaan besar nilai gaya pratekan yang bekerja.

### 3.8.9 Perhitungan Geser

Besarnya kebutuhan tulangan geser yang diperlukan oleh balok adalah  $V_s = V_u - \phi V_c$  dimana  $V_u$  adalah gaya geser ultimate yang terjadi sedangkan  $\phi V_c$  adalah kuat geser yang disumbangkan oleh beton. Untuk komponen balok prategang nilai  $\phi V_c$  diambil nilai terkecil antara  $V_{ci}$  dan  $V_{cw}$  sesuai SNI 2847 : 2013 pasal 11.3.3

1. Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadinya keretakan diagonal akibat kombinasi momen dan geser ( $V_{ci}$ )

$$V_{ci} = 0,05 \lambda \sqrt{f'c} \times b_w \times d_p + V_d + \frac{V_i \times M_{cre}}{M_{max}} \quad 3.96$$

Dimana:

- $V_i$  = Gaya geser terfaktor akibat beban luar yang terjadi bersamaan dengan  $M_{max}$   
 $M_{cre}$  = Momen yang menyebabkan retak lentur penampang

- $M_{max}$  = Momen terfaktor maksimum  
 $V_d$  = Gaya geser penampang akibat beban mati tidak terfaktor  
 $d_p$  = Jarak serat tekan terluar ke titik berat tendon  
 $b_w$  = Lebar penampang balok

2. Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadinya keretakan diagonal akibat tegangan tarik utama yang berlebihan pada badan penampang ( $V_{cw}$ )

$$V_{cw} = (0,3 f_{pc} + 0,29 \lambda \sqrt{f'_c}) x b_w x d + V_p \quad 3.97$$

Dimana:

- $V_p$  = Komponen vertikal gaya prategang efektif pada penampang  
 $f_{pc}$  = Tegangan tekan pada beton setelah mengalami kehilangan pada titik berat penampang  
 $f_c$  = Kuat tekan beton yang disyaratkan  
 $d$  = Jarak serat tekan terluar ke titik berat tendon  
 $b_w$  = Lebar penampang balok

### 3.8.10 Blok Angkur Ujung

Pada balok pratekan pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya pratekan maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengankuran global di isyaratkan oleh SNI 2847 : 2013 pasal 18.13.2.2

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

### 3.9 PERENCANAAN PONDASI

Desain Pondasi dilakukan dengan cara mengambil output gaya-gaya dalam dari hasil proses analisis struktur primer dengan menggunakan program bantu analisis struktur. Gaya-gaya dalam tersebut menjadi acuan untuk desain pondasi. Beberapa komponen yang akan direncanakan diantaranya adalah tiang pancang dan poer.

Tahapan yang akan dilakukan untuk merencanakan pondasi dengan langkah-langkah antara lain :

1. Menentukan data desain yang meliputi :

- Data tanah
- Dimensi tiang pancang
- Jarak antara tiang pancang
- Output analisis struktur

Pada penentuan jarak antar tiang pancang terdapat beberapa ketentuan yang harus terpenuhi seperti ditunjukkan pada Pers 3.68.

$$2.5D \leq S \leq 5D \quad 3.98$$

Dimana :  $D$  = Diameter tiang pancang (m)

$S$  = Jarak antara tiang pancang (m)

2. Menghitung daya dukung satu tiang pancang berdasarkan data SPT dengan menggunakan Pers 3.69

$$Q_{ult} = 40 \cdot A_p \cdot N_p + \frac{A_s \cdot N_{av}}{s} \quad 3.99$$

Dimana :

$Q_{ult}$  = Daya dukung tiang ultimate (Ton).

$A_p$  = Luas penampang dasar tiang (m<sup>2</sup>).

$N_p$  = Nilai SPT didasar tiang sepanjang 4D diatas s/d 4D dibawah ujung tiang.

$N_{av}$  = Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang dengan nilai  $3 \leq N \leq 50$  ( $N$  = Nilai SPT).

3. Menghitung gaya maksimum yang dipikul satu tiang dalam kelompok dengan menggunakan Pers 3.70.

$$P_i = \frac{\sum V_o}{n} \pm \frac{M_{x_o} \cdot Y_{max}}{\sum D_{yi}} \pm \frac{M_{y_o} \cdot X_{max}}{\sum D_{xi}} \quad 3.100$$

Dimana :

$P_i$  = Gaya aksial satu tiang pancang (Ton).

$\sum V_o$  = Jumlah beban vertikal (Ton).

$n$  = Jumlah tiang pancang.

$M_{x_o}$  = Momen yang bekerja didasar poer dalam arah sumbu x

$M_{y_o}$  = Momen yang bekerja didasar poer dalam arah sumbu y

$D_{xi}$  = Jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang searah sumbu x

$D_{yi}$  = Jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang searah sumbu y

$X_{max}$  = Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang (m).

$Y_{max}$  = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang (m).

Dari gaya aksial  $P_i$  yang maksimum dan minimum harus dikontrol terhadap daya dukungnya seperti pada Pers 3.71.

$$P_{max} \leq Qd = Qult / SF \quad 3.101$$

Dimana :

$P_{max}$  = Gaya aksial  $P_i$  yang maksimum (Ton).

$Qd$  = Daya dukung ijin (Ton).

$Qult$  = Daya dukung tiang *ultimate* (Ton).

$SF$  = faktor keamanan sebesar 2

4. Menghitung faktor efisiensi tiang pancang dalam kelompok

$$\eta = 1 - \tan^{-1} \frac{D}{S} \left[ \frac{(n-1) m + (m-1) n}{90 \cdot m \cdot n} \right] \quad 3.102$$

Dimana :

$\eta$	= Faktor efisiensi tiang pancang dalam kelompok.
$D$	= Diameter tiang pancang (m).
$S$	= Jarak tiang pancang terkecil (m).
$n$	= Jumlah tiang pancang dalam baris.
$m$	= Jumlah tiang pancang dalam kolom.

5. Bila daya dukung tidak memenuhi maka perlu dilakukan desain ulang terhadap dimensi tiang pancang atau perubahan terhadap jarak tiang pancang.
6. Desain poer atau *pile cap* dilakukan seperti pada desain plat, hal yang membedakan terdapat pada saat pengambilan momen untuk desain.

### 3.10 GAMBAR AUTOCAD

Apabila analisa dan kontrol desain baik pada beton bertulang biasa maupun pada balok pratekan sudah selesai, maka untuk mengetahui hasil akhir perhitungan perlu dibuat gambar teknik yang representative dari hasil analisa dan perhitungan dengan menggunakan alat bantu AutoCad.



# BAB IV

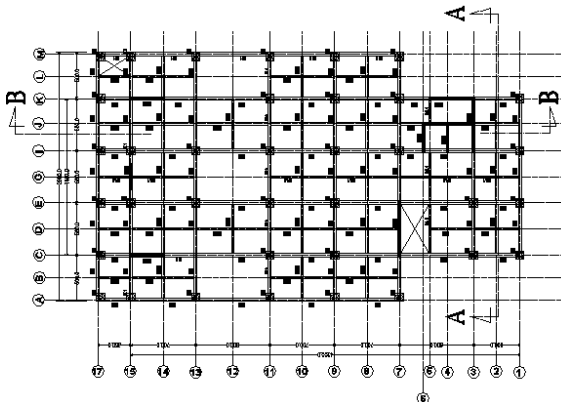
## DESAIN DAN ANALISA STRUKTUR

### 4.1 DATA PERENCANAAN

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

Lokasi	: JL. Kayun No. 2 – 4, Surabaya
Tipe bangunan	: Hotel.
Tinggi Bangunan	: 62,3 m ( 18 Lantai ).
Luas Bangunan	: 26,8 m x 42 m.
Tinggi Lantai Dasar – 1	: 5,5 m.
Tinggi Lantai 2 – 17	: 3,3 m.
Tinggi Lantai 17 – Atap	: 4 m.
Mutu Beton ( $f'_c$ )	: 30 MPa.
Mutu Baja ( $f_y$ )	: 400 MPa.

Denah struktur gedung Hotel Dafam Surabaya diperlihatkan sesuai gambar 4.1

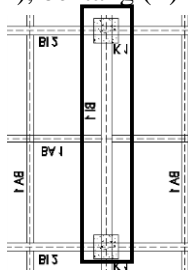


*Gambar 4. 1 Denah Struktur Gedung Hotel Dafam*

#### 4.1.1 Preliminary Design Balok

Balok adalah komponen struktur yang berfungsi menahan lentur. Sesuai dengan SNI 2847 : 2013 ps 9.5(a), desain dimensi balok (tinggi minimum balok) dengan bentang seperti pada gambar 4.2 dan 4.3 adalah sbb :

- Dimensi balok (BI-1), bentang (L) = 8 m.



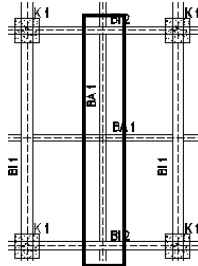
Gambar 4. 2 Balok Primer (BI-1)

$$h_{\min} = \frac{L}{16} \left( 0,4 + \frac{f_y}{700} \right) = \frac{800}{16} \left( 0,4 + \frac{400}{700} \right) = 48,6 \approx 65 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 65 = 43,3 \approx 50 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok primer (BI-1) adalah 50/65 cm

- Dimensi balok sekunder (BA-1), bentang (L) = 8 m.



Gambar 4. 3 Balok Sekunder (BA-1)

$$h_{\min} = \frac{L}{21} \left( 0,4 + \frac{f_y}{700} \right) = \frac{800}{21} \left( 0,4 + \frac{400}{700} \right) = 37 \approx 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 40 = 26,7 \approx 30 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok sekunder (BA-1) adalah 30/40 cm

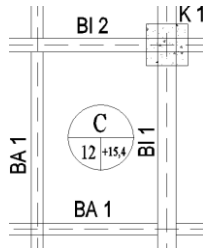
Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk dan Anak

No.	Tipe Balok	Panjang	Dimensi	
		(cm)	b (cm)	h (cm)
1	BI 1	800	50	65
2	BI 2	560	55	65
3	BA 1	800	30	40
4	S1	800	40	60
5	S2	560	40	60
6	SA 1	800	30	40

#### 4.1.2 Preliminary Design Pelat Lantai

- Desain tebal plat lantai 1 s/d lt. 17.

Perhitungan tipe plat C dengan dimensi seperti pada gambar 4.4.



Gambar 4. 4 Tinjauan Plat Lantai Tipe C

$$L_y = 400 \text{ cm} \quad ; \quad L_x = 280 \text{ cm}$$

$$L_n = 400 - \left( \frac{50}{2} + \frac{30}{2} \right) = 360 \text{ cm}$$

$$S_n = 280 - \left( \frac{30}{2} + \frac{50}{2} \right) = 240 \text{ cm}$$

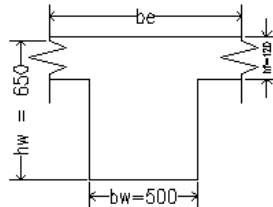
$$\beta = \frac{Ln}{S_n} = \frac{360}{240} = 1,5 < 2 \text{ (Plat 2 arah)}$$

Direncanakan dengan tebal plat,  $t = 12 \text{ cm}$

$$f'_c = 30 \text{ MPa} ; f_y = 400 \text{ MPa}$$

o Balok As I Joint 12 - 13

Dimensi potongan balok As I joint 12 - 13 seperti pada gambar 4.5.



Gambar 4. 5 Balok As I joint 12 - 13

Menentukan lebar efektif flens (pasal 13.2.4 SNI 2847 : 2013)

$$\rightarrow be = bw + 2hw < bw + 8hf$$

- $be = bw + 2hw = 50 + 2(65-12) = 156 \text{ cm}$

- $be = bw + 8hf = 50 + 8(12) = 146 \text{ cm}$

Diambil  $be$  terkecil = 146 cm.

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{146}{50} - 1\right) \left(\frac{12}{65}\right) \left[ 4 - 6 \left(\frac{12}{65}\right) + 4 \left(\frac{12}{65}\right)^2 + \left(\frac{146}{50} - 1\right) \left(\frac{12}{65}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{146}{50} - 1\right) \left(\frac{12}{65}\right)} = 1,534$$

### Momen Inersia Penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 1,534 \frac{50 \times 65^3}{12} = 1755374 \text{ cm}^4$$

### Momen Inersia Lajur Pelat

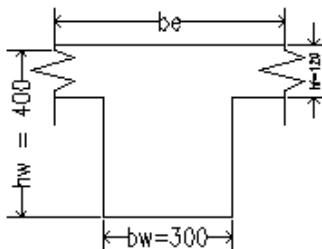
$$I_p = \frac{b_p t^3}{12} = \frac{400 \times 12^3}{12} = 57600 \text{ cm}^4$$

### Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_I = \frac{I_b}{I_p} = \frac{1755374}{57600} = 30,48$$

#### ○ Balok As G Joint 12 - 13

Dimensi potongan balok As G joint 12 - 13 seperti pada gambar 4.6.



Gambar 4. 6 Balok As G joint 12 - 13

Menentukan lebar efektif flens (pasal 13.2.4 SNI 2847 : 2013)

$$\rightarrow be = bw + 2hw < bw + 8hf$$

$$\bullet be = bw + 2hw = 30 + 2(40-12) = 86 \text{ cm}$$

$$\bullet be = bw + 8hf = 30 + 8(12) = 126 \text{ cm}$$

Diambil  $be$  terkecil = 86 cm.

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{86}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right) \left[ 4 - 6\left(\frac{12}{40}\right) + 4\left(\frac{12}{40}\right)^2 + \left(\frac{86}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{86}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right)} = 1,578$$

### Momen Inersia Penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 1,578 \frac{30 \times 40^3}{12} = 252495 \text{ cm}^4$$

### Momen Inersia Lajur Pelat

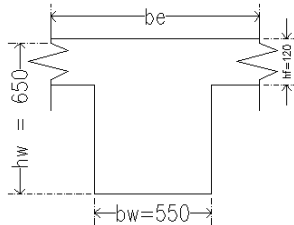
$$I_p = \frac{b_p t^3}{12} = \frac{400 \times 12^3}{12} = 57600 \text{ cm}^4$$

### Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_2 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{252495}{57600} = 4,38$$

o Balok As G - I Joint 13

Dimensi potongan balok As G – I joint 13 seperti pada gambar 4.7.



Gambar 4. 7 Balok As G - I joint 13

Menentukan lebar efektif flens (pasal 13.2.4 SNI 2847 : 2013)

$$\rightarrow be = bw + 2hw < bw + 8hf$$

- $be = bw + 2hw = 55 + 2(65-12) = 161 \text{ cm}$

- $be = bw + 8hf = 55 + 8(12) = 151 \text{ cm}$

Diambil  $be$  terkecil = 151 cm.

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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{151}{55} - 1\right) \left(\frac{12}{65}\right) \left[ 4 - 6\left(\frac{12}{65}\right) + 4\left(\frac{12}{65}\right)^2 + \left(\frac{151}{55} - 1\right) \left(\frac{12}{65}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{151}{55} - 1\right) \left(\frac{12}{65}\right)} = 1,497$$

Momen Inersia Penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 1,497 \frac{55 \times 65^3}{12} = 1884357 \text{ cm}^4$$

### Momen Inersia Lajur Pelat

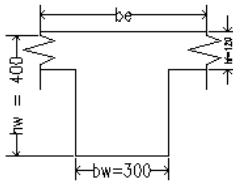
$$I_p = \frac{b_p t^3}{12} = \frac{280 \times 12^3}{12} = 40320 \text{ cm}^4$$

### Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$a_3 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{1884357}{40320} = 46,74$$

o Balok As G - I Joint 12

Dimensi potongan balok As G - I joint 12 seperti pada gambar 4.8.



Gambar 4. 8 Balok As G - I joint 12

Menentukan lebar efektif flens (pasal 13.2.4 SNI 2847 : 2013)

$$\rightarrow be = bw + 2hw < bw + 8hf$$

- $be = bw + 2hw = 30 + 2(40-12) = 86 \text{ cm}$
- $be = bw + 8hf = 30 + 8(12) = 126 \text{ cm}$

Diambil  $be$  terkecil = 86 cm.

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



$$k = \frac{1 + \left(\frac{86}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right) \left[ 4 - 6\left(\frac{12}{40}\right) + 4\left(\frac{12}{40}\right)^2 + \left(\frac{86}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{86}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right)} = 1,578$$

### Momen Inersia Penampang

$$I_b = k \frac{b_w h^3}{12} = 1,578 \frac{30 \times 40^3}{12} = 252495 \text{ cm}^4$$

### Momen Inersia Lajur Pelat

$$I_p = \frac{b_p t^3}{12} = \frac{280 \times 12^3}{12} = 40320 \text{ cm}^4$$

### Rasio Kekakuan Balok Terhadap Plat

$$\alpha_4 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{252495}{40320} = 6,26$$

Dari perhitungan di atas didapatkan nilai  $\alpha_m$  sebagai berikut :

$$\alpha_{fm} = \frac{1}{n} (\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \dots + \alpha_n)$$

$$\alpha_{fm} = \frac{1}{4} (30,48 + 4,38 + 46,74 + 6,26) = 21,96$$

Karena  $\alpha_{fm} > 2$  dipakai persamaan (3.20), SNI 2847-2013 pasal 9.5.3.3 dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$$

$$h = \frac{3575(0,8 + \frac{400}{1400})}{36 + (9 \times 1,49)} = 78,561 \text{ mm} \approx 120 \text{ mm}$$

- ➔ karena nilai  $h$  lebih kecil dari 90 mm, maka digunakan tebal plat lantai 1 s/d 17 tipe C adalah 120 mm.
- ➔ dengan cara yang sama didapatkan resume ketebalan plat dari masing – masing tipe plat seperti pada tabel 4.2

Tabel 4. 2 Resume Ketebalan Pelat Lantai

Tipe	Lantai	Dimensi		Tebal	Ket
		$L_x$	$L_y$		
A	Lt. 1 – Lt. 4	250	350	120	2 arah
B	Lt. 1 – Lt. 17	280	350	120	2 arah
C	Lt. 1 – Lt. 17	280	400	120	2 arah
D	Lt. 1 – Lt. 17	250	280	120	2 arah
E	Lt. 1 – Lt. 17	280	472,5	120	2 arah
F	Lt. 1 – Lt. 17	280	327,5	120	2 arah
G	Lt. 1 – Lt. 17	280	260	120	2 arah
H	Lt. 6 – Lt. 17	207,5	400	120	2 arah
I	Lt. 6 – Lt. 17	145	350	120	1 arah

### 4.1.3 Preliminary Design Kolom

Berdasarkan denah struktur pada gambar 4.1, desain kolom yang memikul beban terbesar adalah kolom yang memikul plat lantai dengan bentang terbesar yaitu pada kolom As E - 13 sebagaimana diperlihatkan pada gambar 4.9.

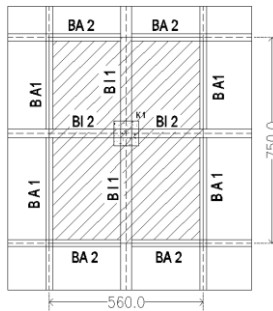
Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 10.8.4 kolom harus direncanakan untuk memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

Direncanakan :

Tebal plat : 12 cm = 120 mm

Tinggi lt. dasar – lt. 1 : 5,5 m

Tinggi lt. 1 – lt. 17	: 3,3 m
Tinggi lt. 17 – lt. atap	: 4 m
Dimensi plat	: 7,5 m x 5,6 m
Dimensi Balok	: BI 1 = 50/65
	BI 2 = 55/65
	BA 1 = 30/40
Mutu Beton (F'c)	: 30 Mpa



Gambar 4. 9 Daerah Pembebanan Kolom

### Beban Mati (DL)

Untuk beban mati pada lantai, dapat dilihat pada tabel 4.3 untuk lantai hotel dan tabel 4.4 untuk lantai atap.

Tabel 4. 3 Beban Mati Pada 1 Lantai

Jenis Beban	Tipe	Dimensi (m)			BJ bahan (kg/m <sup>3</sup> )	Beban (kg)
		b	h	L		
Balok	BI 1	0,50	0,65	7,5	2400	5850,00
	BI 2	0,55	0,65	5,6	2400	4804,80
	BA 1	0,30	0,40	7,5	2400	2160,00
	BA 1	0,30	0,40	5,6	2400	1612,80
Pelat	C	7,5	0,12	5,6	2400	12096,00
Spesi (2 cm)		7,5	2	5,6	21	1764,00
Keramik (1 cm)		7,5	1	5,6	24	1008,00
Plafond		7,5	-	5,6	11	462,00
Penggantung		7,5	-	5,6	7	294,00
Utilitas		7,5	-	5,6	40	1680,00
<b>Total</b>						<b>31731,60</b>

Tabel 4. 4 Beban Mati Pada Lantai Atap

Jenis Beban	Tipe	Dimensi (m)			BJ bahan (kg/m <sup>3</sup> )	Beban (kg)
		b	h	L		
Balok	Bl 1	0,50	0,65	7,5	2400	5850,00
	Bl 2	0,55	0,65	5,6	2400	4804,80
	BA 1	0,30	0,40	7,5	2400	2160,00
	BA 1	0,30	0,40	5,6	2400	1612,80
Pelat	C	7,5	0,12	5,6	2400	12096,00
Aspal (2 cm)		7,5	5	5,6	14	2940,00
Plafond		7,5	-	5,6	11	462,00
Penggantung		7,5	-	5,6	7	294,00
Utilitas		7,5	-	5,6	40	1680,00
<b>Total</b>						<b>31899,60</b>

### **Beban Hidup (LL) :**

Menurut SNI 1727 : 2013 pasal 4.7.2 komponen struktur yang memiliki nilai  $K_{LL}A_T \geq 37,16 \text{ m}^2$  diijinkan untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi.

- Beban hidup pada lantai

$$L_o = 1,92 \text{ kN/m}^2 = 192 \text{ kg/m}^2$$

$$A_T = 7,5 \text{ m} \times 5,6 = 42 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} = 4 \quad (\text{Sesuai SNI 1726 : 2013 Tabel 4.2})$$

$$K_{LL}A_T = 42 \times 4 = 168 \text{ m}^2$$

Maka,  $168 \text{ m}^2 \geq 37,16 \text{ m}^2$  (beban hidup dapat direduksi)

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

$$L = 192 \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{168}} \right) \geq 0,4 \times 192$$

$$L = 115,696 \text{ kg/m}^2 \geq 76,8 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Jadi, beban hidup lantai} &= 115,696 \text{ kg/m}^2 \times 7,5 \text{ m} \times 5,6 \text{ m}^2 \\ &= 4859,231 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Beban hidup pada lantai atap

$$L_o = 0,96 \text{ kN/m}^2 = 96 \text{ kg/m}^2$$

$$A_t = 7,5 \text{ m} \times 5,6 \text{ m} = 42 \text{ m}^2$$

$$R_1 = 1,2 - 0,011 \times A_t = 1,2 - 0,011 \times 42 = 0,738$$

$$R_2 = 1$$

$$L_r = L_o \times R_1 \times R_2 = 0,96 \times 0,738 \times 1 = 0,708 \text{ kN/m}^2$$

Syarat,  $0,58 < L_r < 0,96$

$$0,58 < 0,708 < 0,96$$

$$\text{Maka, nilai } L_r = 0,708 \text{ kN/m}^2 = 70,848 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Jadi, beban hidup lantai} &= 70,848 \text{ kg/m}^2 \times 7,5 \text{ m} \times 5,6 \text{ m}^2 \\ &= 2975,616 \text{ kg} \end{aligned}$$

### **Perencanaan Dimensi Kolom :**

Dimensi kolom direncanakan tiap 5 lantai kecuali pada lantai 10 – lantai atap yang hanya terdapat 4 lantai saja.

- Beban akibat berat sendiri kolom :

Direncanakan dimensi kolom = 100 cm x 100 cm

$$W_{\text{kolom}} = b \times h \times T \times B_j = 1 \times 1 \times 5,5 \times 2400 = 13200 \text{ kg}$$

- Kombinasi beban

$$\begin{aligned} DL &= (W_{\text{lantai}} \times n) + W_{\text{Lt. Atap}} + ((W_{\text{kolom}} \times n)) \\ &= (31731,60 \times 5) + 31899,60 + (13200 \times 5) = 256557,60 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$LL = W_{\text{lantai}} \times n = 4859,231 \times 5 = 24296,153 \text{ kg}$$

$$Q_u = 1,4D = 1,4 \times 256557,60 = 359180,64 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R) \\ &= 1,2(256557,60) + 1,6(24296,153) + 0,5(2975,616) \\ &= 348230,772 \text{ kg} \end{aligned}$$

Diambil kondisi yang paling menentukan,  $Q_u = 359180,640$  kg

Dimensi,  $h = b$

$$A = \frac{P}{0,3xf'_c} = \frac{359180,640}{0,3 \times 30 \times 10} = 3990,896 \text{ cm}^2$$

Dimensi :  $h = b$ , jadi  $A = b \times b = b^2$

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{3990,896} = 63,174 \text{ cm} \approx 100 \text{ cm}$$

Jadi, dipakai dimensi kolom 100 x 100 cm.

Dengan cara yang sama didapatkan resume kolom dari masing-masing tingkat lantai seperti pada tabel 4.5.

Tabel 4. 5 Resume Dimensi Kolom

Tipe Kolom	L	P	A	Hasil		Pakai	
				b	h	b	h
	m	kg	cm <sup>2</sup>	cm	cm	cm	cm
K1 (Lt. Dasar - lt. 5)	5,5	359180,640	3990,896	63,174	63,174	100	100
K2 (Lt. 5 - lt. 10)	3,3	306836,040	3409,289	58,389	58,389	85	85
K3 (Lt. 10 - lt. 14)	3,3	297965,640	3310,729	57,539	57,539	75	75
K4 (Lt. 14 - Lt. Atap)	4	194967,360	2166,304	46,544	46,544	65	65

#### 4.1.4 Preliminary Design Dinding Geser

Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 14.5.3.(1), ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek, atau kurang dari 100 mm.

Direncanakan SW 1 :

Tebal SW = 30 cm

Panjang bentang : 700 cm

Tinggi : 550 cm

-  $30 \text{ cm} \geq H/25$

$30 \text{ cm} \geq 550/25$

$30 \text{ cm} \geq 22 \text{ cm}$

Direncanakan SW 2 :

Tebal SW = 25 cm

Panjang bentang : 560 cm

Tinggi : 550 cm

-  $25 \text{ cm} \geq H/25$

$25 \text{ cm} \geq 550/25$

$25 \text{ cm} \geq 22 \text{ cm}$

- |                                  |                                    |
|----------------------------------|------------------------------------|
| - $30\text{ cm} \geq L/25$       | - $25\text{ cm} \geq L/25$         |
| $30\text{ cm} \geq 700/25$       | $25\text{ cm} \geq 560/25$         |
| $30\text{ cm} \geq 28\text{ cm}$ | $25\text{ cm} \geq 22,4\text{ cm}$ |
| - $100\text{ mm} < SW$           | - $100\text{ mm} < SW$             |

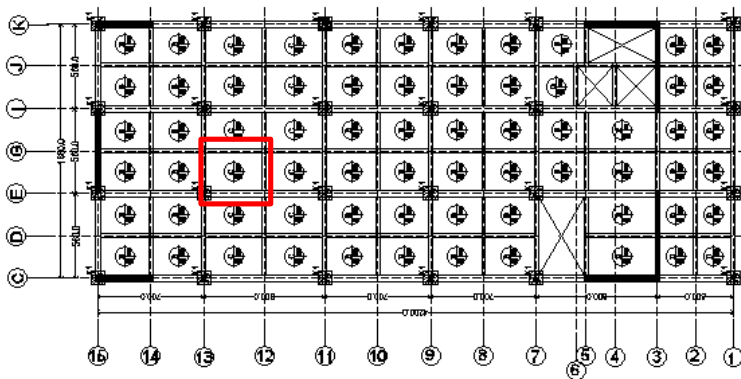
Jadi, tebal *shearwall* untuk SW 1 sebesar 30 cm dan SW 2 sebesar 25 cm telah memenuhi syarat SNI 2847 : 2013 Pasal 14.5.3.(1).

## 4.2 PERENCANAAN 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 lantai dan atap, balok anak, balok lift serta tangga.

### 4.2.1 Perencanaan Pelat

Beban-belan yang bekerja pada pelat disesuaikan dengan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 ( PPIUG 1983 ) dan peraturan pembebanan SNI 1727 : 2013. Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 2847 : 2012 pasal 9.2.1 yaitu :  $1,2\text{ DL} + 1,6\text{ LL}$ .



Gambar 4. 10 Denah Pelat Lantai 5

### a. Data Perencanaan Pelat

Data perencanaan pelat meliputi mutu bahan dan tulangan yang hendak direncanakan, dimensi dan pembebanan yang terjadi di area pelat baik untuk pelat atap, lantai ataupun pelat parkir. Mutu bahan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan

preliminary design sebagai berikut :

Mutu beton	: 30 MPa
Mutu baja	: 400 MPa
Tebal pelat	: 12 cm
Diameter tulangan rencana	: 13 mm (ulir)

### b. Pembebanan Pelat

Beban yang bekerja pada pelat terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati ( $qD$ ) dan beban hidup ( $qL$ ). Beban mati berdasarkan pada PPIUG 1983 tabel 2.1 dan beban hidup berdasarkan SNI 1727 : 2013 tabel 4.1.

#### 1. Pelat lantai dasar

Tabel 4. 6 Beban mati pelat lantai dasar

Jenis Beban	Tebal	Bv	Bj	Jumlah	Berat
	(m)	( $\text{kg/m}^3$ )	( $\text{kg/m}^2$ )		( $\text{kg/m}^2$ )
Berat sendiri pelat	0,12	2400	-	1	288
Spesi 2 cm			21	2	42
Keramik 1 cm			24	1	24
				$qD =$	354

Beban hidup ( $qL$ ) pelat lantai dasar dipakai sebesar  $192 \text{ kg/m}^2$ .

Kombinasi pembebanan yang digunakan :

$$qU = 1,2 qD + 1,6 qL = (1,2 \times 354) + (1,6 \times 192) = 732 \text{ kg/m}^2$$



## 2. Pelat lantai area parkir Lt. 1 – Lt. 3

Tabel 4. 7 Beban mati pelat lantai area parkir Lt. 1 – Lt. 3

Jenis Beban	Tebal	Bv	Bj	Jumlah	Berat
	(m)	(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )		(kg/m <sup>2</sup> )
Berat sendiri pelat	0,12	2400	-	1	288
Spesi 2 cm			21	2	42
Penggantung			7	1	7
Plafond			11	1	11
Utilitas			40	1	40
				qD =	388

Beban hidup (qL) pelat lantai dasar area parkir dipakai sebesar 800 kg/m<sup>2</sup>. Kombinasi pembeban yang digunakan :

$$qU = 1,2 qD + 1,6 qL = (1,2 \times 388) + (1,6 \times 800) = 1745,6 \text{ kg/m}^2$$

## 3. Pelat Lt. 4 – Lt. 17

Tabel 4. 8 Beban mati pelat lantai Lt. 4 – Lt. 7

Jenis Beban	Tebal	Bv	Bj	Jumlah	Berat
	(m)	(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )		(kg/m <sup>2</sup> )
Berat sendiri pelat	0,12	2400	-	1	288
Spesi 2 cm			21	2	42
Penggantung			7	1	7
Plafond			11	1	11
Keramik 1 cm			24	1	24
Utilitas			40	1	40
				qD =	412

Beban hidup (qL) pelat Lt. 4 – Lt. 17 dipakai sebesar 192 kg/m<sup>2</sup>. Kombinasi pembeban yang digunakan :

$$qU = 1,2 qD + 1,6 qL = (1,2 \times 412) + (1,6 \times 192) = 801,6 \text{ kg/m}^2$$

#### 4. Pelat lantai atap

Tabel 4. 9 Beban mati pelat lantai atap

Jenis Beban	Tebal	Bv	Bj	Jumlah	Berat
	(m)	(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )		(kg/m <sup>2</sup> )
Berat sendiri pelat	0,12	2400	-	1	288
Spesi 2 cm			21	2	42
Penggantung			7	1	7
Plafond			11	1	11
Aspal 2 cm			14	2	28
Utilitas			40	1	40
				qD =	416

Beban hidup (qL) pelat lantai atap dipakai sebesar 96 kg/m<sup>2</sup>.

Kombinasi pembebanan yang digunakan :

$$qU = 1,2 qD + 1,6 qL = (1,2 \times 416) + (1,6 \times 96) = 652,8 \text{ kg/m}^2$$

#### c. Perhitungan Penulangan Pelat

Kebutuhan tulangan pelat ditentukan oleh besar dari momen yang terjadi pada pelat baik di daerah lapangan maupun daerah tumpuan. Nilai momen yang terjadi dihitung menurut PBI 1971 tabel 13.3.1 dimana bergantung pada panjang  $l_x$  dan  $l_y$  pelat rencana serta pelat diasumsikan terjepit penuh. Pada sub bab ini perhitungan penulangan dilakukan pada pelat tipe C yang memiliki luasan terbesar.

Mutu tulangan ( $f_y$ )	: 400 MPa
Mutu beton ( $f'_c$ )	: 30 MPa
Diameter tulangan ( $\emptyset$ )	: 13 mm (ulir)
Diameter tulangan susut ( $\emptyset$ )	: 10 mm
Tebal pelat (h)	: 12 cm
Tebal decking ( $d'$ )	: 20 mm
b	: 1000 mm
Bentang arah memendek pelat ( $L_x$ )	: 280 cm

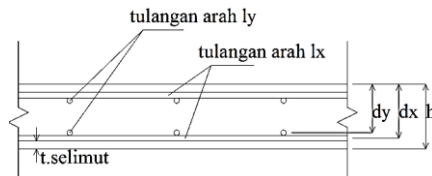
Lebar balok arah X1	: 50 cm
Lebar balok arah X2	: 30cm
Bentang bersih pelat arah memendek (lx)	: 240 cm
Bentang arah memanjang pelat (Ly)	: 400 cm
Lebar balok arah Y1	: 50 cm
Lebar balok arah Y2	: 30 cm
Bentang bersih pelat arah memendek (ly)	: 360 cm
Beban ultimit pelat (qU)	: 801,6 kg/m <sup>2</sup>

$$\frac{I_y}{I_x} = \frac{360}{237,5} = 1,5 < 2 \quad (\text{pelat dua arah})$$

Koefisien :  $M_{lx} = 36$  ;  $M_{ly} = 17$  ;  $M_{tx} = 76$  ;  $M_{ty} = 57$   
berdasarkan tabel 13.3.1 PBI 1971

$$dx = h - d' - (0,5 \times \emptyset) = 120 - 20 - (0,5 \times 13) = 93,5 \text{ mm}$$

$$dy = h - d' - \emptyset - (0,5 \times \emptyset) = 120 - 20 - 13 - (0,5 \times 10) = 80,5 \text{ mm}$$



Gambar 4. 11 Tinggi efektif pelat

Pada tabel penentuan momen pelat, diperoleh nilai momen yang menentukan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{lx} &= 0,001 \times qU \times I_x^2 \times X \\ &= 0,001 \times 801,6 \times 2,375^2 \times 36 = 162,775 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} &= 0,001 \times qU \times I_x^2 \times Y \\ &= 0,001 \times 801,6 \times 2,375^2 \times 17 = 76,866 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{tx} &= -0,001 \times qU \times I_x^2 \times X \\ &= -0,001 \times 801,6 \times 2,375^2 \times 76 = -343,636 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ty} &= -0,001 \times qU \times lx^2 \times Y \\ &= -0,001 \times 801,6 \times 2,375^2 \times 57 = -257,727 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

### Penulangan Arah X

$\Phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

- Koefisien tahanan

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{343,636 \times 10^4}{0,9 \times 1000 \times 93,5^2} = 0,437 \text{ N/mm}^2$$

- Rasio tulangan perlu

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \times \left( 1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times R_n}{0,85 \times f_c'}} \right) = \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 0,437}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0011$$

- Rasio tulangan minimum

$\rho$  minimum = 0,002 berdasarkan SNI 2847:2013 psal 14.3.3 (a)

- Rasio tulangan pakai

$\rho$  pakai = 0,002 karena  $\rho$  perlu <  $\rho$  minimum

- Luas tulangan perlu

$$A_{s_{perlu}} = \rho \text{ pakai} \times b \times d_x = 0,002 \times 1000 \times 93,5 = 187 \text{ mm}^2$$

- Jarak tulangan perlu

$$S_{perlu} = \frac{b \times 0,25 \times \pi \times \phi^2}{A_{s_{perlu}}} = \frac{1000 \times 0,25 \times \pi \times 13^2}{187} = 709,439 \text{ mm}$$

- Jumlah tulangan

$$n = \frac{A_{s_{perlu}}}{0,25 \times \pi \times \phi^2} = \frac{187}{0,25 \times \pi \times 13^2} = 1,41 \approx 2 \text{ buah}$$

- Syarat

$$S \leq 3h \text{ atau } 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI } 2847:2013 \text{ Ps.10.5.4})$$

$$S \leq 3(120) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$S \leq 360 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi pakai  $S = 200 \text{ mm}$

- Luas tulangan pakai

$$A_{s_{\text{pakai}}} = \frac{1000 \times 0,25 \times \pi \times 13^2}{200} = 663,325 \text{ mm}^2$$

Cek :  $A_s \text{ perlu} = 187 \text{ mm}^2 < A_s \text{ pakai} = 663,325 \text{ mm}^2$  **(OKE)**

Kontrol Regangan :

- Tinggi balok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_{s_{\text{pakai}}} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{663,325 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 10,405 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{f_c' - 28}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{30 - 28}{7} = 0,836$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{10,405}{0,836} = 12,45 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$\epsilon_o = 0,003$  berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 10.2.3

- Regangan tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o \times (d_x - c)}{c} = \frac{0,003 \times (93,5 - 12,45)}{12,45} = 0,02 > \epsilon_o$$
 **(OKE)**

Kontrol Momen kapasitas

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi Mn = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d_x - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 663,325 \times 400 \left( 93,5 - \frac{1}{2} \times 10,405 \right)$$

$$= 21085166,40 \text{ Nmm} = 2108,517 \text{ kgm}$$

$$\phi Mn = 2108,517 \text{ kgm} > Mu = 343,636 \text{ kgm} \quad (\text{OKE})$$

Jadi, dipakai tulangan arah X = D13-200 mm

### Penulangan Susut

Tulangan arah melintang merupakan tulangan susut atau tulangan bagi struktur. Dengan  $\rho_{\text{susut}}$  untuk mutu tulangan 280 MPa adalah 0,0020.

$$d' = \text{tebal pelat} - \text{cover} - \text{tulangan utama} - \frac{1}{2} \text{tul. susut} \\ = 120 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - \frac{1}{2} 10 \text{ mm} = 82 \text{ mm}$$

$$As_h = \rho b d' = 0,0020 \times 1000 \times 82 = 164 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan  $\phi 10$  mm ( $A_{\phi 10} = 78,53 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times A_{\phi 10}}{As_h} \\ = \frac{1000 \times 78,53}{164} = 478,659 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 5h$  atau 450 mm

Syarat:  $s \leq 5(120)$  atau 450 mm

Syarat:  $s \leq 600$  mm atau 450 mm

Jadi dipakai  $s = 250$  mm

Dipakai tulangan susut  $\phi 10 - 250$ .

### Penulangan Arah Y

$\Phi = 0,9$  diasumsikan dahulu

- Koefisien tahanan

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{257,727 \times 10^4}{0,9 \times 1000 \times 93,5^2} = 0,328 \text{ N/mm}^2$$

- Rasio tulangan perlu

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f_c'}{f_y} x \left( 1 - \sqrt{\frac{1 - 2xR_n}{0,85 x f_c'}} \right) = \frac{0,85 \times 30}{400} x \left( 1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times 0,328}{0,85 \times 30}} \right) = 0,00082$$

- Rasio tulangan minimum  
 $\rho$  minimum = 0,002 berdasarkan SNI 2847:2013 psal 14.3.3 (a)
- Rasio tulangan pakai  
 $\rho$  pakai = 0,002 karena  $\rho$  perlu <  $\rho$  minimum
- Luas tulangan perlu  
 $A_{s\text{perlu}} = \rho \text{ pakai} \times b \times d_y = 0,002 \times 1000 \times 80,5 = 161 \text{ mm}^2$
- Jarak tulangan perlu  

$$S_{\text{perlu}} = \frac{b \times 0,25 \times \pi \times \phi^2}{A_{s\text{perlu}}} = \frac{1000 \times 0,25 \times \pi \times 13^2}{161} = 824,006 \text{ mm}$$
- Jumlah tulangan  

$$n = \frac{A_{s\text{perlu}}}{0,25 \times \pi \times \phi^2} = \frac{161}{0,25 \times \pi \times 13^2} = 1,214 \approx 2 \text{ buah}$$
- Syarat  
 $S \leq 3h$  atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps.10.5.4)  
 $S \leq 3(120)$  atau 450 mm  
 $S \leq 360$  mm atau 450 mm  
 Dipilih yang terkecil, jadi pakai  $S = 200 \text{ mm}$
- Luas tulangan pakai  

$$A_{s\text{pakai}} = \frac{1000 \times 0,25 \times \pi \times 13^2}{200} = 663,325 \text{ mm}^2$$
  
 Cek :  $A_{s\text{perlu}} = 161 \text{ mm}^2 < A_{s\text{pakai}} = 663,325 \text{ mm}^2$  (OKE)

Kontrol Regangan :

- Tinggi balok tegangan persegi ekuivalen  

$$a = \frac{A_{s\text{pakai}} \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{663,325 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 10,405 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{f'c - 28}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{30 - 28}{7} = 0,836$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{10,405}{0,836} = 12,45 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_o = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o x (dx - c)}{c} = \frac{0,003 x (93,5 - 12,45)}{12,45} = 0,02 > \epsilon_o \text{ (OK)}$$

### Kontrol Momen kapasitas

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi Mn = \phi \times As \times fy \times \left( dx - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= 0,9 \times 663,325 \times 400 \left( 93,5 - \frac{1}{2} \times 10,405 \right) \\ &= 21085166,40 \text{ Nmm} = 2108,517 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\phi Mn = 2108,517 \text{ kgm} > Mu = 257,727 \text{ kgm} \text{ (OKE)}$$

Jadi, dipakai tulangan arah X =  $\phi 10$ -200 mm

### Penulangan Susut

Tulangan arah melintang merupakan tulangan susut atau tulangan bagi struktur. Dengan  $\rho_{\text{susut}}$  untuk mutu tulangan 280 MPa adalah 0,0020.

$$\begin{aligned} d' &= \text{tebal pelat} - \text{cover-tulangan utama} - \frac{1}{2} \text{tul. susut} \\ &= 120 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - \frac{1}{2} 10 \text{ mm} = 82 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$As_h = \rho b d' = 0,0020 \times 1000 \times 82 = 164 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan  $\phi 10$  mm ( $A \phi 10 = 78,53 \text{ mm}^2$ )



$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{1000 \times A \phi 10}{A_{S_h}} \\ &= \frac{1000 \times 78,53}{164} = 478,659 \text{ mm}\end{aligned}$$

Syarat:  $s \leq 5h$  atau 450 mm

Syarat:  $s \leq 5(120)$  atau 450 mm

Syarat:  $s \leq 600$  mm atau 450 mm

Jadi dipakai  $s = 250$  mm

Dipakai tulangan susut  $\phi 10 - 250$ .

### Kontrol Lendutan

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 9.5.3.1 tabel 9.5.(b), lendutan maksimum untuk lantai atap adalah  $L/180$ .

$$\delta_{\text{izin}} = \frac{L}{180} = \frac{2375}{180} = 6,597 \text{ mm}$$

$$Q_u = 801,6 \text{ kg/m}^2$$

$$M_a = 162,775 \text{ kgm} = 1627750 \text{ Nmm}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{30} = 25742,96 \text{ kg/mm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 1000 \times 120^3 = 144000000 \text{ mm}^4$$

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{120 \text{ mm}}{2} = 60 \text{ mm}$$

$$f_r = 0.062 \lambda \sqrt{f'_c} = 0.062 \sqrt{30} = 0.340$$

$$M_{cr} = \frac{f_r x I_g}{y_t} = \frac{0.340 \times 144000000 \text{ mm}^4}{60 \text{ mm}} = 815011,2 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}I_{cr} &= 1/3 b y_t^3 + A_{spasang} \cdot y_t^2 \\ &= 1/3 \times 1000 \text{ mm} \times (60 \text{ mm})^3 + 663,325 \text{ mm}^2 \times (60 \text{ mm})^2 \\ &= 74387970 \text{ mm}^4\end{aligned}$$

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \times I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \times I_{cr}$$

$$I_e = \left( \frac{815011,2}{1627750} \right)^3 \times 144000000 + \left[ 1 - \left( \frac{815011,2}{1627750} \right)^3 \right] \times 74387970$$

$$I_e = 92463492,34 \text{ mm}^4 \approx 9246,349 \text{ cm}^4$$

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{Q_u \times L^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{0,8016 \times 237,5^4}{25742,96 \times 74387970} = 0,140 \text{ mm}$$

$$\delta \leq \delta_{izin}$$

$$0,140 \text{ mm} \leq 6,597 \text{ mm} \quad (\text{OKE})$$

### Kontrol Retak

Bila tegangan leleh rencana  $f_y$  untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, maka penampang dengan momen positif dan negatif maksimum harus dirancang sedemikian hingga nilai  $z$  yang diberikan oleh:

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

tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan dan 25 MN/m untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar. Kontrol retak dilakukan pada **PELAT tipe C**, dimana:

- $F_s$  = tegangan dalam tulangan yang dihitung pada beban kerja, dapat diambil : 60% x  $f_y$
- $D_c$  = tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan =  $C_c + \frac{1}{2} \times \varnothing_{tul}$
- $A$  = luas efektif beton tarik di sekitar lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut dibagi jumlah batang tulangan =  $\frac{2 d_c \times b}{n}$

Sebagai alternatif terhadap perhitungan nilai  $z$ , dapat dilakukan perhitungan lebar retak yang diberikan oleh:

$$11 \times 10^{-6} \cdot \beta \cdot f_s \sqrt[3]{d_c \cdot A}$$

Nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0,4 mm untuk penampang didalam ruangan dan 0,3 mm untuk penampang

yang dipengaruhi cuaca luar. Selain itu spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh lebih

$$S = \frac{95000}{f_s} - 2,5 \cdot C_c$$

$$\text{Dan tidak boleh lebih dari : } 300 \times \frac{252}{f_s}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$C_c = 20 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{tul} = 10 \text{ mm}$$

$$f_s = 0,6 \times 400 = 240 \text{ MPa}$$

$$d_c = 20 + \frac{1}{2} \times 13 = 26,5 \text{ mm}$$

$$A = \frac{2 \times 26,5 \times 1000}{5} = 10600 \text{ mm}^2$$

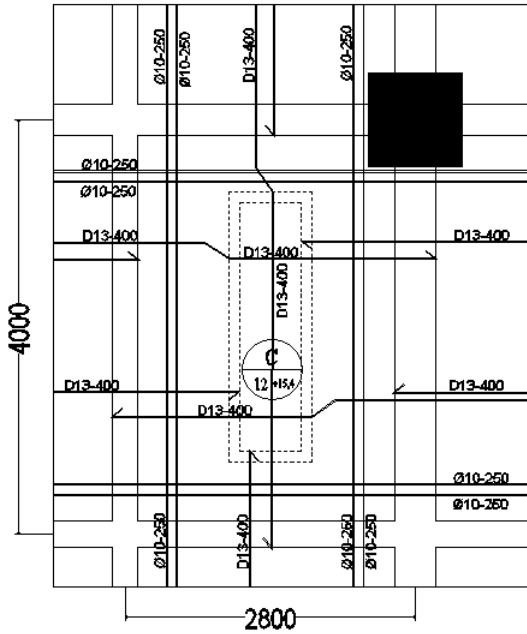
$$\begin{aligned} \text{Lebar retak} &= 11 \times 10^{-6} \times 0,85 \times 240 \times \sqrt{26,5 \times 10600} \\ &= 0,147 \text{ mm} \leq 0,3 \text{ mm (OKE)} \end{aligned}$$

Spasi max di permukaan tarik :

$$S = \frac{95000}{240} - 2,5 \times 20 = 345,833 \text{ mm} \geq S_{pakai} = 200 \text{ mm (OKE)}$$

Atau :

$$S = 300 \times \frac{252}{240} = 315 \text{ mm} \geq S_{pakai} = 200 \text{ mm (OKE)}$$



Gambar 4. 12 Detail Penulangan Pelat Tipe C

Tabel 4. 10 Rekap Perhitungan Momen Nominal Pada Penulangan Pelat

No		Tipe Pelat		Tebal (mm)	d' (mm)	Fc' Mpa	Fy Mpa	Ly (m)	Lx (m)	ly/lx	Arah	Koef	qD (kg/m <sup>2</sup> )	qL (kg/m <sup>2</sup> )	qU (kg/m <sup>2</sup> )	Mu (kgm)	Mn (Nmm)
1	Pelat Parkir Lantai 1 - 3	A	Mlx	120	20	30	400	3,1	2,075	1,5	dua	36	388	800	1745,60	270,572	3006359,600
			Mly	120	20	30	400	3,1	2,075	1,5	dua	17	388	800	1745,60	127,770	1419669,811
			Mtx	120	20	30	400	3,1	2,075	1,5	dua	76	388	800	1745,60	571,208	6346759,156
			Mty	120	20	30	400	3,1	2,075	1,5	dua	57	388	800	1745,60	428,406	4760069,367
2	Pelat Lantai 4 - 17		Mlx	120	20	30	400	3,1	2,375	1,3	dua	31	412	192	801,60	140,167	1557414,167
			Mly	120	20	30	400	3,1	2,375	1,3	dua	19	412	192	801,60	85,909	954544,167
			Mtx	120	20	30	400	3,1	2,375	1,3	dua	69	412	192	801,60	311,985	3466502,500
			Mty	120	20	30	400	3,1	2,375	1,3	dua	57	412	192	801,60	257,727	2863632,500
3	Pelat Parkir Lantai 1 - 3	B	Mlx	120	20	30	400	3,1	2,375	1,3	dua	31	388	800	1745,60	305,235	3391494,722
			Mly	120	20	30	400	3,1	2,375	1,3	dua	19	388	800	1745,60	187,079	2078658,056
			Mtx	120	20	30	400	3,1	2,375	1,3	dua	69	388	800	1745,60	679,393	7548810,833
			Mty	120	20	30	400	3,1	2,375	1,3	dua	57	388	800	1745,60	561,238	6235974,167
4	Pelat Lantai Atap		Mlx	120	20	30	400	3,1	2,375	1,3	dua	31	416	96	652,80	114,148	1268313,333
			Mly	120	20	30	400	3,1	2,375	1,3	dua	19	416	96	652,80	69,962	777353,333
			Mtx	120	20	30	400	3,1	2,375	1,3	dua	69	416	96	652,80	254,072	2823020,000
			Mty	120	20	30	400	3,1	2,375	1,3	dua	57	416	96	652,80	209,885	2332060,000
5	Pelat Lantai 4 - 17	C	Mlx	120	20	30	400	3,6	2,375	1,5	dua	36	412	192	801,60	162,775	1808610,000
			Mly	120	20	30	400	3,6	2,375	1,5	dua	17	412	192	801,60	76,866	854065,833
			Mtx	120	20	30	400	3,6	2,375	1,5	dua	76	412	192	801,60	343,636	3818176,667
			Mty	120	20	30	400	3,6	2,375	1,5	dua	57	412	192	801,60	257,727	2863632,500
6	Pelat Lantai 1 - 17	D	Mlx	120	20	30	400	2,4	2,075	1,2	dua	25	412	192	801,60	86,285	958719,167
			Mly	120	20	30	400	2,4	2,075	1,2	dua	21	412	192	801,60	72,479	805324,100
			Mtx	120	20	30	400	2,4	2,075	1,2	dua	59	412	192	801,60	203,632	2262577,233
			Mty	120	20	30	400	2,4	2,075	1,2	dua	54	412	192	801,60	186,375	2070833,400
7	Pelat Lantai 1 - 17	E	Mlx	120	20	30	400	2,1	2,375	1	dua	21	412	192	801,60	94,952	1055022,500
			Mly	120	20	30	400	2,1	2,375	1	dua	21	412	192	801,60	94,952	1055022,500
			Mtx	120	20	30	400	2,1	2,375	1	dua	52	412	192	801,60	235,119	2612436,667
			Mty	120	20	30	400	2,1	2,375	1	dua	52	412	192	801,60	235,119	2612436,667
8	Pelat Lantai 1 - 17	F	Mlx	120	20	30	400	2,875	2,075	1,4	dua	34	412	192	801,60	117,347	1303858,067
			Mly	120	20	30	400	2,875	2,075	1,4	dua	18	412	192	801,60	62,125	690277,800
			Mtx	120	20	30	400	2,875	2,075	1,4	dua	73	412	192	801,60	251,951	2799459,967
			Mty	120	20	30	400	2,875	2,075	1,4	dua	57	412	192	801,60	196,729	2185879,700
9	Pelat Lantai 1 - 17	G	Mlx	120	20	30	400	2,2	2,375	1	dua	21	412	192	801,60	94,952	1055022,500
			Mly	120	20	30	400	2,2	2,375	1	dua	21	412	192	801,60	94,952	1055022,500
			Mtx	120	20	30	400	2,2	2,375	1	dua	52	412	192	801,60	235,119	2612436,667
			Mty	120	20	30	400	2,2	2,375	1	dua	52	412	192	801,60	235,119	2612436,667
10	Pelat Lantai 6 - 17	H	Mlx	120	20	30	400	3,1	1,655	1,9	dua	40	412	192	801,60	87,824	975823,307
			Mly	120	20	30	400	3,1	1,655	1,9	dua	13	412	192	801,60	28,543	317142,575
			Mtx	120	20	30	400	3,1	1,655	1,9	dua	82	412	192	801,60	180,039	2000437,779
			Mty	120	20	30	400	3,1	1,655	1,9	dua	57	412	192	801,60	125,149	1390548,212

Tabel 4. 11 Rekap Perhitungan Penulangan Pelat

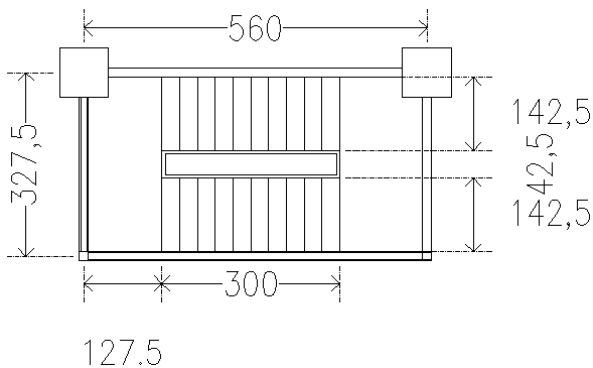
No	Tipe Pelat	D tul mm	d eff (mm)	Rn (N/mm <sup>2</sup> )	$\rho$ perlu	$\rho$ min	$\rho$ pakai	As perlu (mm <sup>2</sup> )	Diperlukan Tulangan	Dipasang Tulangan	Cek Jarak Tulangan	
1	Pelat Parkir Lantai 1 - 3	A	13	93,5	0,344	0,00087	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,162	0,00041	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,726	0,00184	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,544	0,00138	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
2	Pelat Lantai 4 - 17	A	13	93,5	0,178	0,00045	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,109	0,00027	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,397	0,00100	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,328	0,00082	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
3	Pelat Parkir Lantai 1 - 3	B	13	93,5	0,388	0,00098	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,238	0,00060	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,863	0,00220	0,002	0,002	205,378	D 13 - 646	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,713	0,00181	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
4	Pelat Lantai Atap	B	13	93,5	0,145	0,00036	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,089	0,00022	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,323	0,00081	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,267	0,00067	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
5	Pelat Lantai 4 - 17	C	13	93,5	0,207	0,00052	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,098	0,00024	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,437	0,00110	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,328	0,00082	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
6	Pelat Lantai 1 - 17	D	13	93,5	0,110	0,00027	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,092	0,00023	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,259	0,00065	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,237	0,00059	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
7	Pelat Lantai 1 - 17	E	13	93,5	0,121	0,00030	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,121	0,00030	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,299	0,00075	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,299	0,00075	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
8	Pelat Lantai 1 - 17	F	13	93,5	0,149	0,00037	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,079	0,00020	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,320	0,00081	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,250	0,00063	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
9	Pelat Lantai 1 - 17	G	13	93,5	0,121	0,00030	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,121	0,00030	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,299	0,00075	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,299	0,00075	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
10	Pelat Lantai 6 - 17	H	13	93,5	0,112	0,00028	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,036	0,00009	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,229	0,00057	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK
			13	93,5	0,159	0,00040	0,002	0,002	187,000	D 13 - 709	D 13 - 200	OK

## 4.2.2 Perencanaan Tangga

### a. Data Perencanaan Tangga

Tangga akan didesain dengan meletakkan pelat bordes pada setengah tinggi antar lantai dengan denah tangga seperti pada gambar 4.13 data desain sebagai berikut :

Mutu beton ( $f'c$ )	= 30 Mpa
Mutu baja ( $f_y$ )	= 400 Mpa
Tinggi Lt. dasar – Lt. 1	= 550 cm
Tinggi Lt. 1 – Lt. 17	= 330 cm
Tinggi Lt. 17 – Lt. Atap	= 400 cm
Panjang bordes	= 127,5 cm
Lebar bordes	= 327,5 cm
Lebar injakan	= 29 cm
Tinggi tanjakan	= 16 cm
Lebar tangga	= 142,5 cm
Tebal pelat tangga	= 22 cm
Tebal pelat bordes	= 15 cm
Tebal selimut beton	= 2 cm



Gambar 4. 13 Denah Tangga

Sudut kemiringan tangga

$$\alpha = \arctan t/i = \arctan 16/29 = 28,887^\circ$$

Syarat sudut kemiringan tangga

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

$$25^\circ \leq 28,887^\circ \leq 40^\circ \quad (\text{memenuhi})$$

Syarat lebar injakan dan tinggi tanjakan

$$60 \text{ cm} \leq 2t + i \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq (2 \cdot 16 \text{ cm}) + 29 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm}$$

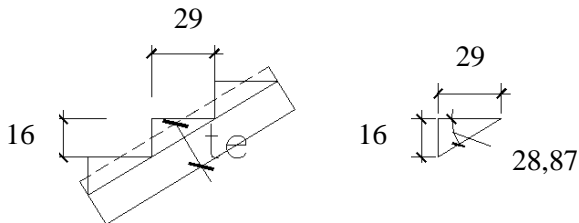
$$60 \text{ cm} \leq 61 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \quad (\text{memenuhi})$$

Jumlah tanjakan

$$\begin{aligned} n_t &= (\text{tinggipelatanaktangga})/t = (156 \text{ cm})/(16 \text{ cm}) \\ &= 10,313 \text{ buah} \approx 11 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jumlah injakan

$$n_i = n_t - 1 = 11 - 1 = 10 \text{ buah}$$



Gambar 4. 14 Detail Tangga

Tebal efektif pelat anak tangga

$$\text{Luas } \Delta_1 = \frac{1}{2} \cdot i \cdot t = \frac{1}{2} \cdot 29 \text{ cm} \cdot 16 \text{ cm} = 232 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Luas } \Delta_2 &= \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{i^2+t^2}) \cdot d = \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{28 \text{ cm}^2 + 17 \text{ cm}^2}) \cdot d \\ &= 16,56 \text{ cm} \cdot d \end{aligned}$$



Luas  $\Delta 1 = \text{Luas } \Delta 2$

$$232^2 = 16,56 \text{ cm} \cdot d$$

$$d = 14 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{2} d = 7 \text{ cm}$$

Tebal efektif pelat tangga =  $15 \text{ cm} + 7 \text{ cm} = 22 \text{ cm}$

Dari hasil perhitungan di atas, dihasilkan tebal pelat tangga 22 cm dan tebal bordes tangga 15 cm.

## b. Pembebanan Tangga dan Bordes

Pembebanan beban yang ada pada komponen struktur tangga disesuaikan dengan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983). Dan karena komponen struktur tangga merupakan salah satu komponen struktur sekunder maka direncanakan hanya menerima beban mati (DL) dan beban hidup (LL). Dalam hal ini, perhitungan beban-beban tangga dibagi atas pembebanan pada anak tangga dan pembebanan pada bordes.

### ➤ Pembebanan Pelat Anak Tangga

#### 1. Beban Mati

$$\text{Berat sendiri} = 0,22 \cdot 24 = 6,227 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat railing tangga} = 0,1 \text{ kN/m}^2 = 0,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat spesi 2 cm} = 2 \cdot 0,21 \text{ kN/m}^2 = 0,42 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Berat keramik 1 cm} = 1 \cdot 0,24 \text{ kN/m}^2 = \underline{0,24 \text{ kN/m}^2} +$$

$$qDL = 6,987 \text{ kN/m}^2$$

#### 2. Beban Hidup

$$\text{Berat hidup tangga } qLL = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

#### 3. Beban Ultimate ( $Q_u$ )

$$Q_u = 1,2 DL + 1,6 LL$$

$$= (1,2 \times 6,987 \text{ kN/m}^2) + (1,6 \times 4,79 \text{ kN/m}^2)$$

$$= 16,049 \text{ kN/m}^2 \times 1,425 \text{ m} = 22,870 \text{ kN/m}$$

### ➤ **Pembebanan Bordes**

#### 1. Beban Mati

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri} &= 0,15 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3 &&= 3,60 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Berat spesi 2 cm} &= 2 \cdot 0,21 \text{ kN/m}^2 &&= 0,42 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Berat railing tangga} &= 0,1 \text{ kN/m}^2 &&= 0,1 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Berat keramik 1 cm} &= 1 \cdot 0,24 \text{ kN/m}^2 &&= \underline{0,24 \text{ kN/m}^2} + \\ \text{qDL} &&&= 4,36 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

#### 2. Beban Hidup

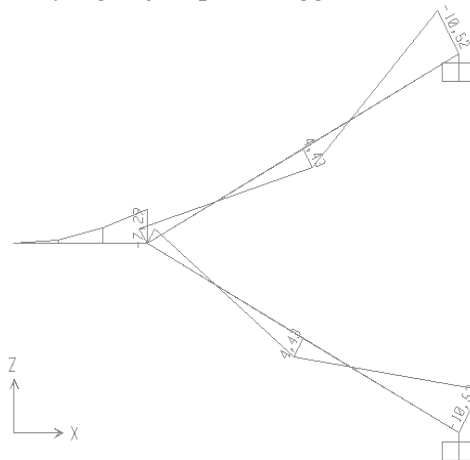
$$\text{Berat hidup bordes} \quad \text{qLL} = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

#### 3. Kombinasi Pembebanan Bordes

$$\begin{aligned} \text{Qu} &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= (1,2 \times 4,36 \text{ kN/m}^2) + (1,6 \times 4,79 \text{ kN/m}^2) \\ &= 12,896 \text{ kN/m}^2 \times 3,275 \text{ m} = 42,234 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

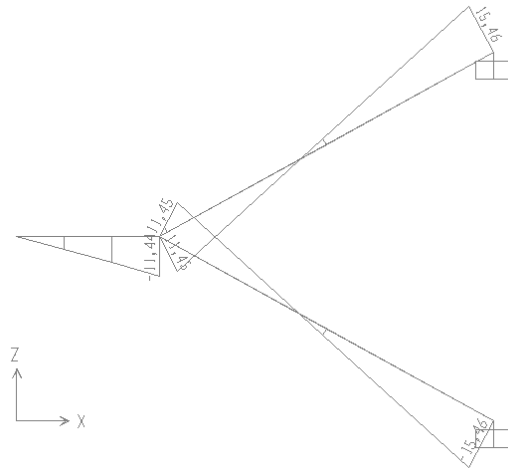
### c. **Analisa Struktur Tangga**

#### ➤ **Momen yang terjadi pada tangga**



Gambar 4. 15 Momen Tangga Kombinasi 1,2DL + 1,6LL

➤ Gaya geser yang terjadi pada tangga



Gambar 4. 16 Gaya Geser Tangga Kombinasi 1,2DL + 1,6LL

Sehingga didapatkan nilai :

$$M_u \text{ max} = 10,52 \text{ kNm} = 10520000 \text{ Nmm}$$

$$V_u \text{ max} = 15,46 \text{ kN}$$

**d. Perhitungan Tulangan Utama**

Direncanakan :

$$\text{Mutu beton (f}'_c) = 30 \text{ MPa} \quad \rightarrow \beta_1 = 0,836$$

$$\text{Tebal pelat (t)} = 220 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Ø tulangan} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tarik (f}_y) = 400 \text{ MPa}$$

$$d = 150 - 20 - \frac{1}{2} 13 = 123,5 \text{ mm}$$

$$d' = 150 - 20 - 13 - \frac{1}{2} 10 = 112 \text{ mm}$$

- Kebutuhan Tulangan Awal

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi \times f_y \times (0,95 \times d)}$$

$$A_s \geq \frac{10520000}{0,9 \times 400 \times (0,95 \times 123,5)} = 249,071 \text{ mm}^2$$

- Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times F_c' \times b} = \frac{249,071 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 3,907 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3,907}{0,836} = 4,675 \text{ mm}$$

$$0,375 \times dt = 0,375 \times 123,5 = 46,313 \text{ mm}$$

Syarat :  $c = 4,675 \text{ mm} \leq 0,375 \times dt = 46,313 \text{ mm}$  (**Asumsi benar**)

- Menentukan Kebutuhan Tulangan Terpasang

$$A_s \text{ perlu} \geq \frac{M_u}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s \text{ perlu} \geq \frac{10520000}{0,9 \times 400 \times \left(123,5 - \frac{3,907}{2}\right)} = 240,420 \text{ mm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{A_s \text{ perlu}}{b \times d} = \frac{240,420}{1000 \times 123,5} = 0,00195$$

- Cek Syarat Kebutuhan Tulangan Minimum

**(SNI 2847 : 2013 Pasal 17.12.2.1)**

Untuk  $F_y$  400 Mpa  $\rightarrow \rho = 0,0018$

Syarat :  $\rho \text{ min} < \rho \text{ perlu}$

$0,0018 > 0,00195$ , maka gunakan  $\rho \text{ perlu} = 0,00195$

- Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,00195 \times 1000 \times 123,5 = 240,42 \text{ mm}^2$$

$$N \text{ tul dalam } 1 \text{ m} = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{240,42}{132,732} = 1,811 \approx 2 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan dalam } 1 \text{ m} = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{2-1} = 1000 \text{ mm}$$

- Kontrol jarak tulangan  
 $S < 3 \times hf = 3 \times 150 \text{ mm} = 450 \text{ mm}$   
 $S < 2 \times hf = 2 \times 150 \text{ mm} = 300 \text{ mm}$   
 Yang menentukan adalah 300 mm  
 Cek :  $S = 1000 \text{ mm} < 300 \text{ mm} \rightarrow \text{(TIDAK OKE)}$   
 Maka, digunakan  $S = 200 \text{ mm}$
  - Jumlah tulangan terpasang  
 $N \text{ pasang} = \frac{1000+S}{S} = \frac{1000+200}{200} = 6 \text{ buah}$   
 Cek :  $A_s \text{ pasang} > A_s \text{ perlu}$   
 $6 \times 132,732 = 796,394 \text{ mm}^2 > 240,420 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OKE}$
- Sehingga, digunakan tulangan **D13 – 200 mm**

### Penulangan Susut

Tulangan arah melintang merupakan tulangan susut atau tulangan bagi struktur. Dengan  $\rho_{\text{susut}}$  untuk mutu tulangan 240 MPa adalah 0,0014.

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,0014 \times 1000 \times 123,5 = 172,9 \text{ mm}^2$$

$$N \text{ tul dalam } 1 \text{ m} = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{172,9}{132,732} = 1,303 \approx 2 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan dalam } 1 \text{ m} = \frac{1000}{n-1} = \frac{1000}{2-1} = 1000 \text{ mm}$$

- Kontrol jarak tulangan  
 $S < 5 \times hf = 5 \times 150 \text{ mm} = 750 \text{ mm}$   
 $S < 450 \text{ mm}$   
 Yang menentukan adalah 450 mm  
 Cek :  $S = 1000 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \rightarrow \text{(TIDAK OKE)}$   
 Maka, digunakan  $S = 300 \text{ mm}$
  - Jumlah tulangan terpasang  
 $N \text{ pasang} = \frac{1000+S}{S} = \frac{1000+300}{300} = 4,333 \approx 5 \text{ buah}$   
 Cek :  $A_s \text{ pasang} > A_s \text{ perlu}$   
 $5 \times 78,54 = 392,699 \text{ mm}^2 > 172,9 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OKE}$
- Sehingga, digunakan tulangan **Ø10 – 300 mm**

### e. Kontrol Ketebalan Pelat Terhadap Geser

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 Pasal 8.3.3 nilai  $V_u$  adalah :

$$V_u = 15,46 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 Pasal 8.6.1 dengan mengasumsikan material yang digunakan adalah beton normal, maka :  $\lambda = 1$

Nilai  $V_c$  berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 11.2.1.1 :

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{F_c'} \times b_w \times d = 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 123,5 \\ &= 114994,351 \text{ N} = 114,994 \text{ kN} \end{aligned}$$

Faktor reduksi untuk geser = 0,75 (SNI 2847:2013 psl 9.3.2.3)

$$\Phi V_c = 0,75 \times 114,994 = 86,246 \text{ kN}$$

Cek :  $\Phi V_c = 86,246 \text{ kN} > V_u = 15,46 \text{ kN} \rightarrow$  **(OKE)**

### Cek jarak tulangan terhadap kontrol retak

Spasi tulangan terdekat ke muka tarik,  $S$  tidak boleh melebihi yang diberikan berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 10.6.4 :

$$S = 380 \times \left( \frac{280}{F_s} \right) - 2,5 C_c$$

Tetapi tidak lebih besar dari :

$$S = 300 \times \left( \frac{280}{F_s} \right)$$

Dimana :

$C_c$  = jarak terkecil permukaan tulangan ke muka tarik = 20 mm

$$F_s = \frac{2}{3} \times F_y = \frac{2}{3} \times 400 = 266,667 \text{ MPa}$$

Maka :

$$S = 380 \times \left( \frac{280}{266,667} \right) - 2,5 \times 20 = 349 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \quad \text{(OKE)}$$

Dan tidak lebih dari :

$$S = 300 \times \left( \frac{280}{266,667} \right) = 315 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \quad \text{(OKE)}$$

### f. Kontrol Lentutan

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 batasan lendutan untuk balok

$$\text{adalah } \frac{l}{240} = \frac{300}{240} = 1,25 \text{ cm}$$

$$M_a = 10,52 \text{ kNm} = 10520000 \text{ Nmm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{100 \times 22^3}{12} = 88789,26 \text{ cm}^4 = 887892648,9 \text{ mm}^4$$

$$f_r = 0,62\sqrt{f_c'} = 0,62\sqrt{30} = 3,396 \text{ MPa}$$

$$Y_t = \frac{h}{2} = \frac{150}{2} = 75 \text{ mm}$$

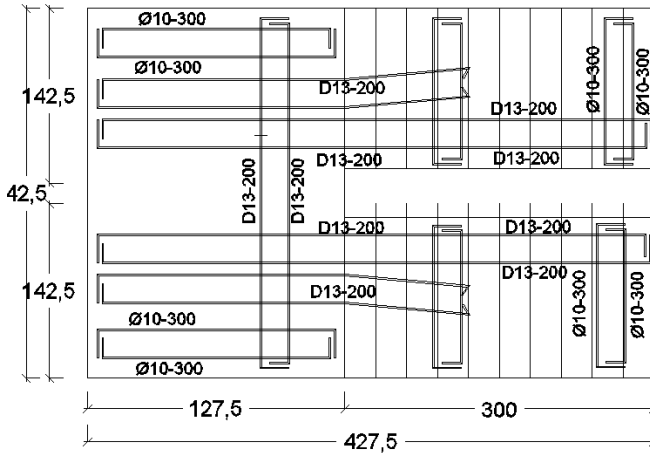
$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{3,396 \times 887892648,9}{75} = 40202356,818 \text{ Nmm}$$

Karena  $M_a < M_{cr}$ , maka inersia yang digunakan adalah inersia penampang efektif ( $I_e$ ).

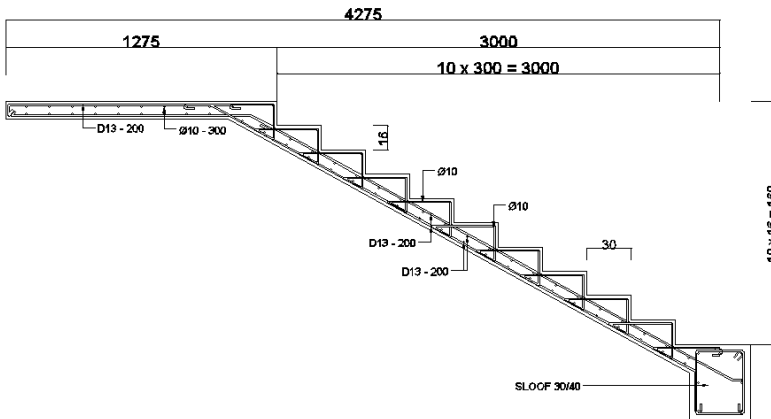
$$\begin{aligned} \delta &= \left( \frac{5}{384} \right) \times \left( \frac{q_{ijin} L^4}{EI} \right) = \frac{5 \times 22,879 \times 300^4}{384 \times 25742,96 \times 88789,265} \\ &= 1,055 \text{ cm} \end{aligned}$$

Kontrol penampang terhadap lendutan seketika :

$$\delta_i = 1,055 \text{ cm} < \delta_{ijin} = 1,25 \text{ cm} \quad \text{(OKE)}$$



Gambar 4. 17 Denah Penulangan Tangga



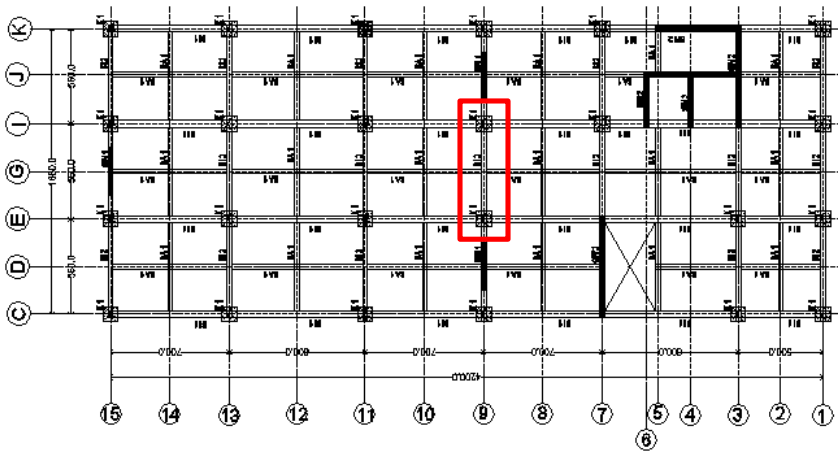
Gambar 4. 18 Penulangan Potongan Tangga

### 4.2.3 Perencanaan Balok Anak

Balok anak adalah salah satu struktur sekunder yang memiliki peranan, yakni membagi beban yang diterima oleh balok induk akibat beban pelat pada balok yang bentangnya relatif panjang, sehingga mampu memperkecil lendutan pada



pelat. Beban yang bekerja pada balok anak adalah berat sendiri balok ditambah dengan semua beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup di atasnya). Distribusi beban pada balok pendukung bisa berupa beban segitiga pada lajur pendek serta beban trapesium pada lajur yang panjang yang kemudian beban-beban tersebut di ekuivalensikan menjadi beban merata.



Gambar 4. 19 Denah Balok Lantai 5

#### a. Data Perencanaan

Data Perencanaan balok anak :

Tinggi balok anak ( $h$ )	= 40 cm
Lebar balok anak ( $b$ )	= 30 cm
Bentang balok anak ( $L$ )	= 5,6 m
Jarak antar balok	= 3,5 m
Mutu beton ( $F_c'$ )	= 30 Mpa
D tulangan lentur	= 19 mm
Mutu baja lentur ( $F_y$ )	= 400 Mpa
$\emptyset$ tulangan geser	= 13 mm

Mutu baja geser ( $F_y$ ) = 240 Mpa

Cover = 40 mm

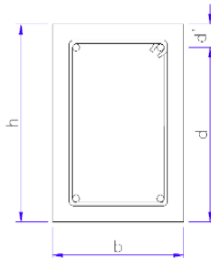
$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7}$$

(SNI 03-2847-2013 Ps.10.2.7.3)

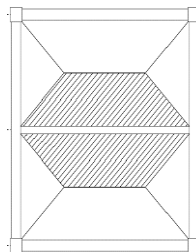
$$= 0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,836$$

### Tinggi Manfaat Rencana

- $d = h - \text{decking} - \text{ØSengkang} - (\frac{1}{2} \text{Ølentur})$   
 $= 400 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 19 \text{ mm}) = 337,5 \text{ mm}$
- $d' = \text{decking} + \text{ØSengkang} + (\frac{1}{2} \text{Ølentur})$   
 $= 40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 19 \text{ mm}) = 62,5 \text{ mm}$



Gambar 4. 20 Tinggi Efektif Balok



Gambar 4. 21 Tributari pembebanan pelat pada balok anak

## b. Pembebanan Balok Anak

Pada sub bab ini diambil contoh balok anak pada lantai 1.

- Beban mati pelat ( $qD$ ) = 4,12 kN/m
- Beban hidup pelat ( $qL$ ) = 1,92 kN/m
- $q$  pelat =  $1,2qD + 1,6qL = (1,2 \times 4,12) + (1,6 \times 1,92)$   
= 8,02 kN/m
- $q$  dinding =  $b_j \times h = 0,06 \times 5,5 = 3,30$  kN/m
- $q$  balok =  $b \times h \times b_j = 0,3 \times 0,4 \times 24 = 2,88$  kN/m
- $q$  trapesium =  $\frac{1}{2} \times q \text{ pelat} \times l_x \times \left(1 - \left(\frac{1}{3} \times \frac{l_x^2}{l_y^2}\right)\right)$   
=  $\frac{1}{2} \times 8,02 \times 3,5 \times \left(1 - \left(\frac{1}{3} \times \frac{3,5^2}{5,6^2}\right)\right) = 12,201$  kNm
- Beban yang dipikul balok  
 $q = 2 \times (q \text{ trapesium} + q \text{ dinding} + q \text{ balok})$   
=  $2 \times (12,201 + 3,30 + 2,88) = 36,763$  kN/m
- Momen yang terjadi (SNI 2847 : 2013 pasal 8.3.3)  
 $l_n = \text{bentang bersih balok}$   
=  $5,6 - (2 \times (0,5 \times 0,04)) = 5,56$  m  
Momen tumpuan =  $\frac{1}{10} \times 36,763 \times 5,56^2 = 113,647$  kNm  
Momen lapangan =  $\frac{1}{16} \times 36,763 \times 5,56^2 = 71,030$  kNm  
Geser =  $\frac{q \times l_n}{2} = \frac{36,763 \times 5,56}{2} = 102,201$  kN

## c. Perhitungan Penulangan Lentur

### ➤ Daerah Tumpuan

$$M_u = 113,647 \text{ kNm} = 113647281,26 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{113647281,26}{0,9} = 1262747756,956 \text{ Nmm}$$

- Kebutuhan Tulangan Awal

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi \times f_y \times (0,9 \times d)}$$

$$A_s \geq \frac{113647281,26}{0,9 \times 400 \times (0,9 \times 337,5)} = 1039,298 \text{ mm}^2$$

- Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times F_c' \times b} = \frac{1039,298 \times 400}{0,85 \times 30 \times 300} = 54,342 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{54,342}{0,836} = 65,025 \text{ mm}$$

$$0,375 \times d_t = 0,375 \times 337,5 = 126,563 \text{ mm}$$

Syarat :  $c=65,025\text{mm} \leq 0,375 \times d_t=126,563\text{mm}$  (**Asumsi benar**)

- Menentukan Kebutuhan Tulangan Terpasang

$$A_s \text{ perlu} \geq \frac{M_u}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s \text{ perlu} \geq \frac{113647281,26}{0,9 \times 400 \times \left(337,5 - \frac{54,342}{2}\right)} = 1017,266 \text{ mm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{A_s \text{ perlu}}{b \times d} = \frac{1017,266}{300 \times 337,5} = 0,01005$$

- Cek Syarat Kebutuhan Tulangan Minimum  
(SNI 2847 : 2013 Pasal 10.5.1)

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{F_c'}}{F_y} \times b \times d \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 300 \times 337,5 = 346,606 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Atau

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{1,4}{F_y} \times b \times d \\ &= \frac{1,4}{400} \times 300 \times 337,5 = 354,375 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Yang menentukan adalah  $354,375 \text{ mm}^2$

Karena  $A_s \text{ perlu} > A_s \text{ min}$ , maka digunakan  $1017,266 \text{ mm}^2$

- Menentukan jumlah tulangan utama terpasang  

$$N \text{ tul} = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{1017,266}{283,64} = 3,586 \approx 4 \text{ buah}$$
 Dibutuhkan tulangan lentur 4 D 19
- Cek tulangan terpasang  

$$As \text{ pasang} > As \text{ perlu}$$

$$4 \times 283,64 = 1134,56 \text{ mm}^2 > 1017,266 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{(OKE)}$$
- Kontrol Jarak Tulangan  
 Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 7.6.1, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :  

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset \text{sengkang} - n \cdot \emptyset \text{tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 4 \times 19}{4 - 1} = 39 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \rightarrow \text{(OKE)}$$
 Jadi, dari hasil perhitungan didapat tulangan **4 D 19**

### ➤ Daerah Lapangan

$$Mu = 71,030 \text{ kNm} = 71029550,788 \text{ Nmm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{71029550,788}{0,9} = 78921723,097 \text{ Nmm}$$

- Kebutuhan Tulangan Awal

$$As \geq \frac{Mu}{\emptyset \times fy \times (0,9 \times d)}$$

$$As \geq \frac{71029550,788}{0,9 \times 400 \times (0,9 \times 337,5)} = 649,562 \text{ mm}^2$$

- Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{As \times Fy}{0,85 \times Fc' \times b} = \frac{649,562 \times 400}{0,85 \times 30 \times 300} = 33,964 \text{ mm}$$

- $c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{33,964}{0,836} = 40,641 \text{ mm}$

- $0,375 \times dt = 0,375 \times 337,5 = 126,563 \text{ mm}$

Syarat :  $c=40,641 \text{ mm} \leq 0,375 \times dt=126,563 \text{ mm}$  (**Asumsi benar**)

- Menentukan Kebutuhan Tulangan Terpasang

$$As \text{ perlu} \geq \frac{Mu}{\phi \times fy \times (d - \frac{a}{2})}$$

$$As \text{ perlu} \geq \frac{71029550,788}{0,9 \times 400 \times \left(337,5 - \frac{33,964}{2}\right)} = 615,579 \text{ mm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{As \text{ perlu}}{b \times d} = \frac{615,579}{300 \times 337,5} = 0,00608$$

- Cek Syarat Kebutuhan Tulangan Minimum  
(SNI 2847 : 2013 Pasal 10.5.1)

$$\begin{aligned} As \text{ min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{Fc'}}{Fy} \times bw \times d \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 300 \times 337,5 = 346,606 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Atau

$$\begin{aligned} As \text{ min} &= \frac{1,4}{Fy} \times bw \times d \\ &= \frac{1,4}{400} \times 300 \times 337,5 = 354,375 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Yang menentukan adalah 354,375 mm<sup>2</sup>

Karena As perlu > As min, maka digunakan 615,579 mm<sup>2</sup>

- Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

$$N \text{ tul} = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{615,579}{283,64} = 0,061 \approx 2 \text{ buah}$$

Dibutuhkan tulangan lentur 2 D 19

- Cek tulangan terpasang

As pasang > As perlu

$$2 \times 283,64 = 567,28 \text{ mm}^2 > 615,579 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{(OKE)}$$

- Kontrol Jarak Tulangan

Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 7.6.1, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm.

Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \text{Øsengkang} - n \cdot \text{Øtulutama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 2 \times 19}{2 - 1} = 156 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \rightarrow \text{(OKE)}$$

Jadi, dari hasil perhitungan didapat tulangan **2 D 19**

#### d. Perhitungan Penulangan Geser

Jumlah kaki = 2 kaki

Faktor reduksi geser  $\Phi$  = 0,75

- Gaya geser ultimate

$$V_u = 102,201 \text{ kN}$$

- Gaya geser beton

$$V_u' = \frac{V_u}{0,5 \times Ln} \times ((0,5 \times Ln) - d)$$

$$= \frac{102,201}{0,5 \times 5560} \times ((0,5 \times 5560) - 337,5)$$

$$= 89,793 \text{ kN} = 89793,322 \text{ N}$$

- Kuat geser beton (SNI 2847 : 2013 pasal 11.2.1.1)

$$V_c = 0,17 \times \lambda \times \sqrt{F_c'} \times bw \times d$$

$$= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 300 \times 337,5 = 94276,745 \text{ N}$$

$$\Phi V_c = 0,75 \times 94276,745 = 70707,559 \text{ N}$$

- Cek kebutuhan tulangan geser (SNI 2847 : 2013 pasal 11.4.7.1)

$$V_u' > \Phi V_c \rightarrow \text{Maka, butuh tulangan geser}$$

$$89793,745 \text{ N} > 70707,559 \text{ N} \rightarrow \text{Butuh tulangan geser}$$

- Kuat geser (SNI 2847 : 2013 pasal 11.1.1)

$$\Phi(V_c + V_s) \geq V_u'$$

$$0,75 \times (94276,745 \text{ N} + V_s) \geq 89793,322 \text{ N}$$

$$70707,559 + 0,75V_s \geq 89793,322 \text{ N}$$

$$V_s \geq 25447,684 \text{ N}$$

- Desain tulangan geser (SNI 2847 : 2013 pasal 11.4.7.2)

$$V_s = \frac{A_v \times F_y \times d}{s}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{F_y \times d} = \frac{25447,684}{400 \times 337,5} = 0,314 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Digunakan sengkang 2 kaki

$$A_v = 2 \times A_s \text{ sengkang} = 2 \times 132,786 = 265,571 \text{ mm}^2$$

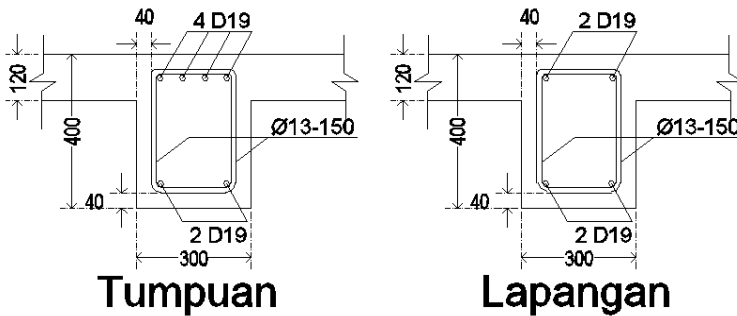
$$s = \frac{A_v}{A_v/s} = \frac{265,571}{0,314} = 845,314 \text{ mm}$$

- Cek jarak sengkang

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{337,5}{2} = 168,8 \text{ mm}$$

$$845,314 \text{ mm} > 168,8 \text{ mm} \rightarrow \text{(TIDAK OKE)}$$

Maka, digunakan sengkang 2 kaki  $\emptyset 13 - 150$



Gambar 4. 22 Detail Tulangan Balok Anak

#### 4.2.4 Perencanaan Balok Lift

##### a. Data Perencanaan

Balok lift merupakan balok yang digunakan untuk keperluan ruang mesin lift. Pada gedung Hotel Dafam Surabaya, lift penumpang yang digunakan adalah lift yang



diproduksi oleh “Hyundai Elevator” yang memiliki data sebagai berikut :

Tipe Lift = Passenger Elevator

Kapasitas = 15 orang (1000 kg)

Lebar pintu (OP) = 900 mm

Dimensi sangkar (*car size*) :

*Outside* = 1660 x 1655

*Inside* = 1600 x 1500

*Hoistway* = 2050 x 2130

Beban ruang mesin :

R1 = 5450 kg = 54,5 kN

R2 = 4300 kg = 43 kN

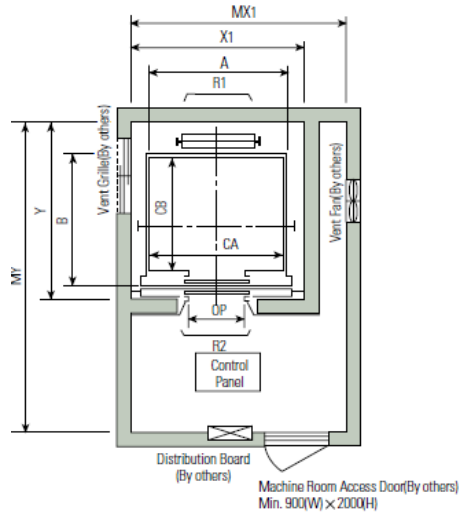
Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam tabel 4.12 :

Tabel 4. 12 Spesifikasi Passenger Elevator

■ Standard Dimensions & Reactions

(Unit : mm)

Speed (m/min)	Capacity		Clear Opening OP	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction(kg)	
	Persons	kg		Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth	R1	R2
			CA × CB	A × B	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY			
60	6	450	800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000
	8	550	800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250
	9	600	800	1400 × 1130	1460 × 1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450
90	10	700	800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700
	11	750	800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800
105	13	900	900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750
	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450	4300
120	17	1150	1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100
			1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800		
150	20	1350	1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	7250	2380	2600	4900	7500	4200	7800	6000
			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
				2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	8300	2280	3000	5650	8700	4200		



Gambar 4. 23 Denah Lift

Data desain balok lift :

- Mutu beton ( $F_c'$ ) = 30 MPa
- Tinggi balok ( $h$ ) = 45 cm = 450 mm
- Lebar balok ( $b$ ) = 30 cm = 300 mm
- Selimut beton = 40 mm
- D tulangan lentur = 19 mm  $\rightarrow A_s = 283,643 \text{ mm}^2$   
Mutu baja ( $F_y$ ) = 400 MPa
- $\emptyset$  tulangan sengkang = 13 mm  $\rightarrow A_s = 132,786 \text{ mm}^2$   
Mutu baja ( $F_y$ ) = 240 MPa

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

(SNI 03-2847-2013 Ps.10.2.7.3)

$$= 0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,836$$

Perencanaan dimensi balok lift :

- Untuk balok dengan panjang 540 cm

$$h = \frac{L}{12} = \frac{540}{12} = 45 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 45 = 30 \text{ cm}$$

Tinggi Manfaat Rencana :

- $d = h - \text{decking} - \text{ØSengkang} - (\frac{1}{2} \text{Ølentur})$   
 $= 450 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 19 \text{ mm}) = 387,5 \text{ mm}$
- $d' = \text{decking} + \text{ØSengkang} + (\frac{1}{2} \text{Ølentur})$   
 $= 40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 19 \text{ mm}) = 62,5 \text{ mm}$

## b. Pembebanan Balok Lift

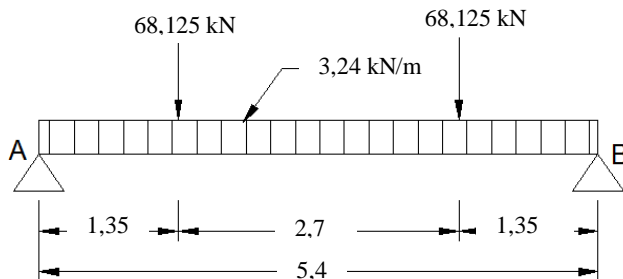
### Beban Kejut

Berdasarkan SNI 1727-2012 Ps 4.10.2 koefisien untuk memperhitungkan besarnya beban kejut boleh diambil sebesar 25 persen.

$$P = (1+0,25) \times 54,5 = 68,125 \text{ kN}$$

$$qd = 0,3 \times 0,45 \times 24 = 3,24 \text{ kN/m}$$

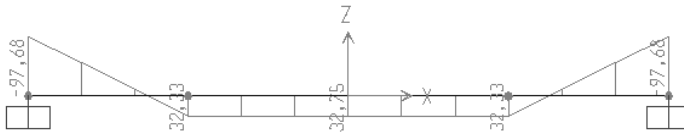
Ilustrasi pembebanan balok lift dapat dilihat pada gambar 4.24



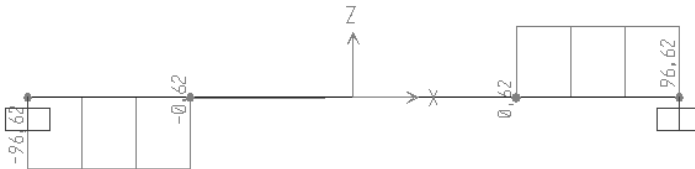
Gambar 4. 24 Ilustrasi pembebanan balok lift

### c. Analisa Gaya Dalam Balok Lift

Balok lift yang tertumpu jepit pada kedua tumpuannya menjadikan balok tersebut tergolong mekanika statis tak tentu, sehingga penyelesaian analisis gaya dalamnya tidak dapat diselesaikan secara sederhana. Oleh karena itu, dalam mencari gaya dalam balok lift digunakan program bantu analisis sehingga didapatkan gaya dalam seperti pada Gambar 4.29 untuk momen dan Gambar 4.30 untuk gaya geser.



Gambar 4. 25 Momen balok lift kombinasi 1,4D



Gambar 4. 26 Geser balok lift kombinasi 1,4D (kN)

Momen Tumpuan = 97,68 kNm

Momen Lapangan = 32,75 kNm

Geser = 96,62 kN

### d. Perhitungan Penulangan Lentur

#### ➤ Daerah Tumpuan

$M_u = 97,68 \text{ kNm} = 97680000 \text{ Nmm}$

- Kebutuhan Tulangan Awal

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi \times f_y \times (0,9 \times d)}$$

$$A_s \geq \frac{97680000}{0,9 \times 400 \times (0,9 \times 387,5)} = 778,017 \text{ mm}^2$$

- Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{As \times Fy}{0,85 \times Fc' \times b} = \frac{778,017 \times 400}{0,85 \times 30 \times 300} = 40,681 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{40,681}{0,836} = 48,678 \text{ mm}$$

$$- 0,375 \times dt = 0,375 \times 387,5 = 145,313 \text{ mm}$$

Syarat :  $c=48,678\text{mm} \leq 0,375 \times dt=145,313\text{mm}$  (**Asumsi benar**)

- Menentukan Kebutuhan Tulangan Terpasang

$$As \text{ perlu} \geq \frac{Mu}{\phi \times fy \times (d - \frac{a}{2})}$$

$$As \text{ perlu} \geq \frac{97680000}{0,9 \times 400 \times (387,5 - \frac{40,681}{2})} = 739,006 \text{ mm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{As \text{ perlu}}{b \times d} = \frac{739,006}{300 \times 387,5} = 0,00636$$

- Cek Syarat Kebutuhan Tulangan Minimum (SNI 2847 : 2013 Pasal 10.5.1)

$$As \text{ min} = \frac{0,25 \times \sqrt{Fc'}}{Fy} \times bw \times d$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 300 \times 387,5 = 397,955 \text{ mm}^2$$

Atau

$$As \text{ min} = \frac{1,4}{Fy} \times bw \times d$$

$$= \frac{1,4}{400} \times 300 \times 387,5 = 406,875 \text{ mm}^2$$

Yang menentukan adalah  $406,875 \text{ mm}^2$

Karena  $As \text{ perlu} > As \text{ min}$ , maka digunakan  $739,006 \text{ mm}^2$

- Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

$$N \text{ tul} = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{739,006}{283,643} = 2,605 \approx 3 \text{ buah}$$

Dibutuhkan tulangan lentur 3 D 19

- Cek tulangan terpasang  
As pasang > As perlu  
 $3 \times 283,643 = 850,929 \text{ mm}^2 > 739,006 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{(OKE)}$
- Kontrol Jarak Tulangan  
Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 7.6.1, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :  
$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset \text{senggang} - n \cdot \emptyset \text{tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$
$$= \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 3 \times 19}{3 - 1} = 68,5 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \rightarrow \text{(OKE)}$$

Jadi, dari hasil perhitungan didapat tulangan **3 D 19**

### ➤ Daerah Lapangan

$$M_u = 32,75 \text{ kNm} = 32750000 \text{ Nmm}$$

- Kebutuhan Tulangan Awal

$$A_s \geq \frac{M_u}{\emptyset \times f_y \times (0,9 \times d)}$$

$$A_s \geq \frac{32750000}{0,9 \times 400 \times (0,9 \times 387,5)} = 260,852 \text{ mm}^2$$

- Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times F_c' \times b} = \frac{260,852 \times 400}{0,85 \times 30 \times 300} = 13,639 \text{ mm}$$

- $c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{13,639}{0,836} = 16,321 \text{ mm}$
- $0,375 \times d_t = 0,375 \times 387,5 = 145,313 \text{ mm}$

Syarat :  $c = 16,321 \text{ mm} \leq 0,375 \times d_t = 145,313 \text{ mm}$  (**Asumsi benar**)

- Menentukan Kebutuhan Tulangan Terpasang

$$A_s \text{ perlu} \geq \frac{M_u}{\emptyset \times f_y \times (d - \frac{a}{2})}$$

$$As \text{ perlu} \geq \frac{32750000}{0,9 \times 400 \times \left(387,5 - \frac{13,639}{2}\right)} = 238,973 \text{ mm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{As \text{ perlu}}{b \times d} = \frac{238,973}{300 \times 387,5} = 0,00206$$

- Cek Syarat Kebutuhan Tulangan Minimum (SNI 2847 : 2013 Pasal 10.5.1)

$$\begin{aligned} As \text{ min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{F_c'}}{F_y} \times b_w \times d \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 300 \times 387,5 = 397,955 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Atau

$$\begin{aligned} As \text{ min} &= \frac{1,4}{F_y} \times b_w \times d \\ &= \frac{1,4}{400} \times 300 \times 387,5 = 406,875 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Yang menentukan adalah 406,875 mm<sup>2</sup>

Karena As perlu > As min, maka digunakan 406,875 mm<sup>2</sup>

- Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

$$N \text{ tul} = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{406,875}{283,643} = 1,434 \approx 2 \text{ buah}$$

Dibutuhkan tulangan lentur 2 D 19

- Cek tulangan terpasang

As pasang > As perlu

$$2 \times 283,643 = 567,286 \text{ mm}^2 > 406,875 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{(OKE)}$$

- Kontrol Jarak Tulangan

Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 7.6.1, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned} S &= \frac{b_w - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \text{Øsenggang} - n \cdot \text{Øtul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm} \\ &= \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 2 \times 19}{2 - 1} = 156 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \rightarrow \text{(OKE)} \end{aligned}$$

Jadi, dari hasil perhitungan didapat tulangan **2 D 19**

### e. Perhitungan Penulangan Geser

Jumlah kaki = 2 kaki

Faktor reduksi geser  $\Phi$  = 0,75

- Gaya geser ultimate

$$V_u = 96,62 \text{ kN}$$

- Gaya geser beton

$$\begin{aligned} V_u' &= \frac{V_u}{0,5 \times L_n} \times ((0,5 \times L_n) - d) \\ &= \frac{96,62}{0,5 \times 5400} \times ((0,5 \times 5400) - 387,5) \\ &= 82,753 \text{ kN} = 82753,241 \text{ N} \end{aligned}$$

- Kuat geser beton (SNI 2847 : 2013 pasal 11.2.1.1)

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{F_c'} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 300 \times 387,5 = 108243,67 \text{ N} \\ \Phi V_c &= 0,75 \times 108243,67 = 81182,753 \text{ N} \end{aligned}$$

- Cek kebutuhan tulangan geser (SNI 2847 : 2013 pasal 11.4.7.1)

$$\begin{aligned} V_u' > \Phi V_c &\rightarrow \text{Maka, butuh tulangan geser} \\ 82753,241 \text{ N} > 81182,753 \text{ N} &\rightarrow \text{Butuh tulangan geser} \end{aligned}$$

- Kuat geser (SNI 2847 : 2013 pasal 11.1.1)

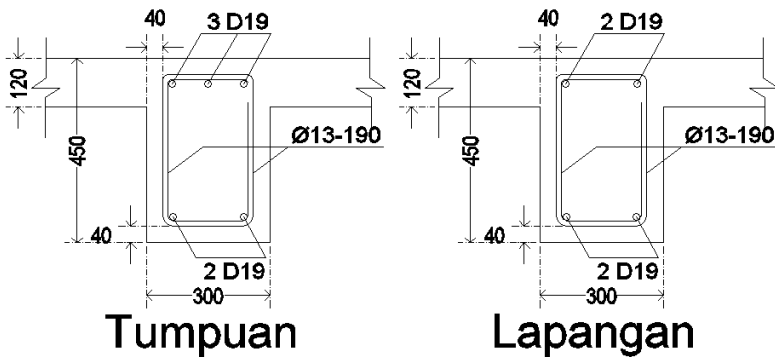
$$\begin{aligned} \Phi(V_c + V_s) &\geq V_u' \\ 0,75 \times (108243,67 \text{ N} + V_s) &\geq 82753,241 \text{ N} \\ 81182,753 + 0,75V_s &\geq 82753,241 \text{ N} \\ V_s &\geq 2093,984 \text{ N} \end{aligned}$$

- Desain tulangan geser (SNI 2847 : 2013 pasal 11.4.7.2)

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \times F_y \times d}{S} \\ \frac{A_v}{S} &= \frac{V_s}{F_y \times d} = \frac{2093,984}{240 \times 387,5} = 0,0225 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$



- Digunakan sengkang 2 kaki  
 $A_v = 2 \times A_s \text{ sengkang} = 2 \times 132,786 = 265,571 \text{ mm}^2$   
 $S = \frac{A_v}{A_v/S} = \frac{265,571}{0,0225} = 11794,81 \text{ mm}$
- Cek jarak sengkang  
 $S \leq \frac{d}{2} = \frac{387,5}{2} = 193,75 \text{ mm}$   
 $11794,81 \text{ mm} > 193,75 \text{ mm} \rightarrow \text{(TIDAK OKE)}$   
 Maka, digunakan sengkang 2 kaki  $\text{Ø}13 - 190$

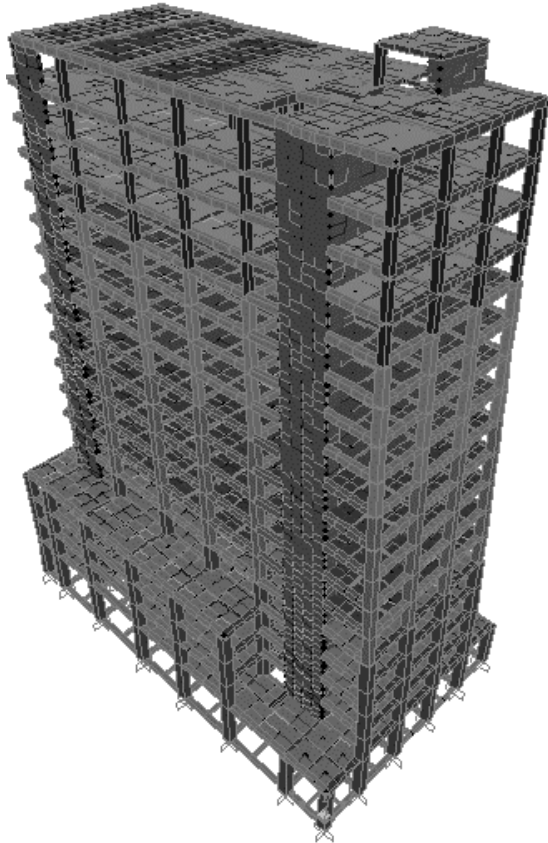


Gambar 4. 27 Detail Tulangan Balok Lift

## 4.3 PEMODELAN STRUKTUR

### 4.3.1 Umum

Perencanaan struktur gedung ini dimodelkan terlebih dahulu sebagai sistem ganda, yaitu suatu gedung dengan asumsi bahwa struktur memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding geser dan rangka pemikul momen dimana yang tersebut terakhir ini harus secara tersendiri sanggup memikul sedikitnya 25 % dari beban dasar geser nominal. Pemodelan struktur ini dapat dilihat pada gambar 4.28.



*Gambar 4. 28 Pemodelan modifikasi struktur gedung Hotel Dafam Surabaya pada program bantu*

#### **4.3.2 Kontrol Antara Berat Struktur Manual dengan SAP**

Perhitungan beban mati dan beban hidup gedung My Tower Surabaya pada masing-masing lantai.



$W_i$	Keterangan	Uraian Perhitungan							$W_i$		
W <sub>6</sub> (Lantai 4)	Kolom	1	x	1	x	3,3	x	2400	x	22	174240,000
	BI 1	0,5	x	0,65	x	230,56	x	2400	179836,800		
	BI 2	0,55	x	0,65	x	176,1	x	2400	151093,800		
	Balok anak	0,3	x	0,4	x	387,33	x	2400	111551,040		
	Keramik	659,47	x	24	15827,280						
	Spesi	659,47	x	42	27697,740						
	Plafond & penggantung	659,47	x	18	11870,460						
	Utilitas	659,47	x	40	26378,800						
	Plat lantai	659,47	x	2400	x	0,12	189927,360				
	SW 1	18,3	x	3,30	x	0,30	x	2400	43480,800		
	SW 2	16,46	x	3,30	x	0,25	x	2400	32590,800		
TOTAL									964494,880		
W <sub>5</sub> (Lantai 5)	Kolom	0,85	x	0,85	x	3,3	x	2400	x	22	125888,400
	BI 1	0,5	x	0,65	x	151,56	x	2400	118216,800		
	BI 2	0,55	x	0,65	x	99,3	x	2400	85199,400		
	Balok anak	0,3	x	0,4	x	271,83	x	2400	78287,040		
	Keramik	659,47	x	24	15827,280						
	Spesi	659,47	x	42	27697,740						
	Plafond & penggantung	659,47	x	18	11870,460						
	Utilitas	659,47	x	40	26378,800						
	Plat lantai	659,47	x	2400	x	0,12	189927,360				
	SW 1	18,3	x	3,30	x	0,30	x	2400	43480,800		
	SW 2	16,46	x	3,30	x	0,25	x	2400	32590,800		
TOTAL									755364,880		
W <sub>6</sub> - W <sub>5</sub> (Lantai 6-9)	Kolom	0,85	x	0,85	x	3,3	x	2400	x	22	125888,400
	BI 1	0,5	x	0,65	x	159,56	x	2400	124456,800		
	BI 2	0,55	x	0,65	x	99,3	x	2400	85199,400		
	Balok anak	0,3	x	0,4	x	329,03	x	2400	94760,640		
	Keramik	681,87	x	24	16364,880						
	Spesi	681,87	x	42	28638,540						
	Plafond & penggantung	681,87	x	18	12273,660						
	Utilitas	681,87	x	40	27274,800						
	Plat lantai	681,87	x	2400	x	0,12	196378,560				
	SW 1	18,3	x	3,30	x	0,30	x	2400	43480,800		
	SW 2	16,46	x	3,30	x	0,25	x	2400	32590,800		
TOTAL									787307,280		
W <sub>10</sub> - W <sub>13</sub> (Lantai 10 - 13)	Kolom	0,75	x	0,75	x	3,3	x	2400	x	22	98010,000
	BI 1	0,5	x	0,65	x	159,56	x	2400	124456,800		
	BI 2	0,55	x	0,65	x	99,3	x	2400	85199,400		
	Balok anak	0,3	x	0,4	x	329,03	x	2400	94760,640		
	Keramik	681,87	x	24	16364,880						
	Spesi	681,87	x	42	28638,540						
	Plafond & penggantung	681,87	x	18	12273,660						
	Utilitas	681,87	x	40	27274,800						
	Plat lantai	681,87	x	2400	x	0,12	196378,560				
	SW 1	18,3	x	3,30	x	0,30	x	2400	43480,800		
	SW 2	16,46	x	3,30	x	0,25	x	2400	32590,800		
TOTAL									759428,880		

$W_i$	Keterangan	Uraian Perhitungan						$W_i$			
W <sub>14</sub> - W <sub>16</sub> (Lantai 14 - 16)	Kolom	0,65	x	0,65	x	3,3	x	2400	x	22	73616,400
	BI 1	0,5	x	0,65	x	159,56	x	2400			124456,800
	BI 2	0,55	x	0,65	x	99,3	x	2400			85199,400
	Balok anak	0,3	x	0,4	x	329,03	x	2400			94760,640
	Keramik			681,87			x	24			16364,880
	Spesi			681,87			x	42			28638,540
	Plafond & penggantung			681,87			x	18			12273,660
	Utilitas			681,87			x	40			27274,800
	Plat lantai			681,87			x	2400	x	0,12	196378,560
	SW 1	18,3	x	3,30	x	0,30	x	2400			43480,800
	SW 2	16,46	x	3,30	x	0,25	x	2400			32590,800
	TOTAL									735035,280	
W <sub>17</sub> (Lantai 17)	Kolom	0,65	x	0,65	x	4	x	2400	x	18	73008,000
	BI 1	0,5	x	0,65	x	159,56	x	2400			124456,800
	BI 2	0,55	x	0,65	x	99,3	x	2400			85199,400
	Balok anak	0,3	x	0,4	x	329,03	x	2400			94760,640
	Keramik			700,21			x	24			16805,040
	Spesi			700,21			x	42			29408,820
	Plafond & penggantung			700,21			x	18			12603,780
	Utilitas			700,21			x	40			28008,400
	Plat lantai			700,21			x	2400	x	0,12	201660,480
	SW 1	18,3	x	4,00	x	0,30	x	2400			52704,000
	SW 2	16,46	x	4,00	x	0,25	x	2400			39504,000
	TOTAL									758119,360	
W <sub>18</sub> (Lantai atap)	BI 1	0,5	x	0,65	x	119,28	x	2400			93038,400
	BI 2	0,55	x	0,65	x	78,4	x	2400			67267,200
	Balok anak	0,3	x	0,4	x	109,93	x	2400			31659,840
	BP	0,60	x	0,85	x	33,60	x	2400			41126,400
	Plafond & penggantung			659,47			x	18			11870,460
	Aspal			659,47			x	28			18465,160
	Utilitas			659,47			x	40			26378,800
	Plat lantai			659,47			x	2400	x	0,12	189927,360
		TOTAL									479733,620
W <sub>19</sub> (Rumah lift)	Balok anak	0,3	x	0,4	x	29,125	x	2400			8388,000
	Plat lantai			27,79			x	2400	x	0,12	8003,520
	Aspal			27,79			x	28			778,120
	Utilitas			27,79			x	40			1111,600
		TOTAL									17169,640

Tabel 4. 15 Rekap Hasil Berat Struktur Beban Hidup + Beban Mati

$W_i$	Lantai	Berat Struktur ( $W_i$ )
		(kg)
$W_0$	Lantai dasar	1073565,840
$W_1$	Lantai 1	1962612,080
$W_2$	Lantai 2	1862004,080
$W_3$	Lantai 3	1862004,080
$W_4$	Lantai 4	1136814,880
$W_5$	Lantai 5	890840,080
$W_6$	Lantai 6	929233,680
$W_7$	Lantai 7	929233,680
$W_8$	Lantai 8	929233,680
$W_9$	Lantai 9	929233,680
$W_{10}$	Lantai 10	901355,280
$W_{11}$	Lantai 11	901355,280
$W_{12}$	Lantai 12	901355,280
$W_{13}$	Lantai 13	901355,280
$W_{14}$	Lantai 14	876961,680
$W_{15}$	Lantai 15	876961,680
$W_{16}$	Lantai 16	876961,680
$W_{17}$	Lantai 17	998634,880
$W_{18}$	Lantai 18	547471,220
$W_{19}$	rumah lift	19837,480
<b>Berat Total</b>		<b>20307025,500</b>
		<b>20307,026</b> Ton

Berikut hasil output SAP2000 berupa *base reaction* :

Tabel 4. 16 Berat Struktur Output Base Reaction SAP2000

TABLE: Base Reactions		
OutputCase	CaseType	GlobalFZ
Text	Text	Kgf
DEAD	LinStatic	14413571,7
LIVE	LinStatic	3914749,44
SUPER DEAD	LinStatic	1768181,5
		20096502,64 kg
		20096,503 ton

Adapun perhitungan kontrol rasio antara berat total *base reaction* dengan berat total manual struktur yaitu :

$$\begin{aligned} \text{Rasio} &= \frac{\text{berat total manual struktur} - \text{berat total base reaction}}{\text{berat total manual struktur}} \times 100\% \\ &= \frac{20307,026 - 20096,503}{20307,026} \times 100\% = 1,037\% \rightarrow \text{(OKE)} \end{aligned}$$

### 4.3.3 Analisis Beban Gempa

Desain beban gempa mengacu peraturan gempa terbaru yaitu SNI 1726-2012. Berdasarkan konfigurasi struktur Gedung Hotel Dafam Surabaya, analisis gempa akan menggunakan gempa dinamik. Oleh karena itu diperlukan tahapan awal dalam menentukan beban gempa dinamik diantaranya sebagai berikut :

#### 1. Menentukan Kategori Resiko Bangunan

Penentuan kategori risiko bangunan disesuaikan dengan fungsi dari bangunan itu sendiri, dalam kasus ini fungsi bangunan adalah hotel sehingga didapatkan kategori risiko seperti yang ditunjukkan pada Tabel 4.17.

Tabel 4. 17 Menentukan Kategori Risiko Bangunan

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <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>	II

## 2. Menentukan Faktor Keutamaan Gempa ( $I_e$ )

Faktor keutamaan gempa didapatkan berdasarkan kategori risiko yang telah didapatkan pada langkah 1. Sehingga didapatkan faktor keutamaan gempa seperti pada Tabel 4.18.

Tabel 4. 18 Menentukan Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1
III	1,25
IV	1,5

## 3. Menentukan Klasifikasi Situs

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 5.1 penentuan klasifikasi situs dilakukan dengan menentukan tahanan penetrasi rata-rata ( $\bar{N}$ ) dengan menggunakan Rumus 3.1 seperti yang ditunjukkan pada Tabel 4.19.

Tabel 4. 19 Data  $N_{SPT}$

lapisan ke $i$	tebal lapisa	deskripsi jenis tanah	nilai $N_{SPT}$
1	3	Lempung Berlanau Berpasir Berbatu	5
2	7	Lempung Berlanau	12,667
3	3	Lempung Berlanau Berpasir	23
4	6	Pasir Berlanau	60
5	7	Lempung Berlanau Berpasir	50,667
6	3	Pasir Berlanau	46
7	1	Lempung Berlanau	57
$\Sigma$	30		254,333

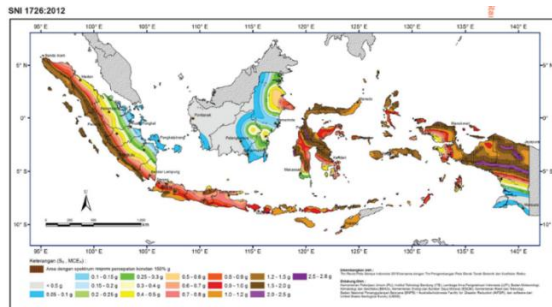


Maka tahanan penetrasi rata-rata ( $\bar{N}$ ) adalah :  

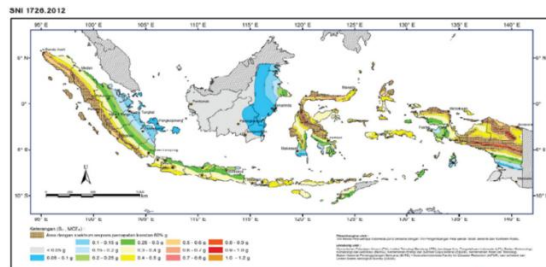
$$\bar{N} = \frac{30}{1,604} = 18,703$$
, termasuk dalam klasifikasi situs tanah sedang (SD).

#### 4. Menentukan Parameter Percepatan Tanah ( $S_s$ , $S_1$ )

Parameter  $S_1$  (percepatan batuan dasar pada perioda pendek) dan  $S_s$  (percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spectral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun (MCER, 2 persen dalam 50 tahun), dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi. Sesuai pada gambar 4.29 dan gambar 4.30 di bawah ini, nilai  $S_s = 0,663$  g dan  $S_1 = 0,247$  g mengacu pada SNI 1726 : 2012.



Gambar 4. 29 Respon spectral percepatan periode 0,2 detik



Gambar 4. 30 Respon spectral percepatan periode 1 detik

### 5. Menentukan Koefisien Lokasi $F_a$ dan $F_v$

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 6.2 koefisien situs  $F_a$  dan  $F_v$  ditentukan berdasarkan tabel 4 dan 5 pada SNI 1726:2012.

- Menentukan  $F_a$

Berdasarkan tabel 4 pada SNI 1726:2012 serta dengan menggunakan parameter  $S_s$  dengan klasifikasi situs tanah lunak (SE) didapatkan  $F_a$  sebesar 1,27.

- Menentukan  $F_v$

Berdasarkan tabel 5 pada SNI 1726:2012 serta dengan menggunakan parameter  $S_I$  dengan klasifikasi situs tanah lunak (SE) didapatkan  $F_v$  sebesar 1,906.

### 6. Menghitung nilai $S_{MS}$ dan $S_{M1}$

Berdasarkan SNI 1726 : 2012 Pasal 6.2 untuk menentukan parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek ( $S_{MS}$ ) dan perioda 1 detik ( $S_{M1}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan rumus 3.2 dan rumus 3.3. Dengan menggunakan parameter  $F_a$  dan  $F_v$  pada langkah 5 serta  $S_s$  dan  $S_I$ . Maka didapatkan :

$$S_{MS} = F_a \times S_s = 1,27 \times 0,663 = 0,842$$

$$S_{M1} = F_v \times S_I = 1,906 \times 0,247 = 0,471$$

### 7. Menentukan Parameter Percepatan Spektrum Desain ( $S_{DS}$ dan $S_{D1}$ )

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,842 = 0,561$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,471 = 0,314$$

## 8. Menentukan Kategori Desain Seismik

Berdasarkan tabel 6 dan tabel 7 pada SNI 1726 : 2012 serta menggunakan parameter yang telah ditentukan pada langkah sebelumnya maka, Gedung Hotel Dafam Surabaya termasuk pada kategori desain seismik D. Pemilihan kategori desain tersebut diperlihatkan pada tabel 4.20 dan tabel 4.21.

*Tabel 4. 20 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek*

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

*Tabel 4. 21 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik*

Nilai Sd1	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$Sd1 < 0,167$	A	A
$0,067 \leq Sd1 < 0,133$	B	C
$0,133 \leq Sd1 < 0,20$	C	D
$0,20 \leq Sd1$	D	D

## 9. Menentukan Sistem Penahan Desain Seismik

Berdasarkan tabel 9 pada SNI 1726-2012 sistem struktur Gedung hotel Dafam Surabaya akan menggunakan tipe D.3 yaitu sistem ganda dengan sistem rangka pemikul momen khusus dimana dinding geser akan memikul 75% gaya lateral sedangkan rangka bangunan memikul 25% gaya lateral dan beban gravitasi. Pemilihan sistem penahan gempa tersebut diperlihatkan pula pada Tabel 4.22.

Tabel 4. 22 Penentuan Sistem Penahan Gaya Seismik

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R$	Faktor Kuat lebih sistem, $\Omega_0$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m)				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D	E	F
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2,5	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2,5	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2,5	5,5	TB	TB	TB	TB	TB

Berdasarkan Tabel 4.22 didapatkan pula data tambahan untuk desain struktur yaitu :

$$R^a = 7 \quad (\text{Koefisien Modifikasi Respon})$$

$$\Omega_0^g = 2,5 \quad (\text{Faktor Kuat Lebih Sistem})$$

$$C_d^b = 5,5 \quad (\text{Faktor Pembesaran Defleksi})$$

## 10. Menentukan Perkiraan Periode Alami Fundamental

Berdasarkan SNI 1726 : 2012 Pasal 7.8.2 penentuan perkiraan perioda alami fundamental ( $T_a$ ) harus ditentukan dari persamaan 26 pada SNI 1726 : 2012. Dengan parameter  $C_t$  dan  $x$  diambil dari tabel 15 SNI 1726 : 2012, serta  $h_n$  merupakan total tinggi bangunan.

$$T_a = C_t h_n^x = 0,0466 \times 62,3^{0,9} = 1,92 \text{ detik}$$

Batas atas perioda struktur didapatkan dengan mengalikan nilai periode fundamental perkiraan dengan koefisien  $C_u$ .

Berdasarkan nilai  $S_{D1}$  yang didapat dari perhitungan sebelumnya.

$$T = CuTa \rightarrow Cu \text{ (Tabel 14 SNI 1726 : 2012)}$$

$$Cu = 1,4$$

$$\text{Maka, } T = 1,4 \times 1,92 = 2,689 \text{ detik.}$$

## 11. Perhitungan Gaya Dasar Seismik ( $V$ )

Data desain :

$$S_{DS} = 0,561$$

$$S_{D1} = 0,314$$

Faktor reduksi gempa,  $R = 7$

Faktor keutamaan gempa,  $I_e = 1$

Menurut SNI 1726 : 2012 pasal 7.8.1.1 koefisien Respon Seismik ( $C_s$ ) ditentukan dengan perumusan berikut :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I_e} = \frac{0,561}{7/1} = 0,080$$

Dan  $C_s$  tidak lebih dari :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,314}{2,689\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,017$$

Dan  $C_s$  tidak kurang dari :

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e = 0,025 \geq 0,01$$

Maka, nilai  $C_s$  diambil 0,027

Berdasarkan SNI 1726 : 2012 Pasal 7.8.1 penentuan gaya dasar seismik ( $V$ ) dihitung berdasarkan persamaan 21 pada SNI 1726 : 2012. Sebagaimana ditunjukkan pula pada rumus dibawah ini:

$$V = C_s \times W_t = 0,025 \times 20307025,50 = 338628,627 \text{ kg}$$

## 12. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Gaya gempa lateral yang timbul pada semua tingkat harus ditentukan berdasarkan persamaan 30 pada SNI 1726 : 2012. Sebagaimana ditunjukkan pula pada rumus dibawah ini :

$$F_x = C_{vx} V$$

Dimana :

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

Untuk :  $T < 0,5$  s; maka nilai  $k = 1$

$T > 2,5$  s; maka nilai  $k = 2$

$0,5$  s  $< T < 2,5$  s ; maka nilai  $k$  diperoleh dengan cara interpolasi dari kedua nilai  $k$  di atas.

$T = 2,689$  detik, maka nilai  $k$  adalah 2

Maka, besarnya distribusi beban geser akibat gempa dapat dilihat pada Tabel 4.23.

Tabel 4. 23 Gaya gempa ( $F_x$ ) pada tiap lantai

$W_i$	Lantai	Berat Struktur (kg)	$h_i$ (m)	$W_i \cdot h_i^k$ (kgm)	$F_i$ (kg)
$W_0$	Lantai dasar	1073565,84	0	0,000	0,000
$W_1$	Lantai 1	1962612,08	5,5	59369015,420	1423,157
$W_2$	Lantai 2	1862004,08	8,8	144193595,955	3456,520
$W_3$	Lantai 3	1862004,08	12,1	272616017,353	6534,983
$W_4$	Lantai 4	1136814,88	15,4	269607016,941	6462,853
$W_5$	Lantai 5	890840,08	18,7	311517867,575	7467,514
$W_6$	Lantai 6	929233,68	22	449749101,120	10781,108
$W_7$	Lantai 7	929233,68	25,3	594793186,231	14258,016
$W_8$	Lantai 8	929233,68	28,6	760075980,893	18220,073
$W_9$	Lantai 9	929233,68	31,9	945597485,105	22667,280
$W_{10}$	Lantai 10	901355,28	35,2	1116815246,131	26771,607
$W_{11}$	Lantai 11	901355,28	38,5	1336033863,780	32026,580
$W_{12}$	Lantai 12	901355,28	41,8	1574883999,427	37752,149
$W_{13}$	Lantai 13	901355,28	45,1	1833365653,073	43948,312
$W_{14}$	Lantai 14	876961,68	48,4	2054335353,101	49245,261
$W_{15}$	Lantai 15	876961,68	51,7	2344022104,855	56189,453
$W_{16}$	Lantai 16	876961,68	55	2652809082,000	63591,504
$W_{17}$	Lantai 17	998634,88	58,3	3394250107,283	81364,872
$W_{18}$	Lantai 18	547471,22	62,3	2124894571,474	50936,663
$W_{19}$	rumah lift	19837,48	65,3	84588800,093	2027,711
<b>Berat Total</b>		<b>20307025,50</b>		<b>22323518047,81</b>	<b>535125,617</b>

### 13. Merencanakan Respon Spektrum

Kurva Respon Spektrum harus mengikuti ketentuan SNI 1726 : 2012 Pasal 6.4 dibawah ini :

$$T_0 = \frac{0,2S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,2 \times 0,496}{0,607} = 0,16 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,496}{0,607} = 0,82 \text{ detik}$$

Untuk perioda yang lebih kecil  $T_0$ , spektrum respon percepatan desain ( $S_a$ ), harus didesain dengan persamaan:

Untuk,  $T = 0 \rightarrow T < T_0$ , maka :

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) = 0,607 \left( 0,4 + 0,6 \frac{0}{0,16} \right) = 0,299$$

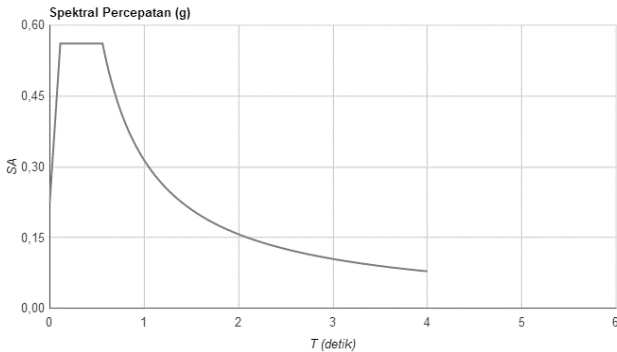
Perhitungan tersebut juga diperlihatkan pada Tabel 4.24 dengan interval data sebesar 0,1 detik.

Tabel 4. 24 Perhitungan Spektrum Desain

T (detik)	T (detik)	Sa (g)
0	0	0,225
T <sub>o</sub>	0,112	0,561
T <sub>s</sub>	0,559	0,561
T <sub>s</sub> +0,1	0,659	0,476
T <sub>s</sub> +0,2	0,759	0,413
T <sub>s</sub> +0,3	0,859	0,365
T <sub>s</sub> +0,4	0,959	0,327
T <sub>s</sub> +0,5	1,059	0,296
T <sub>s</sub> +0,6	1,159	0,271
T <sub>s</sub> +0,7	1,259	0,249
T <sub>s</sub> +0,8	1,359	0,231
T <sub>s</sub> +0,9	1,459	0,215
T <sub>s</sub> +1,0	1,559	0,201
T <sub>s</sub> +1,1	1,659	0,189
T <sub>s</sub> +1,2	1,759	0,178
T <sub>s</sub> +1,3	1,859	0,169
T <sub>s</sub> +1,4	1,959	0,160

T <sub>s</sub> +1,5	2,059	0,152
T <sub>s</sub> +1,6	2,159	0,145
T <sub>s</sub> +1,7	2,259	0,139
T <sub>s</sub> +1,8	2,359	0,133
T <sub>s</sub> +1,9	2,459	0,128
T <sub>s</sub> +2,0	2,559	0,123
T <sub>s</sub> +2,1	2,659	0,118
T <sub>s</sub> +2,2	2,759	0,114
T <sub>s</sub> +2,3	2,859	0,110
T <sub>s</sub> +2,4	2,959	0,106
T <sub>s</sub> +2,5	3,059	0,103
T <sub>s</sub> +2,6	3,159	0,099
T <sub>s</sub> +2,7	3,259	0,096
T <sub>s</sub> +2,8	3,359	0,093
T <sub>s</sub> +2,9	3,459	0,091
4	4,0	0,078

Dengan menggunakan interval perioda sebesar 0,1 detik didapatkan grafik respon spektrum desain seperti pada gambar 4.31.



Gambar 4. 31 Grafik Respon Spektrum Desain

#### 4.3.4 Kontrol Hasil Analisis Struktur

Berdasarkan SNI 1726 : 2012, hasil analisis struktur harus dikontrol melalui suatu batasan tertentu. Hal tersebut dilakukan untuk meninjau kelayakan struktur dalam memikul beban – beban yang bekerja. Kontrol – kontrol tersebut antara lain :

- Perioda Struktur
- Kontrol Akhir *Base Reaction*
- Kontrol Partisipasi Massa
- Kontrol Sistem Ganda Gedung
- Kontrol Simpangan
- Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga

##### 1. Kontrol Waktu Getar Alami

Periode struktur fundamental,  $T$ , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji, untuk saat



ini hal tersebut baru dapat didekati dengan menggunakan hasil analisis komputer. Menurut SNI 1726 : 2012 pasal 7.9.4.1, Periode fundamental struktur ( $T$ ) yang digunakan:

- Jika  $T_c > C_u \times T_a$  maka digunakan  $T = C_u \times T_a$
- Jika  $T_a < T_c < C_u \times T_a$  maka digunakan  $T = T_c$
- Jika  $T_c < T_a$  maka digunakan  $T = T_a$

Dimana :

$T_a$  = Periode Fundamental pendekatan

$C_u$  = Koefisien untuk batas atas

$T_c$  = Periode struktur yang dihitung dengan program analisis komputer.

Tabel 4. 25 Nilai Periode Struktur ( $T$ ) dari program Bantu

<b>StepType</b>	<b>StepNum</b>	<b>Period</b>
Text	Unitless	Sec
Mode	1	1,9238
Mode	2	1,8761
Mode	3	1,3756
Mode	4	0,7527
Mode	5	0,6505
Mode	6	0,577
Mode	7	0,5584
Mode	8	0,5143
Mode	9	0,2875
Mode	10	0,2744
Mode	11	0,1744
Mode	12	0,1354

Pada perhitungan sebelumnya (Bab 4.3.3 point 10) didapatkan perioda batasan atas sebesar  $C_u T_a = 2,689$  detik. Dari hasil analisis program SAP2000 didapat  $T_c = 1,9238$  detik. karena  $T_a < T_c < C_u \times T_a$  maka periode fundamental struktur yang digunakan adalah  $T = 1,9238$  detik.

## 2. Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4, nilai akhir  $V_{dinamik}$  harus lebih besar sama dengan 85%  $V_{statik}$ . Maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sbb:

$$V_{dinamik} \geq 0,85 V_{statik}$$

Maka nilai akhir *base reaction respon spectrum* hasil analisis menggunakan program bantu analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.26.

Tabel 4. 26 Nilai akhir base reaction

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	Kgf	Kgf
GEMPA X	LinRespSpec	Max	446739,36	126981,36
GEMPA Y	LinRespSpec	Max	134156,05	422560,12

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4, gaya dasar ( $V$ ) yang ditentukan dengan menggunakan persamaan 21 pada SNI 1726:2012 harus dihitung dalam masing-masing dua arah horisontal orthogonal dengan menggunakan perioda fundamental struktur dari hasil analisis struktur menggunakan  $T_c$  seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.27.

Tabel 4. 27 Gaya geser dasar ( $V$ ) pada masing-masing arah

	$T_c$ (detik)	$V$ (kg)	$0,85 V$ (kg)
sumbu X	1,9238	535125,617	454856,774
sumbu Y	1,8761	535125,617	454856,774

Maka didapatkan kontrol akhir *base reaction* terhadap  $0,85V_{statik}$  seperti diperlihatkan pada Tabel 4.28.

Tabel 4. 28 Kontrol akhir *base reaction*

	$F_x$ (kg)	$F_y$ (kg)	Kontrol akhir	
			$F_x$	$F_y$
V dinamik	446739,36		Tidak oke	
0.85 V statik	454856,77			
V dinamik		422560,12		Tidak oke
0.85 V statik		454856,77		

Sebagaimana yang diperlihatkan pada Tabel 4.28 karena kontrol akhir tidak memenuhi persyaratan  $V_{dinamik} \geq 0,85V_{statik}$ , maka spektra respon desain pada analisis struktur harus dikalikan faktor skala yang ditentukan dengan  $0,85 V_{statik} / V_{dinamik}$  pada masing-masing arah, sehingga persyaratan  $V_{dinamik} \geq 0,85 V_{statik}$  terpenuhi. Besarnya faktor skala tersebut diperlihatkan pada Tabel 4.29.

Tabel 4. 29 Faktor Skala Gaya Gempa

	$F_x$ (kg)	$F_y$ (kg)	Kontrol akhir	
			$F_x$	$F_y$
V dinamik	446739,36		1,198	
0.85 V statik	454856,77			
V dinamik		422560,12		1,266
0.85 V statik		454856,77		

Setelah diperoleh faktor skala masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisis ulang dengan mengalikan faktor skala yang diperoleh diatas pada *scale factor respons spectra*. Kemudian diperoleh hasil yang diperlihatkan pada tabel 4.30.

Tabel 4. 30 Kontrol akhir base reaction berdasarkan faktor skala

<b>TABLE: Base Reactions</b>				
<b>OutputCase</b>	<b>CaseType</b>	<b>StepType</b>	<b>GlobalFX</b>	<b>GlobalFY</b>
Text	Text	Text	Kgf	Kgf
GEMPA X	LinRespSpec	Max	532067,12	159840,29
GEMPA Y	LinRespSpec	Max	159800,82	532002,4

Berdasarkan tabel 4.30 setelah dilakukan analisis ulang maka gempa dinamik telah memenuhi persyaratan pada SNI 1726 : 2012 Pasal 7.9.4.

### 3. Kontrol Partisipasi Massa

Berdasarkan SNI 1726 : 2012 Pasal 7.9.1 bahwa analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit 90 % dari massa actual dalam masing-masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau oleh model. Berdasarkan uraian tersebut didapatkan hasil jumlah respon ragam yang diperlihatkan pada Tabel 4.31.

Tabel 4. 31 Modal Participating Mass Ratios

<b>TABLE: Modal Participating Mass Ratios</b>					
<b>OutputCase</b>	<b>StepType</b>	<b>StepNum</b>	<b>Period</b>	<b>SumUX</b>	<b>SumUY</b>
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,923823	0,0001	0,636
MODAL	Mode	2	1,876063	0,583	0,636
MODAL	Mode	3	1,375628	0,618	0,636
MODAL	Mode	4	0,752698	0,62	0,636
MODAL	Mode	5	0,650463	0,62	0,636
MODAL	Mode	6	0,577044	0,62	0,657
MODAL	Mode	7	0,558422	0,62	0,806
MODAL	Mode	8	0,514268	0,795	0,806
MODAL	Mode	9	0,287541	0,854	0,807
MODAL	Mode	10	0,274399	0,855	0,896
MODAL	Mode	11	0,1744	0,954	0,896
MODAL	Mode	12	0,135437	0,954	0,967

Dari tabel 4.31 didapatkan bahwa dalam penjumlahan respons ragam menghasilkan respons total telah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y. Dengan demikian ketentuan menurut SNI 1726 : 2012 pasal 7.9.1 terpenuhi.

#### 4. Kontrol Sistem Ganda

Berdasarkan SNI 1726 : 2012 pasal 7.2.5.1, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain sehingga tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser dengan distribusi proporsional terhadap kekakuannya. *Frame* yang dianalisis frame arah X dan Y karena memiliki sistem penahan gaya seismik *dual system*, demikian hasilnya:

Tabel 4. 32 Kontrol Sistem Ganda

	Shearwall				Portal			
	FX	FY	<75	<75	FX	FY	>25	>25
GEMPAX	351850,9	134733,4	70,47%	73,39%	147466	48844,26	29,53%	26,61%
GEMPAY	177032,2	296802,3	69,17%	66,83%	78910,03	147331,9	30,83%	33,17%

Berdasarkan Tabel 4.32 terlihat bahwa persentase dari SRPM untuk semua kombinasi pembebanan nilainya lebih besar dari 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur sistem ganda.

#### 5. Kontrol Simpangan (*Drift*)

Berdasarkan SNI 1726 : 2012 kontrol *drift* dan syarat drift harus ditentukan berdasarkan perumusan 34 pada SNI 1726 : 2012 Pasal 7.8.6 yaitu sebagai berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I}$$

Dimana :

$\delta_e$  = Defleksi pada lantai ke-x

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi (5,0)

$I$  = Faktor keutamaan gempa

Sedangkan untuk syarat simpangan antar lantai ijin pada SNI 1726 : 2012 Pasal 7.12.1,  $\Delta s = 0,020hsx$  dengan  $\Delta s$  merupakan selisih antara defleksi yang ditunjukkan pada analisis struktur, ( $\delta e$ ) dengan defleksi akibat pembesaran, ( $\delta$ ).

Hasil dari kontrol simpangan pada analisis struktur Gedung Hotel Dafam Surabaya akibat gempa dinamik pada masing-masing arah diperlihatkan pada Tabel 4.33 untuk arah X dan Tabel 4.34 untuk arah Y.

Tabel 4. 33 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Arah X

Lantai	Elevasi	Tinggi Lantai	Simpangan	Simpangan Diperbesar	Simpangan Antar Lantai	Simpangan Ijin Antar Lantai	KET.
	(m)	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
$I$	$h_i$	$hsx$	$\delta e$	$\delta$	$\Delta$	$\Delta a$	
		$h_i - (h_i - 1)$		$\delta e \cdot C_d / I_e$	$\delta_i - \delta(i-1)$	$0,02 \cdot hsx$	
Lantai dasar	0	0	0,000	0,000	0,000	0	OKE
Lantai 1	5,5	5,5	2,124	11,682	11,682	110	OKE
Lantai 2	8,8	3,3	4,458	24,519	12,837	66	OKE
Lantai 3	12,1	3,3	7,487	41,179	16,660	66	OKE
Lantai 4	15,4	3,3	10,797	59,384	18,205	66	OKE
Lantai 5	18,7	3,3	19,276	106,018	46,635	66	OKE
Lantai 6	22	3,3	28,454	156,497	50,479	66	OKE
Lantai 7	25,3	3,3	32,556	179,058	22,561	66	OKE
Lantai 8	28,6	3,3	37,106	204,083	25,025	66	OKE
Lantai 9	31,9	3,3	42,046	231,253	27,170	66	OKE
Lantai 10	35,2	3,3	47,284	260,062	28,809	66	OKE
Lantai 11	38,5	3,3	52,855	290,703	30,641	66	OKE
Lantai 12	41,8	3,3	58,576	322,168	31,466	66	OKE
Lantai 13	45,1	3,3	64,417	354,294	32,126	66	OKE
Lantai 14	48,4	3,3	70,253	386,392	32,098	66	OKE
Lantai 15	51,7	3,3	76,182	419,001	32,610	66	OKE
Lantai 16	55	3,3	81,996	450,978	31,977	66	OKE
Lantai 17	58,3	3,3	87,573	481,652	30,674	66	OKE
Lantai 18	62,3	4	77,001	423,506	58,146	80	OKE

Tabel 4. 34 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Arah Y

Lantai	Elevasi	Tinggi Lantai	Simpangan	Simpangan Diperbesar	Simpangan Antar Lantai	Simpangan Ijin Antar Lantai	KET.
	(m)	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
I	hi	hsx	$\delta e$	$\delta$	$\Delta$	$\Delta a$	
		hi-(hi-1)		$\delta e \cdot Cd / Ie$	$\delta i - \delta(i-1)$	$0,02 \cdot h_{sx}$	
Lantai dasar	0	0	0,000	0,000	0,000	0	OKE
Lantai 1	5,5	5,5	2,081	11,446	11,446	110	OKE
Lantai 2	8,8	3,3	4,490	24,695	13,250	66	OKE
Lantai 3	12,1	3,3	7,471	41,091	16,396	66	OKE
Lantai 4	15,4	3,3	10,902	59,961	18,871	66	OKE
Lantai 5	18,7	3,3	14,700	80,850	20,889	66	OKE
Lantai 6	22	3,3	18,796	103,378	22,528	66	OKE
Lantai 7	25,3	3,3	23,058	126,819	23,441	66	OKE
Lantai 8	28,6	3,3	27,390	150,645	23,826	66	OKE
Lantai 9	31,9	3,3	31,727	174,499	23,854	66	OKE
Lantai 10	35,2	3,3	36,013	198,072	23,573	66	OKE
Lantai 11	38,5	3,3	40,236	221,298	23,227	66	OKE
Lantai 12	41,8	3,3	44,329	243,810	22,512	66	OKE
Lantai 13	45,1	3,3	48,280	265,540	21,731	66	OKE
Lantai 14	48,4	3,3	52,065	286,358	20,817	66	OKE
Lantai 15	51,7	3,3	55,723	306,477	20,119	66	OKE
Lantai 16	55	3,3	59,207	325,639	19,162	66	OKE
Lantai 17	58,3	3,3	62,530	343,915	18,277	66	OKE
Lantai 18	62,3	4	66,514	365,827	-21,912	80	OKE

## 6. Kontrol Ketidakberaturan Torsi

Struktur bangunan gedung harus diklasifikasikan sebagai beraturan atau tidak beraturan. Klasifikasi tersebut harus didasarkan pada konfigurasi horizontal dan vertikal dari struktur bangunan gedung. Pada sub bab ini ditinjau dari segi torsi yang terjadi pada gedung. Berdasarkan SNI 1726 : 2012 pasal 7.3.2.1 disebutkan bahwa simpangan antar lantai tingkat maksimum di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu dibatasi sesuai yang dicantumkan dalam tabel 10 pada SNI 1726 : 2012.

$$\delta \text{ rata - rata} = \frac{\delta_A + \delta_B}{2}$$

Dari hasil pemodelan didapatkan  $\delta \text{ max} = \delta_A = 76,9 \text{ mm}$  dan  $\delta_B = 63,7 \text{ mm}$ , maka  $\delta \text{ rata - rata} = \frac{76,9 + 63,7}{2} = 70,3 \text{ mm}$ .

Berdasarkan SNI 1726 : 2012 pasal 7.3.2.1 tabel 10 dikarenakan:

$\delta \text{ max} < 1,2 \times \delta \text{ rata-rata}$

$$76,9 \text{ mm} < 1,2 \times 70,3 \text{ mm} = 84,36 \text{ mm} \rightarrow \text{(OKE)}$$

Maka struktur tidak mengalami ketidak beraturan torsial tipe 1a maupun 1b.

#### 4.4 PERENCANAAN BALOK PRATEGANG

Beton prategang yang direncanakan menggunakan sistem pascatarik atau *Post-tension*. Yang mana gaya prategang diberikan setelah beton mengeras, kemudian dilakukan pengangkuran dikedua ujung balok.

##### 4.4.1 Data dan Perencanaan

Dimensi balok prategang pada dua tumpuan sederhana direncanakan sebagai berikut, untuk balok prategang diambil 60-80 % dari tinggi balok tumpuan sederhana (Ty Lin) yang direncanakan sebagai berikut :

$$h = \frac{L}{16} \times 80\% = \frac{1680}{16} \times 0,8 = 84 \approx 85 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2h}{3} = \frac{2 \times 85}{3} = 56,667 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

Mutu beton ( $f'_c$ ) = 50 MPa  $\rightarrow \beta_1 = 0,69$

Modulus Elastisitas ( $E_c$ ) = 33234,019 MPa

Dimensi Balok = 60/85 cm



### Dimensi Penampang

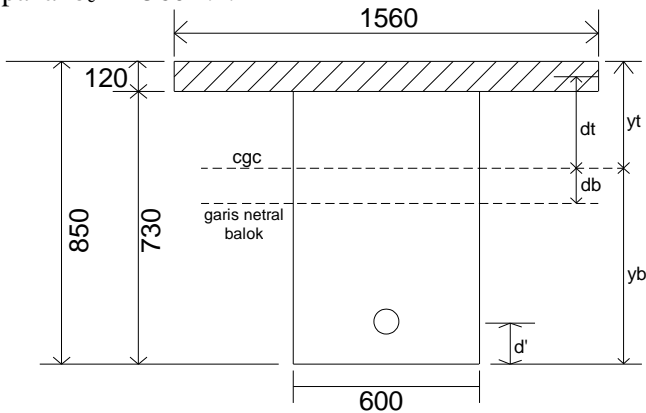
Lebar efektif diambil terkecil dari :

$$b_{e1} = \frac{1}{4} \times L_x = \frac{1}{4} \times 16800 = 4200 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = b_w + 8t = 600 + (8 \times 120) = 1560 \text{ mm (menentukan)}$$

$$b_{e3} = \frac{1}{2} \times (L_x - b_w) = \frac{1}{2} \times (16800 - 600) = 8100 \text{ mm}$$

Dipakai  $b_e = 1560 \text{ mm}$



Gambar 4. 32 Penampang Balok Prategang

Sesuai SNI 2847 : 2013 Pasal. 8.5.1, maka nilai modulus elastisitas beton untuk masing – masing pelat dan balok adalah sebagai berikut,

$$E_c \text{ pelat} = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{50} = 33234,019 \text{ MPa}$$

$$E_c \text{ balok} = 4700\sqrt{f_c'} = 4700\sqrt{50} = 33234,019 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_c \text{ balok}}{E_c \text{ pelat}} = \frac{33234,019}{33234,019} = 1$$

$$b_e = \frac{1560}{1} = 1560 \text{ mm} = 156 \text{ cm}$$

Sehingga penampang balok prategang adalah :

$$\begin{aligned} A_{pelat} &= 12 \times 156 &= 1872 \text{ cm}^2 \\ A_{balok} &= 60 \times 73 &= \underline{4380 \text{ cm}^2} + \\ A_{total} &&= 6252 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Garis netral pada penampang balok prategang :

$$y_t = \frac{\left[ \left( 1872 \times \frac{12}{2} \right) + (4380 \times (43,8 + 12)) \right]}{6252} = 40,889 \text{ cm}$$

$$y_b = (73 + 12) - y_t = 44,111 \text{ cm}$$

$$d_t = 40,889 - \frac{12}{2} = 34,889 \text{ cm}$$

$$d_b = 44,111 - \frac{73}{2} = 7,611 \text{ cm}$$

Setelah didapat data-data diatas diperlukan nilai batasan letak kabel tendon yang hendak dipasang sebagai daerah limit kabel. Tendon dipasang pada daerah beton mengalami tekan dimana daerah tersebut dibatasi oleh nilai dan wilayah kern pada penampang balok. Dimana:

$$\begin{aligned} I_c &= \frac{1}{12} b h^3 + (A_{balok} \times d_b^2) + \frac{1}{12} b_e t^3 + A_{pelat} \times d_t^2 \\ &= \frac{1}{12} 60 \times 73^3 + (4380 \times 7,611^2) + \frac{1}{12} 156 \times 12^3 + 1872 \times 34,889^2 \\ &= 4\,999\,927,547 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$W_t = \frac{I_c}{y_t} = \frac{4499927,547}{40,889} = 110053,150 \text{ cm}^3$$

$$W_b = \frac{I_c}{y_b} = \frac{4499927,547}{44,111} = 102012,978 \text{ cm}^3$$

$$K_t = \frac{W_b}{A_{total}} = \frac{102012,978}{6252} = 16,317 \text{ cm}$$

$$K_b = \frac{W_t}{A_{total}} = \frac{110053,150}{6252} = 17,603 \text{ cm}$$

Keterangan :

$K_T$  = Kern Atas

$K_B$  = Kern Bawah

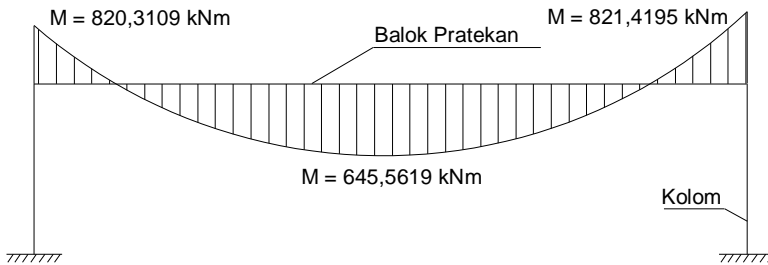
### Tegangan Ijin

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton pada saat beton belum keras, maka digunakan kuat tekan beton pada umur 14 hari, dimana menurut PBI'71 tabel 4.1.4 nilainya sebagai berikut,  $f_{ci}'$  (curing 14 hari) =  $0,9 \times 50 = 45 \text{ MPa}$

- Tegangan ijin beton sesaat sesudah penyaluran gaya prategang (saat *jacking*) sesuai SNI 7833:2012 Ps. 6.4.1:
  - Tegangan tekan :  $f_{ci} = 0,60 f_{ci}' = 0,6 \times 45 = 27 \text{ Mpa}$
  - Tegangan tarik :  $f_{ti} = \frac{1}{4} \sqrt{f_{ci}'} = \frac{1}{4} \sqrt{45} = 1,677 \text{ MPa}$
- Tegangan ijin beton sesaat sesudah kehilangan prategang (saat beban bekerja) sesuai SNI 7833-2012 Pasal 6.4.2:
  - Tegangan tekan akibat prategang ditambah beban tetap :  $f_c = 0,45 f_c' = 0,45 \times 50 = 22,5 \text{ MPa}$
  - Tegangan tekan akibat prategang ditambah beban total:  $f_c = 0,6 f_c' = 0,6 \times 50 = 30 \text{ MPa}$
  - Tegangan tarik :  $f_t = \frac{1}{2} \sqrt{f_c'} = \frac{1}{2} \sqrt{50} = 3,536 \text{ Mpa}$

#### 4.4.2 Momen Pada Balok Prategang

Beban-beban untuk desain balok prategang terdiri dari berat sendiri balok, berat sendiri pelat ditambah komponen komponen yang berada di atas pelat (pelat atap karena letak balok prategang berada paling atas), selain itu terdapat pula beban akibat balok anak. Beban hidup yang bekerja dihitung sebesar  $0,96 \text{ kN/m}^2$  pada tiap luasan pelat yang mampu menampung beban hidup yang terjadi, sehingga didapat momen sebagai berikut :



Gambar 4. 33 Momen Pada Balok Prategang

Dari analisa hasil SAP2000 dengan kombinasi pembebanan 1D + 1L didapat momen pada balok prategang seperti pada gambar di atas dimana terdapat momen negatif pada ujung ujung tumpuan dan momen positif pada tengah bentang. Pada ujung tumpuan besarnya momen negatif yang terjadi adalah sebesar  $-820,3109 \text{ kNm}$  dan  $-821,4195 \text{ kNm}$  sedangkan pada daerah lapangan terdapat momen positif sebesar  $645,5619 \text{ kNm}$

#### 4.4.3 Daerah Limit Kabel dan Gaya Awal Prategang

Setelah didapat momen pada balok prategang, momen tersebut digunakan untuk mendesain gaya prategang awal yang hendak direncanakan. Jika selisih momen pada tengah bentang dengan momen lapangan kurang lebih 10% maka pemilihan momen maksimum boleh menggunakan momen negatif pada tumpuan. Nilai momen pada balok dapat dilihat bahwa selisih

momen tumpuan dan lapangan lebih dari 10% sehingga diambil nilai momen tengah bentang untuk batasan desain pendahuluan.

### Desain Pendahuluan

Desain pendahuluan dilakukan untuk mengetahui batasan dari nilai gaya prategang yang hendak digunakan. Desain ini dihitung sesuai desain pendahuluan (*Lin and Burn 1996 subbab 6-1*). Momen yang digunakan dipilih momen lapangan dengan kombinasi beban 1D + 1L sehingga didapat besar momen untuk desain pendahuluan sebesar 645,5619 kNm

$$F = \frac{M_T}{0,65h} = \frac{645,5619}{0,65 \times 0,85} = 1168,44 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Di coba gaya sebesar : } F_o &= 3000 \text{ kN} = 3000000 \text{ N} \\ F_{eff} &= 2400 \text{ kN (asumsi 80\% } F_o) \end{aligned}$$

### Daerah Limit Kabel

Daerah limit kabel selain dibatasi oleh kern pada balok juga dibatasi oleh nilai  $a_{\min}$  dan  $a_{\max}$  yang didapat dari perhitungan berikut:

$$a_{\max} = \frac{M_T}{F_{eff}} = \frac{645,5259}{2400} = 0,269 \text{ m} = 26,9 \text{ cm}$$

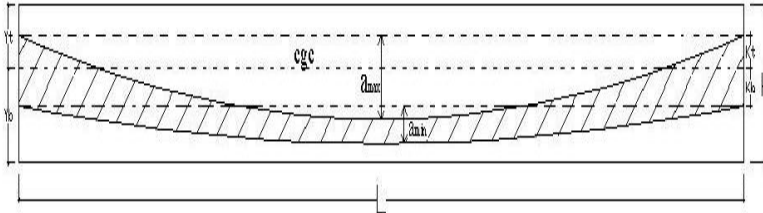
$$\begin{aligned} d' &= \text{decking} + \text{Sengkang} + \left(\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}}\right) \\ &= 40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + \left(\frac{1}{2} \times 25 \text{ mm}\right) = 65,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} a_{\max} &\leq (y_b + k_t - d') = (44,111 + 16,317 - 65,5) = 53,878 \text{ cm} \\ 26,9 \text{ cm} &< 53,878 \rightarrow \text{(OKE)} \end{aligned}$$

$$a_{\min} = \frac{M_D}{F_o} = \frac{697,5259}{3000} = 0,233 \text{ m} = 23,3 \text{ cm}$$

Nilai perhitungan analisa diatas dapat dilihat pada gambar dibawah ini mengenai batasan daerah dimana letak kabel dapat atau boleh ditempatkan



Gambar 4. 34 Daerah Limit Kabel

Pemilihan letak tendon harus berada pada range daerah limit kabel sesuai gambar skema di atas, selain itu pemilihan letak tendon juga harus memperhatikan tebal *decking* yang disyaratkan oleh SNI yaitu minimal 4 cm sehingga untuk daerah lapangan:

$$a_{\max} - K_T < e_o \text{ lapangan} < K_B + a_{\min} - \text{selisih syarat}$$

dimana selisih syarat didapat dengan nilai:

$a_{\min} - (\text{syarat } a_{\min})$  dengan  $(\text{syarat } a_{\min})$  sebesar  $(y_b - K_b - d')$  agar terpenuhi syarat minimum decking sebesar 4 cm, jadi

$$\text{selisih syarat} : 23,3 - (44,111 - 17,603 - 65,5) = 3,292 \text{ cm}$$

sehingga,

$$a_{\max} - K_t < e_o \text{ lapangan} < K_b + a_{\min} + \text{selisih syarat}$$

$$26,9 - 16,317 < e_o \text{ lapangan} < 17,603 + 23,3 + 3,292$$

$$10,582 \text{ cm} < 40 \text{ cm} < 44,146 \text{ cm}$$

$$e_o \text{ tumpuan} < K_t = 16,317 \text{ cm}$$

$$e_o \text{ lapangan} = 400 \text{ mm (terletak di bawah cgc)}$$

$$e_o \text{ tumpuan} = 100 \text{ mm (atas cgc)}$$

## Kontrol Tegangan

Tegangan pada setiap tahap pelaksanaan harus dicek dahulu agar memenuhi syarat tegangan ijin tarik maupun tekan pada saat beban segera setelah peralihan ataupun pada saat beban kerja sudah bekerja ditambah dengan beban-beban mati tambahan lainnya (tegangan ijin sesaat setelah penyaluran gaya prategang dan setelah kehilangan prategang). Pengecekan ini dilakukan untuk mengetahui apakah tendon terpasang memiliki tegangan yang sesuai dengan kapasitas tegangan ijin beton dalam memikul momen yang terjadi.

### Momen-momen :

Akibat berat sendiri balok (SAP2000) :

$$M_D = 588,4908 \text{ kNm} = 588490800 \text{ Nmm}$$

Akibat berat sendiri dan berat tambahan (SAP2000) :

$$M_{SD} = 697,5259 \text{ kNm} = 697525900 \text{ Nmm}$$

Akibat beban mati dan beban hidup (SAP2000) :

$$M_T = 645,5619 \text{ kNm} = 645561900 \text{ Nmm}$$

## Kontrol tegangan pada saat transfer

- Serat Atas

$$f^t = -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_D}{W_t}$$

$$f^t = -\frac{3000000}{625200} + \frac{3000000 \times 400}{110053149,9} - \frac{588490800}{110053149,9}$$

$$f_t = 0,758 \text{ Mpa} < 1,677 \text{ Mpa} \rightarrow \text{(OKE)}$$

- Serat Bawah

$$f_b = -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_D}{W_b}$$

$$f_b = -\frac{3000000}{625200} - \frac{3000000 \times 400}{102012977,6} + \frac{588490800}{102012977,6}$$

$$f_b = -10,793 \text{ MPa} < 27 \text{ Mpa} \rightarrow \text{(OKE)}$$

### Kontrol tegangan efektif sesudah kehilangan

- Serat Atas

$$f^t = -\frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{W_t} - \frac{M_D}{W_t}$$

$$f^t = -\frac{2400000}{625200} + \frac{2400000 \times 400}{110053149,9} - \frac{588490800}{110053149,9}$$

$$f_t = -0,463 \text{ Mpa} < 1,677 \text{ Mpa} \rightarrow \text{(OKE)}$$

- Serat Bawah

$$f_b = -\frac{F_{eff}}{A} - \frac{F_{eff} \times e}{W_b} + \frac{M_D}{W_b}$$

$$f_b = -\frac{2400000}{625200} - \frac{2400000 \times 400}{102012977,6} + \frac{588490800}{102012977,6}$$

$$f_b = -7,481 \text{ Mpa} < 22,5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{(OKE)}$$

### Kontrol tegangan akhir pada kondisi beban kerja

- Serat Atas

$$f^t = -\frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{W_t} - \frac{M_T}{W_t}$$

$$f^t = -\frac{2400000}{625200} + \frac{2400000 \times 400}{110053149,9} - \frac{645561900}{110053149,9}$$

$$f_t = -0,982 \text{ MPa} < 30 \text{ Mpa} \rightarrow \text{(OKE)}$$

- Serat Bawah

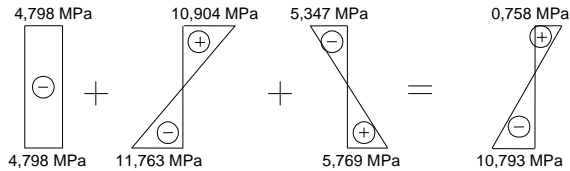
$$f_b = -\frac{F_{eff}}{A} - \frac{F_{eff} \times e}{W_b} + \frac{M_T}{W_b}$$

$$f_b = -\frac{2400000}{625200} - \frac{2400000 \times 400}{102012977,6} + \frac{645561900}{102012977,6}$$

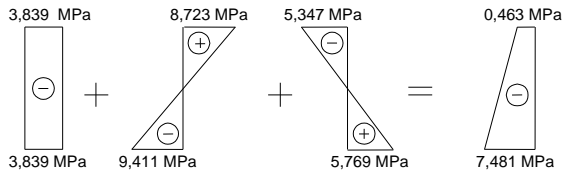
$$f_b = -6,921 \text{ Mpa} < 30 \text{ Mpa} \rightarrow \text{(OKE)}$$



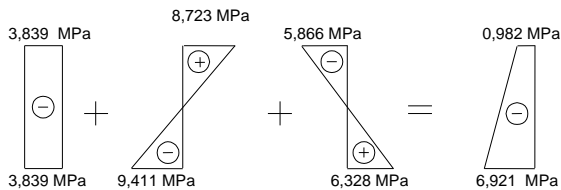
Tegangan yang terjadi tersebut dapat digambarkan sebagai berikut:



Gambar 4. 35 Diagram Tegangan Saat Transfer



Gambar 4. 36 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan



Gambar 4. 37 Diagram Tegangan Pada Saat Beban Kerja

#### 4.4.4 Penentuan Jumlah Strand

Dari gaya prategang yang telah ditentukan dengan tegangan sesuai dengan tegangan ijin maka penentuan jumlah strand kabel dapat dilakukan. Adapun data data strand kabel diambil dari tabel VSL sebagai berikut:

- Menggunakan data dari tabel prestressing strand – 7 wire, uncoated ASTM A416 untuk post tensioning

- Nominal diameter : 12,7 mm
- Luas nominal area kawat : 100,1 mm<sup>2</sup>
- Minimal breaking load : 184 kN

Penggunaan kabel strand untuk tendon prategang diatur dalam SNI 2847 : 2013 pasal 18.5.1 tentang tegangan ijin untuk baja prategang dimana tegangan akibat gaya pengangkutan tendon diambil nilai terkecil antara  $0,94f_{py}$ ,  $0,80f_{pu}$  dan  $0,70f_{pu}$  dimana nilai  $f_{pu}$  dan  $f_{py}$  dapat dihitung sebagai berikut:

- $f_{pu}$  = minimum breaking load : luasan strand

minimum breaking load = 184 kN = 184000 N, sehingga

$$f_{pu} = \frac{\text{minimum breaking load}}{A_s} = \frac{184000}{100,1} = 1838,162 \text{ MPa}$$

nilai  $f_{py}$  diambil  $0,9 f_{pu}$  untuk tendon *low relaxation* strand (ACI 318-08 R.18.5.1)

$$f_{py} = 0,9f_{pu} = 0,9 \times 1838,162 = 1654,346 \text{ MPa}$$

Keterangan :

$f_{pu}$  = kekuatan tarik baja prategang yang disyaratkan, MPa

$f_{py}$  = kekuatan leleh baja prategang yang disyaratkan, MPa

Didapat tegangan ijin tendon :

(i).  $0,94f_{py} = 0,94 \times 1654,34 = 1555,085 \text{ MPa}$

(ii).  $0,80f_{pu} = 0,80 \times 1838,162 = 1470,529 \text{ MPa}$

(iii).  $0,70f_{pu} = 0,70 \times 1838,162 = 1286,713 \text{ MPa}$

Diambil nilai terkecil diantara ketiganya yaitu 1286,713 MPa =  $f_{st}$

Dengan nilai tegangan ijin tendon yang didapat, dapat dihitung jumlah luasan strand yang dibutuhkan untuk menghasilkan gaya prategang  $F = 3000000 \text{ N}$  yang diinginkan.

$$A_{ps} = \frac{F}{f_{st}} = \frac{3000000}{1286,713} = 2331,522 \text{ mm}^2$$

Jumlah Strand :

$$n = \frac{A_{ps}}{A_s} = \frac{2331,522}{100,1} = 23,292 = 24 \text{ buah}$$

Dari tabel prestresed strand ASTM A416 digunakan *strand* berjumlah 24 buah, dengan tipe tendon (5-27) satu buah.

### Posisi Tendon

Bentuk lintasan tendon adalah parabola dan untuk mengetahui posisi tendon digunakan persamaan garis lengkung, perhitungan ditinjau setengah bentang :

$$Y_i = \frac{4 x f x X_i x (L - X_i)}{L^2}$$

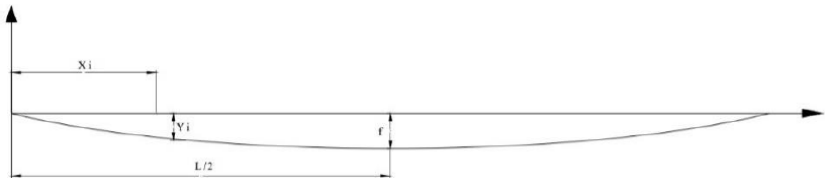
Dimana :

$Y_i$  = ordinat tendon yang ditinjau

$X_i$  = absis tendon yang ditinjau

$L$  = panjang bentang  $\rightarrow 16800 \text{ mm}$

$f$  = tinggi puncak parabola maksimum  $400 \text{ mm}$



Gambar 4. 38 Persamaan parabola untuk menentukan posisi tendon

Letak posisi tendon ditabelkan dalam tabel 4.35 :

*Tabel 4. 35 Letak posisi tendon*

<b>Xi</b>	<b>Yi</b>
<b>(mm)</b>	<b>(mm)</b>
0	0,000
1000	89,569
2000	167,800
3000	234,694
4000	290,249
5000	334,467
6000	367,347
7000	388,889
8400	400,000

#### **4.4.5 Perhitungan Kehilangan Prategang**

Gaya prategang awal yang diberikan ke elemen beton mengalami proses reduksi yang progresif, reduksi yang mengurangi besarnya gaya prategang awal disebut sebagai kehilangan prategang dimana kehilangan prategang yang terjadi sesuai dengan tahapan tahapan kondisi beban kerja. Gaya prategang yang telah dikurangi oleh reduksi akibat kehilangan prategang disebut sebagai gaya prategang efektif. Reduksi gaya prategang dapat dikelompokkan menjadi dua yaitu :

- Kehilangan elastis segera (kehilangan langsung)

Kehilangan secara langsung terdiri dari :

1. Kehilangan perpendekan elastis
2. Kehilangan akibat pengankuran
3. Kehilangan akibat gesekan (Woble efek)
4. Kehilangan akibat kekangan kolom

- Kehilangan yang bergantung pada waktu (kehilangan tidak langsung)  
adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut:
  1. Kehilangan akibat susut
  2. Kehilangan akibat rangkai
  3. Kehilangan akibat relaksasi baja

### a. Kehilangan Prategang Langsung

Kehilangan prategang langsung seperti yang dijabarkan pada sebelumnya yang terdiri dari perpendekan elastis, slip pengangkutan dan *woble effect*, akan dibahas lebih rinci pada subbab ini.

#### 1. Kehilangan Akibat Perpendekan Elastis

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. Karena hanya ada satu tendon dan dongkrak ditarik secara simultan, maka perpendekan elastis akan berpresipitasi selama pendongkrakan. Dengan demikian, tidak terjadi kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis ditendon. Jadi,  $\Delta f_{pES} = 0$

Persentase kehilangan prategang akibat perpendekan elastis adalah :

$$\% = \frac{0}{1286713} \times 100\% = 0\%$$

#### 2. Kehilangan Akibat gesekan dan Wobble Effect

Kehilangan prategang akibat gesekan terjadi di antara tendon dan bahan-bahan disekelilingnya. Besarnya kehilangan ini

merupakan fungsi dari alinyemen tendon yang disebut sebagai efek kelengkungan dan deviasi lokal dalam alinyemen yang disebut efek tendon yang biasa disebut sebagai *woble efect*. Pada saat tendon ditarik dengan gaya  $F_o$  di ujung pendongkrakan, maka tendon tersebut akan mengalami gesekan sehingga tegangan pada tendon akan bervariasi dari bidang pendongkrakan ke jarak  $L$  di sepanjang bentang. Sedangkan, efek *Wobble* mengakibatkan gesekan antara beton dan tendon baja yang dapat menyebabkan kehilangan oleh ketidaksempurnaan dalam alinyemen di sepanjang tendon.

Besarnya nilai kehilangan tersebut dapat dihitung sebagai berikut :

$$F_2 = F_1 \times e^{-((\mu \times \alpha) + (K \times L))}$$

Atau jika dinyatakan dengan tegangan :

$$f_2 = f_1 \times e^{-((\mu \times \alpha) + (K \times L))}$$

$$\Delta f_{pF} = f_1 - f_2 = f_1(1 - e^{-(\mu\alpha + KL)})$$

Nilai sudut kelengkungan dengan asumsi bahwa tendon parabolik mendekati bentuk busur lingkaran didapat dengan rumus sebagai berikut:

$$\alpha = \frac{8f}{L} \text{ dengan } f \text{ adalah panjang fokus tendon (dari cgs)}$$

$$\alpha = \frac{8 \times 400}{16800} = 0,190 \text{ rad}$$

$$f_1 = \frac{P_i}{A_{ps}} = \frac{3000000}{2402,4} = 1248,751 \text{ MPa}$$

Sedangkan nilai  $K$  dan  $\mu$  didapat dari Tabel 4 SNI 2847 : 2013 tentang friksi dan *woble efect*, untuk kawat strand dengan untaian 7 kawat didapat nilai  $K = 0,0016-0,0066$  diambil  $K = 0,0016/m$  dan  $\mu = 0,15-0,25$  diambil  $\mu = 0,15$ . Sehingga nilai kehilangan akibat friksi adalah sebagai berikut:

$$\Delta f_{pF} = f_1 \left( 1 - e^{-\mu\alpha + KL} \right)$$

$$\Delta f_{pF} = 1248,751 \times \left( 1 - e^{-((0,15 \times 0,190) + (0,0016 \times 16,8))} \right) = 67,360 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat gesekan dan *wobble effect* adalah :

$$\% = \frac{67,360}{1248,751} \times 100 = 5,39 \%$$

Jadi jumlah besarnya kehilangan prategang akibat *wobble* efek adalah sebesar 67,360 MPa.

### 3. Kehilangan Akibat Slip Angkur

Kehilangan ini terjadi pada saat tendon ditarik sampai nilai gaya prategang penuh kemudian dongkrak dilepas sehingga gaya prategang teralihkan ke angkur. Pada metode pascatarik setelah pemberian gaya prategang dan dongkrak dilepas gaya *jacking* dialihkan ke angkur. Perlengkapan dalam angkur yang mengalami tegangan pada saat peralihan cenderung mengalami deformasi, sehingga tendon dapat tergelincir sedikit.

Besarnya nilai kehilangan prategang akibat slip angkur dapat dihitung dengan perumusan berikut:

$$\Delta f_{pA} = 2f_{st} \times \left( \frac{\mu \times \alpha}{L} + K \right) \times x$$

$$X = \sqrt{\frac{E_{ps} \times g}{f_{pi} \left( \frac{\mu \times \alpha}{L} + K \right)}} < \frac{L}{2}$$

Dimana :

$E_{ps}$  = modulus elastisitas baja prategang = 197168,40 MPa

$g$  = diasumsikan 0,08 cm = 0,8 mm

Dari perhitungan sebelumnya didapat  $f_{pi} = f_{st} = 1248,751 \text{ MPa}$

Maka didapat nilai X sebesar :

$$X = \sqrt{\frac{197168,40 \times 0,8}{1248,751 \left( \frac{0,15 \times 0,190}{16800} + 0,0000016 \right)}} < \frac{16800}{2}$$

$$= 6186,2 \text{ mm} < 8400 \text{ mm} \rightarrow \text{(OKE)}$$

Karena pengaruh tegangan belum mencapai tengah bentang, maka kehilangan tegangan tidak terjadi pada tengah bentang. Sehingga,

$$\Delta f_{pA} = 0$$

Persentase kehilangan prategang akibat slip ankur adalah :

$$\% = \frac{0}{1286,713} \times 100\% = 0\%$$

#### 4. Kehilangan Akibat Kekangan Kolom

Konstruksi beton prategang dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan prategang akibat kekangan kolom. Hal ini dapat 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 digunakan untuk 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 sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi, demikian pula jika kolom didisain tidak kaku maka semakin kecil gaya kehilangan prategang balok akibat kekangan dan semakin kecil momen yang diterima kolom akibat gaya jacking yang terjadi.

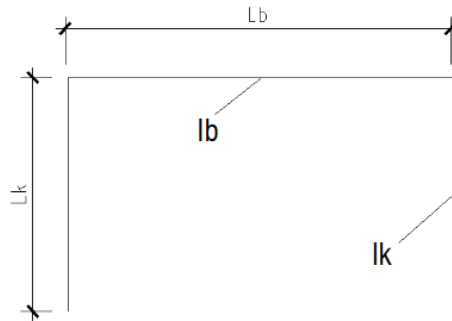
Perhitungan kehilangan prategang akibat kekangan kolom mengacu pada buku “prestressed Concrete Designer’s Handbook



oleh P.W Abeles, B.K. Bardhan Roy dan F.H Turner pada tahun 1976.

Perhitungan kehilangan prategang akibat kekangan kolom di pengaruhi beberapa beban yang terjadi pada balok prategang sebagai berikut :

- Perhitungan distribusi momen akibat beban perpendekan elastis 1 cm.



Gambar 4. 39 Portal dengan balok prategang

$$k = \frac{K_b}{K_k} = \frac{l_k \times I_b}{l_b \times I_k}$$

Dimana :

$l_k$  = tinggi kolom (4000 mm)

$l_b$  = bentang balok prategang (16800 mm)

$I_b$  = momen inersia dari balok (30706250000 mm<sup>4</sup>)

$I_k$  = momen inersia dari kolom ( 14875520833 mm<sup>4</sup>)

$$k = \frac{K_b}{K_k} = \frac{4000 \times 30706250000}{16800 \times 14875520833} = 0,491$$



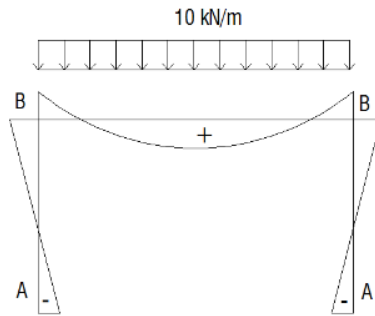
Gambar 4. 40 Perpendekan Kolom

- Perhitungan momen akibat perpendekan kolom  
 $\varepsilon_{BB} = \Delta l / l$  yang diakibatkan perpendekan, susut dan rangkai.

$$\begin{aligned}
 M_A &= \frac{3 \times (k + 1)}{k \times (k + 2)} \times \frac{Ec \times I_b}{l_k} \times \varepsilon_{BB'} \\
 &= \frac{3 \times (0,491 + 1)}{0,491 \times (0,491 + 2)} \times \frac{33234,02 \times 30706250000}{4000} \times 0,000604 \\
 &= 563070131,59 \text{ Nmm} = 563,07 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_B &= \frac{3}{(k + 2)} \times \frac{Ec \times I_b}{l_k} \times \varepsilon_{BB'} \\
 &= \frac{3}{(0,491 + 2)} \times \frac{33234,02 \times 30706250000}{4000} \times 0,000604 \\
 &= 185545550,71 \text{ Nmm} = 185,546 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan distribusi momen akibat beban merata



Gambar 4. 41 Momen yang bekerja akibat beban merata

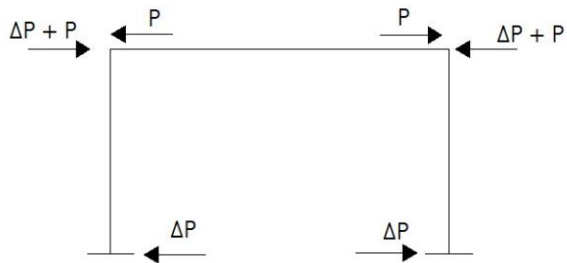
$$M_A = \frac{1}{(k+2)} \times \frac{W \times l_b^2}{12} = \frac{1}{(0,491+2)} \times \frac{10 \times 16800^2}{12}$$

$$= 94401744,18 \text{ Nmm} = 94,402 \text{ kNm}$$

$$M_B = \frac{-2}{(k+2)} \times \frac{W \times l_b^2}{12} = \frac{-2}{(0,491+2)} \times \frac{10 \times 16800^2}{12}$$

$$= -188803488,36 \text{ Nmm} = -188,803 \text{ kNm}$$

- Perhitungan distribusi momen akibat eksentrisitas



Gambar 4. 42 Keseimbangan gaya prategang dengan reaksi perletakan

$$M_p = F_o \times e$$

$$M_p = 3000 \times 0,4 = 1200 \text{ kNm}$$

$$M_A = \frac{1}{(k+2)} \times M_p = \frac{1}{(0,491+2)} \times 1200 = 481,642 \text{ kNm}$$

$$M_B = -2 \times M_A = -2 \times 481,642 = -963,283 \text{ kNm}$$

- Perhitungan kehilangan prategang total akibat kekangan kolom,

- Akibat perpendekan kolom

$$\Delta P = \frac{M_A - M_B}{l_b} = \frac{563,07 - 185,546}{16,8} = 22,472 \text{ kN}$$

- Akibat beban merata

$$\Delta P = \frac{M_A - M_B}{l_b} = \frac{94,402 - (-188,803)}{16,8} = 16,857 \text{ kN}$$

- Akibat eksentrisitas

$$\Delta P = \frac{M_A - M_B}{l_b} = \frac{481,642 - (-963,283)}{16,8} = 86,007 \text{ kN}$$

$$\text{Total } \Delta P = 125,337 \text{ kN}$$

$$\Delta f_{pR} = 53,76 \text{ MPa}$$

#### Total kehilangan akibat proses kehilangan langsung

$$\Delta f_H = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pR}$$

$$\Delta f_H = 0 \text{ MPa} + 67,360 \text{ MPa} + 0 \text{ MPa} + 53,76 \text{ MPa}$$

$$= 121,118 \text{ MPa (total kehilangan = 9,413\%)}$$

#### **b. Kehilangan Prategang Tidak Langsung**

Kehilangan prategang tidak langsung yang dihitung pada subbab ini dengan beberapa tahapan. Tahap pertama dihitung pada waktu sesaat setelah penyaluran gaya prategang yang mana pada perancangan ini diasumsikan terjadi 18 jam setelah

penarikan *strand*, tahap kedua dihitung pada waktu 30 hari pada saat beban mati tambahan dan beban hidup mulai bekerja (*topping* beton diletakan), tahap terakhir dihitung saat dua tahun sesudah *topping* beton diletakan. perhitungan dapat dilihat pada tiap tiap tahapan sebagai berikut:

### **TAHAP I**

Pada tahapan ini karena sesaat setelah penyaluran gaya prategang maka kehilangan akibat susut dan rangkak sangat kecil sehingga cenderung diabaikan jadi kehilangan akibat susut dan rangkak pada tahap sesaat setelah penyaluran gaya prategang adalah nol.

- Akibat Relaksasi Baja

Diketahui dari pehitungan sebelumnya nilai gaya prategang, luas strand dan kuat leleh tendon prategang adalah:

$$f_{pi} = 0,7 \times f_{pu} = 0,7 \times 1838462 = 1286,713 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 0,9 f_{pu} = 0,9 \times 1838462 = 1654,346 \text{ MPa}$$

sehingga didapat nilai  $\frac{f_{pi}}{f_{py}}$  sebagai berikut:

$$\frac{f_{pi}}{f_{py}} = \frac{1286,713}{1654,346} = 0,778 > 0,55 \rightarrow \text{terjadi relaksasi baja (kehilangan}$$

akibat relaksasi baja diperhitungkan). Nilai besarnya tegangan yang hilang akibat relaksasi baja sebesar:

$$\Delta f_{pR} = f_{pi} \left( \frac{\log t_2 - \log t_1}{10} \right) \left( \frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right)$$

Diasumsikan transfer prategang terjadi setelah 18 jam sesudah penarikan strand dan untuk baja relaksasi rendah, penyebut di dalam suku log dalam persamaan tersebut dibagi dengan 45, sehingga diperoleh nilai:

$$\Delta f_{pR} = 1286,713 \left( \frac{\log 18}{45} \right) \left( \frac{1286,713}{1654,346} - 0,55 \right) = 8,176 \text{ Mpa}$$

Total kehilangan prategang

$$f_{pT} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pR} + \Delta f_{fcR} + \Delta f_{pSH}$$

$$= 0 + 8,176 + 0 + 0 = 8,176 \text{ MPa}$$

Jadi jumlah besarnya kehilangan prategang pada tahap I adalah sebesar 8,176 MPa.

Jadi tegangan *strand* di akhir Tahap I adalah :

$$f_{pe} = f_i - f_{pT} = 1286,713 - 8,176 = 1278,538 \text{ MPa}$$

**TAHAP II**

Tahap dua terjadi dari rentang waktu sesaat setelah gaya penyaluran prategang diberikan hingga beban mati tambahan dan beban hidup bekerja (30 hari = 720 jam).

- Akibat Relaksasi Baja

Diketahui dari perhitungan sebelumnya nilai gaya prategang yang tersisa setelah kehilangan langsung, luas strand dan tegangan setelah kehilangan berturut turut adalah:

$$f_{ps} = f_i - f_{pT} = 1286,713 - 8,176 = 1278,538 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 0,9 f_{pu} = 0,9 \times 1838,162 = 1654,346 \text{ MPa}$$

sehingga didapat nilai  $\frac{f_{ps}}{f_{py}}$  sebagai berikut:

$$\frac{f_{ps}}{f_{py}} = \frac{1278,538}{1654,346} = 0,773 > 0,55 \rightarrow \text{terjadi relaksasi baja}$$

(kehilangan akibat relaksasi baja diperhitungkan). Nilai besarnya tegangan yang hilang akibat relaksasi baja sebesar:

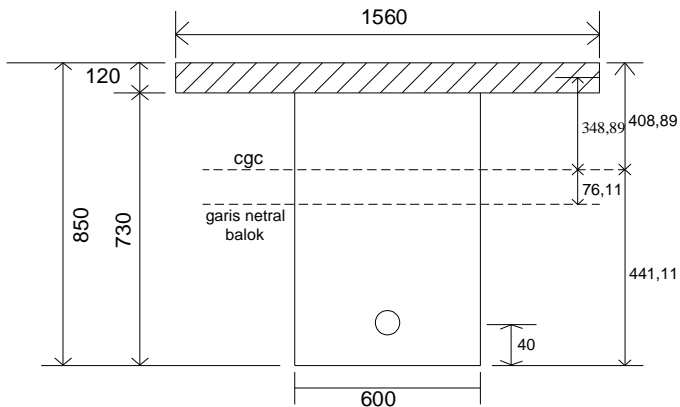
$$\Delta f_{pR} = 1278,538 \left( \frac{\log 720 - \log 18}{45} \right) \left( \frac{1278,538}{1654,346} - 0,55 \right) = 10,143 \text{ MPa}$$

- Akibat Susut

Besarnya susut beton dipengaruhi oleh beberapa faktor. Faktor-faktor tersebut meliputi proporsi campuran, tipe agregat, tipe semen, waktu perawatan, waktu antara akhir perawatan eksternal dan pemberian prategang, ukuran komponen struktur dan kondisi lingkungan.

Kehilangan prategang akibat susut dipengaruhi oleh ratio penampang dan kelembaban udara. Jika kelembaban udara relatif rata-rata diasumsikan sebesar  $RH = 80\%$  maka perbandingan ratio penampang  $\frac{V}{S}$  adalah perbandingan antara luas dan keliling. Jika

penampang balok prategang berupa balok seperti Gambar 4.43 maka



Gambar 4. 43 Penampang Balok Prategang

Luas penampang (dengan nilai  $E_c$  yang sama) didapat dari nilai

$$A_{pelat} = 12 \times 156 = 1872 \text{ cm}^2$$

$$A_{balok} = 60 \times 73 = 4380 \text{ cm}^2 +$$

$$A_c = 6252 \text{ cm}^2$$

Keliling penampang sebesar :

$$K_{ell} = (156 \times 2) + ((12+73) \times 2) = 482 \text{ cm}$$

$$\text{Maka nilai } \frac{V}{S} = \frac{6252}{482} = 12,971$$

$K_{SH}$  diambil dari Tabel 3.2 didapat nilai  $K_{SH}$  untuk 30 hari sebesar 0,58

Sehingga didapat nilai susut sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \Delta f_{pSH} &= 8,2 \times 10^{-6} K_{SH} E_{ps} \left( 1 - 0,0236 \frac{V}{S} \right) \times (100 - RH) \\ &= 8,2 \times 10^{-6} \times 0,58 \times 1971684 \times (1 - (0,0236 \times 12,971)) \times (100 - 80) \\ &= 13,014 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

- Akibat Rangkak

Akibat rangkak kehilangan dipengaruhi oleh tegangan beban mati tambahan yang bekerja setelah transfer prategang. Sehingga nilai  $f_{csd}$  adalah tegangan yang didapat dari momen akibat beban mati tambahan tanpa termasuk berat sendiri balok dan  $f_{cs}$  merupakan tegangan beton pada daerah cgs akibat gaya prategang sesaat setelah transfer. Besarnya nilai creep dapat dihitung dengan perumusan berikut:

$$\Delta f_{pCr} = n K_{CR} (f_{cir} - f_{csd})$$

Nilai  $K_{CR}$  diambil 1,6 untuk post tension prestress. Nilai ratio modulus (n) merupakan perbandingan nilai modulus elastisitas baja prategang dengan modulus elastisitas beton.

$$n = \frac{E_{ps}}{E_c}, \text{ dimana :}$$

$$E_{ps} = \text{modulus elastisitas baja prategang} = 197168,4 \text{ Mpa}$$

$$E_c = \text{modulus elastisitas} = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 \sqrt{50} = 33234,02 \text{ Mpa}$$

sehingga nilai ratio modulus sebesar:



$$n = \frac{E_{ps}}{E_c} = \frac{197168,4}{33234,02} = 5,933$$

Nilai  $f_{cir}$  merupakan besarnya tegangan akibat berat sendiri sesaat setelah gaya jacking.  $f_{cir}$  didapat dengan perumusan sebagai berikut:

$$M_D = \frac{q \times l^2}{12} = \frac{(0,6252 \times 2400) \times 16,8^2}{12} = 35291,290 \text{kgm} = 352,913 \text{kNm}$$

$$f_{cir} = \left( \frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i \times e^2}{I_c} \right) - \frac{M_D \times e}{I_c}$$

$$f_{cir} = \left( \frac{3000000}{625200} + \frac{3000000 \times 408,5377^2}{44999275470} \right) - \frac{352912900 \times 408,537}{44999275470} = 12,721 \text{MPa}$$

Data data lainnya diambil sebagai berikut:

$$\text{Luas Penampang (A)} = 6252 \text{ cm}^2$$

$$\text{Eksentrisitas tengah bentang dari cgc} = 40 \text{ cm}$$

$$I_c = 4499927,547 \text{ cm}^4$$

Akibat berat mati tambahan ( $f_{csd}$ ) adalah momen akibat beban mati tambahan dan beban hidup 70 % didapat dari program SAP2000

$$M_{SD} = 784,251 \text{ kNm} = 784251420 \text{ Nmm}$$

$$f_{csd} = \frac{M_{SD} \times e}{I} = \frac{784251420 \times 408,537}{44999275470} = 7,120 \text{ MPa}$$

sehingga didapat nilai rangkai sebagai berikut :

$$\Delta f_{pCr} = n K_{CR} (f_{cir} - f_{csd})$$

$$\Delta f_{pCr} = 5,933 \times 1,6 \times (12,721 - 7,120) = 53,171 \text{ MPa}$$

Total kehilangan prategang

$$f_{pT} = \Delta f_{pR} + \Delta f_{pCr} + \Delta f_{pSH}$$

$$= 10,143 + 53,171 + 13,014 = 76,328 \text{ MPa}$$

Jadi jumlah besarnya kehilangan prategang pada tahap II adalah sebesar 76,328 MPa.

Peningkatan tegangan di *strand* akibat penambahan *topping* adalah :

$$f_{SD} = n f_{csd} = 5,933 \times 7,120 = 42,241 \text{ MPa}$$

Jadi tegangan *strand* di akhir Tahap II adalah :

$$f_{pe} = f_{ps} - \Delta f_{pT} + f_{SD}$$

$$= 1278,538 - 76,328 + 42,241 = 1244,451 \text{ MPa}$$

**TAHAP III**

Tahap tiga terjadi dari rentang waktu 30 hari sampai 2 tahun saat semua beban telah bekerja (2 tahun = 730 hari)

- Akibat Relaksasi Baja

Diketahui dari perhitungan sebelumnya nilai gaya prategang yang tersisa setelah kehilangan langsung, luas *strand* dan tegangan setelah kehilangan berturut turut adalah:

$$f_{pe} = 1244,451 \text{ MPa}$$

Kehilangan tegangan akibat relaksasi baja adalah :

$$\Delta f_{pR} = 1244,451 \left( \frac{\log 17520 - \log 720}{45} \right) \left( \frac{1244,451}{1654,346} - 0,55 \right) = 7,752 \text{ MPa}$$

Total kehilangan prategang

$$f_{pT} = \Delta f_{pR} = 7,752 \text{ MPa}$$

Jadi jumlah besarnya kehilangan prategang pada tahap III adalah sebesar 7,752 MPa.

Tabel 4. 36 Resume kehilangan tegangan

Level tegangan pada berbagai tahap	Tegangan baja, MPa	Persen
Sesudah penarikan ( $0,7 f_{pu}$ )	1286,713	100
Kehilangan akibat perpendekan elastis	0	0,00
Kehilangan akibat angker	0	0,00
Kehilangan akibat wobble effect	67,36	5,24
Kehilangan akibat kekangan kolom	53,76	4,18
Kehilangan akibat rangkai	53,171	4,13
Kehilangan akibat susut	13,014	1,01
Kehilangan akibat relaksasi baja	26,071	2,03
Pertambahan karena topping	42,241	3,28
Tegangan netto akhir $f_{pe}$	1115,581	86,70
Persentase kehilangan total =	100-86,70 = 13,30%	

#### 4.4.6 Kontrol Tegangan Setelah Kehilangan

Kontrol tegangan pada daerah lapangan tegangan yang terjadi adalah:

Tegangan baja =  $0,867 \times 1286,713 = 1115,581 \text{ MPa}$

$$F_{eff} = 1115,581 \times 2402,4 = 2680072,183 \text{ N}$$

- Serat Atas

$$f^t = -\frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{W_t} - \frac{M_T}{W_t}$$

$$f^t = -\frac{2680072,183}{625200} + \frac{2680072,183 \times 400}{110053149,9} - \frac{645561900}{110053149,9}$$

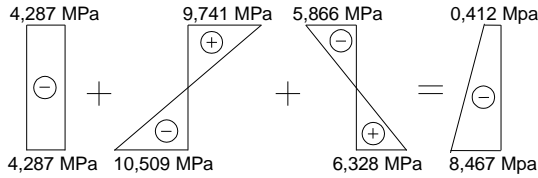
$$f^t = -0,412 \text{ Mpa} < 30 \text{ Mpa} \rightarrow \text{(OKE)}$$

- Serat Bawah

$$f^b = -\frac{F_{eff}}{A} - \frac{F_{eff} \times e}{W_b} + \frac{M_T}{W_b}$$

$$f^b = -\frac{2680072,183}{625200} - \frac{2680072,183 \times 400}{102012977,6} + \frac{645561900}{102012977,6}$$

$$f^b = -8,467 \text{ Mpa} < 30 \text{ MPa} \rightarrow \text{(OKE)}$$



Gambar 4. 44 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Prategang Pada Lapangan

Kontrol tegangan pada daerah tumpuan tegangan yang terjadi adalah:

- Serat Atas

$$f^t = -\frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{Wt} - \frac{M_T}{Wt}$$

$$f^t = -\frac{2680072,183}{625200} + \frac{2680072,183 \times 100}{110053149,9} - \frac{821419500}{110053149,9}$$

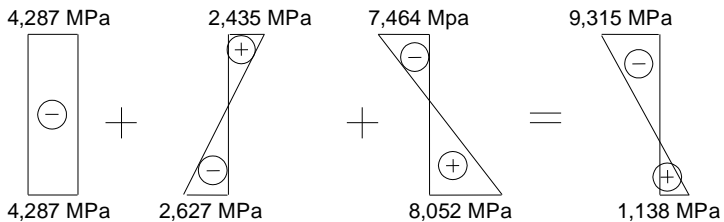
$$f^t = -9,315 \text{ Mpa} < 30 \text{ Mpa} \rightarrow \text{(OKE)}$$

- Serat Bawah

$$f^b = -\frac{F_{eff}}{A} - \frac{F_{eff} \times e}{Wb} + \frac{M_T}{Wb}$$

$$f^b = -\frac{2680072,183}{625200} - \frac{2680072,183 \times 100}{102012977,6} + \frac{821419500}{102012977,6}$$

$$f^b = 1,138 \text{ Mpa} < 3,536 \text{ Mpa} \rightarrow \text{(OKE)}$$



Gambar 4. 45 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Prategang Pada Tumpuan

#### 4.4.7 Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton prategang ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton prategang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang disyaratkan.

#### Lendutan Ijin

Lendutan ijin pada komponen beton prategang harus memenuhi syarat Tabel 3 SNI 2847 : 2013 pasal 5.2.7 yaitu lendutan untuk konstruksi yang menahan atau yang disatukan oleh komponen non struktural sebesar:

$$\Delta_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{16800}{480} = 35 \text{ mm}$$

#### Lendutan Awal Saat Jacking

Pada saat awal transfer gaya prategang nilai lendutan yang terjadi adalah sebagai berikut:

- Lendutan Akibat Tekanan Tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke arah atas. Sedangkan syarat ijin lendutan mengarah ke bawah, sehingga lendutan akibat tendon dapat melawan lendutan kebawah yang diakibatkan oleh beban dan berat sendiri.

$$\Delta_{PO} = \frac{5}{384} \times \frac{P_o \times l^4}{E_C \times I}$$

dengan nilai P sebesar

$$P_o = \frac{8 \times F_o \times f}{l^2}$$

$$P_o = \frac{8 \times 3000000 \times 400}{16800^2} = 34,014 \text{ N/mm}$$

$$\Delta l_{PO} = \frac{5}{384} \times \frac{34,014 \times 16800^4}{33234 \times 44999275470} = 23,591 \text{ mm } (\uparrow)$$

- Lendutan Akibat Eksentrisitas Tepi Balok

Eksentrisitas tepi balok terhadap gcg pada letak tendon menyebabkan lendutan ke arah bawah (karena menyebabkan momen negatif). Besarnya lendutan ini dipengaruhi oleh momen akibat gaya dan eksentrisitas tepi balok terhadap gcg. Besarnya nilai lendutan yang diakibatkan oleh eksentrisitas adalah:

$$\Delta l_{me} = \frac{F_o \times e \times l^2}{8E_C \times I}$$

$$\Delta l_{me} = \frac{3000000 \times 100 \times 16800^2}{8 \times 33234 \times 44999275470} = 7,077 \text{ mm } (\downarrow)$$

- Lendutan Akibat Berat Sendiri

Berat sendiri balok menyebabkan balok tertekuk ke bawah sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke bawah. Besarnya lendutan ke bawah akibat berat sendiri adalah:

$$\Delta l_{qo} = \frac{5}{384} \times \frac{q_o \times l^4}{E_C \times I}$$

$$\Delta l_{qo} = \frac{5}{384} \times \frac{10 \times 16800^4}{33234 \times 44999275470} = 6,936 \text{ mm } (\downarrow)$$

Total lendutan pada saat awal transfer gaya prategang sebesar (dengan mengasumsikan tanda (-) adalah lendutan ke atas karena berlawanan arah dengan arah terjadinya lendutan):

$$\Delta l_A = \Delta l_{PO} + \Delta l_{qo} + \Delta l_{me}$$

$$= -23,591 + 6,936 + 7,077 = -9,578 \text{ mm } (\uparrow)$$

Lendutan arah ke bawah belum terjadi

### Lendutan Saat Beban Bekerja

Saat beban bekerja sepenuhnya bekerja gaya prategang yang terjadi berupa gaya prategang efektif setelah terjadi berbagai tahap dan macam kehilangan. Lendutan yang terjadi antara lain:

- Lendutan Akibat Tekanan Tendon ( $F_{\text{efektif}}$ )

$$p_o = \frac{8 \times F_{\text{eff}} \times f}{l^2}$$

$$p_o = \frac{8 \times 2680072,183 \times 400}{16800^2} = 30,386 \text{ N/mm}$$

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} \times \frac{30,386 \times 16800^4}{33234 \times 44999275470} = 21,075 \text{ mm } (\uparrow)$$

- Lendutan Akibat Eksentrisitas

$$\Delta l_{me} = \frac{F_{\text{eff}} \times e \times l^2}{8E_C \times I}$$

$$\Delta l_{me} = \frac{2680072,183 \times 100 \times 16800^2}{8 \times 33234 \times 44999275470} = 6,322 \text{ mm } (\downarrow)$$

- Lendutan Akibat Beban Beban yang Bekerja

Beban yang telah sepenuhnya bekerja berupa berat sendiri balok, beban mati tambahan dan beban hidup. Besarnya lendutan akibat beban beban yang telah bekerja seluruhnya dapat dihitung dengan menggunakan program bantu SAP2000. Lendutan yang didapat sebesar 38,829 mm ( $\downarrow$ )

### Lendutan Total

Total lendutan pada saat beban telah bekerja dengan gaya prategang efektif (dengan mengasumsikan tanda (-) adalah lendutan ke atas karena berlawanan arah dengan arah terjadinya lendutan) sebesar:

$$\begin{aligned}
 \Delta l_A &= \Delta l_{PO} + \Delta l_{qO} + \Delta l_{me} \\
 &= -21,075 + 38,829 + 6,322 = 24,076 \text{ mm } (\downarrow) < \text{Lendutan ijin} \\
 &= 24,076 \text{ mm} < 35 \text{ mm} \rightarrow \text{(OKE)}
 \end{aligned}$$

#### 4.4.8 Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari balok prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847 : 2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non-prategang dan prategang harus cukup untuk dapat menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1,2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak  $f_r = 0,62\sqrt{f_c'}$ , sehingga didapat  $\phi Mu \geq 1,2 M_{cr}$  dengan nilai  $\phi = 0,9$ .

Momen retak adalah momen yang menghasilkan retak rambut pertama pada balok prategang dihitung dengan teori elastis dengan menganggap bahwa retak mulai terjadi saat tarik pada serat beton mencapai modulus keruntuhannya. Harus diperhatikan pula bahwa modulus keruntuhan hanyalah merupakan ukuran permulaan retak rambut pertama seringkali tidak terlihat oleh mata telanjang. Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tekan) :

Untuk serat bawah mengalami Tarik (pada daerah lapangan) maka :

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= \left( \frac{F_e \times I}{A y_b} \right) + \left( \frac{F_e \times e \times y_b}{I} \times \frac{I}{y_b} \right) + \left( f_r \times \frac{I}{y_b} \right) \\
 &= (F_e \times k_t) + (F_e \times e) + (f_r \times W_b) \\
 &= (2680072,183 \times 163,17) + (2680072,183 \times 400) + (4,384 \times 102012978) \\
 &= 1956563589,073 \text{ Nmm} = 1956,564 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

#### 4.4.9 Penulangan Lunak Tambahan

Penulangan lunak tambahan diperlukan pada bagian tumpuan balok untuk menerima beban gempa yang terjadi dan



pada daerah lapangan untuk menerima berat sendiri saat balok masih belum ditarik.

Dari hasil program SAP didapat momen tumpuan dan lapangan akibat beban gempa comb 1,2D + L + RSPx sebagai berikut :

Daerah Tumpuan :

$$M_u : 1053,3016 \text{ kNm}$$

$$V_u : 372,198 \text{ kN}$$

Daerah lapangan :

$$M_u : 756,8548 \text{ kNm}$$

$$V_u : 195,289 \text{ kN}$$

### **A. Tulangan Lentur**

Tinggi Manfaat Rencana :

- $d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}})$   
 $= 850 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 25 \text{ mm}) = 784,5 \text{ mm}$
- $d' = \text{decking} + \text{Sengkang} + (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}})$   
 $= 40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 25 \text{ mm}) = 65,5 \text{ mm}$

### **Penulangan Tumpuan**

Diasumsikan :  $\phi = 0,9$

- Kebutuhan Tulangan Awal

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi \times f_y \times (0,9 \times d)} = \frac{1053301600}{0,9 \times 420 \times (0,9 \times 784,5)} = 3946,622 \text{ mm}^2$$

- Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times F_c' \times b} = \frac{3946,622 \times 420}{0,85 \times 50 \times 600} = 65,003 \text{ mm}$$

$$- c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{65,003}{0,693} = 93,819 \text{ mm}$$

$$- 0,375 \times d_t = 0,375 \times 784,5 = 294,188 \text{ mm}$$

Syarat:  $c=93,819 \text{ mm} \leq 0,375 \times d_t=294,188 \text{ mm} \rightarrow (\text{Asumsi benar})$

- Menentukan Kebutuhan Tulangan Terpasang

$$As \text{ perlu} \geq \frac{Mu}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$As \text{ perlu} \geq \frac{1053301600}{0,9 \times 420 \times \left(784,5 - \frac{65,003}{2}\right)} = 3705,476 \text{ mm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{As \text{ perlu}}{b \times d} = \frac{3705,476}{600 \times 784,5} = 0,00787$$

- Cek Syarat Kebutuhan Tulangan Minimum  
(SNI 2847 : 2013 Pasal 10.5.1)

$$As \text{ min} = \frac{0,25 \times \sqrt{F_c'}}{F_y} \times b \times d$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{50}}{420} \times 600 \times 784,5 = 1981,162 \text{ mm}^2$$

$$\rho \text{ min} = \frac{As \text{ perlu}}{b \times d} = \frac{1981,162}{600 \times 784,5} = 0,00421$$

Atau

$$As \text{ min} = \frac{1,4}{F_y} \times b \times d = \frac{1,4}{420} \times 600 \times 784,5 = 1569 \text{ mm}^2$$

$$\rho \text{ min} = \frac{As \text{ perlu}}{b \times d} = \frac{1569}{600 \times 784,5} = 0,00333$$

Yang menentukan adalah = 0,00421

Syarat :  $\rho \text{ min} < \rho \text{ perlu}$

$0,00421 < 0,00787$ , maka gunakan  $As \text{ perlu} = 3705,476 \text{ mm}^2$

- Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

$$N \text{ tul} = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{3705,476}{491,071} = 7,546 \approx 8 \text{ buah}$$

Dibutuhkan tulangan lentur 8 D 25

- Cek tulangan terpasang

$As \text{ pasang} > As \text{ perlu}$

$8 \times 491,071 = 3928,571 \text{ mm}^2 > 3705,476 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OKE}$

- Cek Momen Nominal

$$a = \frac{As \times Fy}{0,85 \times Fc' \times b} = \frac{3928,57 \times 420}{0,85 \times 50 \times 600} = 64,706 \text{ mm}$$

$$Mn = \phi \times As \times Fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0,9 \times 3928,57 \times 420 \times \left(784,5 - \frac{64,706}{2}\right)$$

$$= 1116938382,353 \text{ Nmm} > 1053301600 \text{ Nmm} \rightarrow \text{OKE}$$

- Kontrol Jarak Tulangan

Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 7.6.1, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{sengkang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{600 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 8 \times 25}{8 - 1} = 42 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \rightarrow \text{OKE}$$

Jadi, dari hasil perhitungan didapat tulangan **8 D 25**

### Penulangan Lapangan

Diasumsikan :  $\phi = 0,9$

- Kebutuhan Tulangan Awal

$$As \geq \frac{Mu}{\phi \times fy \times (0,9 \times d)} = \frac{756854800}{0,9 \times 420 \times (0,9 \times 784,5)} = 2835,863 \text{ mm}^2$$

- Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{As \times Fy}{0,85 \times Fc' \times b} = \frac{2835,863 \times 420}{0,85 \times 50 \times 600} = 46,708 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{46,708}{0,693} = 67,414 \text{ mm}$$

$$0,375 \times dt = 0,375 \times 784,5 = 294,188 \text{ mm}$$

Syarat:  $c=67,414\text{mm} \leq 0,375 \times dt=294,188\text{mm} \rightarrow (\text{Asumsi benar})$

- Menentukan Kebutuhan Tulangan Terpasang

$$As \text{ perlu} \geq \frac{Mu}{\phi \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$As \text{ perlu} \geq \frac{756854800}{0,9 \times 420 \times \left(784,5 - \frac{46,708}{2}\right)} = 2630,588 \text{ mm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{As \text{ perlu}}{b \times d} = \frac{2630,588}{600 \times 784,5} = 0,00559$$

- Cek Syarat Kebutuhan Tulangan Minimum  
(SNI 2847 : 2013 Pasal 10.5.1)

$$As \text{ min} = \frac{0,25 \times \sqrt{F_c'}}{F_y} \times b \times d$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{50}}{420} \times 600 \times 784,5 = 1981,162 \text{ mm}^2$$

$$\rho \text{ min} = \frac{As \text{ perlu}}{b \times d} = \frac{1981,162}{600 \times 784,5} = 0,00421$$

Atau

$$As \text{ min} = \frac{1,4}{F_y} \times b \times d = \frac{1,4}{420} \times 600 \times 784,5 = 1569 \text{ mm}^2$$

$$\rho \text{ min} = \frac{As \text{ perlu}}{b \times d} = \frac{1569}{600 \times 784,5} = 0,00333$$

Yang menentukan adalah = 0,00421

Syarat :  $\rho \text{ min} < \rho \text{ perlu}$

$0,00421 < 0,00559$ , maka gunakan  $As \text{ perlu} = 2630,588 \text{ mm}^2$

- Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

$$N \text{ tul} = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{2630,588}{491,071} = 5,357 \approx 6 \text{ buah}$$

Dibutuhkan tulangan lentur 6 D 25

- Cek tulangan terpasang

$As \text{ pasang} > As \text{ perlu}$

$6 \times 491,071 = 2946,429 \text{ mm}^2 > 2630,588 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OKE}$

- Cek Momen Nominal

$$a = \frac{As \times F_y}{0,85 \times F_c' \times b} = \frac{2946,43 \times 420}{0,85 \times 50 \times 600} = 48,529 \text{ mm}$$

$$M_n = \phi \times As \times F_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0,9 \times 2946,43 \times 420 \times \left( 784,5 - \frac{48,529}{2} \right)$$

$$= 846712058,824 \text{ Nmm} > 756854800 \text{ Nmm} \rightarrow \text{OKE}$$

- Kontrol Jarak Tulangan

Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 7.6.1, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \text{Øsenggang} - n \cdot \text{Øtul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{600 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 6 \times 25}{6 - 1} = 68 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \rightarrow \text{OKE}$$

Jadi, dari hasil perhitungan didapat tulangan **6 D 25**

## **B. Tulangan Geser**

Penulangan geser pada balok prategang berfungsi untuk menanggulangi gaya geser akibat beban luar yang terjadi pada balok. Kemampuan menahan gaya geser ditentukan oleh kekuatan penampang badan dan tulangan geser terpasang. Retak yang terjadi akibat gaya geser adalah retak geser pada badan dekat tumpuan dan retak lentur geser miring dekat tengah bentang. Besarnya gaya yang mengakibatkan retak geser badan dekat tumpuan dan retak lentur geser miring dekat tengah bentang dalam SNI 2847 : 2013 ps 11.3.3.1 dan 11.3.3.2 dengan syarat batas spasi sesuai pasal 11.4.5

### Data dan Perencanaan

$V_{ud}'$	: 263815,74 N
$V_{ui}'$	: 307093,1 N
$M_d$ tumpuan	: 697525907 Nmm
$M_d$ lapangan	: 549100958 Nmm
$M_{max}$ tumpuan	: 821419457 Nmm
$M_{max}$ lapangan	: 645561946 Nmm

Keterangan:

$V_{ud}$  = Gaya geser akibat beban mati tidak terfaktor.

$V_{ui}$  = Gaya geser akibat kombinasi beban yang menghasilkan momen maksimum.

$M_d$  = Momen akibat beban mati.

$M_{max}$  = Momen akibat kombinasi beban maksimum.

### **Kuat Geser yang Disumbangkan Beton**

Untuk komponen balok prategang nilai  $\phi V_c$  diambil nilai terkecil antara  $V_{ci}$  dan  $V_{cw}$  sesuai SNI 2847 : 2013 pasal 11.3.3

1. Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadinya keretakan diagonal akibat kombinasi momen dan geser ( $V_{ci}$ )

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} b_w \times d + V_d + \frac{V_i \times M_{cre}}{M_{max}}, \text{ dengan}$$

$$M_{cre} = \left( \frac{I}{Y_T} \right) \left( \frac{\sqrt{f'_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

2. Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadinya keretakan diagonal akibat tegangan tarik utama yang berlebihan pada badan penampang ( $V_{cw}$ )

$$V_{cw} = 0,3(f_{pc} + \sqrt{f'_c}) \times b_w \times d + V_p$$

### **Kuat geser Daerah Tumpuan**

$x$  = diambil  $0,5 \times b_{kolom} = 0,5 \times 650 = 325 \text{ mm}$

$$p' = \frac{8 \times F \times f}{L^2} = \frac{8 \times 3000000 \times 400}{16800^2} = 34,014 \text{ N/mm}$$

$$V_p' = \frac{L}{2} \times p' = \frac{16800}{2} \times 34,014 = 285714,286 \text{ N}$$

- Kuat Geser Badan ( $V_{cw}$ )

$$V_{cw} = 0,3(f_{pc} + \sqrt{f'_c}) \times b_w \times d + V_p$$

Dimana:

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_{pc} = \frac{F_o}{A_c} = \frac{3000000}{600 \times 850} = 5,882 \text{ N/mm}^2$$

$$d = h - d' = 850 - 65,5 = 784,5$$

$$\begin{aligned} V_p &= \frac{0,5L - x}{0,5L} V_{p'} = \frac{0,5(16800) - 325}{0,5 \times 16800} \times 285714,286 \\ &= 274659,864 \text{ N} \end{aligned}$$

Sehingga didapat nilai  $V_{cw}$  sebagai berikut:

$$V_{cw} = 0,3(5,882 + \sqrt{50}) \times 600 \times 784,5 + 274659,864 = 2103812,408 \text{ N}$$

- Kuat Geser Lentur ( $V_{ci}$ )

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} b_w \times d + V_d + \frac{V_{ui} \times M_{cre}}{M_{max}}$$

Dimana:

$$V_d = 263815,74 \text{ N}$$

$$V_{ui} = 307093,1 \text{ N}$$

$$f_{pe} = \frac{F_{eff}}{A_c} + \frac{F_{eff} \times e_t}{W_b} = \frac{2680072,183}{625200} + \frac{2680072,183 \times 100}{102012978} = 6,914 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{M_d}{W_b} = \frac{697525907}{102012978} = 6,838 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} M_{cre} &= \left( \frac{I}{Y_T} \right) \left( \frac{\sqrt{f'_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right) = \left( \frac{44999275470}{408,89} \right) \left( \frac{\sqrt{50}}{2} + 6,914 - 6,838 \right) \\ &= 397495007,7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{50}}{20} \times 600 \times 784,5 + 263815,74 + \frac{307093,1 \times 397495007,7}{821419457}$$

$$= 578839,46 \text{ N}$$

$$V_{ci} \geq 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d$$

$$578839,46 \text{ N} \geq 0,17 \times \sqrt{50} \times 600 \times 784,5 = 565819,775 \text{ N} \rightarrow \text{(OKE)}$$

Sesuai dengan SNI 2847 : 2013 pasal 11.3.3 tulangan geser yang disumbangkan oleh beton diambil nilai terkecil antara  $V_{ci}$  dengan  $V_{cw}$ . Karena nilai  $V_{cw} > V_{ci}$  maka diambil  $V_{ci}$  sebagai kuat geser yang disumbangkan beton untuk daerah tumpuan.

- Perencanaan tulangan geser

Untuk merencanakan tulangan geser yang akan dipasang pada struktur prategang pada daerah tumpuan, maka data sebagai berikut

- Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
- Tulangan geser = 13 mm
- $d'$  = 65,5 mm
- $d$  = 784,5 mm

Besar gaya eksternal ultimate didaerah tumpuan sebagai berikut:

$$V_{ui} = 307093,1 \text{ N}$$

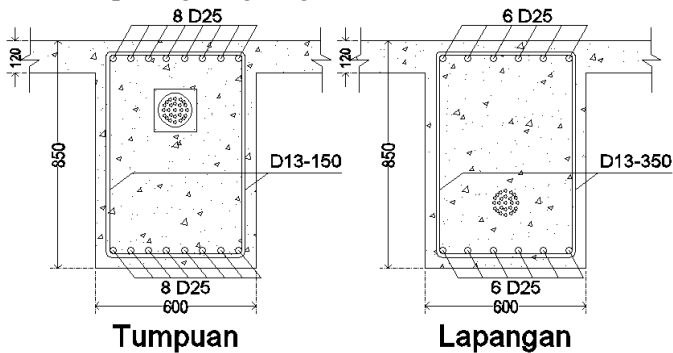
$$V_{ci} = 578455,045 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_{ci} = \frac{307093,1}{0,75} - 578839,46 = -237624,905 \text{ N}$$

Maka tidak diperlukan tulangan geser tambahan karena kuat geser beton sudah mampu memikul gaya geser. Sesuai dengan SNI 2847 : 2013 pasal 21.5.3.2 :



- A. Daerah sendi plastis muka kolom tumpuan  
 Digunakan sengkang 2 kaki, diameter 13  
 Syarat pada sendi plastis  
 $2 \times h = 2 \times 850 = 1700$  mm dari muka kolom
1. Sengkang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka kolom komponen struktur penumpu.
  2. Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :  
 $S < d/4 = 784,5/4 = 196,125$  mm  
 $S < 6 \times D$  tulangan longitudinal =  $6 \times 25 = 150$  mm  
 $S < 150$  mm
- Maka, dipasang sengkang 2 kaki D13 – 150 mm.
- B. Daerah di luar sendi plastis (lapangan)  
 Digunakan sengkang 2 kaki, diameter 13  
 Syarat diluar sendi plastis :  
 $S < d/2 = 784,5/2 = 392,25$  mm  
 Maka, dipasang sengkang 2 kaki D13 – 350 mm.



Gambar 4. 46 Rencana penulangan balok prategang

#### 4.4.10 Kontrol Momen Nominal

Setelah ditentukan jumlah tulangan lunak terpasang untuk masing masing tumpuan dan lapangan maka dilakukan pengecekan momen nominal balok terhadap momen ultimate dan batas layan yaitu momen retak. Desain balok prategang terhadap

momen nominalnya harus memenuhi kontrol momen batas yang disyaratkan oleh SNI 2847 : 2013 pasal 18.7

Data perhitungan momen nominal:

$$F_u = \text{Minimum breaking load} = 184 \text{ kN} = 184000 \text{ N}$$

$$A_{\text{strand}} = 100,1 \text{ mm}^2$$

$$A_{ps} = 24 \times 100,1 = 2402,4 \text{ mm}^2$$

$$f_{pu} = \frac{\text{minimum breaking load}}{A_s} = \frac{184000}{100,1} = 1838,162 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 0,9 f_{pu} = 0,9 \times 1838,162 = 1654,346 \text{ MPa}$$

sehingga didapat nilai  $\frac{f_{py}}{f_{pu}}$  sebagai berikut:

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1654,346}{1838,162} = 0,9$$

karena  $\frac{f_{py}}{f_{pu}}$  bernilai  $\geq 0,9$  maka diambil  $\gamma_p = 0,28$  dan  $\beta_1 = 0,69$

$$d = 850 - 40 - 13 - 12,5 = 784,5 \text{ mm}$$

### Daerah Tumpuan

Penampang pada daerah tumpuan dimana tendon berada di daerah batas kern atas (daerah arsiran) dengan eksentrisitas sebesar 10 cm dari *cgc*. Pada serat atas dipasang 8D25 ( $A_s = 3928,57 \text{ mm}^2$ ) untuk melawan gaya gempa dan menanggulangi tegangan tarik. Sedangkan pada serat bawah dipasang tulangan lunak sama dengan tulangan pada serat atas.

$$d_p = e_{\text{Tumpuan}} + Y_b = 100 + 441,11 = 541,113 \text{ mm}$$

$\rho_{ps} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p}$  dimana  $A_{ps}$  adalah luas penampang baja prategang

sehingga didapat:

$$\rho_{ps} = \frac{2402,4}{600 \times 541,113} = 0,00740$$

Syarat I :

Selimit Beton  $\leq 0,15 \times d_p$  (SNI 2847-2013 18.7.2)

$40 \leq (0,15 \times 541,113) \rightarrow 40 \text{ mm} \leq 81,167 \text{ mm} \rightarrow \text{(OKE)}$

Syarat II :

$$X_o = \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') > 0,133$$

Dimana :

$\rho_p$  = ratio tulangan prategang terpasang

$$\omega' = \frac{\rho' \times f_y}{f_c}$$

$\rho'$  = ratio tulangan tekan

$$\omega = \frac{\rho \times f_y}{f_c}$$

$\rho$  = ratio tulangan tarik terpasang.

Sehingga didapat nilai  $\omega$  dan  $\omega'$  sebagai berikut:

$$\omega = \omega' = \frac{\rho \times f_y}{f_c} = \frac{0,00835 \times 420}{50} = 0,07011$$

$$X_o = \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega')$$

$$X_o = 0,00740 \times \frac{1838,162}{50} + \frac{784,5}{541,113} (0,07011 - 0,07011)$$

$X_o = 0,272 > 0,133 \rightarrow \text{(OKE)}$

Sehingga didapat

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times X_o \right) = 1838,162 \left( 1 - \frac{0,28}{0,693} \times 0,272 \right) = 1636,084 \text{ MPa}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0,85 \times f'c \times b_e} = \frac{2402,4 \times 1636,084}{0,85 \times 50 \times 1560} = 59,284 \text{ mm}$$

Pada tumpuan balok dianggap sebagai balok persegi karena daerah yang mengalami tarik adalah bagian bawah serat. Sehingga didapat nilai momen nominal adalah:

$$M_n = A_{ps} \times f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \times f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 2402,4 \times 1636,084 \left( 541,113 - \frac{59,284}{2} \right) + 3801,34 \times 420 \left( 784,5 - \frac{59,284}{2} \right)$$

$$= 3255868395 \text{ Nmm} = 3255,868 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times M_n > 1,2 M_{cr}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 3255,868 > 1,2 M_{cr} = 1,2 \times 1956,564$$

$$\rightarrow 2930,282 \text{ kNm} > 2347,876 \text{ kNm} \rightarrow \text{(OKE)}$$

kontrol prestresing partial ratio

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n}$$

$M_{np}$  = momen nominal beton prategang

$$= A_{ps} \times f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 2402,4 \times 1636,084 \left( 541,113 - \frac{59,284}{2} \right) = 2010,353 \text{ kNm}$$

$M_n$  = momen nominal total = 3255,868 kNm

Maka,

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n} = \frac{2010,353}{3255,868} = 0,617 = 61,7 \% < 80 \% \rightarrow \text{(OKE)}$$

### Daerah Lapangan

Penampang pada daerah lapangan dimana tendon berada di daerah limit kabel dengan eksentrisitas sebesar 40 cm dari cgc. Pada serat bawah dipasang 6D25 ( $A_s = 2946,43 \text{ mm}^2$ ) untuk melawan gaya gempa dan menanggulangi tegangan tarik. Sedangkan pada serat atas dipasang tulangan lunak sama dengan tulangan pada serat atas.

$$d_p = e_{\text{Lapangan}} + Y_T = 400 + 408,89 = 808,887 \text{ mm}$$

$$\rho_{ps} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \text{ dimana } A_{ps} \text{ adalah luas penampang baja prategang}$$

sehingga didapat:

$$\rho_{ps} = \frac{2402,4}{600 \times 808,887} = 0,00495$$

Syarat I :

$$\text{Selimut Beton} \leq 0,15 \times d_p \text{ ( SNI 2847-2013 18.7.2 )}$$

$$40 \leq (0,15 \times 808,887) \rightarrow 40 \text{ mm} \leq 121,333 \text{ mm} \rightarrow \text{(OKE)}$$

Syarat II :

$$X_o = \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') > 0,133$$

didapat nilai  $\omega$  dan  $\omega'$  sebagai berikut:

$$\omega = \omega' = \frac{\rho \times f_y}{f_c} = \frac{0,00626 \times 420}{50} = 0,05258$$

$$X_o = \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega')$$

$$X_o = 0,00495 \times \frac{1838,162}{50} + \frac{784,5}{808,887} (0,05258 - 0,05258)$$

$$X_o = 0,182 > 0,133 \rightarrow \text{(OKE)}$$

Sehingga didapat

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} X_o \right) = 1838,162 \left( 1 - \frac{0,28}{0,693} \times 0,182 \right) = 1702,980 \text{ MPa}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0,85 \times f_c' \times b_e} = \frac{2402,4 \times 1702,980}{0,85 \times 50 \times 1560} = 61,708 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{ps} \times f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \times f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 2402,4 \times 1702,980 \left( 808,887 - \frac{61,708}{2} \right) + 2660,94 \times 420 \left( 784,5 - \frac{61,708}{2} \right)$$

$$= 4115755151 \text{ Nmm} = 4115,755 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times M_n > 1,2 M_{cr}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 4115,755 > 1,2 M_{cr} = 1,2 \times 1956,564$$

$$\rightarrow 3704,180 \text{ kNm} > 2347,876 \text{ kNm} \rightarrow \text{(OKE)}$$

kontrol prestresing partial ratio

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n}$$

$M_{np}$  = momen nominal beton prategang

$$= A_{ps} \times f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 2402,4 \times 1702,980 \left( 808,887 - \frac{61,708}{2} \right)$$

$$= 3183118215 \text{ Nmm} = 3183,118 \text{ kNm}$$

$M_n$  = momen nominal total = 4115,755 kNm

Maka,

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n} = \frac{3183,118}{4115,755} = 0,773 = 77,3\% \leq 80\% \rightarrow \text{(OKE)}$$

#### 4.4.11 Angkur Ujung

Zona angkur dapat didefinisikan sebagai *volume* beton dimana gaya prategang yang terpusat pada angkur menyebar kearah transversal menjadi terdistribusi linier diseluruh tinggi penampang disepanjang bentang.

Penulangan pengekang diseluruh zona angkur harus sedemikian hingga mencegah pembelahan dan *bursting* yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perancangan daerah pengankuran global menurut SNI 2847 : 2013 pasal. 18.13 mensyaratkan untuk mengalikan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1,2

$$F_o = 3000 \text{ kN}$$

$$P_u = 1,2 F_o = 1,2 \times 3000 = 3600 \text{ kN}$$

$$T_{PENCAR} = 0,25 \Sigma P_u \times \left(1 - \frac{a}{h}\right) \quad d_{PENCAR} = 0,5(h - 2e)$$

Keterangan :

$\Sigma P_u$  = 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

Didapat nilai

$a = 315 \text{ mm}$  (angkur dengan strand 5-27, VSL table AS1311)

$e = 100 \text{ mm}$  (eksentrisitas pada tumpuan)

$h = 850 \text{ mm}$

sehingga didapat nilai  $T_{pencar}$  sebagai berikut:

$$T_{PENCAR} = 0,25 \times 3600000 \times \left(1 - \frac{315}{850}\right) = 566470,588N$$

$$d_{pencar} = 0,5(h-2e) = 0,5 \times (850 - (2 \times 100)) = 325 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{PENCAR}}{f_y} = \frac{566470,588}{420} = 1348,739 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D13 ( $A_v = 265,571 \text{ mm}^2$ ) maka dibutuhkan tulangan sengkang sebanyak

$$n = \frac{A_{vp}}{A_v} = \frac{1348,739}{265,571} = 5,079 \approx 6 \text{ buah}$$

Dengan spasi antar sengkang di sepanjang daerah angkur adalah

$$S = \frac{d_{PENCAR}}{n} = \frac{325}{6} = 54,167 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang D 13 - 50.

## 4.5 PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

Struktur utama ini berfungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral yang berupa beban gempa. Komponen struktur utama ini terdiri dari balok, kolom dan dinding geser. Perencanaan struktur primer Gedung Hotel Dafam Surabaya ini menggunakan Sistem Ganda (Dual Sistem). Berdasarkan SNI 2847 : 2013 Pendetailan Semua struktur Primer untuk kategori desain gempa D harus memenuhi ketentuan-ketentuan yang ada pada Pasal 21.1.4 - 21.1.7.

### 4.5.1 Perencanaan Balok Induk

Balok merupakan salah satu komponen rangka pada Sistem Rangka Pemikul Momen sehingga harus direncanakan sebaik mungkin agar tidak terjadi kegagalan struktur dan dapat menjamin keamanan bagi penghuninya. Komponen balok sebagai rangka pemikul momen selain bertugas menerima beban gravitasi mati dan hidup, balok induk ini juga menerima beban akibat gaya gempa yang terjadi.



Untuk penulangan balok didesain tipikal untuk lantai 1-18. Hal ini dilakukan karena kemiripan hasil output gaya dalam. Tujuan pendesainan seperti ini dapat mempermudah dan juga mempercepat pelaksanaan. Perancangan penulangan balok mengacu pada SNI 2847 : 2013 pasal 21 mengenai ketentuan khusus untuk perencanaan gempa.

Perencanaan penulangan balok induk dapat dilakukan setelah mendapat gaya-gaya dalam yang terjadi pada analisa struktur utama dari hasil analisa menggunakan program SAP2000.

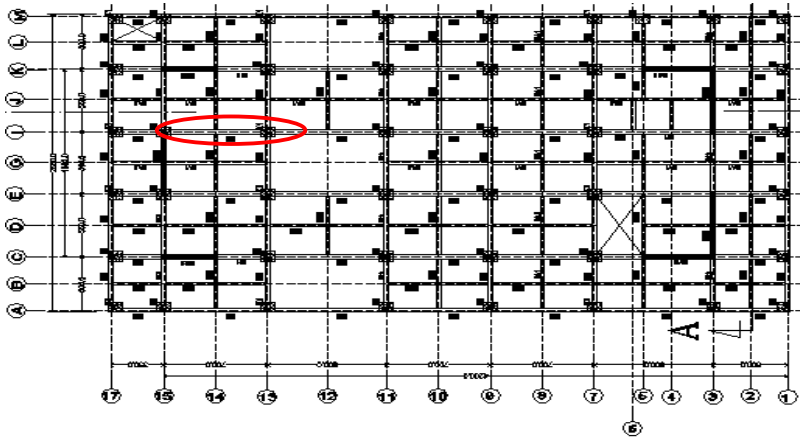
Dalam struktur bangunan ini terdapat dua macam balok induk, yaitu balok 50/65 dan 55/65. Selanjutnya, perhitungan penulangan balok akan disajikan dalam bentuk tabel dan beberapa disajikan pada lampiran.

#### **a. Data dan Perencanaan**

- Dimensi Balok = 500/650 mm
- Bentang Balok = 7000 mm
- Mutu Beton ( $f'_c$ ) = 30 MPa
- Selimut Beton = 40 mm
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 25 mm
  - Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
- Diameter Tul. Sengkang ( $\emptyset$ ) = 13 mm
  - Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
- Diameter Tul. Torsi ( $\emptyset$ ) = 19 mm
  - Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa

#### **Desain Balok Primer B1 – 1 As I ; 13 – 15**

Denah lokasi balok sekunder B1 – 1 As I ; 13 - 15 ditunjukkan pada Gambar 4.47.



Gambar 4. 47 Lokasi Peninjauan Balok Primer BI – 1 As I ; 13 - 15

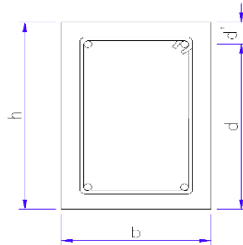
Data output momen dari program bantu analisis struktur dapat dilihat pada tabel dibawah dibawah.

Tabel 4. 37 Output Gaya Dalam Balok Induk

Combo	Tumpuan (Nmm)		Lapangan (Nmm)		Torsi (Nmm)	Geser (N)
	Negatif	Positif	Negatif	Positif		
Envelope	522071400	48706800	0	256215700	55026200	
1,2DL + 1,0LL						219432

Tinggi Manfaat Rencana :

- $d = h - \text{decking} - \text{ØSengkang} - (\frac{1}{2} \text{Ø}_{\text{lentur}})$   
 $= 650 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \times 25 \text{ mm})$   
 $= 585,5 \text{ mm}$
- $d' = \text{decking} + \text{ØSengkang} + (\frac{1}{2} \text{Ø}_{\text{lentur}})$   
 $= 40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + (\frac{1}{2} \times 25 \text{ mm}) = 65,5 \text{ mm}$



Gambar 4. 48 Tinggi Efektif Balok

Periksa persyaratan dimensi penampang untuk komponen lentur bagian SRPMK sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.5.1:

1. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi  $0,1 \times A_g \times f_c'$   
 $63245,8 \text{ N} < 0,1 \times 500 \times 650 \times 30 = 975000 \text{ N} \rightarrow \text{(OKE)}$
2. Bentang bersih minimum  $\geq 4d$   
 $6500 \text{ Mm} \geq 4d = 4 \times 584,5 = 2338 \text{ mm} \rightarrow \text{(OKE)}$
3. Lebar balok tidak boleh kurang dari yang lebih kecil  $0,3h$  ( $0,3 \times 650 = 195$ ) dan  $250 \text{ mm}$   
 $500 \text{ mm} \geq 195 \text{ mm} \rightarrow \text{(OKE)}$   
 $500 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm} \rightarrow \text{(OKE)}$
4. Lebar balok tidak boleh melebihi lebar kolom ditambah dengan  $0,75$  lebar kolom  
 $500 \text{ mm} < 1000 + (0,75 \times 1000) = 1750 \text{ mm} \rightarrow \text{(OKE)}$

#### b. Desain Tulangan Puntir atau Torsi

Data Perencanaan :

Faktor reduksi puntir =  $0,75$  (SNI 2847 : 2013 Pasal 9.3.2.3)

Diameter tulangan puntir =  $19 \text{ mm}$

Gaya geser ultimate =  $219432 \text{ N}$

Torsi ultimate =  $55026200 \text{ Nmm}$

### Cek Kebutuhan Tulangan Puntir

- Luasan yang dibatasi oleh keliling luar irisan penampang beton

$$A_{cp} = b_{balok} \times h_{balok} = 500 \text{ mm} \times 650 \text{ mm} = 325000 \text{ mm}^2$$

- Parameter luar irisan penampang beton  $A_{cp}$

$$P_{cp} = 2x(b_{balok} + h_{balok}) = 2 \times (500 \text{ mm} + 650 \text{ mm}) = 650000 \text{ mm}$$

- Cek kebutuhan tulangan puntir (SNI 2847 : 2013 Pasal 11.5.1)

$$T_u < \Phi \times 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \rightarrow \text{memerlukan tulangan puntir}$$

$$T_u > \Phi \times 0,33 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \rightarrow \text{tulangan puntir diabaikan}$$

$$55026200 \text{ Nmm} > 0,75 \times 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \left( \frac{325000^2}{650000} \right)$$

$$55026200 \text{ Nmm} > 220287,166 \text{ Nmm} \text{ (**perlu tulangan puntir**)}$$

Jadi, penampang balok memerlukan penulangan puntir berupa tulangan memanjang.

### Cek Dimensi Penampang Untuk Menahan Torsi Terfaktor

- Keliling penampang dibatasi as tulangan sengkang

$$\begin{aligned} P_h &= 2 \cdot ((b_{balok} - 2 \cdot t_{decking} - \emptyset_{geser}) + (h_{balok} - 2 \cdot t_{decking} - \emptyset_{geser})) \\ &= 2 \cdot ((500 \text{ mm} - (2 \cdot 40 \text{ mm}) - 13 \text{ mm}) + (650 \text{ mm} - (2 \cdot 40 \text{ mm}) - 13 \text{ mm})) = 1928 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Luas penampang dibatasi as tulangan sengkang

$$\begin{aligned} A_{oh} &= (b_{balok} - 2 \cdot t_{decking} - \emptyset_{geser}) \times (h_{balok} - 2 \cdot t_{decking} - \emptyset_{geser}) \\ &= (500 \text{ mm} - (2 \cdot 40 \text{ mm}) - 13 \text{ mm}) \times (650 \text{ mm} - (2 \cdot 40 \text{ mm}) - 13 \text{ mm}) = 226699 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Cek Kecukupan Penampang Menahan Momen Puntir

Dimensi penampang harus memenuhi ketentuan berikut :

$$\sqrt{\left( \frac{V_u}{b_w \times d} \right)^2 + \left( \frac{T_u \times P_h}{1,7 \times A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left( \frac{0,17 \sqrt{f_c'} \times b_w \times d}{b_w \times d} + (0,66 \times \sqrt{f_c'}) \right)$$

$$\sqrt{\left( \frac{219432}{500 \times 584,5} \right)^2 + \left( \frac{55026200 \times 1928}{1,7 \times (226699)^2} \right)^2} \leq 0,75 \left( \frac{0,17 \sqrt{30} \times 500 \times 584,5}{500 \times 584,5} + (0,66 \times \sqrt{30}) \right)$$

$$1,428 \leq 3,410 \rightarrow \text{(OKE)} \quad \text{(SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.1)}$$

Maka, penampang balok mencukupi untuk menahan momen puntir.

#### Perhitungan Tulangan Transversal Penahan Torsi

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times 226699 \text{ mm}^2 = 192694,150 \text{ mm}^2$$

$$T_n = \frac{2 \times A_o \times A_t \times F_y}{S} \times \cot \theta$$

$$\frac{T_u}{\phi} = \frac{2 \times A_o \times A_t \times F_y}{S} \times \cot \theta$$

$$\begin{aligned} \frac{A_t}{S} &= \frac{T_u}{\phi \times 2 \times A_o \times F_y \times \cot \theta} \\ &= \frac{55026200}{0,75 \times 2 \times 192694,15 \times 400 \times \cot 45^\circ} = 0,47594 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

#### Perhitungan Tulangan Longitudinal Penahan Torsi

$$\begin{aligned} A_l &= \frac{A_t}{S} \times P_h \times \left( \frac{f_{yv}}{f_{yt}} \right) \times \cot^2 \theta \\ &= 0,47594 \times 1928 \times \left( \frac{400}{400} \right) \times \cot^2 45 = 917,607 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tetapi tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} A_{l \min} &= \frac{0,42 \times \sqrt{f'c} \times A_{cp}}{F_y} - \left( \frac{A_t}{S} \right) \times P_h \times \left( \frac{f_{yv}}{f_{yt}} \right) \\ &= \frac{0,42 \times \sqrt{30} \times 325000}{400} - (0,47594) \times 1928 \text{ mm} \times \left( \frac{400}{400} \right) \\ &= 951,496 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

**(SNI 2847:2013 Pasal 11.5.5.3)**

Kontrol :

$A_{l \text{ perlu}} \leq A_{l \min}$  maka gunakan  $A_{l \min}$

$A_{l \text{ perlu}} \geq A_{l \min}$  maka gunakan  $A_{l \text{ perlu}}$

$$917,607 \text{ mm}^2 \leq 951,496 \text{ mm}^2 \text{ (maka pakai } A_{l \min} \text{)}$$

- Luasan tulangan puntir untuk lentur dibagi merata ke empat sisi pada penampang balok.

$$\frac{A_l}{4} = \frac{951,496 \text{ mm}^2}{4} = 237,874 \text{ mm}^2$$

- Luasan tulangan puntir

$$\text{Luas } \emptyset 19 = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times (19)^2 = 283,529 \text{ mm}^2$$

- Jumlah tulangan pasang puntir longitudinal (sisi tengah)

$$N \text{ pasang} = \frac{A_{Spertu}}{A_{Stulangan}} = \frac{237,874 \text{ mm}^2}{283,529 \text{ mm}^2} = 0,839 \approx 2 \text{ Buah}$$

Dipasang tulangan puntir 2 D 19

- Luasan tulangan pasang puntir longitudinal (sisi tengah)

$$\begin{aligned} A_{Spasang \text{ puntir}} &= n_{pasang} \times \text{luasan tulangan puntir} \\ &= 2 \times 283,529 \text{ mm}^2 = 567,057 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol :

$A_{s \text{ pasang}} \geq A_{s \text{ perlu}}$

$$567,057 \text{ mm}^2 \geq 237,874 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{(OKE)}$$

Maka, pada tumpuan kiri, lapangan dan tumpuan kanan dipasang tulangan puntir sebesar 2 D 19.

### c. Perhitungan Tulangan Longitudinal Penahan Lentur

A. Tumpuan Momen Negatif

$$M_u = 522071400 \text{ Nmm}$$

- Kebutuhan Tulangan Awal

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi \times f_y \times (0,9 \times d)}$$

$$A_s \geq \frac{522071400}{0,9 \times 400 \times (0,9 \times 584,5)} = 2756,769 \text{ mm}^2$$

Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times F_c' \times b} = \frac{2756,769 \times 400}{0,85 \times 30 \times 500} = 86,487 \text{ mm}$$

$$- c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{86,487}{0,836} = 103,489 \text{ mm}$$

$$- 0,375 \times dt = 0,375 \times 584,5 = 219,188 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat : } c \leq 0,375 \times dt$$

$$103,489 \text{ mm} \leq 219,188 \text{ mm} \rightarrow (\text{Asumsi awal benar})$$

- Menentukan Kebutuhan Tulangan Terpasang

$$As \text{ perlu} \geq \frac{Mu}{\phi \times f_y \times (d - \frac{a}{2})}$$

$$As \text{ perlu} \geq \frac{552071400}{0,9 \times 400 \times (584,5 - \frac{86,487}{2})} = 2679,318 \text{ mm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{As \text{ perlu}}{b \times d} = \frac{2679,318}{500 \times 584,5} = 0,00917$$

- Cek Syarat Kebutuhan Tulangan Minimum  
(SNI 2847 : 2013 Pasal 10.5.1)

$$As \text{ min} = \frac{0,25 \times \sqrt{F_c'}}{F_y} \times b_w \times d$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 500 \times 584,5 = 1000,449 \text{ mm}^2$$

$$\rho \text{ min} = \frac{As \text{ perlu}}{b_w \times d} = \frac{1000,449}{500 \times 584,5} = 0,00342$$

Atau

$$As \text{ min} = \frac{1,4}{F_y} \times b_w \times d$$

$$= \frac{1,4}{400} \times 500 \times 584,5 = 1022,875 \text{ mm}^2$$

$$\rho \text{ min} = \frac{As \text{ perlu}}{b_w \times d} = \frac{1022,875}{500 \times 584,5} = 0,00350$$

Yang menentukan adalah = 0,0035

Syarat :  $\rho \text{ min} < \rho \text{ perlu}$

$0,0035 > 0,00912$ , maka gunakan  $As \text{ perlu} = 2679,318 \text{ mm}^2$

- Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

$$As \text{ perlu} = As \text{ perlu lentur} + As \text{ perlu lentur torsi} \\ = 2679,318 + 237,874 = 2917,192 \text{ mm}^2$$

$$N_{\text{tul}} = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{tulangan}}} = \frac{2917,192}{490,874} = 5,943 \approx 6 \text{ buah}$$

Dibutuhkan tulangan lentur 6 D 25

- Cek tulangan terpasang

As pasang > As perlu

$$6 \times 490,874 = 2945,243 \text{ mm}^2 > 2917,192 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OKE}$$

- Cek Momen Nominal

$$a = \frac{As \times Fy}{0,85 \times Fc' \times b} = \frac{2945,243 \times 400}{0,85 \times 30 \times 500} = 92,4 \text{ mm}$$

$$Mn = \phi \times As \times Fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0,9 \times 2945,243 \times 400 \times \left(584,5 - \frac{92,4}{2}\right)$$

$$= 570752886,880 \text{ Nmm} > 522071400 \text{ Nmm} \rightarrow \text{OKE}$$

- Kontrol Jarak Tulangan

Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 7.6.1, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

Tulangan dipasang 2 lapis : lapis 1 = 4 ; lapis 2 = 2

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{sengkang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 4 \times 25}{4 - 1} = 98 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \rightarrow \text{OKE}$$

Jadi, dari hasil perhitungan didapat tulangan **6 D 25**

## B. Tumpuan Momen Positif

$$Mu = 48706800 \text{ Nmm}$$

- Kebutuhan Tulangan Awal

$$As \geq \frac{Mu}{\phi \times fy \times (0,9 \times d)}$$

$$As \geq \frac{48706800}{0,9 \times 400 \times (0,9 \times 584,5)} = 257,194 \text{ mm}^2$$



- Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{As \times Fy}{0,85 \times Fc' \times b} = \frac{257,194 \times 400}{0,85 \times 30 \times 500} = 8,069 \text{ mm}$$

- $c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8,069}{0,836} = 9,655 \text{ mm}$

- $0,375 \times dt = 0,375 \times 584,5 = 219,75 \text{ mm}$

Syarat :  $c \leq 0,375 \times dt$

$$9,655 \text{ mm} \leq 219,188 \text{ mm} \rightarrow \text{(Asumsi awal benar)}$$

- Menentukan Kebutuhan Tulangan Terpasang

$$As \text{ perlu} \geq \frac{Mu}{\phi \times fy \times (d - \frac{a}{2})}$$

$$As \text{ perlu} \geq \frac{48706800}{0,9 \times 400 \times (584,5 - \frac{8,069}{2})} = 233,083 \text{ mm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{As \text{ perlu}}{b \times d} = \frac{233,083}{500 \times 584,5} = 0,000798$$

- Cek Syarat Kebutuhan Tulangan Minimum  
(SNI 2847 : 2013 Pasal 10.5.1)

$$As \text{ min} = \frac{0,25 \times \sqrt{Fc'}}{Fy} \times bw \times d$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 500 \times 584,5 = 1000,449 \text{ mm}^2$$

$$\rho \text{ min} = \frac{As \text{ perlu}}{bw \times d} = \frac{1000,449}{500 \times 584,5} = 0,00342$$

Atau

$$As \text{ min} = \frac{1,4}{Fy} \times bw \times d$$

$$= \frac{1,4}{400} \times 500 \times 584,5 = 1022,875 \text{ mm}^2$$

$$\rho \text{ min} = \frac{As \text{ perlu}}{bw \times d} = \frac{1022,875}{500 \times 584,5} = 0,00350$$

Yang menentukan adalah = 0,0035

Syarat :  $\rho \text{ min} < \rho \text{ perlu}$

$0,0035 > 0,000798$ , maka gunakan  $As \text{ perlu} = 1022,875 \text{ mm}^2$

- Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

$As \text{ perlu} = As \text{ perlu lentur} + As \text{ perlu lentur torsi}$

$$= 1022,875 + 237,874 = 1260,749 \text{ mm}^2$$

$$N \text{ tul} = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}} = \frac{1260,749}{490,874} = 2,568 \approx 3 \text{ buah}$$

Dibutuhkan tulangan lentur 3 D 25

- Cek tulangan terpasang

$As \text{ pasang} > As \text{ perlu}$

$$3 \times 490,874 = 1472,622 \text{ mm}^2 > 1260,749 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OKE}$$

- Cek Momen Nominal

$$a = \frac{As \times Fy}{0,85 \times Fc' \times b} = \frac{1472,622 \times 400}{0,85 \times 30 \times 500} = 46,2 \text{ mm}$$

$$Mn = \phi \times As \times Fy \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \times 1472,622 \times 400 \times \left( 584,5 - \frac{46,2}{2} \right)$$

$$= 297622735,666 \text{ Nmm} > 48706800 \text{ Nmm} \rightarrow \text{OKE}$$

- Kontrol Jarak Tulangan

Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 7.6.1, jarak minimum yang

disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm.

Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh

sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot decking - 2 \cdot \phi \text{ sengkang} - n \cdot \phi \text{ tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 3 \times 25}{3 - 1} = 159,5 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \rightarrow \text{OKE}$$

Jadi, dari hasil perhitungan didapat tulangan **3 D 25**

## C. Lapangan

$$M_u = 256215700 \text{ Nmm}$$

- Kebutuhan Tulangan Awal

$$A_s \geq \frac{M_u}{\phi \times f_y \times (0,9 \times d)}$$

$$A_s \geq \frac{256215700}{0,9 \times 400 \times (0,9 \times 584,5)} = 1352,933 \text{ mm}^2$$

- Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times F_c' \times b} = \frac{1352,933 \times 400}{0,85 \times 30 \times 500} = 42,445 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{42,445}{0,836} = 50,789 \text{ mm}$$

$$0,375 \times d_t = 0,375 \times 584,5 = 219,188 \text{ mm}$$

$$\text{Syarat : } c \leq 0,375 \times d_t$$

$$50,789 \text{ mm} \leq 219,188 \text{ mm} \rightarrow (\text{Asumsi awal benar})$$

- Menentukan Kebutuhan Tulangan Terpasang

$$A_s \text{ perlu} \geq \frac{M_u}{\phi \times f_y \times (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s \text{ perlu} \geq \frac{256215700}{0,9 \times 400 \times (584,5 - \frac{42,445}{2})} = 1263,516 \text{ mm}^2$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{A_s \text{ perlu}}{b \times d} = \frac{1263,516}{500 \times 584,5} = 0,00432$$

Cek Syarat Kebutuhan Tulangan Minimum

**(SNI 2847 : 2013 Pasal 10.5.1)**

$$A_s \text{ min} = \frac{0,25 \times \sqrt{F_c'}}{F_y} \times b_w \times d$$

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 500 \times 584,5 = 1000,449 \text{ mm}^2$$

$$\rho \text{ min} = \frac{A_s \text{ perlu}}{b_w \times d} = \frac{1000,449}{500 \times 584,5} = 0,00342$$

Atau

$$\begin{aligned} As_{min} &= \frac{1,4}{F_y} \times bw \times d \\ &= \frac{1,4}{400} \times 500 \times 584,5 = 1022,875 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{As_{perlu}}{bw \times d} = \frac{1022,875}{500 \times 584,5} = 0,00350$$

Yang menentukan adalah = 0,0035

Syarat :  $\rho_{min} < \rho_{perlu}$

$0,0035 > 0,00432$ , maka gunakan  $As_{perlu} = 1263,516 \text{ mm}^2$

- Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

$$\begin{aligned} As_{perlu} &= As_{perlu \text{ lentur}} + As_{perlu \text{ lentur torsi}} \\ &= 1263,516 + 237,874 = 1501,390 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$N_{tul} = \frac{As_{perlu}}{As_{tulangan}} = \frac{1501,390}{490,874} = 3,059 \approx 4 \text{ buah}$$

Dibutuhkan tulangan lentur 4 D 25

- Cek tulangan terpasang

$As_{pasang} > As_{perlu}$

$$4 \times 490,874 = 1963,495 \text{ mm}^2 > 1501,39 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OKE}$$

- Cek Momen Nominal

$$a = \frac{As \times F_y}{0,85 \times F_c' \times b} = \frac{1963,495 \times 400}{0,85 \times 30 \times 500} = 61,6 \text{ mm}$$

$$M_n = \phi \times As \times F_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \times 1963,495 \times 400 \times \left( 584,5 - \frac{61,6}{2} \right)$$

$$= 391387517,676 \text{ Nmm} > 256215700 \text{ Nmm} \rightarrow \text{OKE}$$

- Kontrol Jarak Tulangan

Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 7.6.1, jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar balok yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \text{\O}sengakang - n \cdot \text{\O}tulutama}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 4 \times 25}{4 - 1} = 98 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \rightarrow \text{OKE}$$

Jadi, dari hasil perhitungan didapat tulangan **4 D 25**

#### d. Perhitungan Gaya Geser Desain ( $V_e$ )

##### Hitung Momen Ujung Balok

Asumsikan sendi plastis terbentuk di ujung balok dengan tegangan lentur mencapai  $1,25 F_y$  (SNI 2847 : 2013 Pasal 21.6.2.2)

Untuk Mpr dimana balok adalah balok T, maka nilai  $A_s$  pelat sepanjang lebar efektif juga menambah besaran  $A_s$  untuk perhitungan MPr. Dimana lebar efektif balok T :

(SNI 2847 : 2013 8.12.2)

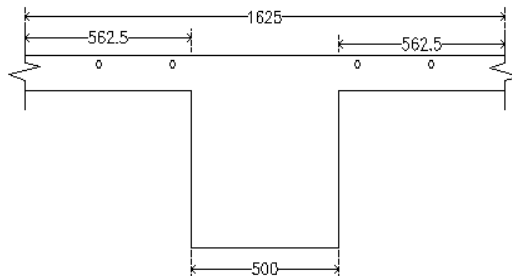
$$b \text{ efektif} \leq 0,25 \times L_n \text{ balok} = 0,25 \times 6500 = 1625 \text{ mm}$$

yang menggantung pada masing-masing sisi :

$$b \text{ efektif} \leq 2 \times 8 \times h \text{ pelat} + bw = 2 \times 8 \times 120 + 500$$

$$b \text{ efektif} = 2420 \text{ mm}$$

Maka, diambil yang menentukan adalah 1625 mm



Gambar 4. 49 Balok T

Dimana sepanjang  $b$  efektif balok T, terdapat 4 buah tulangan susut pelat dengan diameter 13 mm, maka :

$$A_s = 0,25 \times \pi \times d^2 \times 4 = 0,25 \times \pi \times 13^2 \times 4 = 530,929 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser rencana ( $V_e$ ) harus ditentukan dari peninjauan gaya static pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum, ( $M_{pr}$ ) harus dianggap bekerja pada muka tumpuan dan komponen tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya.

Nilai Gaya Geser Rencana pada Balok

Jumlah gaya lintang yang timbul akibat termobilisasinya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan akibat beban gravitasi terfaktor.

$$V_{ki} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_n}$$

$$V_{ka} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{l_n}$$

Nilai  $M_{pr}$  dihitung sebagai berikut:

- Momen ujung negatif tumpuan kiri

$$apr\_1 = \frac{1,25 \times A_s \times F_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1,25 \times 3476,172 \times 400}{0,85 \times 30 \times 500} = 136,320 \text{ mm}$$

$$M_{pr\_1} = 1,25 \times A_s \times F_y \times \left( d - \frac{apr\_1}{2} \right)$$

$$= 1,25 \times 3476,172 \times 400 \times \left( 584,5 - \frac{136,320}{2} \right)$$

$$= 897442977,051 \text{ Nmm}$$

- Momen ujung positif tumpuan kiri

$$apr\_2 = \frac{1,25 \times As \times Fy}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{1,25 \times 1260,749 \times 400}{0,85 \times 30 \times 500} = 49,441 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Mpr\_2 &= 1,25 \times As \times Fy \times \left( d - \frac{apr\_2}{2} \right) \\ &= 1,25 \times 1260,749 \times 400 \times \left( 584,5 - \frac{49,441}{2} \right) \\ &= 352870686,821 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- Hitung Gaya Geser Akibat Mpr  
(SNI 2847 : 2013 Pasal 21.6.2.2)  
 $V_u = 219432 \text{ N}$  (dari syarat kombinasi 1,2DL + 1,0LL)

- Struktur bergoyang ke kiri

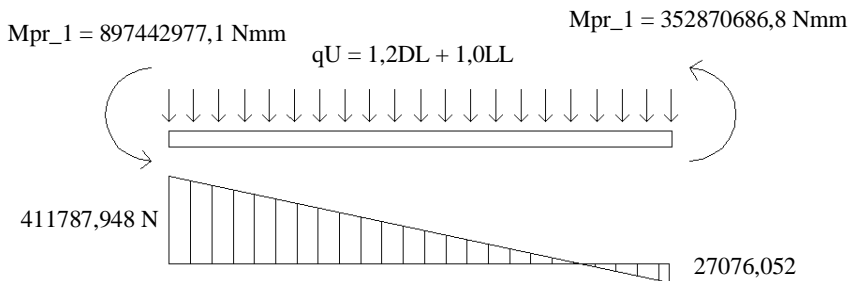
$$\begin{aligned} V_{ki} &= \frac{Mpr\_1 + Mpr\_2}{ln} = \frac{897442977,051 + 352870686,821}{6500} \\ &= 192355,948 \text{ N} \end{aligned}$$

Total reaksi diujung kiri balok

$$= V_{ki} + V_u = 192355,95 + 219432 = 411787,948 \text{ N}$$

Total reaksi diujung kanan balok

$$= V_{ki} - V_u = 192355,95 - 219432 = -27076,052 \text{ N}$$



Gambar 4. 50 Reaksi Momen Struktur Bergoyang ke Kiri

$$\begin{aligned}
 V_e &= \frac{411787,948}{ln} \times Ln - d \\
 &= \frac{411787,948}{6500} \times 6500 - 584,5 = 374758,709 \text{ N}
 \end{aligned}$$

- Struktur bergoyang ke kanan

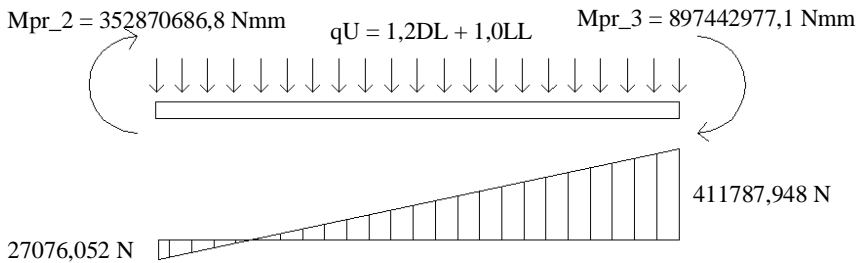
$$\begin{aligned}
 V_{ka} &= \frac{M_{pr\_2} + M_{pr\_1}}{ln} = \frac{352870686,821 + 897442977,051}{6500} \\
 &= 192355,95 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Total reaksi diujung kiri balok

$$= V_{ka} - V_u = 192355,95 - 219432 = -27076,052 \text{ N}$$

Total reaksi diujung kanan balok

$$= V_{ka} + V_u = 192355,95 + 219432 = 411787,948 \text{ N}$$



Gambar 4. 51 Reaksi Momen Struktur Bergoyang ke Kanan

$$\begin{aligned}
 V_e &= \frac{411787,948}{ln} \times Ln - d \\
 &= \frac{411787,948}{6500} \times 6500 - 584,5 = 374758,709 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Tulangan Transversal Penahan Geser dan Torsi  
 Menurut SNI 2847 : 2013 Pasal 21.5.4.2, bila  $V_c = 0$  jika memenuhi syarat sebagai berikut :

- $V_e \text{ desain} \geq 0,5 \times V_u$   
 $374758,709 \text{ N} \geq 0,5 \times 219432 \text{ N}$   
 $374758,709 \text{ N} \geq 109716 \text{ N} \rightarrow \text{(OKE)}$



$$- P_u < A_g \times F_c' \times 1/20$$

$$63245,8 \text{ N} < (500 \times 600) \times 30 \times 0,05 = 487500 \text{ N} \rightarrow \text{(OKE)}$$

Maka,  $V_c = 0$

- Hitung tulangan di daerah sendi plastis (daerah sepanjang  $2h$  dari muka kolom) dan di daerah luar sendi plastis.

- Daerah sendi plastis muka kolom tumpuan

$$2 \times h = 2 \times 650 = 1300 \text{ mm dari muka kolom}$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{374758,709}{0,75} - 0 = 499678,279 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{F_y \times d} = \frac{499678,279}{400 \times 584,5} = 2,137$$

- Daerah diluar sendi plastis muka kolom (lapangan)

$$2 \times h = 2 \times 650 = 1300 \text{ mm dari muka kolom}$$

$$V_e = \frac{(6500 - 1300) \times (411787,948 - (-27076,052))}{6500}$$

$$= 351091,2 \text{ N}$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{F_c'} \times b_w \times d = 0,17 \times \sqrt{30} \times 500 \times 584,5$$

$$= 272122,260 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{351091,2}{0,75} - 272122,260$$

$$= 195999,340 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{F_y \times d} = \frac{195999,340}{400 \times 584,5} = 0,838$$

- Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi

- Daerah sendi plastis muka kolom tumpuan

$$\frac{A_v + t}{S} = \frac{A_v}{S} + \frac{A_t}{S} = 2,137 + 0,47594 = 2,613$$

Digunakan sengkang 2 kaki, diameter 13

$$= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 265,465 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{265,465}{2,613} = 101,588 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$$

Syarat pada sendi plastis menurut SNI 2847 : 2013 Pasal 21.5.3.2 sebagai berikut :

1. Senggang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu
2. Spasi senggang tertutup tidak boleh melebihi nilai terkecil dari :

$$100 \text{ mm} < \frac{d}{4} = \frac{584,5}{4} = 146,125 \text{ mm} \rightarrow \text{(OKE)}$$

$$100 \text{ mm} < 6 \times D = 6 \times 25 = 150 \text{ mm} \rightarrow \text{(OKE)}$$

$$100 \text{ mm} < 150 \text{ mm} \rightarrow \text{(OKE)}$$

Syarat memenuhi, maka digunakan **D13 – 100 mm**

- Daerah luar sendi plastis (lapangan)

$$\frac{Av + t}{S} = \frac{Av}{S} + \frac{At}{S} = 0,838 + 0,47594 = 1,314$$

Digunakan senggang 2 kaki, diameter 13

$$= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 265,465 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{265,465}{1,314} = 201,988 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

Syarat diluar sendi plastis menurut SNI 2847 : 2013 Pasal 21.5.3.4 sebagai berikut :

$$200 \text{ mm} < \frac{d}{2} = \frac{584,5}{2} = 292,250 \text{ mm} \rightarrow \text{(OKE)}$$

Syarat memenuhi, maka digunakan **D13 – 200 mm**

Hasil perhitungan tulangan :

Torsi tumpuan – lapangan = 2D19

Longitudinal tumpuan momen negatif = 6D25

Longitudinal tumpuan momen positif = 3D25

Longitudinal lapangan = 4D25

Transversal tumpuan = D13 – 100 mm

Transversal lapangan = D13 – 200 mm

### e. Perencanaan Panjang Penyaluran Tulangan Balok

Perhitungan panjang penyaluran tulangan diatur dalam SNI 2847 : 2013 pasal 12.2.1 adalah sebagai berikut :

- a. Panjang penyaluran tulangan tarik

Diketahui diameter tulangan,  $d_b = 22 \text{ mm}$

$$l_b = d_b \times \frac{F_y \times \psi_t \times \psi_e}{1,7 \times \lambda \times \sqrt{F_c'}} > 300 \text{ mm}$$

Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 12.2.4 :

$\Psi_t = 1,3$  (faktor lokasi penulangan ; tulangan horizontal yang ditempatkan hingga lebih dari 300 mm beton segar dicor pada komponen di bawah panjang penyaluran)

$\Psi_e = 1,0$  (faktor pelapis ; tulangan tanpa pelapis)

$\lambda = 1,0$  (faktor beton agregat ringan ; beton normal)

$$\begin{aligned} l_b &= 25 \times \frac{400 \times 1,3 \times 1}{1,7 \times 1 \times \sqrt{30}} > 300 \text{ mm} \\ &= 1396,156 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \rightarrow \text{(OKE)} \end{aligned}$$

Jadi dipakai panjang penyaluran tulangan tarik sebesar 1300 mm.

- b. Panjang penyaluran tulangan tekan

$$\begin{aligned} l_{dc} &= d_b \times \frac{0,24 \times F_y}{\lambda \times \sqrt{F_c'}} > 200 \text{ mm} \\ &= 25 \times \frac{0,24 \times 400}{1 \times \sqrt{30}} = 438,178 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \rightarrow \text{(OKE)} \end{aligned}$$

Tetapi tidak kurang dari :

$$l_{dc} = 0,043 \times d_b \times F_y = 0,043 \times 25 \times 400 = 450 \text{ mm}$$

Jadi, dipakai panjang penyaluran tulangan tekan sebesar 450 mm.

- c. Panjang penyaluran tulangan berkait dalam kondisi tarik  
Menurut SNI 2847 : 2013 Pasal 12.5.1

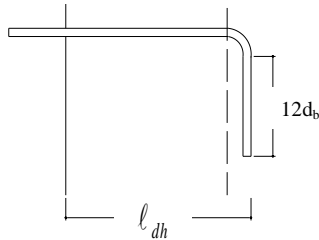
$$l_{dh} > 8 \times d_b = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > 150 \text{ mm}$$

$$l_{dc} = d_b \times \frac{0,24 \times Fy}{\lambda \times \sqrt{Fc'}} > 200 \text{ mm}$$

$$= 25 \times \frac{0,24 \times 400}{1 \times \sqrt{30}} = 438,178 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \rightarrow \text{(OKE)}$$

Jadi, dipakai panjang penyaluran tulangan berkait sebesar 450 mm dengan perpanjangan kait  $12 \times d_b = 12 \times 25 = 300$  mm.



Gambar 4. 52 Detail Ikatan untuk Penyaluran Kait Standar

#### f. Kontrol Lentutan

Lentutan izin seketika harus memenuhi SNI 2847:2013 Tabel 9.5(b), yaitu:

$$\frac{l_n}{360} = \frac{7000}{360} = 19,444 \text{ mm}$$

Dari output SAP lentutan akibat kombinasi 1D+1L dapat dilihat pada gambar 4.53 berikut ini :



Gambar 4. 53 Grafik lentutan yang terjadi pada balok

Dapat dilihat pada gambar 4.53 bahwa lendutan maksimum terjadi pada 3,0625 m tengah bentang dengan lendutan sebesar 6,223 mm.

Cek:

$$\delta_{ijin} < \delta_{terjadi} \rightarrow 19,444 \text{ mm} > 6,223 \text{ mm} \rightarrow \text{(OKE)}$$

### g. Kontrol Retak

perhitungan lebar retak dapat dilakukan dengan (SNI 2847-2002 pasal 12.6.4):

$$W = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$$

Nilai lebar retak yang diperoleh tidak boleh melebihi 0,4 mm untuk penampang di dalam ruang dan 0,3 mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar. Selain itu spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh lebih dari :  $s = 380 \frac{280}{f_s} - 2,5 \times C_c$

$$\text{Dan tidak boleh lebih besar dari : } 300 \frac{280}{f_s}$$

$W$  : lebar retak dalam  $mm$ .

$\beta$  : perbandingan lebar retak penampang tak bertulang dengan penampang bertulang, biasanya untuk balok 1,2

$f_s$  : tegangan dalam tulangan, dapat diambil  $2/3$  dari  $f_y$ .

$d_c$  : tebal selimut beton diukur dari serat tarik terluar ke pusat batang tulangan,  $C_c + \frac{1}{2} \emptyset$  tulangan

$A$  : luas efektif beton tarik di sekitar lentur tarik dan mempunyai titik pusat yang sama dengan titik pusat tulangan tersebut, dibagi jumlah batang tulangan.

$$d_c = 40 \text{ mm} \qquad \emptyset \text{ tulangan} = 22 \text{ mm}$$

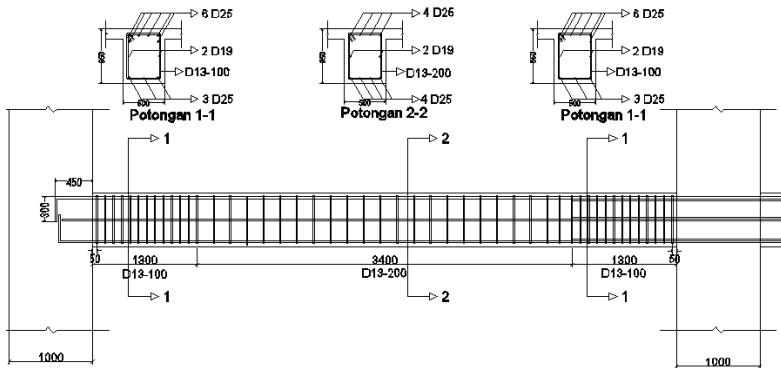
$$f_y = 400 \text{ MPa} \qquad f_s = 2/3 f_y = 266,667 \text{ MPa}$$

$$C_c = 40 + \frac{1}{2} 25 = 53 \text{ mm}$$

Spasi max dipermukaan tarik untuk balok dan plat satu arah:

$$S = 380 \frac{280}{f_s} - 2,5 \times C_c = 267,75 \text{ mm}$$

$$S = 380 \frac{280}{f_s} = 399 \text{ mm}$$



Gambar 4. 54 Rencana Penulangan Balok Primer As I; 13 – 15

#### 4.5.2 Perencanaan Kolom

Pada struktur Hotel Dafam Surabaya terdapat beberapa jenis kolom. Sebagai contoh perhitungan, akan didesain kolom interior yang terletak pada As I - 13. Dengan data perencanaan sebagai berikut:

##### a. Data perencanaan

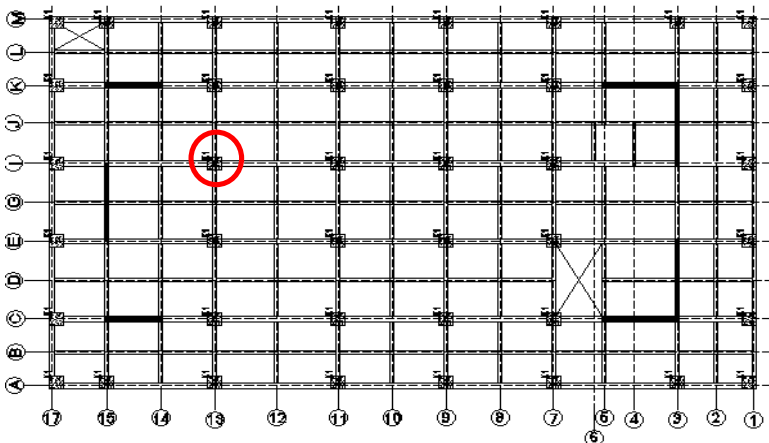
Tipe kolom		: K1
Tinggi Kolom (L)		: 5500 mm
Dimensi kolom (b)		: 1000 mm
	(h)	: 1000 mm
Diameter tulangan (lentur)		: 25 mm (490,874 mm <sup>2</sup> )
	(geser)	: 13 mm (132,732 mm <sup>2</sup> )
Mutu tulangan (lentur) $f_y$		: 400 Mpa

(geser) $f_y$	:	240 Mpa
Mutu beton ( $f'_c$ )	:	30 Mpa
Selimit beton (s)	:	40 mm
(SNI 2847:2013 pasal 7.7.1)		
Tinggi efektif (d)	:	934,5 mm
(d <sup>''</sup> )	:	65,5 mm

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

(SNI 03-2847-2013 Ps.10.2.7.3)

$$= 0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,836$$



Gambar 4. 55 Denah lokasi kolom yang ditinjau

### **Gaya dalam kolom:**

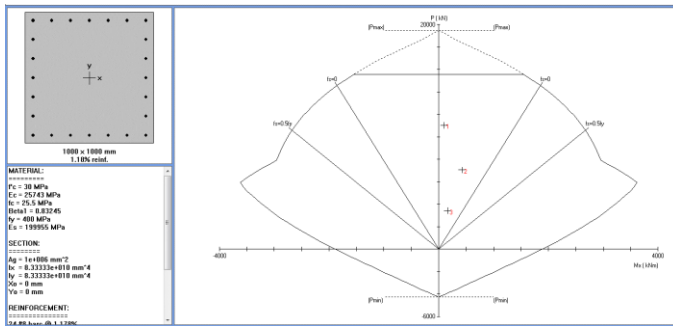
Menggunakan program bantu SAP, maka didapat gaya dalam kolom seperti yang disajikan pada tabel 4.37 baik untuk kolom atas maupun kolom dibawahnya karena kolom pada lantai 1-5 merupakan satu tipe kolom.

Tabel 4. 38 Output gaya dalam kolom

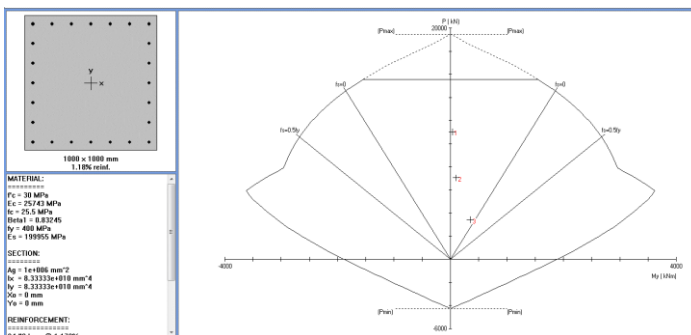
No.	Combo	P	$M_x$	$M_y$
		kN	kN.m	kN.m
1.	1,2DL + 1,6LL	11032,296	100,4451	34,7486
2.	1,2DL + 1LL ± EY	7066,841	427,2673	104,5283
3.	1,2DL + 1LL ± EX	3438,788	164,6654	354,1773

## b. Perencanaan Tulangan Lentur

Dengan menggunakan program bantu SpColumn, semua gaya dalam dari tabel 4.37 dimasukkan ke program bantu sebagai beban. Dari beberapa kali percobaan maka didapat *output* seperti pada gambar 4.60 untuk arah x dan 4.61 untuk arah y.



Gambar 4. 56 Diagram interaksi kolom (arah X)



Gambar 4. 57 Diagram interaksi kolom (arah Y)



Digunakan tulangan 24 D25 dengan rasio tulangan sebesar 1,18% dan jarak minimal antar tulangan sebesar 148,464 mm. Kemudian dilakukan kontrol pemasangan tulangan longitudinal berdasarkan SNI 2847:2013.

- Cek batas tulangan komponen tekan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.3.1:

$$1\% < 1,18\% < 6\% \rightarrow \text{OKE}$$

- Cek batas spasi bersih tulangan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 7.6.1:

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \emptyset \text{senggang} - n \cdot \emptyset \text{tul utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{1000 - 2 \times 40 - 6 \times 25 - 2 \times 13}{6 - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= 148,464 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \rightarrow \text{OKE}$$

### Kontrol Strong Column Weak Beam:

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 dimana nilai  $\Sigma M_{nc}$  pada joint (AS I, 13) diperoleh dari diagram interaksi kolom, dengan mengambil nilai momen yang dihasilkan dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kekuatan lentur terendah kolom atas dan kolom bawah yang menuju pada joint yang sama. Untuk  $\Sigma M_{nb}$  pada joint (AS I, 13) nilainya ditentukan dari jumlah kekuatan lentur nominal balok yang menuju ke dalam joint yang sama.

- $\Sigma M_{nc}$  pada joint AS I - 13 (Arah X)

No.	Pu kN	Mux kNm	fMnx kNm	fMn/Mu
1	11032.30	100.45	2613.18	26.016
2	7066.84	427.27	3265.03	7.642
3	3438.79	164.67	3070.40	18.646

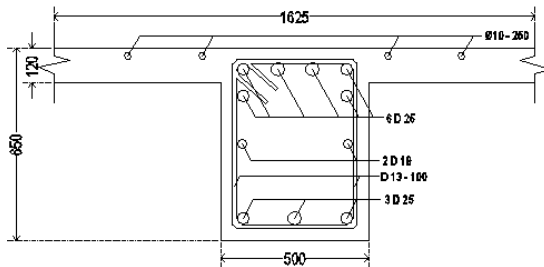
Gambar 4. 58 Output diagram interaksi kolom arah X

Pada gambar 4.58 didapat nilai  $M_{nc}$  terendah kolom dimana untuk kolom atas dan bawah nilainya diambil sama. Sehingga didapatkan nilai  $\Sigma M_{nc}$  seperti berikut:

$$\begin{aligned}\Sigma M_{nc} &= M_{nc1} + M_{nc2} \\ &= 2613,18 + 2613,18 = 5226,36 \text{ kNm}\end{aligned}$$

➤  $\Sigma M_{nb}$  pada joint AS I - 13 (Arah X)

Ditinjau terhadap balok BI - 1 (AS I ; 13 - 15) tumpuan kanan dan balok BI - 1 (AS I ; 11 - 13) tumpuan kiri dimana nilai  $\Sigma M_{nb}$  diambil dari penjumlahan kekuatan lentur nominal balok yang menuju ke dalam joint yang sama. Untuk balok induk BI - 1 (AS I ; 13 - 15) dan BI - 1 (AS I ; 11 - 13) merupakan balok dengan tipe yang sama gambar 4.59, maka untuk perhitungan nilai  $M_{nb}$  cukup dilakukan satu kali perhitungan saja.



Gambar 4. 59 Detail penulangan balok BI-1

Tumpuan kanan ( $M_{nb1}$ ):

As balok : 6 D25 (2945,243 mm<sup>2</sup>)

As pelat dalam lebar eff. : 4 Ø13 (163,363 mm<sup>2</sup>)

As total = 2945,243 + 163,363 = 3108,606 mm<sup>2</sup>

$$a = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1,25 \times 3108,606 \times 400}{0,85 \times 30 \times 500} = 121,906 \text{ mm}$$

$$d = 650 - (40 + 13 + 25) = 572 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb} &= 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 1,25 \times 3108,606 \times 400 \times \left( 572 - \frac{121,906}{2} \right) \\
 &= 794321778,222 \text{ N.mm} = 794,322 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Tumpuan kiri (Mnb2):

As balok : 3 D25 (1472,622 mm<sup>2</sup>)

$$a = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f'_{cxb}} = \frac{1,25 \times 1472,622 \times 400}{0,85 \times 30 \times 500} = 57,750 \text{ mm}$$

$$d = 650 - (40 + 13 + 25) = 572 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb} &= 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 1,25 \times 1472,622 \times 400 \times \left( 572 - \frac{57,750}{2} \right) \\
 &= 399908841,119 \text{ N.mm} = 399,909 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan balok induk diatas, didapatkan nilai kuat momen balok  $\Sigma M_{nb}$  :

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{nb} &= M_{nb1} + M_{nb2} \\
 &= 794,322 + 399,909 = 1194,231 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Syarat strong column weak beam (Arah X) :

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{nc} &\geq 1,2 \Sigma M_{nb} \\
 5226,36 \text{ kN.m} &\geq 1,2 \times 1194,231 \\
 5226,36 \text{ kN.m} &\geq 1433,077 \text{ kN.m} \rightarrow \text{(OKE)}
 \end{aligned}$$

Jadi, syarat dari *strong column weak beam* pada arah X terpenuhi.

➤  $\Sigma M_{nc}$  pada joint AS I - 13 (Arah Y)

No.	$P_u$ kN	$M_{uy}$ kNm	$f_{Mny}$ kNm	$f_{Mn}/M_u$
1	11032.30	34.75	2613.18	75.203
2	7066.84	104.53	3265.03	31.236
3	3438.79	354.18	3070.40	8.669

Gambar 4. 60 Output diagram interaksi kolom arah Y

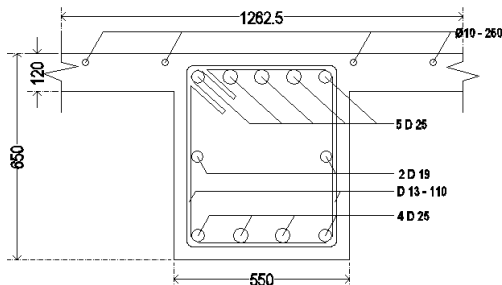
Pada gambar 4.60 didapat nilai  $M_{nc}$  terendah kolom dimana untuk kolom atas dan bawah nilainya diambil sama. Sehingga didapatkan nilai  $\Sigma M_{nc}$  seperti berikut:

$$\begin{aligned}\Sigma M_{nc} &= M_{nc1} + M_{nc2} \\ &= 2613,18 + 2613,18 = 5226,36 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

➤  $\Sigma M_{nb}$  pada joint AS I - 13 (Arah Y)

Ditinjau terhadap balok BI - 2 (AS 15 ; I - K) tumpuan kanan gambar 4.61 dan balok BI - 2 (AS 15 ; E - I) tumpuan kiri gambar 4.62 dimana nilai  $\Sigma M_{nb}$  diambil dari penjumlahan kekuatan lentur nominal balok yang menuju ke dalam joint yang sama.

Tumpuan kanan ( $M_{nb3}$ ):



Gambar 4. 61 Detail penulangan balok BI - 2

As balok : 5 D25 (2454,369 mm<sup>2</sup>)  
 As pelat dalam lebar eff. : 4 Ø13 (163,363 mm<sup>2</sup>)  
 As total = 2454,369 + 163,363 = 2617,732 mm<sup>2</sup>

$$a = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f'_{c} \times b} = \frac{1,25 \times 2617,732 \times 400}{0,85 \times 30 \times 550} = 93,324 \text{ mm}$$

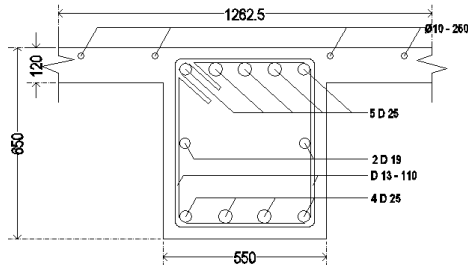
$$d = 650 - (40 + 13 + 25 + \frac{40}{2}) = 552 \text{ mm}$$

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

$$= 1,25 \times 2617,732 \times 400 \times \left( 552 - \frac{93,324}{2} \right)$$

$$= 661419889,387 \text{ N.mm} = 661,420 \text{ kN.m}$$

Tumpuan kiri (Mnb4):



Gambar 4. 62 Detail penulangan balok BI - 2

As balok : 4 D25 (1963,495 mm<sup>2</sup>)

$$a = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f'_{c} \times b} = \frac{1,25 \times 1963,495 \times 400}{0,85 \times 30 \times 550} = 70 \text{ mm}$$

$$d = 650 - (40 + 13 + 25 + \frac{40}{2}) = 552 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb} &= 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 1,25 \times 1963,495 \times 400 \times \left( 552 - \frac{70}{2} \right) \\
 &= 507563643,447 \text{ N.mm} = 507,564 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan balok induk diatas, didapatkan nilai kuat momen balok  $\Sigma M_{nb}$  :

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{nb} &= M_{nb3} + M_{nb4} \\
 &= 661,420 + 507,564 = 1168,984 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Syarat strong column weak beam (Arah Y) :

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{nc} &\geq 1,2 \Sigma M_{nb} \\
 5226,36 \text{ kN.m} &\geq 1,2 \times 1168,984 \\
 5226,36 \text{ kN.m} &\geq 1402,780 \text{ kN.m} \rightarrow \text{(OKE)}
 \end{aligned}$$

Jadi, syarat dari *strong column weak beam* pada arah Y terpenuhi.

### c. Perencanaan Tulangan Geser

- Panjang  $l_0$  dari muka kolom  
Tulangan transversal harus dipasang sepanjang panjang  $l_0$  dari setiap muka joint dan pada kedua sisi sebarang penampang dimana pelelehan lentur sepertinya terjadi sebagai akibat dari perpindahan lateral inelastik rangka yang disyaratkan pada SNI 2847 : 2013 Pasal 21.6.4.1. Panjang  $l_0$  tidak boleh kurang dari yang terbesar dari :
  - $l_0 \geq 650 \text{ mm}$
  - $l_0 \geq \frac{1}{6} \times 4850 = 808,33 \text{ mm} = 810 \text{ mm}$
  - $l_0 \geq 450 \text{ mm}$
 Maka  $l_0$  pakai adalah yang paling menentukan yaitu 810 mm.

- Spasi tulangan transversal sepanjang  $l_0$  :  
Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 21.6.4.3 spasi tulangan transversal sepanjang panjang  $l_0$  komponen struktur tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

$$- S \leq \frac{1}{4} \times b = \frac{1}{4} \times 1000 = 250 \text{ mm}$$

$$- S \leq 6 \times d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$- S \leq 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right) = 65,5 \text{ mm}$$

$$- S \leq 150 \text{ mm}$$

$$- S \leq 100 \text{ mm}$$

Maka digunakan spasing yang paling menentukan yaitu,  $S = 100 \text{ mm}$ .

- Tulangan transversal minimum

Luas penampang total tulangan sengkang persegi,  $A_{sh}$  tidak boleh kurang dari yang disyaratkan oleh SNI 2847 : 2013 pasal 21.6.4.4, berikut:

$$bc = 1000 - (2.40) - 13 = 907 \text{ mm}$$

$$A_g = 1000 \times 1000 = 1000000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (1000 - (2.40))^2 = 846400 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,3x \frac{Sx b c x f'c}{f_y t} x \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \\ &= 0,3x \frac{100x907x30}{400} x \left[ \left( \frac{1000000}{846400} \right) - 1 \right] \\ &= 370,34 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,09x \frac{Sx b c x f'c}{f_y t} \\ &= 0,09x \frac{100x907x30}{400} = 612,225 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jadi Ash diambil yang terbesar yaitu  $612,225 \text{ mm}^2$ .

- Kebutuhan tulangan transversal  
Asumsi awal tulangan transversal 2 kaki D13 dengan  $A_v = 265,465 \text{ mm}^2$ . Maka:  
$$n = \frac{Ash}{A_v} = \frac{612,225}{265,465} = 2,306 \approx 4 \text{ buah}$$

karena syarat pemasangan tulangan transversal yang tidak boleh melebihi 350 mm sesuai syarat SNI 2847 : 2013 Gbr. S21.6.4.2, maka tulangan transversal pakai adalah 4 kaki D13 – 100. Dengan Ash seperti berikut:

$$\begin{aligned} Ash &= 0,25 \times \pi \times n \times D^2 \\ &= 0,25 \times \pi \times 4 \times 13^2 \\ &= 1194,591 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jadi tulangan transversal pakai adalah 4 kaki D13 – 100.

- Spasi tulangan transversal diluar  $l_0$  :  
Diluar panjang  $l_0$  ,kolom harus mengandung tulangan spiral atau sengkang dengan spasi minimum yang memenuhi SNI 2847 : 2013 Pasal 21.6.4.5 ,berikut:
  - $S \leq 6 \times db = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
  - $S \leq 150 \text{ mm}$

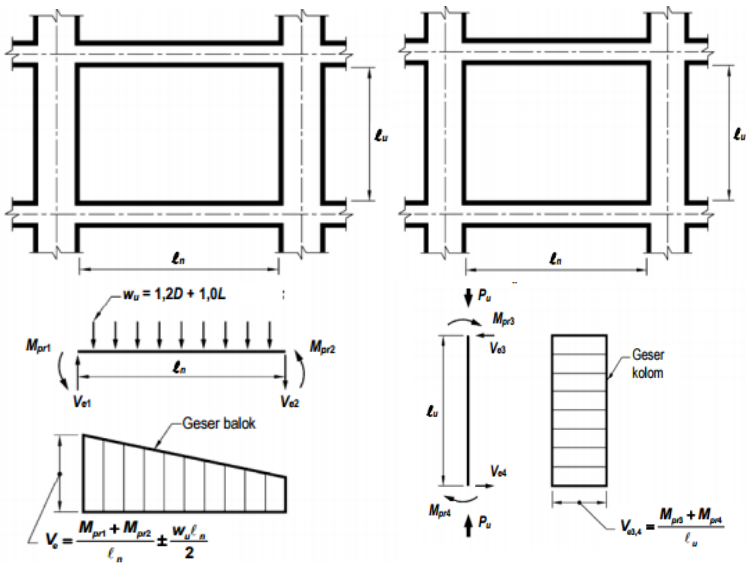
Jadi nilai S tidak boleh melebihi yang terkecil dari nilai diatas, maka S pakai adalah 150 mm.

- Kontrol kekuatan tulangan transversal pada kolom.  
Tulangan transversal sebagai penahan gaya geser harus didesain dengan gaya geser  $V_e$  dimana nilainya tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor dari analisa struktur dan momen ujung  $M_{pr}$  untuk kolom tidak perlu lebih besar dari momen yang dihasilkan oleh  $M_{pr}$  balok

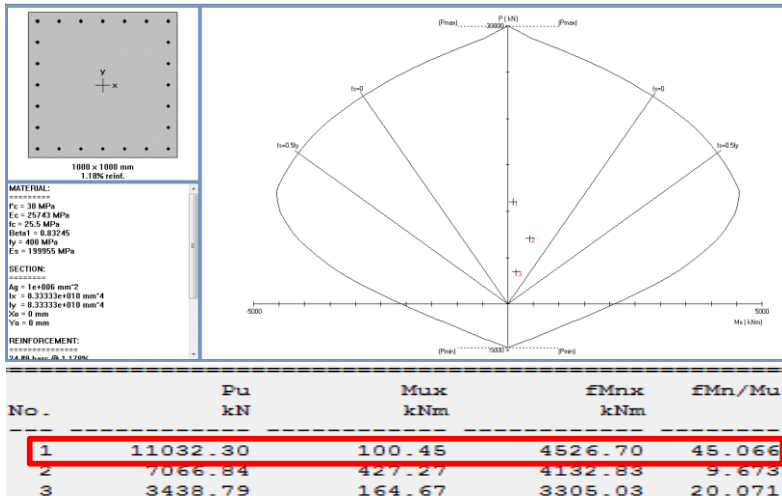


yang berada pada joint balok-kolom yang sama dimana nilainya diatur dalam SNI 2847 : 2013 Pasal 21.6.5.1, dan dapat dihitung seperti pada gambar 4.63

Nilai  $M_{pr}$  kolom didapat dari diaram interaksi kolom yang menghasilkan nilai momen terfaktor terbesar akibat beban  $P_u$  terfaktor dengan menggunakan nilai  $f_s = 1,25 f_y$  dan  $\phi = 1$  dimana nilai tersebut adalah kekuatan leleh yang ditetapkan. Untuk nilai  $M_{pr}$  kolom struktur ini dapat dilihat pada gambar 4.62 dimana kolom atas dan bawah memiliki nilai yang sama karena kolom lantai 1-5 merupakan satu tipe kolom.



Gambar 4. 63 Gaya geser desain untuk kolom dan balok



Gambar 4. 64 Nilai Mpr kolom K1

Jadi, dari diagram interaksi kolom pada gambar 4.64 didapatkan nilai Mpr untuk Kolom Atas dan bawah adalah 4526,70 kN.m, nilai Mpr untuk kolom tidak perlu diambil lebih besar dari nilai Mpr balok 897,443 kN.m. Maka nilai Mpr pakai untuk perhitungan  $V_e$  yaitu Mpr dari balok dan nilainya tidak boleh diambil kurang dari  $V_u$  output SAP.

$$V_e = \frac{Mpr_1 + Mpr_2}{L_n} = \frac{897442977,051 + 897442977,051}{4850}$$

$$= 370079,578 \text{ N}$$

$$= 370,080 \text{ kN} \geq V_u = 219,432 \text{ kN} \rightarrow \text{(OKE)}$$

- Kontrol gaya geser nominal  
Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.1.1 kuat geser nominal harus memenuhi persamaan berikut:

$$V_e \leq \phi V_n$$

$$V_e \leq \phi (V_s + V_c)$$

Dimana:

$V_n$  = Gaya geser nominal

$V_s$  = Gaya geser tulangan

$V_c$  = Gaya geser beton

➤ Gaya geser beton

Gaya geser beton dapat diabaikan ( $V_c = 0$ ) sesuai SNI 2847:2013 pasal 20,0021.6.5.2 bila beberapa syarat berikut ini terpenuhi:

$$1. 0,5 \times V_u \leq V_u$$

$$0,5 \times 219,432 = 109,716 \text{ kN} \leq 370,080 \text{ kN} \rightarrow \text{(OKE)}$$

$$2. P_u \leq \frac{A_g \cdot f'_c}{10}$$

$$11032296 \text{ N} \leq \frac{(1000 \times 1000) \times 30}{10}$$

$$11032296 \text{ N} \leq 3000000 \text{ N}$$

$$11032296 \text{ kN} > 3000 \text{ kN} \rightarrow \text{(NOT OKE)}$$

Jadi penampang perlu ditinjau terhadap nilai  $V_c$  nya.

Menurut SNI 2847 : 2013 pasal 11.2.1.2 untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial, maka nilai  $V_c$  nya :

$$V_c = 0,17 \times \left( 1 + \frac{P_u}{14 \times A_g} \right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b \times w \times d$$

$$= 0,17 \times \left( 1 + \frac{110322,960}{14 \times (1000 \times 1000)} \right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 934,5$$

$$= 876996,324 \text{ N} = 876,996 \text{ kN}$$

➤ Gaya geser tulangan

Untuk nilai gaya geser tulangan ( $V_s$ ) dihitung berdasarkan tulangan confinement ( $A_{sh}$ ) dan spasi ( $S$ ) terpasang sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.4.7.2, berikut:

$$V_s = \frac{A_{sh} \times f_y \times d}{S} = \frac{1194,591 \times 400 \times 934,5}{100}$$

$$= 4465379,687 \text{ N} = 4465,380 \text{ kN}$$

Jadi kontrol untuk gaya geser nominal dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_n &= V_s + V_c \\ &= 4465,380 + 876,996 = 5342,376 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek,

$$\begin{aligned} V_e &\leq \phi V_n \\ 370,080 \text{ kN} &\leq 0,75 \times 5342,376 \text{ kN} \\ 370,080 \text{ kN} &\leq 4006,782 \text{ kN} \rightarrow \text{(OKE)} \end{aligned}$$

Maka tulangan transversal sebagai confinement 4 kaki D13 - 100 dapat digunakan sejarak 810 mm dari muka joint dan 4 kaki D13 - 150 diluar dari jarak tersebut untuk tipe kolom K1.

#### d. Desain Hubungan balok dan Kolom

- Syarat panjang joint  
Untuk beton normal, dimensi kolom yang sejajar tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok SNI 2847:2013 Pasal 21.7.2.3.  

$$\begin{aligned} b = h &= 1000 \text{ mm} > 20 \text{ db} \\ 1000 \text{ mm} &> 20 \times 25 \text{ mm} \\ 1000 \text{ mm} &> 500 \text{ mm} \rightarrow \text{(OKE)} \end{aligned}$$
- Kebutuhan tulangan geser joint  
Untuk joint interior, bilamana balok merangka ke dalam empat sisi joint maka jumlah tulangan diizinkan direduksi dengan setengahnya dari tulangan yang dibutuhkan di ujung-ujung kolom. Spasi vertical tulangan ini diizinkan untuk ditingkatkan sampai 150 mm SNI 2847:2013 Pasal 21.7.3.2.

Syarat reduksi kebutuhan tulangan geser joint:

$$b_w \geq 0,75 b_{kolom}$$

$$500 \text{ mm} \geq 0,75 \times 1000 \text{ mm}$$

$$500 \text{ mm} \geq 750 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{(NOT OKE)}$$

Kebutuhan tulangan :

$$\frac{A_{sh}}{S} = \frac{612,225}{100} = 6,122 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

senggang pakai, 4 D13–100 dengan  $A_{sh} = 1194,591 \text{ mm}^2$

$$S \leq \frac{1194,591}{6,122} = 195,123 \text{ mm}$$

$$S \leq 100 \text{ mm}$$

Jadi, tulangan transversal pakai untuk HBK adalah 4 kaki D13 - 100.

- Gaya geser pada joint

Arah sb. X :

➤ Nilai  $M_{pr}$  - :

$$A_s \text{ tul. atas balok} : 6 \text{ D25 } (A_s = 2945,243 \text{ mm}^2)$$

$$T_1 = A_s \times 1,25 \times f_y = 2945,243 \times 1,25 \times 400$$

$$= 1472621,556 \text{ N} = 1472,622 \text{ kN}$$

$$a_{pr} = \frac{T_1}{0,85 \times f'_{cxb}} = \frac{1472621,556}{0,85 \times 30 \times 500} = 115,500 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = T_1 \times \left( d - \frac{a_{pr}}{2} \right) = 1472621,556 \times \left( 572 - \frac{115,500}{2} \right)$$

$$= 757295834,233 \text{ N.mm} = 757,296 \text{ kN.m}$$

➤ Nilai  $M_{pr+}$  :

As tul. bawah balok : 3 D25 ( $A_s = 1472,622 \text{ mm}^2$ )

$$T_2 = A_s \times 1,25 \times f_y = 1472,622 \times 1,25 \times 400 \\ = 736310,778 \text{ N} = 736,311 \text{ kN}$$

$$a_{pr} = \frac{T_2}{0,85 \times f'_{cxb}} = \frac{736310,778}{0,85 \times 30 \times 500} = 57,750 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = T_2 \times \left( d - \frac{a_{pr}}{2} \right) = 736310,778 \times \left( 572 - \frac{57,750}{2} \right) \\ = 399908841,119 \text{ N.mm} = 399,909 \text{ kN.m}$$

Momen yang timbul pada HBK :

$$M_u = \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{2} = \frac{757,296 + 399,909}{2} = 578,602 \text{ kN.m}$$

Gaya geser yang timbul :

$$V_u = \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{L_n} = \frac{578,602 + 578,602}{4,6} = 251,566 \text{ kN}$$

Maka gaya geser arah X adalah :

$$V_{ux} = T_1 + T_2 - V_u \\ = 1472,622 + 736,311 - 251,566 \\ = 1957,366 \text{ kN}$$

Jadi, nilai  $V_u$  arah Y tidak di cek karena  $V_u$  arah X yang lebih menentukan karena luas tulangan balok lebih besar.

- Kontrol kuat geser joint  
Untuk kuat geser joint yang terkekang oleh balok-balok pada semua empat muka disyaratkan sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.7.4.1, sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \times \sqrt{f'c} \times A_j \\ &= 1,7 \times \sqrt{30} \times (1000 \times 1000) \\ &= 9311283,478 \text{ N} = 9311,283 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek,

$$\begin{aligned} V_{ux} &\leq \phi V_n \\ 1957,366 \text{ kN} &\leq 0,75 \times 9311,283 \text{ kN} \\ 1957,366 \text{ kN} &\leq 6983,463 \text{ kN} \rightarrow \text{(OKE)} \end{aligned}$$

## e. Perencanaan Panjang Penyaluran Tulangan Kolom

### ➤ Penyaluran Sambungan Tulangan Vertikal Kolom

Sambungan tulangan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan  $l_d$  yang ditentukan oleh SNI 2847:2013 Pasal 12.2.3, dimana:

$$\begin{aligned} d_b &= 25 \text{ mm} \\ \Psi_t &= 1 \text{ (SNI 2847:2013 Ps. 12.2.4 (a))} \\ \Psi_e &= 1 \text{ (SNI 2847:2013 Ps. 12.2.4 (b))} \\ \Psi_s &= 1 \text{ (SNI 2847:2013 Ps. 12.2.4 (c))} \\ \lambda &= 1 \text{ (SNI 2847:2013 Ps. 12.2.4 (d))} \\ C_b &= 62,5 \\ K_{tr} &= 0 \text{ (SNI 2847:2013 Ps. 12.2.3 (d))} \end{aligned}$$

Panjang penyaluran dihitung sesuai dengan rumus pada SNI 2847:2013 pasal 12.2.3:

$$\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} < 2,5 \rightarrow \frac{64 + 0}{25} < 2,5 \rightarrow 2,56 < 2,5 \rightarrow \text{pakai } 2,5$$

$$\begin{aligned}
 L_d &= \left( \frac{f_y}{1,1 \lambda \sqrt{f_c}} \times \frac{\psi_1 \psi_2 \psi_3 \psi_4 \psi_5}{\left( \frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \times d_b \\
 &= \left( \frac{400}{1,1 \cdot 1 \cdot \sqrt{30}} \times \frac{1 \cdot 1 \cdot 1}{(2,5)} \right) \times 25 = 663,906 \text{ mm} = 700 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jadi, didapat panjang sambungan lewatan tulangan kolom (ld) sepanjang 700 mm.

➤ Panjang Penyaluran pada Ujung Joint

Untuk diameter 10 – 36, panjang penyaluran ldh untuk batang tulangan dengan kait 90 derajat pada beton normal tidak boleh kurang dari yang terbesar. Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.7.5.1.

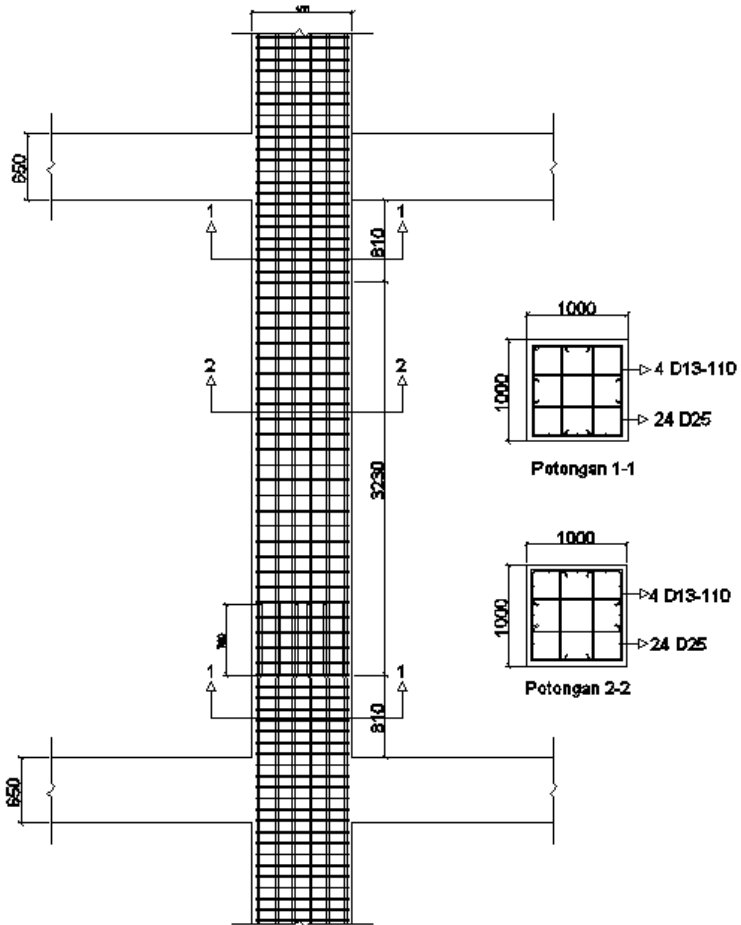
$$L_{dh} \geq 8 d_b = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

$$L_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

$$L_{dh} \geq \frac{f_y d_b}{5,4 \sqrt{f'_c}} = \frac{400 \times 25}{5,4 \cdot \sqrt{30}} = 338,10 \text{ mm} = 350 \text{ mm}$$

Jadi, digunakan ldh = 350 mm





Gambar 4. 65 Desain Penulangan Kolom

### 4.5.3 Perencanaan Dinding Geser

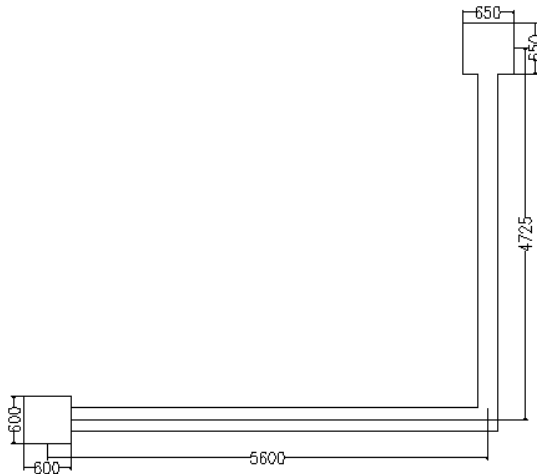
#### a. Data Perencanaan

Berikut akan dibahas penulangan *shearwall*. Adapun data-data perhitungan adalah sebagai berikut:

Data-data perencanaan :

Tebal <i>Shearwall</i> ( $h$ )	: 300 mm
Tebal <i>Shearwall</i> ( $h$ )	: 250 mm
Tinggi <i>Shearwall</i> ( $h_w$ )	: 5500 mm
Panjang <i>Shearwall</i> ( $l_{w1}$ )	: 5600 mm
Panjang <i>Shearwall</i> ( $l_{w1}$ )	: 4725 mm
Tebal Decking ( $d'$ )	: 40 mm
Diameter Tulangan ( $D$ )	: 22 mm
Diameter Sengkang ( $\phi$ )	: 16 mm
Mutu Tulangan ( $f_y$ )	: 400 MPa
Mutu sengkang ( $f_y$ )	: 400 MPa
Mutu Beton ( $f'_c$ )	: 35 Mpa

Berikut Penampang dinding geser type diperlihatkan pada Gambar 4.70.



Gambar 4. 66 Penampang Dinding Geser Type 1

### **Analisis Desain Dinding Geser Khusus**

Gaya dalam yang bekerja pada dinding geser diperlihatkan pada Table 4.38. Gaya dalam tersebut didapatkan dari program bantu

analisis struktur. Analisis desain dinding geser mengacu pada SNI 1726:2012 Pasal 21.9.

Tabel 4. 39 Rekapitulasi Gaya Dalam Dinding Geser

StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m
Max	1582983,1	73363,8	105067,8	2152145,42	1614599,62
Min	904939,2	-103500,7	-98728,2	1135913,98	1302606,58

### b. Desain Penulangan Dinding Geser Type 1

Dinding geser harus mempunyai tulangan geser dan vertikal. Berdasarkan Tabel 4.42 didapatkan gaya dalam terbesar yaitu :

$$P_u = 1582,983 \text{ Ton}$$

$$V_{ux} = 105,067 \text{ Ton}$$

$$V_{uy} = 103,501 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = 1614,60 \text{ Ton.m}$$

$$M_{uy} = 2152,15 \text{ Ton.m}$$

#### Cek dimensi penampang terhadap gaya geser terfaktor

Untuk semua segmen *shearwall* nilai  $V_n$  tidak boleh lebih besar dari  $0,66A_{cv}\sqrt{f'c}$  (SNI 2847:2013 pasal 21.9.4.4).

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}; \phi = 0,75$$

- Untuk dinding arah  $x$

$$V_{nx} = \frac{V_{ux}}{\phi} = \frac{105,067}{0,75} = 140,1 \text{ Ton}$$

$$A_{cv1} = l_{wx} \times t = 5,6 \times 0,25 = 1,4 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} 0,66A_{cv}\sqrt{f'c} &= 0,66 \times 1400000\sqrt{35} \\ &= 5466456,72 \text{ N} = 5466,46 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat :

$$V_{nx} = 1400,90 \text{ kN} < 0,66 A_{cv} \sqrt{f'c} = 5466,46 \rightarrow \text{(OKE)}$$

- Untuk dinding arah y

$$V_{ny} = \frac{V_{uy}}{\phi} = \frac{103,501}{0,75} = 138 \text{ Ton}$$

$$A_{cv2} = l_{wy} \times t = 4,725 \times 0,3 = 1,418 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} 0,66 A_{cv} \sqrt{f'c} &= 0,66 \times 1418000 \sqrt{35} \\ &= 5534788,44 \text{ N} = 5534,79 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat :

$$V_{ny} < 0,66 A_{cv} \sqrt{f'c}$$

$$1380,01 \text{ kN} < 5534,79 \text{ kN} \rightarrow \text{(OKE)}$$

### Cek jumlah lapis tulangan yang dibutuhkan

Bila  $V_u$  melebihi  $0,17 \lambda A_{cv} \sqrt{f'c}$  harus digunakan dua tirai tulangan berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2.

- Untuk dinding arah x

$$A_{cv} = l_{wx} \times h = 5,6 \times 0,25 = 1,4 \text{ m}^2$$

$$V_{ux} \geq 0,17 \lambda A_{cv} \sqrt{f'c}$$

$$1050,678 \text{ kN} \geq 0,17 \times 1400000 \times \sqrt{35} = 1408026,988 \text{ N}$$

$$1050,678 \text{ kN} \geq 1408,027 \text{ kN} \rightarrow \text{digunakan 1 tirai tulangan}$$

- Untuk dinding arah y

$$A_{cv} = l_{wy} \times h = 4,725 \times 0,3 = 1,418 \text{ m}^2$$

$$V_{uy} \geq 0,17 \lambda A_{cv} \sqrt{f'c}$$

$$1035,01 \text{ kN} \geq 0,17 \times 1418000 \times \sqrt{35} = 1425627,33 \text{ N}$$

$$1035,01 \text{ kN} < 1425,63 \text{ kN} \rightarrow \text{digunakan 1 tirai tulangan}$$

Perhitungan kuat geser yang disumbangkan beton

Menentukan kuat geser beton ( $V_c$ ) sesuai SNI 2847:2013 Pasal 11.9.6, dimana  $V_c$  diambil yang lebih kecil diantara persamaan berikut :

- Untuk dinding arah y

$$d = 0,8 \times l_w = 0,8 \times 5600 = 4480 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,27\lambda\sqrt{f_c'} \times h \times d + \frac{p_u \times d}{4l_w} \\ &= 0,27\lambda\sqrt{35'} \times 250 \times 4480 + \frac{15829800 \times 4480}{4 \times 5600} \\ &= 4954988,73 \text{ N} = 4954,99 \text{ kN} \dots\dots\dots(1) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \left( 0,05\lambda\sqrt{f_c'} + \frac{l_w \left( 0,1\lambda\sqrt{f_c'} + 0,2 \frac{p_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_{ux}}{V_{ux}} - \frac{l_w}{2}} \right) hd \\ &= \left( 0,05 \times 1 \times \sqrt{35} + \frac{5600 \left( 0,1 \times 1 \times \sqrt{35} + 0,2 \frac{15829800}{5600 \times 300} \right)}{\frac{1614600000}{1050678} - \frac{5600}{2}} \right) 250 \times 4480 \\ &= 1755171,37 \text{ N} = 1755,171 \text{ kN} \dots\dots\dots(2) \end{aligned}$$

Maka,  $V_c = 1755,171 \text{ kN}$

- Untuk dinding arah x

$$d = 0,8 \times l_w = 0,8 \times 4725 = 3780$$

$$V_c = 0,27\lambda\sqrt{f_c'} \times h \times d + \frac{P_u \times d}{4l_w}$$

$$= 0,27\lambda\sqrt{35'} \times 300 \times 3780 + \frac{15829800 \times 3780}{4 \times 5600}$$

$$= 4954988,73 \text{ N} = 4954,99 \text{ kN} \dots\dots\dots(1)$$

$$V_c = \left( 0,05\lambda\sqrt{f_c'} + \frac{l_w \left( 0,1\lambda\sqrt{f_c'} + 0,2 \frac{P_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_{uy}}{V_{uy}} - \frac{l_w}{2}} \right) hd$$

$$= \left( 0,05 \times 1 \times \sqrt{35} + \frac{4725 \left( 0,1 \times 1 \times \sqrt{35} + 0,2 \frac{15829800}{4725 \times 300} \right)}{\frac{2152150000}{1035007} - \frac{4725}{2}} \right) 300 \times 3780$$

$$= 1156734,54 \text{ N} = 1156,734 \text{ kN} \dots\dots\dots(2)$$

Maka,  $V_c = 1156,734 \text{ kN}$

Perhitungan tulangan transversal dan longitudinal

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.3 spasi tulangan transversal tidak boleh melebihi dari poin berikut :

Arah X :

Arah Y

- $\frac{l_w}{5} = \frac{5600}{2} = 1120 \text{ mm}$       -  $\frac{l_w}{5} = \frac{4725}{2} = 945 \text{ mm}$
- $3h = 3 \times 250 = 750 \text{ mm}$       -  $3h = 3 \times 300 = 900 \text{ mm}$
- $450 \text{ mm}$       -  $450 \text{ mm}$

a. Hitung kebutuhan tulangan transversal untuk menahan geser

- Untuk dinding arah  $x$

$$V_s = \frac{V_{UX}}{\phi} - V_C = \frac{1050,678}{0,75} - 1755,171 = -354,267 \text{ kN}$$

Digunakan tulangan transversal 1D16 dengan  $s = 200 \text{ mm}$

$$A_{vt} = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_{vt} \cdot f_y \cdot x \cdot d}{s} = \frac{200,96 \times 400 \times 4480}{200} = 1800,602 \text{ kN}$$

- Untuk dinding arah  $y$

$$V_s = \frac{V_{UY}}{\phi} - V_C = \frac{1035,007}{0,75} - 1156,734 = 223,275 \text{ kN}$$

Digunakan tulangan transversal 1D16 dengan  $s = 200 \text{ mm}$

$$A_{vt} = 200,96 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_{vt} \cdot f_y \cdot x \cdot d}{s} = \frac{200,96 \times 400 \times 3780}{200} = 1519,258 \text{ kN}$$

b. Cek batas minimum tulangan longitudinal dan transversal

Rasio tulangan transversal dan longitudinal ( $\rho_t$  dan  $\rho_l$ ) minimal sebesar 0,0025 dan spasi antar tulangan, baik longitudinal maupun transversal tidak melebihi 450 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.9.2.1)

- Untuk dinding arah  $x$  dan arah  $y$ 
  - Tulangan transversal (1D16-200)

$$\rho_t = \frac{A_{vt}}{t \cdot x \cdot s} = \frac{200,96}{250 \times 300} = 0,0040 \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

- Tulangan longitudinal

Tulangan longitudinal direncanakan menggunakan D22 ( $A_{vt} = 379,940 \text{ mm}^2$ ) dengan  $s = 300 \text{ mm}$

$$\rho_l = \frac{A_{vt}}{t \times s} = \frac{379,940}{250 \times 300} = 0,0051 \rightarrow \text{memenuhi syarat}$$

- c. Menentukan kuat geser nominal penampang

- Untuk dinding arah  $x$

$$V_{nx} = V_c + V_s = 1755,171 + 1800,602 = 3555,773 \text{ kN}$$

- Untuk dinding arah  $y$

$$V_{ny} = V_c + V_s = 1157,734 + 1519,258 = 2675,992 \text{ kN}$$

Nilai  $V_n$  yang digunakan tidak boleh melebihi (SNI 2847-2013 pasal 21.9.4.1):

$$V_n = A_{cv} \left( \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_l f_y \right)$$

- Untuk dinding arah  $x$

$$\alpha_c = 0,17$$

$$V_n = 1400000 \left( 0,17 \sqrt{35} + 0,0040 \times 400 \right) = 3658,779 \text{ kN}$$

- Untuk dinding arah  $y$

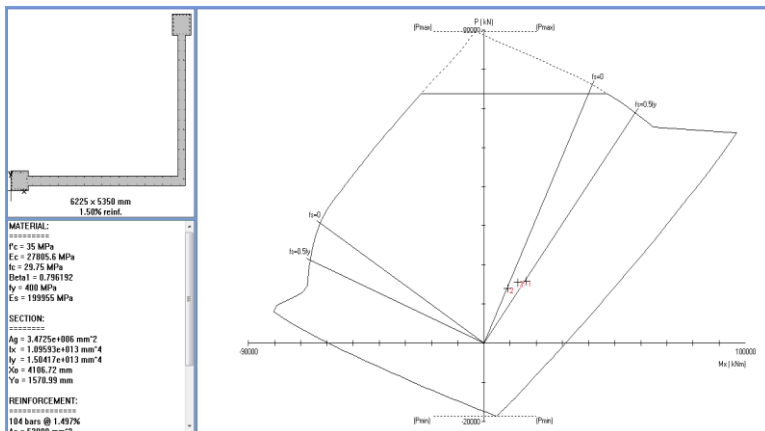
$$\alpha_c = 0,17$$

$$V_n = 1418000 \left( 0,17 \sqrt{35} + 0,0040 \times 400 \right) = 3324,699 \text{ kN}$$



#### d. Kontrol tulangan penahan kombinasi aksial dan lentur

Pada boundary element shearwall dipasang tulangan 20D22. Untuk tulangan longitudinalnya menggunakan hasil perhitungan sebelumnya, yaitu D22-300. Pengecekan dilakukan melalui diagram interaksi P-M hasil program *SpColumn*. Dari Gambar 4.67 diketahui bahwa persyaratan tulangan shearwall yang dirancang masih memenuhi persyaratan.

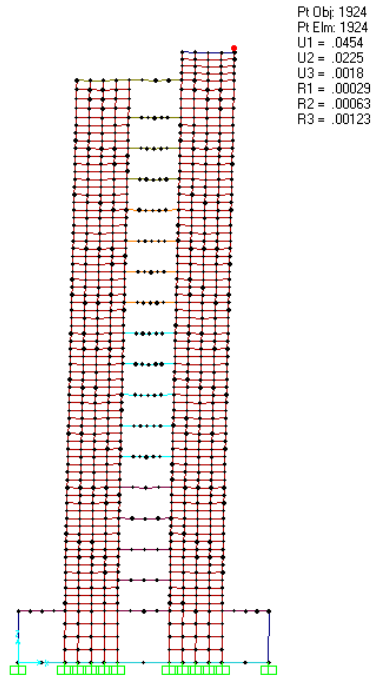


Gambar 4. 67 Diagram Interaksi P-M shearwall

#### e. Cek apakah dibutuhkan elemen pembatas khusus

Penentuan elemen pembatas khusus berdasarkan pendekatan perpindahan (*Displacement Method*). Elemen pembatas khusus ini diperlukan bila (SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.2).

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$$



Gambar 4. 68 Nilai simpangan pada dinding geser terbesar

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:									
No.	Pu kN	Mux kNm	fMnx kNm	fMn/Mu NA	depth mm	Dt depth mm	eps_t	Phi	
1	15829.00	16145.00	51935.89	3.217	349	5310	0.04265	0.900	
2	14022.00	9134.00	49636.78	5.434	338	5310	0.04412	0.900	
3	15623.00	12881.00	51674.27	4.012	348	5310	0.04282	0.900	

Gambar 4. 69 Nilai c Shearwall pada output SpColumn

Untuk nilai  $\delta_u$  didapat dari Gambar 4.30, yaitu sebesar 47,1 mm

$$\delta_u/h_w = 47,1/65300 = 0,001 \text{ mm}$$

sehingga :

$$\delta_u/h_w < 0,007 \rightarrow \text{dipakai } \delta_u/h_w = 0,007$$

$$\frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} = \frac{4725}{600(0,007)} = 1125 \text{ mm}$$

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} \rightarrow \text{dibutuhkan pembatas khusus}$$

maka perlu dilakukan perhitungan terhadap elemen pembatas khusus tersebut.

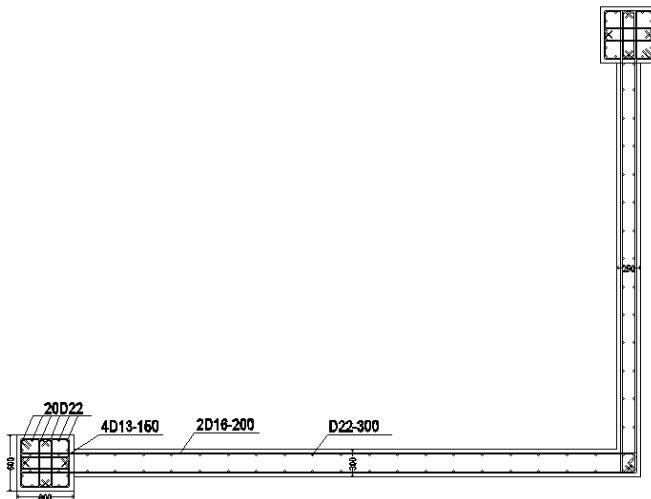
f. Penentuan panjang elemen pembatas khusus

Berdasarkan SNI 2847:2013 Ps. 21.9.6.4 panjang elemen pembatas khusus ditetapkan dari nilai terbesar antara :

(i)  $c - 0,1l_w = 1125 - (0,1 \times 4725) = 652 \text{ mm}$

(ii)  $c/2 = 1125 / 2 = 562,5 \text{ mm}$

$\rightarrow$  Digunakan panjang elemen pembatas khusus = 660 mm



Gambar 4. 70 Rencana Penulangan Shearwall Tipe 1

## 4.6 PERENCANAAN PONDASI

### 4.6.1 Perencanaan Sloof

Menurut Pedoman Perancangan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987 pasal 2.2.8, untuk pondasi setempat dari suatu gedung harus saling berhubungan dalam 2 arah ( umumnya saling tegak lurus) oleh unsur penghubung yang direncanakan terhadap gaya aksial tarik dan tekan sebesar 10% dari beban vertikal maksimum.

Dalam perancangan sloof ini diambil contoh perhitungan pada sloof kolom interior :

#### a. Data Perencanaan

- Gaya aksial kolom = 6767,414 kN
- $P_u = 10\% \times 6767,414 \text{ kN} = 676,741 \text{ kN} = 676741,4 \text{ N}$
- Dimensi sloof = 400 × 600 mm
- Panjang sloof = 7 m
- Mutu beton ( $f'_c$ ) = 30 MPa
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 19 mm
  - o Mutu Baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
  - o Elastisitas( $E_s$ ) = 200000 MPa
- Selimut beton = 50 mm

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_{ijin} = 0,7 \times \sqrt{f'_c} = 0,7 \times \sqrt{30} = 3,834 \text{ MPa}$$

Tegangan Tarik yang terjadi :

$$f_r = \frac{P_u}{\phi b h} = \frac{676741,4}{0,8 \times 400 \times 600} = 3,525 < f_{ijin} \dots\dots \text{Oke}$$

#### b. Penulangan Lentur Sloof

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horisontal antara *poer* harus

diproposikan 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 mm.

$$\frac{l}{20} = \frac{7000}{20} = 350\text{mm}$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 400 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga perilaku penampang hampir mirip dengan perilaku kolom.

Dari hasil permodelan sap didapatkan momen envelope dari beberapa kombinasi pada Sloof yang ditinjau adalah sebagai berikut :

$$M_u = 43,3321 \text{ kNm}$$

$$P_u = 3,453 \text{ kN}$$

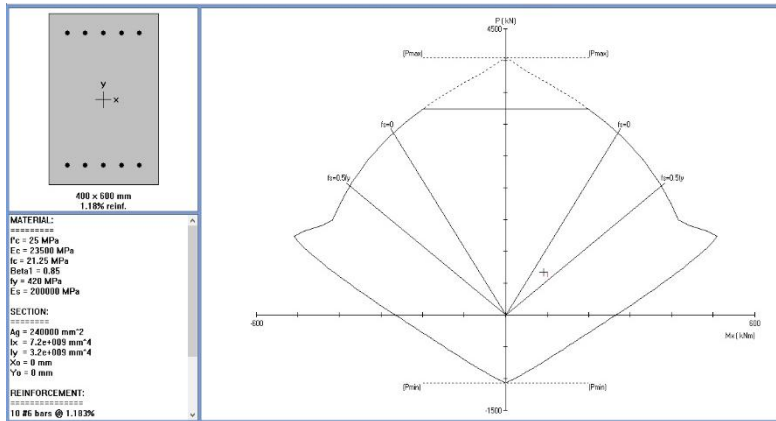
$$V_u = 39,312 \text{ kN}$$

Untuk memudahkan desain penulangan lentur sloof digunakan program bantu analisis dengan memasukan data beban sebagai berikut :

Direncanakan menggunakan tulangan 10 D 19

$$(A_s = 2836,429 \text{ mm}^2)$$

Lalu dicek dengan diagram interaksil hasil program bantu seperti pada Gambar 4.71.



Gambar 4. 71 Diagram Interaksi Sloof

Dari diagram interaksi pada Gambar 4.71 didapatkan rasio tulangan sebesar 1,18% (5 D 19) serta terlihat pula bahwa sloof mampu memikul kombinasi momen dan aksial yang terjadi.

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua tulangan longitudinal adalah 25 mm. Besarnya jarak antara tulangan longitudinal terpasang pada balok sloof tersebut adalah :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \text{\textcircled{O}}_{\text{senggang}} - n \cdot \text{\textcircled{O}}_{\text{tulutama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{400 - 2 \times 50 - 2 \times 13 - 5 \times 19}{5 - 1} = 44,75 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

### c. Penulangan Geser Sloof

$$V_u = 39,312 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$A_g = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$$d = 600 - 50 - 13 - 19/2 = 527,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{P_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_w d \\
 &= 0,17 \left( 1 + \frac{676741,4}{14 \times 240000} \right) \sqrt{25} \times 400 \times 527,5 \\
 &= 236038,94 \text{ N} = 236,039 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$0,75 \times 236,039 = 177,029 \text{ kN} \geq 39,312 \text{ kN} \rightarrow \text{(OKE)}$$

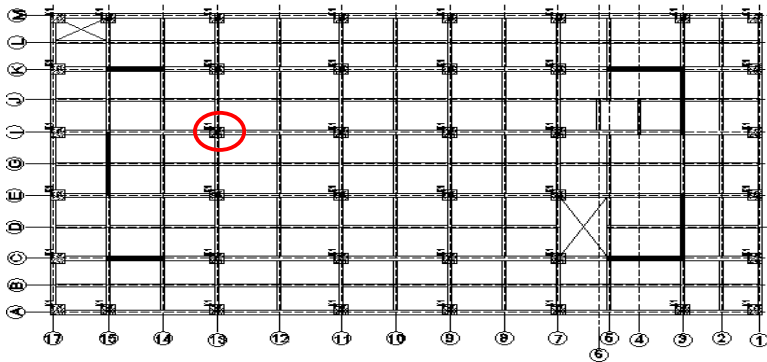
Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $d/2 = 527,5/2 = 263,75 \text{ mm}$
- $300 \text{ mm}$

Jadi dipasang sengkang  $\emptyset 13$ – $250 \text{ mm}$  di sepanjang sloof.

#### 4.6.2 Perencanaan Tiang Pancang Kolom

Desain tiang pancang kolom yang akan dianalisis adalah pada kolom AS I-13 sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 4.72.



Gambar 4. 72 Letak pondasi kolom yang ditinjau

### a. Data Perencanaan

Data-data dalam perencanaan pondasi adalah :

- Kedalaman tiang pancang = 14 m
- Diameter tiang pancang,  $d$  = 60 cm
- Keliling tiang pancang( $A_s$ ) =  $\pi \times d = 26,389$  cm
- Luas tiang pancang ( $A_p$ ) =  $1/4 \times \pi \times d^2 = 2827,4$  cm<sup>2</sup>

Direncanakan poer dengan dimensi :

$$L = 4,8 \text{ m}$$

$$B = 3,3 \text{ m}$$

$$t = 0,8 \text{ m}$$

Digunakan tiang pancang produksi WIKA kelas A1. Dengan tekanan ijin sebesar 252,7 Ton.

### b. Beban Pada Tiang Pancang

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.34.



Tabel 4. 40 Reaksi Kolom AS I - 13

No	Kombinasi	Gaya Dalam				
		P (Kn)	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
1	1D+1L	8519,844	20,096	5,906	68,4048	22,9543
2	1D+1L+1EqX	8644,117	32,101	48,916	121,089	263,271
3	1D+1L+1EqY	8561,793	59,26	18,831	302,4002	85,6887

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban tetap dan beban sementara. Berdasarkan hal tersebut maka digunakan kombinasi beban sementara sebagai acuan gaya dalam untuk desain pondasi. Oleh karena itu, didapat momen pada dasar poer, sebagai berikut :

$$M_{xo} = M_x + F_y \times t = 302,4 + (18,83 \times 0,8) = 317 \text{ kNm}$$

$$M_{yo} = M_y + F_x \times t = 263,27 + (32,1 \times 0,8) = 289 \text{ kNm}$$

Beban vertikal yang berkerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri poer sebagai berikut :

- Berat sendiri poer  
 $4,8 \times 3,3 \times 0,8 \times 24 = 304 \text{ kN}$
- Beban aksial kolom  
 Beban tetap,  $P = 8644 \text{ kN} +$   
 $\Sigma P = 8948 \text{ kN}$

### c. Daya Dukung Ijin Satu Tiang

Daya dukung ijin satu tiang pancang dianalisis berdasarkan nilai N-SPT dari hasil SPT dengan menggunakan perumusan WIKA. Dari data SPT dengan kedalaman 14 m sebagaimana diperlihatkan pada Tabel 4.41.

Tabel 4. 41. Data  $N_{SPT}$ 

Lapisan tanah ke-i	Tebal lapisan (di)	Nilai N-SPT
	(m)	
1	3	5,00
2	7	12,67
3	3	23,00
4	6	50,00
5	7	50,67
6	3	46
7	1	57
$\Sigma di$	30	

Berdasarkan metode Mayerhoff

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = (40 \times N \times A_p) + \left( \frac{N_{av} \times A_s}{5} \right)$$

Dimana :

$Q_u$  : Daya dukung ultimate tiang (ton)

$Q_{ijin}$  : Daya dukung ijin tiang (ton)

$Q_p$  : Daya dukung ujung tiang (ton)

$Q_s$  : Daya dukung selimut tiang (ton)

$N$  : Nilai SPT pada ujung tiang (blow/m)

$N_{av}$  : Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang (blow/m)

$A_p$  : Luas permukaan ujung tiang ( $m^2$ )

$A_s$  : Luas selimut tiang ( $m^3$ )

Nilai SPT pada ujung tiang

$$N = 50 \text{ blow/m}$$

Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang

$$N_{av} = \frac{5+12,67+23+50}{4} = 22,67 \text{ blow/m}$$

Dengan menggunakan perumusan WIKA didapatkan daya dukung ultimate satu tiang pancang sebagai berikut :

$$Q_{ult} = 40A_p N_p + \frac{A_s N_{av}}{5}$$

$$= 40 \times 0,28 \times 50 + \frac{26,389 \times 22,67}{5} = 685,119 \text{ Ton}$$

$$Q_d = \frac{Q_{ult}}{SF} \rightarrow SF = 3$$

$$= \frac{685,119}{3} = 228,37 \text{ Ton}$$

Kekuatan bahan berdasarkan data tiang pancang milik PT.WIKA BETON untuk diameter 60 cm (kelas A1) diperoleh  $\bar{P}=252,7 \text{ Ton}$ .

Berdasarkan hasil analisis kekuatan bahan dan kekuatan tanah diambil  $\bar{P}$  terkecil, yaitu = 228,4 Ton.

#### d. Tiang Pancang Kelompok

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut:

$$n = \frac{P}{Q_{ijint\ anah}} = \frac{894,825}{182,7} = 4,9 \approx 6 \text{ buah}$$

Maka direncanakan dengan 6 pancang dengan letak tiang pancang pada poer diperlihatkan pada Gambar 4.73.

- Untuk jarak antar tiang pancang :

$$2,5 D \leq S \leq 3 D$$

$$2,5 \times 60 \leq S \leq 3 \times 60$$

$$150 \text{ cm} \leq S \leq 180 \text{ cm}$$

Digunakan jarak antar tiang (S) = 150 cm

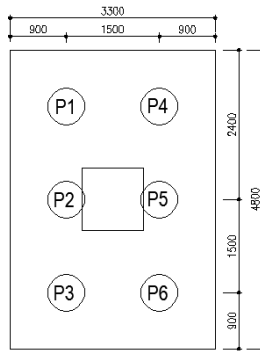
- Untuk jarak tepi tiang pancang :

$$1,5 D \leq S_1 \leq 2 D$$

$$1,5 \times 60 \leq S_1 \leq 2 \times 60$$

$$90 \text{ cm} \leq S_1 \leq 120 \text{ cm}$$

Digunakan jarak tiang ke tepi ( $S_1$ ) = 90 cm



Gambar 4. 73. Posisi tiang pancang kolom

Pada pondasi tiang grup/kelompok, terlebih dahulu dikoreksi dengan suatu faktor yaitu faktor efisiensi ( $\eta$ ), yang dirumuskan pada persamaan di bawah ini :

$$QL (\text{group}) = QL(\text{1 tiang}) \times n \times \eta$$

dan,

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left( \frac{D}{S} \right) \left( \frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right) \right\}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang = 600 mm

S = jarak antar tiang pancang = 1500 mm

m = jumlah baris tiang pancang dalam grup = 3

n = jumlah kolom tiang pancang dalam grup = 2

Efisiensi :

$$(\eta) = 1 - \left\{ \operatorname{arctg} \left( \frac{600}{1500} \right) \left( \frac{(2-1) \times 3 + (3-1) \times 2}{90 \times 3 \times 2} \right) \right\} = 0,717$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} Q_{ijin\ grup} &= \eta \times Q_{ijin\ 1tiang} \times n \\ &= 0,717 \times 242,61 \times 6 \\ &= 1044 \text{ ton} > P_u = 864,41 \text{ ton (ok)} \end{aligned}$$

### e. Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang ( $P_{\max}$ )

Berdasarkan Gambar 4.73 didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.42.

Tabel 4. 42. Jarak Tiang Pancang Kolom

Tiang	sumbu (m)			
	x	x <sup>2</sup>	y	y <sup>2</sup>
P1	1,5	2,25	0,75	0,5625
P2	0	0	0,75	0,5625
P3	1,5	2,25	0,75	0,5625
P4	1,5	2,25	0,75	0,5625
P5	0	0	0,75	0,5625
P6	1,5	2,25	0,75	0,5625
Σ		9		3,375

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_{xo} y_{\max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_{yo} x_{\max}}{\Sigma x^2}$$

$$P_{maks} = \frac{8984}{6} + \frac{314,47 \times 1,5}{3,375} + \frac{288,95 \times 0,75}{9} = 1656,5 \text{ kN}$$

$$P_{min} = \frac{8984}{6} - \frac{314,47 \times 1,5}{3,375} - \frac{288,95 \times 0,75}{9} = 1326,2 \text{ kN}$$

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 1656,5 kN.

## f. Kontrol Kekuatan Tiang

Sesuai dengan spesifikasi dari PT. WIKA BETON direncanakan tiang pancang beton dengan :

- Diameter : 600 mm
- Tebal : 800 mm
- Type : A1
- Allowable axial : 252,70 t
- Bending Momen crack : 17 tm
- Bending Momen ultimate : 25,5 tm

Tiang pancang yang direncanakan dikontrol terhadap beberapa kriteria berikut ini :

### a. Kontrol Terhadap Gaya Aksial

Tiang pancang yang direncanakan dengan diameter 60 cm type A1 sesuai dengan spesifikasi dari PT.WIKA BETON, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 252,70 Ton.

$$P_{\max} < P_{ijin} = 252,70 \text{ ton} \rightarrow \text{(OKE)}$$

### b. Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philipponat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter

Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan :

Tanah bersifat multi layer

$$L_e = \text{panjang penjepitan} = 3 \times 0,6 \text{ m} = 1,8 \text{ m}$$

Dipakai  $L_e = 1,8 \text{ m}$

$$M_y = L_e \times H_y = 1,8 \text{ m} \times 32,101 \text{ kN} = 57,782 \text{ kNm}$$

$$M_y \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{5,778}{6} = 0,963 \text{ tm}$$

$$M_y < M_{\text{bendingcrack}} \text{ (dari Spesifikasi WIKA BETON)}$$

$$0,963 \text{ tm} < 17 \text{ tm} \rightarrow \text{(OKE)}$$

$$M_x = L_e \times H_x = 1,8 \times 18,831 \text{ kNm} = 33,389 \text{ kNm}$$

$$M_x \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{3,3896}{6} = 0,565 \text{ kNm}$$

$$M_x < M_{\text{bending crack}} \text{ (dari Spesifikasi WIKA BETON)}$$

$$0,565 \text{ tm} < 17 \text{ tm} \rightarrow \text{(OKE)}$$

### g. Kontrol Tebal Poer Kolom

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

Data Perencanaan Poer :

- Dimensi Kolom = 1000 x 1000 mm
- Dimensi Poer = 4800 x 3300 x 800 mm
- Selimut Beton = 70 mm
- Ø Tulangan = 25 mm
- Mutu Beton, ( $f'c$ ) = 30 MPa
- Dimensi tiang pancang = 600 mm
- $\lambda$  = 1 (Beton Normal)
- $\alpha_s$  = 40 (Kolom Interior)
- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, ( $\beta$ )

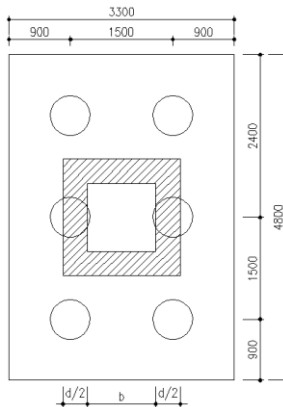
$$\beta = \frac{800}{800} = 1$$

- Tinggi Efektif Poer

$$d_x = 800 \text{ mm} - 70 \text{ mm} - \frac{25 \text{ mm}}{2} = 717,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 800 \text{ mm} - 70 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - \frac{25 \text{ mm}}{2} = 692,5 \text{ mm}$$

### Cek Geser Ponds 2 arah terhadap Kolom



Gambar 4. 74. Penampang Kritis Geser pada Pile Cap Interior

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $b_o$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$$\begin{aligned}
 b_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\
 &= 2(b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d) \\
 &= 2(1000 + 717,5) + 2(1000 + 717,5) \\
 &= 6870 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{a. } V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d \\
 V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 6870 \times 717,5 \\
 V_c &= 13769223,39 \text{ N} = 13769,22 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



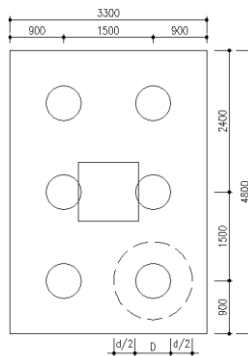
$$\begin{aligned}
 \text{b. } V_c &= 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d \\
 V_c &= 0,083 \left( \frac{40 \times 717,5}{6870} + 2 \right) \sqrt{30} \times 6870 \times 717,5 \\
 &= 13843184,28 \text{ N} = 13843,18 \text{ kN} \\
 \\
 \text{c. } V_c &= 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o d \\
 V_c &= 0,33 \sqrt{30} \times 6870 \times 717,5 \\
 &= 8909497 \text{ N} = 8909,50 \text{ kN} \quad (\text{Menentukan})
 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 8909,50 kN.

$$V_c = 8909,50 \text{ kN} \geq Pu \text{ tiang} = 8561,8 \text{ kN} \rightarrow (\text{OKE})$$

Sehingga ketebalan dan ukuran pilecap memenuhi syarat terhadap geser ponds

### Cek Geser Ponds 2 arah terhadap Tiang



Gambar 4. 75. Penampang Kritis Geser pada Pile Cap Interior

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $b_o$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$$b_o = \text{Keliling penampang kritis}$$

$$= \pi \times (D+d/2) \times 2 = \pi \times (600+717,5/2) \times 2 = 4139,05 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$a. V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 4139,05 \times 717,5$$

$$V_c = 8295703,196 \text{ N} = 8295,70 \text{ kN}$$

$$b. V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,083 \left( \frac{40 \times 717,5}{4139,05} + 2 \right) \sqrt{30} \times 4139,05 \times 717,5$$

$$= 12061607,12 \text{ N} = 12061,61 \text{ kN}$$

$$c. V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,33 \sqrt{30} \times 4139,05 \times 717,5$$

$$= 5367808 \text{ N} = 5367,81 \text{ kN} \quad (\text{Menentukan})$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 5367,81 kN = 536,78 ton

$$V_c = 536,78 \text{ ton} \geq P_u \text{ tiang} = 228,37 \text{ ton} \rightarrow \text{(OKE)}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran pilecap memenuhi syarat terhadap geser ponds

#### **h. Desain Penulangan Poer Kolom**

Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar  $P$  dan berat sendiri poer sebesar  $q$  sebagaimana yang diperlihatkan pada Gambar 4.76. Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut :

##### Data Perencanaan :

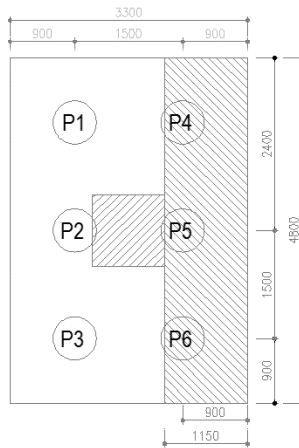
- Dimensi Poer,  $B \times L$  = 4800 x 3600 mm
- Tebal Poer, = 800 mm
- Mutu Beton, ( $f'c$ ) = 30 MPa
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 25 mm
- Mutu Baja ( $fy$ ) = 400 MPa
- Elastisitas ( $Ef$ ) = 200000 MPa
- Tebal Selimut Beton = 70 mm
- Tinggi efektif balok poer

$$d_x = 800 \text{ mm} - 70 \text{ mm} - \frac{25 \text{ mm}}{2} = 717,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 800 \text{ mm} - 70 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - \frac{25 \text{ mm}}{2} = 692,5 \text{ mm}$$

Desain penulangan hanya dianalisis pada salah satu sumbu saja, hal tersebut dilakukan karena bentuk penampang poer yang simetris.

## Desain Penulangan Poer



Gambar 4. 76. Bidang Kritis pada Poer

Berat Poer,  $q_u = 1,15 \times 4,8 \times 0,8 \times 2,4 = 10,598 \text{ Ton/m}$

$P_t = 2P_{max} = 2 \times 1656,5 \text{ ton} = 496,96 \text{ ton}$

Momen-momen yang bekerja ;

$$\begin{aligned}
 M_u &= (P_t \times e) - \left( \frac{1}{2} q_u e^2 \right) \\
 &= (496,96 \times 0,25) - \left( \frac{1}{2} \times 10,598 \times 1,15^2 \right) \\
 &= 1172,3 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

diasumsikan  $\phi = 0,9$

### Tulangan Arah X

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{1172329859}{0,9 \times 4800 \times 717,5^2} = 0,527 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times Fc'}{Fy} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times Fc'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,527}{0,85 \times 30}} \right) = 0,00133\end{aligned}$$

### Cek Syarat $\rho$ min

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0,25 \sqrt{fc}}{fy} = \frac{0,25 \sqrt{30}}{400} = 0,00342$$

### Cek rasio tulangan

$$\rho_{\text{min}} < \rho$$

$$0,0035 > 0,00133$$

Sehingga  $\rho_{\text{pakai}} = 0,0035$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 0,0035 \times 4800 \times 717,5 = 12054 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D 25 ,

$$A_{25} = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi (25)^2 = 490,9 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{4800 \times 490,9}{12054} = 195,47 \text{ mm}$$

Syarat ;  $S < 3h$  atau 450 mm

$$S < 3 \times 800\text{mm} = 2400 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai S yang terkecil,  $S = 190 \text{ mm}$

$$A_{S_{\text{pakai}}} = \frac{4800 \text{ mm} \times 490,9 \text{ mm}^2}{190 \text{ mm}} = 12401,02 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cek; } A_{S_{\text{perlu}}} < A_{S_{\text{pakai}}}$$

$$12054 \text{ mm}^2 < 12401,02 \text{ mm}^2 \quad (\text{Ok})$$

Maka, digunakan tulangan D25 – 190 pada tulangan arah X.

**Tulangan Arah Y**

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{1172329859}{0,9 \times 4800 \times 629,5^2} = 0,566 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times F_c'}{F_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times F_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,566}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0014 \end{aligned}$$

**Cek Syarat  $\rho$  min**

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0,25 \sqrt{30}}{400} = 0,00342$$

**Cek rasio tulangan**

$$\rho_{\text{min}} < \rho$$

$$0,0035 > 0,0014$$

Sehingga  $\rho_{\text{pakai}} = 0,0035$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 0,0035 \times 4800 \times 629,5 = 11634 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D25 ,

$$A_{25} = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi (25)^2 = 490,9 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{4800 \times 490,9}{11634} = 202,53 \text{ mm}$$

Syarat ;  $S < 3h$  atau 450 mm

$$S < 3 \times 800 \text{ mm} = 2400 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai S yang terkecil,  $S = 200 \text{ mm}$

$$A_{S_{\text{pakai}}} = \frac{4800 \text{ mm} \times 490,9 \text{ mm}^2}{200 \text{ mm}} = 11780,97 \text{ mm}^2$$

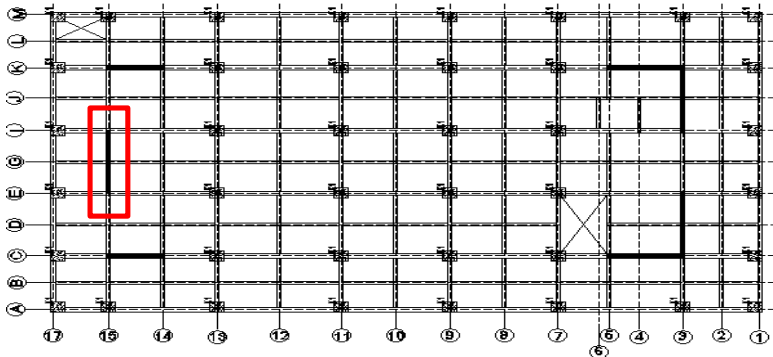
$$\text{Cek; } A_{S_{\text{perlu}}} < A_{S_{\text{pakai}}}$$

$$11634 \text{ mm}^2 < 11781 \text{ mm}^2 \quad (\text{Ok})$$

Maka, digunakan tulangan D25 – 200 pada tulangan arah Y.

### 4.6.3 Perencanaan Tiang Pancang Shearwall

Desain tiang pancang kolom yang akan dianalisis adalah pada shearwall AS E-I;13 sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 4.77.



Gambar 4. 77 Letak pondasi kolom yang ditinjau

#### a. Data Perencanaan

Data-data dalam perencanaan pondasi adalah :

- Kedalaman tiang pancang = 19 m
- Diameter tiang pancang,  $d$  = 60 cm
- Keliling tiang pancang( $A_s$ ) =  $\pi \times d = 26,389$  cm
- Luas tiang pancang ( $A_p$ ) =  $1/4 \times \pi \times d^2 = 2827,4$  cm<sup>2</sup>

Direncanakan poer dengan dimensi :

$$L = 7,2 \text{ m}$$

$$B = 3,6 \text{ m}$$

$$t = 1 \text{ m}$$

Digunakan tiang pancang produksi WIKA kelas A1. Dengan tekanan ijin sebesar 252,7 Ton.

## b. Beban Pada Tiang Pancang

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.43.

Tabel 4. 43 Reaksi shearwall AS E-I; 13

No	Kombinasi	Gaya Dalam				
		P (Kn)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	1D+1L	10744,8	1,844	4,016	1,0956	38,5311
2	1D+1L+1EqX	10948,913	1723,428	7,044	9,761	24409,872
3	1D+1L+1EqY	11425,118	518,763	13,976	29,6396	7351,9966

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban tetap dan beban sementara. Berdasarkan hal tersebut maka digunakan kombinasi beban sementara sebagai acuan gaya dalam untuk desain pondasi. Oleh karena itu, didapat momen pada dasar poer, sebagai berikut :

$$M_{xo} = M_x + F_y \times t = 29,6396 + (13,98 \times 1) = 43,616 \text{ kNm}$$

$$M_{yo} = M_y + F_x \times t = 7351,9966 + (518,8 \times 1) = 7870,8 \text{ kNm}$$

Beban vertikal yang berkerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri poer sebagai berikut :

- Berat sendiri poer

$$7,2 \times 3,6 \times 1 \times 24 = 622,1 \text{ kN}$$

- Beban aksial kolom

$$\begin{aligned} \text{Beban tetap, } P &= 11425 \text{ kN} + \\ \Sigma P &= 12047 \text{ kN} \end{aligned}$$

## c. Daya Dukung Ijin Satu Tiang

Daya dukung ijin satu tiang pancang dianalisis berdasarkan nilai N-SPT dari hasil SPT dengan menggunakan perumusan WIKA. Dari data SPT dengan kedalaman 14 m sebagaimana diperlihatkan pada Tabel 4.44.



Tabel 4. 44. Data  $N_{SPT}$ 

Lapisan tanah ke-i	Tebal lapisan (di)	Nilai N-SPT
	(m)	
1	3	5,00
2	7	12,67
3	3	23,00
4	6	50,00
5	7	50,67
6	3	46
7	1	57
$\sum di$	30	

Berdasarkan metode Mayerhoff

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = (40 \times N \times A_p) + \left( \frac{N_{av} \times A_s}{5} \right)$$

Dimana :

$Q_u$  : Daya dukung ultimate tiang (ton)

$Q_{ijin}$  : Daya dukung ijin tiang (ton)

$Q_p$  : Daya dukung ujung tiang (ton)

$Q_s$  : Daya dukung selimut tiang (ton)

$N$  : Nilai SPT pada ujung tiang (blow/m)

$N_{av}$  : Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang (blow/m)

$A_p$  : Luas permukaan ujung tiang ( $m^2$ )

$A_s$  : Luas selimut tiang ( $m^3$ )

Nilai SPT pada ujung tiang

$$N = 50 \text{ blow/m}$$

Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang

$$N_{av} = \frac{5 + 12,67 + 23 + 50}{4} = 22,67 \text{ blow/m}$$

Dengan menggunakan perumusan WIKA didapatkan daya dukung ultimate satu tiang pancang sebagai berikut :

$$Q_{ult} = 40A_p N_p + \frac{A_s N_{av}}{5}$$

$$= 40 \times 0,28 \times 50 + \frac{26,389 \times 22,67}{5} = 685,119 \text{ Ton}$$

$$Q_d = \frac{Q_{ult}}{SF} \rightarrow SF = 3$$

$$= \frac{685,119}{3} = 228,4 \text{ Ton}$$

Kekuatan bahan berdasarkan data tiang pancang milik PT.WIKA BETON untuk diameter 60 cm (kelas A1) diperoleh  $\bar{P}=252,7 \text{ Ton}$ .

Berdasarkan hasil analisis kekuatan bahan dan kekuatan tanah diambil  $\bar{P}$  terkecil, yaitu = 228,4 Ton.

#### d. Tiang Pancang Kelompok

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut:

$$n = \frac{P}{Q_{ijint\ anah}} = \frac{1204,7198}{182,7} = 6,59 \approx 8 \text{ buah}$$

Maka direncanakan dengan 6 pancang dengan letak tiang pancang pada poer diperlihatkan pada Gambar 4.78.

- Untuk jarak antar tiang pancang :

$$2,5 D \leq S \leq 3 D$$

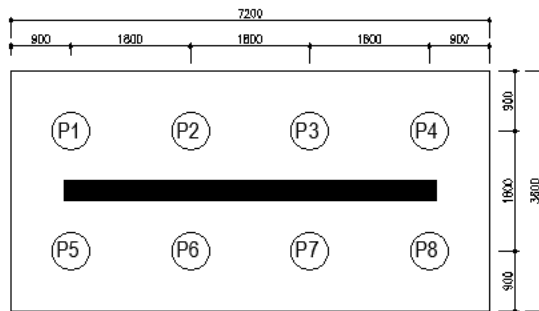
$$2,5 \times 60 \leq S \leq 3 \times 60$$

$$150 \text{ cm} \leq S \leq 180 \text{ cm}$$

Digunakan jarak antar tiang (S) = 180 cm

- Untuk jarak tepi tiang pancang :
  - $1,5 D \leq S_1 \leq 2 D$
  - $1,5 \times 60 \leq S_1 \leq 2 \times 60$
  - $90 \text{ cm} \leq S_1 \leq 120 \text{ cm}$

Digunakan jarak tiang ke tepi ( $S_1$ ) = 90 cm



Gambar 4. 78. Posisi tiang pancang kolom

Pada pondasi tiang grup/kelompok, terlebih dahulu dikoreksi dengan suatu faktor yaitu faktor efisiensi ( $\eta$ ), yang dirumuskan pada persamaan di bawah ini :

$$QL (\text{group}) = QL(\text{1 tiang}) \times n \times \eta$$

dan,

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left( \frac{D}{S} \right) \left( \frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right) \right\}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang = 600 mm

S = jarak antar tiang pancang = 1800 mm

m = jumlah baris tiang pancang dalam grup = 2

n = jumlah kolom tiang pancang dalam grup = 4

Efisiensi :

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left( \frac{600}{1800} \right) \left( \frac{(2-1) \times 4 + (4-1) \times 2}{90 \times 4 \times 2} \right) \right\} = 0,744$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} Q_{ijin\ grup} &= \eta \times Q_{ijin\ 1tiang} \times n \\ &= 0,744 \times 252,7 \times 8 \\ &= 1504 \text{ ton} > P_u = 1142,512 \text{ ton (ok)} \end{aligned}$$

#### e. Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang ( $P_{max}$ )

Berdasarkan Gambar 4.78 didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.45.

Tabel 4. 45. Jarak Tiang Pancang Kolom

Tiang	sumbu (m)			
	x	x2	y	y2
P1	0,9	0,81	2,7	7,29
P2	0,9	0,81	0,9	0,81
P3	0,9	0,81	0,9	0,81
P4	0,9	0,81	2,7	7,29
P5	0,9	0,81	2,7	7,29
P6	0,9	0,81	0,9	0,81
P7	0,9	0,81	0,9	0,81
P8	0,9	0,81	2,7	7,29
$\Sigma$		6,48		32,4

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_{x0} y_{max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_{y0} x_{max}}{\Sigma x^2}$$

$$P_{maks} = \frac{12047}{8} + \frac{43,616 \times 2,7}{32,4} + \frac{7870,759 \times 0,9}{6,48} = 2602,7 \text{ kN}$$

$$P_{min} = \frac{12047}{8} - \frac{43,616 \times 2,7}{32,4} - \frac{7870,759 \times 0,9}{6,48} = 409,1 \text{ kN}$$

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 2602,7 kN.

## f. Kontrol Tebal Poer Kolom

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

Data Perencanaan Poer :

- Dimensi Kolom = 1000 x 1000 mm
- Dimensi Poer = 7200 x 3600 x 1000 mm
- Selimut Beton = 70 mm
- Ø Tulangan = 25 mm
- Mutu Beton, ( $f'c$ ) = 30 MPa
- Dimensi tiang pancang = 600 mm
- $\lambda$  = 1 (Beton Normal)
- $\alpha_s$  = 40 (Kolom Interior)
- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, ( $\beta$ )

$$\beta = \frac{1000}{1000} = 1$$

- Tinggi Efektif Poer

$$d_x = 1000 \text{ mm} - 70 \text{ mm} - \frac{25 \text{ mm}}{2} = 917,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1000 \text{ mm} - 70 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - \frac{25 \text{ mm}}{2} = 892,5 \text{ mm}$$

### Cek Geser Ponds 2 arah terhadap Shearwall

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $bo$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$$\begin{aligned} bo &= \text{Keliling penampang kritis} \\ &= 2(bshearwall + d) + 2(hshearwall + d) \\ &= 2(300 + 917,5) + 2(5600 + 917,5) = 15470 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$a. V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{0,054} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 15470 \times 917,5$$

$$V_c = 506620222,1 \text{ N} = 506620,22 \text{ kN}$$

$$b. V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,083 \left( \frac{40 \times 917,5}{15470} + 2 \right) \sqrt{30} \times 15470 \times 917,5$$

$$= 28212943,01 \text{ N} = 28212,94 \text{ kN}$$

$$c. V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,33 \sqrt{30} \times 15470 \times 917,5$$

$$= 25654937 \text{ N} = 25654,94 \text{ kN} \quad (\text{Menentukan})$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 25654,94 kN.

$$V_c = 25654,94 \text{ kN} \geq Pu \text{ tiang} = 11425 \text{ kN} \rightarrow \text{(OKE)}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran pilecap memenuhi syarat terhadap geser ponds

### Cek Geser Ponds 2 arah terhadap Tiang

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis ( $b_o$ ) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$$\begin{aligned} b_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\ &= \pi \times (D+d/2) \times 2 = \pi \times (600+917,5/2) \times 2 = 4767,367 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$\text{a. } V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{0,054} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 4767,367 \times 917,5$$

$$V_c = 156124399,1 \text{ N} = 156124,40 \text{ kN}$$

$$\text{b. } V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,083 \left( \frac{40 \times 917,5}{4767,367} + 2 \right) \sqrt{30} \times 4767,367 \times 917,5$$

$$= 19284711,81 \text{ N} = 19284,71 \text{ kN}$$

$$\text{c. } V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = 0,33 \sqrt{30} \times 4767,367 \times 917,5$$

$$= 7906044 \text{ N} = 7906,04 \text{ kN} \quad (\text{Menentukan})$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah  $7906,04 \text{ kN} = 790,604 \text{ ton}$

$V_c = 790,604 \text{ ton} \geq P_u \text{ tiang} = 228,37 \text{ ton} \rightarrow \text{(OKE)}$

Sehingga ketebalan dan ukuran pilecap memenuhi syarat terhadap geser ponds

### g. Desain Penulangan Poer Shearwall

Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar  $P$  dan berat sendiri poer sebesar  $q$  sebagaimana yang diperlihatkan pada Gambar 4.76. Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut :

#### Data Perencanaan :

- Dimensi Poer,  $B \times L$  =  $7200 \times 3600 \text{ mm}$
- Tebal Poer, =  $1000 \text{ mm}$
- Mutu Beton, ( $f'c$ ) =  $30 \text{ MPa}$
- Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) =  $25 \text{ mm}$
- Mutu Baja ( $fy$ ) =  $400 \text{ MPa}$
- Elastisitas( $Ef$ ) =  $200000 \text{ MPa}$
- Tebal Selimut Beton =  $70 \text{ mm}$
- Tinggi efektif balok poer

$$d_x = 1000 \text{ mm} - 70 \text{ mm} - \frac{25 \text{ mm}}{2} = 917,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1000 \text{ mm} - 70 \text{ mm} - 25 \text{ mm} - \frac{25 \text{ mm}}{2} = 892,5 \text{ mm}$$

Desain penulangan hanya dianalisis pada salah satu sumbu saja, hal tersebut dilakukan karena bentuk penampang poer yang simetris.



### Desain Penulangan Poer Shearwall

Berat Poer,  $qu = 1,65 \times 7,2 \times 2 \times 2,4 = 28,512 \text{ Ton/m}$

$Pt = 2Pmax = 4 \times 2602,7 \text{ ton} = 1041,078 \text{ ton}$

Momen-momen yang bekerja ;

$$\begin{aligned} M_u &= (Pt \times e) - \left( \frac{1}{2} q_u e^2 \right) \\ &= (1041,078 \times 0,9) - \left( \frac{1}{2} \times 28,512 \times 1,65^2 \right) \\ &= 898,158 \text{ kNm} \end{aligned}$$

diasumsikan  $\phi = 0,9$

### Tulangan Arah X

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{8981583980}{0,9 \times 4800 \times 917,5^2} = 1,647 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times F_c'}{F_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times F_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,647}{0,85 \times 30}} \right) = 0,00426 \end{aligned}$$

### Cek Syarat $\rho$ min

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0,25 \sqrt{30}}{400} = 0,00342$$

### Cek rasio tulangan

$$\rho_{\text{min}} < \rho$$

$$0,0035 > 0,00426$$

Sehingga  $\rho_{\text{pakai}} = 0,00426$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 0,00426 \times 7200 \times 917,5 = 28132 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D 25 ,

$$A_{25} = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi (25)^2 = 490,9 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{7200 \times 490,9}{28131,809} = 125,633 \text{ mm}$$

Syarat ;  $S < 3h$  atau 450 mm

$$S < 3 \times 1000\text{mm} = 3000 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai S yang terkecil,  $S = 120 \text{ mm}$

$$A_{S_{\text{pakai}}} = \frac{7200 \text{ mm} \times 490,9 \text{ mm}^2}{120 \text{ mm}} = 29452,43 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Cek; } A_{S_{\text{perlu}}} &< A_{S_{\text{pakai}}} \\ 28132 \text{ mm}^2 &< 29452,43 \text{ mm}^2 \quad (\mathbf{Ok}) \end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan D25 – 120 pada tulangan arah X.

### Tulangan Arah Y

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{8981583980}{0,9 \times 7200 \times 892,5^2} = 1,74 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \times F_c'}{F_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times F_c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,74}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0045 \end{aligned}$$

### Cek Syarat $\rho$ min

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0,25 \sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0,25 \sqrt{30}}{400} = 0,00342$$

Cek rasio tulangan

$$\rho_{\min} < \rho$$

$$0,0035 < 0,0045$$

Sehingga  $\rho_{\text{pakai}} = 0,0045$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 0,0045 \times 7200 \times 892,5 = 28979 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur D25 ,

$$A_{25} = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi (25)^2 = 490,9 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{7200 \times 490,9}{28979} = 121,961 \text{ mm}$$

Syarat ;  $S < 3h$  atau 450 mm

$$S < 3 \times 1000 \text{ mm} = 3000 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai S yang terkecil,  $S = 120 \text{ mm}$

$$A_{S_{\text{pakai}}} = \frac{7200 \text{ mm} \times 490,9 \text{ mm}^2}{120 \text{ mm}} = 29452,43 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cek; } A_{S_{\text{perlu}}} < A_{S_{\text{pakai}}}$$

$$28979 \text{ mm}^2 < 29452,43 \text{ mm}^2 \quad (\text{Ok})$$

Maka, digunakan tulangan D25 – 120 pada tulangan arah Y.

*“halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB V**

### **PENUTUP**

#### **5.1 KESIMPULAN**

Dari perhitungan yang telah dijelaskan pada bab-bab sebelumnya didapatkan kesimpulan sesuai tujuan penulisan tugas akhir ini yaitu penulis dapat merencanakan modifikasi gedung hotel Dafam Surabaya dengan menggunakan sistem ganda dan balok prategang pada lantai atap dengan gambar teknis pada lampiran dan hasil analisis sebagai berikut:

1. Dari hasil analisis beban gempa, struktur gedung termasuk ke dalam kategori desain seismik D dengan demikian konfigurasi sistem ganda yang diterapkan adalah SRPMK dan SDSK. Dari program analisis struktur didapatkan kontrol nilai akhir respon spektrum V dinamik arah x dan y sebesar 338628,627 kg.
2. Penggunaan beton prategang pada gedung bertingkat dengan sistem cor ditempat perlu diperhatikan kemampuan dalam menerima beban gempa yang terjadi pada struktur. Untuk membuat balok prategang dapat menerima beban gempa maka balok prategang didesain berperilaku daktail dengan memberikan baja lunak dengan perbandingan PPR sebesar 77,3 %. Baja lunak ditujukan untuk mendisipasikan energi gempa dengan cara meleleh. Baja prategang memberikan ketahanan geser dari friksi yang ditimbulkan gaya prategang.
3. Balok prategang yang menyatu dengan kolom harus memperhitungkan kehilangan tegangan akibat kekangan kolom. Hal ini dikarenakan gaya jacking ditahan sebagian oleh kolom dan akan menghasilkan momen tambahan pada kolom sebesar kehilangan tegangan pada balok prategang.
4. Balok prategang direncanakan dengan sistem pascatarik dengan satu buah tendon yang didongkrak secara simultan sekaligus sehingga kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis tidak terjadi. Berdasarkan perhitungan, kehilangan

tegangan secara langsung dan tidak langsung yang terjadi pada balok prategang yaitu sebesar 13,30 %

## 5.2 SARAN

Berdasarkan hasil perencanaan yang telah dilakukan, maka disarankan :

1. Untuk menghasilkan dimensi struktur primer yang efisien dan memenuhi syarat-syarat yang ditentukan, maka perlu dilakukan analisis secara bertahap dengan menggunakan dimensi minimum yang ditentukan sampai memperoleh dimensi yang tepat. Dalam hal ini perlu dikontrol diantaranya kontrol drift, partisipasi massa, dan  $V_d \geq 0,85 V_s$ .
2. Pendistribusian gaya *jacking* harus disesuaikan dengan beban-beban yang bekerja pada balok prategang. Apabila gaya *jacking* melebihi dari beban yang ada, balok prategang mungkin bisa pecah. Untuk itu, perlu adanya kontrol-kontrol tegangan disetiap kondisi agar gaya *jacking* memenuhi beban yang ada.

## DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung**. Yayasan Penerbit PU. Jakarta
- Darmawan, M. Sigit, 2009. Kemungkinan Terjadinya Retak Pada Balok Pratekan *Full Prestressing*, **Jurnal Aplikasi ISSN 1907 753x, Volume 7, Nomor 1, hal 1.**
- Departemen Pekerjaan Umum. 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983)**. Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan. Bandung
- Departemen Pekerjaan Umum. 2002. **Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013)**. Yayasan Penerbit PU. Jakarta.
- Garber, David B., Gallardo, Jose B., Deschenes, Dean J., & Bayrak, Oguzhan, 2015. Experimental Investigation Of Prestress Losses In Full Scale Bridge Girder, **ACI Structural Journal, V. 112, No. 5, hal 553 – 564.**
- Lin, T.Y., Burn, Ned H. 1981. **Design of Prestressed Concrete Structures**. John Wiley & Sons, Inc. Third Edition.
- McCormac, Jack C.,. 2004. **Design Of Reinforced Concrete**. Diterjemahkan oleh Sumargo, Ph.D. Ed 2. Jakarta : Erlangga.

- Nawy, Edward G., 1996. **Prestressed Concrete : A Fundamental Approach**. Diterjemahkan oleh Bambang Suryoatmono. Ed 3. Jakarta : Erlangga, 2001.
- Nurjannah, Siti A., Budiono, Bambang., Imran, Iswandi., & Sugiri, Saptahari., 2015. Perilaku Histeretik Subassemblage Balok-Kolom Interior Prategang Parsial Reactive Powder Concrete dalam Pemodelan Finite Element, **Jurnal Teknik Sipil, Volume 22, Nomor 3, hal 175 – 189**.
- Pampanin, Stefano, 2005. Emerging Solutions for High Seismic Performance of Precast/ Prestressed Concrete Buildings, **Journal of Advanced Concrete Technology, Volume 3, Nomor 2, hal 207 – 223**.
- Standarisasi Nasional Indonesia. 2013. **Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung**. Yayasan Penerbit PU. Jakarta.
- Sutarja, I Nyoman, 2006. Pengaruh Rangkak, Susut, dan Relaksasi Baja Terhadap Lendutan Balok Jembatan Komposit Beton Prategang, **Jurnal Ilmiah Teknik Sipil, Volume 10, Nomor 1, hal 66-80**.





Form AK/TA-04  
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: HARUN AL - RASYID, ST., MT., Ph.D
NAMA MAHASISWA	: AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI
NRP	: 3115105024
JUDUL TUGAS AKHIR	: MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL DAFAM SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA DAN BALOK PRATEGAN PADA LANTAI ATAP
TANGGAL PROPOSAL	: 7 FEBRUARI 2017
NO. SP-MMTA	: 013995

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
	24/03 17	* Pada saat SAP, memasukkan inersia komponen struktur.	* mengorek SAP dan kontrol Defleksi * Perhitungan pelat	<i>[Signature]</i>
	12/05 17	* Kontrol Defleksi * Perhitungan pelat	* tambah kek kelincahan torsional * minimal $\phi$ ulir 13 mm * Kontrol faktor reduksi * Gambar pelat haptipe	<i>[Signature]</i>
	19/05 17	* Gambar pelat ganti jarak * Kontrol gempa pada SAP	* lanjut perhitungan prategang * Gambar tangga dan pelat	<i>[Signature]</i>
	31/05 17	* perhitungan prategang kehilangan gaya prategang	* perbaiki gambar tangga, gak ada balok border, dianggap kantilever * lanjut perhitungan prategang kontrol setelah kehilangan energi	<i>[Signature]</i>
	5/06 17	* Gambar tangga * perhitungan tangga jepit-bebas	* ganti tulangan sengkang pada Balok Prategang menjadi tulangan ulir. * lanjut perhitungan balok dan kolom, Portal memanjang dan melintang,	<i>[Signature]</i>
	9/06 17	* Perhitungan balok * Perhitungan kolom	* cek serpmk $u_c = 0$ , cek dan serpmk cek $u_c = 0$ atau tidak * lanjut perhitungan kolom	<i>[Signature]</i>
	14/06 17	* Cek gambar	* Lanjut perhitungan Pondasi * Laporan diberi gambar	<i>[Signature]</i>

### DRILLING LOG

Project No. : 1      Project : Fly Over Pasir Kembang      Type of Drilling : Rotary  
 Bore Hole No. : P.8      Lokasi : Pasir Kembang - Surabaya      Date : 26 Juni - 23 Juni 2012  
 Water Table : -1.50 M      Elevation : ± 0,0 ( muka tanah setempat )      Driller : Dasuki

Scale in m	Elevation	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Color	Relative Density or Consistency	UD / SPT		Standard Penetration Test			N - Value	
								Depth in m	Sample Code	Blows per 30 cm	15 cm	15 cm		15 cm
0	0.00													
1					Lempung Berlempung Berpasir Berbatu	Coklat Kekuningan	Soft	2.2	SP1.1	8	2	2	3	
2								4.3	SP1.2	8	2	4	4	
3	-3.00	3.00						6.2	SP1.3	13	4	6	7	
4					Lempung Berlempung	Coklat	Medium and Stiff	8.1	SP1.4	17	5	8	9	
5								10.0	SP1.5	19	5	9	10	
6					Lempung Berlempung Berpasir	Abu-abu	Stiff and Hard	11.9	SP1.6	27	7	12	15	
7								13.8	SP1.7	>60	20	>60	-	
8					Pasir Berlempung	Hitam	Very Dense	15.7	SP1.8	>60	23	>60	-	
9								17.6	SP1.9	>60	18	26	26	
10	-10.00	7.00						19.5	SP1.10	58	13	24	35	
11					Lempung Berlempung Berpasir	Abu-abu	Hard	21.4	SP1.11	32	10	15	17	
12								23.3	SP1.12	>60	14	28	38	
13								25.2	SP1.13	41	14	19	22	
14					Pasir Berlempung	Hitam	Very Dense	27.1	SP1.14	51	15	25	26	
15								29.0	SP1.15	57	14	26	31	
16								30.9	SP1.16	53	15	23	30	
17								32.8	SP1.17	28	14	11	12	
18					Lempung Berlempung	Abu-abu	Stiff and Hard	34.7	SP1.18	19	7	9	10	
19								36.6	SP1.19	23	6	11	12	
20								38.5	SP1.20	23	7	9	14	
21								40.4	SP1.21	28	7	12	16	
22								42.3	SP1.22	>60	13	28	38	
23								44.2	SP1.23	60	11	28	34	
24					Lempung Berlempung Berpasir	Abu-abu	Hard	46.1	SP1.24	>60	17	30	>60	
25								48.0	SP1.25	>60	15	40	60	

**Legenda:**  
 Lempung =  
 Pasir =  
 Kerikil =  
 Batu  
 Muka air Tanah

**Remarks:**  
 UD = Undisturb Sample      \*  
 SPT = SPT Test                      NS

### DRILLING LOG

Project No. : 1  
 Bore Hole No. : P-10  
 Water Table : -1,00 M  
 Project : Fly Over Pasar Kembang  
 Lokasi : Pasar Kembang - Surabaya  
 Elevation : ± 9,0 ( muka tanah setempat )  
 Type of Drilling : Rotary  
 Date : 16 Juni - 20 Juni 2012  
 Driller : Purwanto

Bore Hole No.	Elevation	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Color	Moisture Content %	UC / SPT		Standard Penetration Test			N - Value	
								Depth in m	Sample No.	15 cm	30 cm	45 cm		
		0.00												
					Lempung Berlembau	Coklat Muda	Soft to Medium	10	PT-1	4	3	3	3	
					Lempung Berlembau	Coklat Muda	Soft to Medium	11	PT-2	4	1	2	2	
					Lempung Berlembau	Coklat Muda	Soft to Medium	12	PT-3	9	3	4	5	
					Lempung Berlembau	Coklat Muda	Soft to Medium	13	PT-4	11	3	5	8	
		-10.00	10.00		Lempung Berlembau	Abu-abu	Medium	14	PT-5	18	3	7	8	
					Lempung Berlembau	Abu-abu	Medium	15	PT-6	14	5	7	7	
					Lempung Berlembau	Abu-abu	Medium	16	PT-7	15	4	7	8	
		-15.00	5.00		Pasir Berlembau	Abu-abu	Medium	17	PT-8	60	10	20	20	
					Pasir Berlembau	Abu-abu	Medium	18	PT-9	27	8	12	15	
		-18.00	4.00		Lempung Berlembau Berbatu	Abu-abu	Hard	19	PT-10	28	8	13	15	
					Lempung Berlembau Berbatu	Abu-abu	Hard	20	PT-11	25	5	10	15	
		-22.00	3.00		Lempung Berlembau Berpasir	Abu-abu	Soft to Hard	21	PT-12	32	8	14	18	
					Lempung Berlembau Berpasir	Abu-abu	Soft to Hard	22	PT-13	27	7	14	23	
					Lempung Berlembau Berpasir	Abu-abu	Soft to Hard	23	PT-14	56	8	23	32	
		-32.00	10.00		Lempung Berlembau Berpasir	Abu-abu	Soft to Hard	24	PT-15	38	10	18	20	
					Lempung Berlembau Berpasir	Abu-abu	Soft to Hard	25	PT-16	40	20	45	35	
		-36.00	4.00		Lempung Berlembau	Abu-abu	Soft to Hard	26	PT-17	48	10	22	26	
					Lempung Berlembau	Abu-abu	Soft to Hard	27	PT-18	29	8	9	11	
					Lempung Berlembau	Abu-abu	Soft to Hard	28	PT-19	19	6	8	11	
					Lempung Berlembau	Abu-abu	Soft to Hard	29	PT-20	22	7	11	11	
		-48.00	10.00		Lempung Berlembau Berpasir	Abu-abu	Hard	30	PT-21	20	8	9	12	
					Lempung Berlembau Berpasir	Abu-abu	Hard	31	PT-22	32	8	10	22	
					Lempung Berlembau Berpasir	Abu-abu	Hard	32	PT-23	38	8	14	24	
		-50.00	4.00		Lempung Berlembau Berpasir	Abu-abu	Hard	33	PT-24	40	10	26	40	

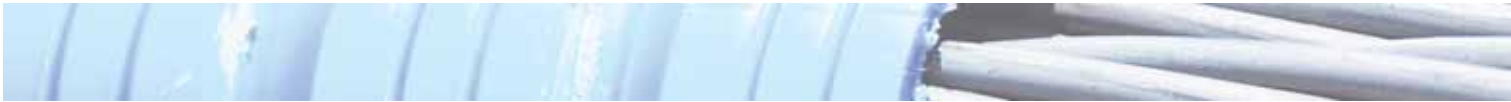
**Legenda :**  
 Lempung = Pasir =   
 Lempung Berlembau = Pasir Berlembau =   
 Batu = Muka air Tanah =

**Remarks :**  
 UC = Unconfined Compressive Strength  
 SPT = SPT Test  
 NP =   
 NS =

# VSL POST-TENSIONING SOLUTIONS



CONCEPTUAL DESIGN  
ENGINEERING SOLUTIONS  
CONSTRUCTION PARTNER  
FOR BRIDGES, BUILDINGS  
CONTAINMENT  
STRUCTURES, SLAB ON  
GRADE, SPECIAL  
STRUCTURES, REPAIR  
AND STRENGTHENING



# A REPUTATION FOR EXCELLENCE SINCE 1

## VSL's leadership in post-tensioning

VSL is a recognised leader in the field of special construction methods. Well-proven technical systems and sound in-house engineering are the basis of the group's acknowledged reputation for innovative conceptual designs and engineering solutions, for reliability, quality and efficiency.



VSL executes all works using its own staff and equipment.



Gateway, Australia - 2008

## VSL – post-tensioning as the core business

For decades, VSL has designed, manufactured and installed durable, state-of-the art post-tensioning systems complying with international standards and approval guidelines for both new and existing structures. Services and products are all aimed at delivering the optimal solution for the customer.



Deep Bay Link, Hong Kong - 2005

## The VSL Network

VSL operates as a multinational group of companies whose subsidiaries and licensees are organised into closely-cooperating regional units. Customers benefit greatly from the continuing development of VSL's special construction methods and from the exchange of information taking place within the VSL Network.

VSL's aim of creating innovative solutions by adapting proven experience is supported by the ability to identify and share immediately the best ideas that have been introduced anywhere within the network. The solutions are developed and tailored for clients worldwide.

VSL subsidiaries execute all work using their own personnel and equipment: technical consultancy and support during planning and all phases of construction are part of VSL's value-added service, which is tailored to suit the client's needs.

## VSL – your construction partner

With offices throughout the world, VSL offers a comprehensive range of professional, high-quality services for all kinds of projects, from feasibility studies and preliminary designs to alternative proposals, contractor consultancy services and field installation. All are aimed at finding the best possible solutions with the best value for money. VSL's involvement seeks to provide fully-customised solutions adapted to the client's requirements. Its worldwide network allows VSL to offer a high degree of competence and flexibility, participating with a spirit of co-operation to find the most appropriate solutions. VSL's goal is to be a privileged partner for engineers and contractors.



Dubai Festival City, UAE - 2006





# 1956

## Changing the way we do business

For VSL, sustainable development means striking a balance in its development model between the economic profitability of its businesses and their social and environmental impacts. That commitment is formalised into the VSL Sustainable Development program which focuses on safety, use of fewer scarce materials and less energy and production of less pollution and waste.

## VSL – guided by a strong QSE culture

VSL's leading position is based on a rigorous and committed quality culture. The QSE (quality, safety, environment) policy is VSL's first priority. Local teams ensure co-ordination of actions, encourage sharing of experience and promote best practice, with the aim of continuously improving performance. In VSL's culture, employees are vitally important to the competitiveness and prosperity of the company. VSL is committed to maintaining the highest levels of client satisfaction and personnel safety.

## CONTRIBUTING TO SUSTAINABLE SOLUTIONS



### Post-tensioning reduces CO<sub>2</sub> emissions by up to 37%

Generally the use of VSL Post-tensioning delivers the maximum cost-benefit for a project and has as well a beneficial impact on its sustainability and CO<sub>2</sub> emissions during construction. Compared with conventional reinforced concrete slabs, the use of post-tensioning results in more durable structures with reduced concrete volumes, lowering the CO<sub>2</sub> emissions by up to 37%.

### Post-tensioning offers significant reductions

Materials and quantities	RC (kg CO <sub>2</sub> /m <sup>2</sup> )	PC (kg CO <sub>2</sub> /m <sup>2</sup> )
Energy	541	340
Materials	7,567	4,760
Freight	2,162	1,360
Site staff transportation	216	136
Plant	108	68
Site waste	216	136
<b>Total</b>	<b>10,811</b>	<b>6,800</b>

The overall reduction of CO<sub>2</sub> emission can achieve up to 37%!

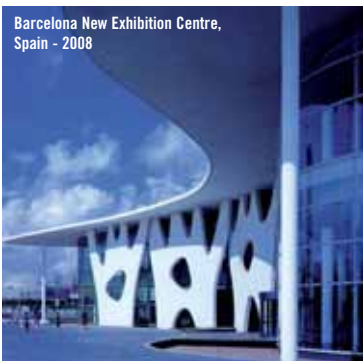
RC: Reinforced concrete PC: Post-tensioned concrete



Ras Laffan LNG, Qatar - 1996

## The VSL Academy

Competence is a key factor and VSL adopts a principle of continuous learning and training. Foremen, supervisors and site managers go through centralised training at the VSL Academy, where they learn best practice in all aspects of post-tensioning.



Barcelona New Exhibition Centre, Spain - 2008

## VSL Post-tensioning systems

The VSL Post-tensioning technology includes several systems that are specifically designed for different applications. The following table describes broadly these different systems and their main field of applications, which are thereon developed in this brochure.

APPLICATIONS	Monostrand and slab tendons		Multistrand tendons		Stressbar	
	Bonded	Unbonded	Internal	External	Internal	External
	<ul style="list-style-type: none"> <li>Slabs on grade</li> <li>Building slabs</li> <li>Transverse post-tensioning in bridge decks...</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>Longitudinal post-tensioning in bridges</li> <li>Building frames</li> <li>Containments</li> <li>Special structures...</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>Short tendons, such as transverse post-tensioning for cable-stayed bridge pylons</li> <li>Precast connections</li> <li>Structural strengthening...</li> </ul>	





# R&D: THE KEY TO QUALITY AND DURABILITY

Research and development are VSL's driving force. The issues of QSE and sustainability have long been priorities together with the efficiency of construction methods and site works. This is

also the case for post-tensioning products and services where durability, monitoring and inspection are important to focus on, as too are competence in design and methods.

## Traceability and site efficiency



ADAPT, the tool for Automatic Data Acquisition for Post-Tensioning, collects data about tendon forces and elongation during stressing. It uses a personal digital assistant (PDA) to process the information for further use by the client.



PT Observer uses barcode process technology to collect all data throughout the entire post-tensioning process, assuring traceability. VSL's PT Observer and ADAPT systems greatly enhance the quality of the operational process.

## Adaptable and cost-saving solutions

The VSL AF Anchorage is used for vertical tendons, where the prestressing force is transferred to the structure at its lowest end and where there is no access.



Mulroy Bay Bridge, Ireland - 2009

VSL develops custom-made specialised equipment such as movable scaffolding systems, launching girders... for bridge construction and has the in-house capabilities to customise them from one project to the next.

## New solutions for enhanced durability

**Leak-tight encapsulation with PT-PLUS®**  
VSL continuously drives durability development and markets its PT-PLUS® plastic duct system for leak-tight encapsulation and higher fatigue resistance.

**Electrical isolation with VSL CS 2000**



Together with the CS 2000 Anchorage, PT-PLUS® ducts produce electrically-isolated tendons (EIT) and allow monitoring of the effectiveness of the corrosion-protective encapsulation. The same principle had already been a success with a VSL world-first, the use of electrically isolated ground anchors on a project in 1985.

**Void control with the VSL Grout void sensor**



The VSL Grout void sensor is installed at potentially critical points on a tendon and checks for the existence of voids after grouting.

**Load control with the VSL Single strand load cell**



The VSL-designed Single strand load cell allows economical and precise measurement of the load on a strand. It is compact and easy to install, fitting onto any VSL Anchor head.





# TRAINING: AT THE HEART OF STRONG PERFORMANCE

VSL is committed to investing in its staff, setting up training schemes and striving for professionalism.

## VSL Academy

VSL has launched the VSL Academy to strengthen the company culture and to develop knowledge sharing by formalising and standardising the training of all post-tensioning foremen, supervisors and site engineers.

The goals of the VSL Academy are to:

- provide a unique training facility and tools within VSL to train our personnel in the skill and techniques required to perform the work to the highest standards specified today;
- provide hands-on practical training on post-tensioning mock-ups designed to cover all operational procedures;
- harmonise working procedures and enhance knowledge.



## PMX – training in project management excellence

The programme's content combines technical topics, planning, organisation, risk management and result orientation with communication topics and leadership. Through this, VSL's managers transfer the fundamentals and culture of the company while promoting exchanges and useful networking throughout the group.

**VSL Academy:  
a market leader's initiative**

## On site training

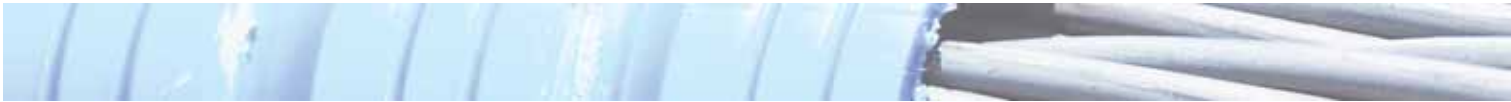
As a specialist contractor, VSL aims to maintain and develop its staff's skills on a long-term basis. Senior staff members are in charge of teaching VSL Techniques to new recruits. A well-trained staff is VSL's most valuable asset in providing the best-possible service to clients.



T I O N S T O G E T H E R







# VSL POST-TENSIONING SOLUTIONS FOR

## Internal tendons – the most commonly-used solution

The VSL systems are based on the method of post-tensioning. Most applications of the multi-strand system are internal and cement grouted, providing bond to the structure. Such tendons are extensively used in bridges and transportation structures as well as being applied successfully in building construction.

VSL's experience:  
150,000 precast segments forming 6.3 million m<sup>2</sup> of bridge deck over the last 20 years



Shenzhen Western Corridor, Hong Kong - 2004



Kingston's Hunt's Bay Bridge, Jamaica - 2006



Gateway Upgrade, Australia - 2009

VSL Post-tensioning systems lead and shape the state-of-the-art in bridge construction. They meet the advanced technical and practical requirements of today's engineers and construction professionals. They are versatile and provide clients with unmatched durability, with a choice of steel or VSL PT-PLUS® plastic duct, as well as the availability of technical and site expertise for fully-encapsulated and electrically-isolated tendons (EIT). The systems comply with national and international standards and are approved by EOTA (European Organisation for Technical Approvals) and by other approval bodies.





# R BRIDGES

## External tendons for more flexibility

External post-tensioning tendons are positioned outside of the concrete section, though anchored into buttresses or diaphragms that form part of the bridge structure. They are therefore not bonded to the structure.

VSL external post-tensioning provides features such as the possibility of replacing tendons if required and easy inspection of the integrity of the corrosion protection. Applications are not restricted to concrete, but also include structural

East Tsing Yi Viaduct, Hong Kong - 2009



Boulonnais Viaduct, France - 1996



Brunswick Head, Australia - 2006

Gautrain Rapid Rail Link, South Africa - 2009



Medway Crossing Bridge, UK - 2001

steel, composite steel-concrete bridges, timber and masonry structures. The external tendon technology has been used for bridge superstructures, girders in buildings and roof structures as well as for circular structures such as silos and reservoirs.

External post-tensioning tendons can also be installed after completion of a structure if additional load capacity is required. This is done by adding tendons to the structure if the original design and construction were made to accommodate such an addition. Otherwise, a retrofit method can be implemented, although this requires a high level of engineering for structural analysis.

# T I O N S T O G E T H E R





# VSL POST-TENSIONING SOLUTIONS FOR BRIDGES

## VSL Post-tensioning – a tool for pushing the limits

Bridge construction without post-tensioning is unthinkable. It is even a prerequisite for most of today's methods and allows the fast bridging of large spans with aesthetically-pleasing results. VSL's competence is outstanding in all known bridge construction methods. It is unrivalled in precast segmental construction, a method particularly suited to building large structures rapidly and economically even and especially into congested urban environments.

## VSL as your "know-how partner"

VSL's post-tensioning know-how originates from thousands of projects and starts with a fundamental understanding of economically-optimised bridge concepts. With its design and methodology teams, VSL provides engineers and contractors with expertise in building cost-effective, durable and tailored structures.



### INCREMENTAL LAUNCHING METHOD

Sagarra-Garrigues water channel, Spain - 2008



### BALANCED CANTILEVER CAST-IN-SITU

Gateway bridge upgrade, Australia - 2008



### ERECTION BY LIFTING FRAME

West Tsing Yi Viaduct, Hong Kong - 2004



### ERECTION BY OVERHEAD GANTRY

Metro de Santiago, Chile - 2005



### ERECTION BY UNDERSLUNG GANTRY

Windsor Flood Plane Project, Australia - 2006





# ENHANCING DURABILITY

## Gaining something extra with VSL's PT-PLUS® duct system

For conventional applications in non-aggressive environment, corrugated steel ducts are normally used. However, the corrugated plastic ducts and plastic couplers of the VSL PT-PLUS® system provide important advantages when compared with conventional steel ducts, including tight encapsulation, high fatigue resistance and a low friction coefficient.

For details see page 22.



PT-PLUS® duct with protection shell

## A new coupler for EIT in precast structures

A new plastic coupler now permits full tendon encapsulation or EIT protection at the joints of precast segmental structures. The coupler is compact and similar in size to the ducting and can be used when tendons cross the segment at an angle.



Lect Bridge, Switzerland - 2009

## Enhancing durability – VSL's concept for multi-layer protection

The multi-layer corrosion protection system enhances durability. It combines a careful overall concept and design of the structure's waterproof membranes, low-permeability concrete and leak-tight tendon encapsulation with a cementitious grout or other protection systems.

VSL is well qualified to assist decision makers with the adequate service when crucial protection strategies and measures are evaluated and decided.

### The tendon encapsulation - the decisive choice

Bearing in mind *fib's* bulletin 33 and given the specific characteristics of PT-PLUS®, the following is recommended:

**PL 1:** using corrugated metal duct with special high quality grout (e.g. VSL's HPI Grouting). Cement grout provides excellent protection however grouting is a task for specialists. As an experienced specialist contractor, VSL carries out high-quality grouting using trained personnel and reliable equipment and in accordance with well proven procedures. In addition, VSL recommends the use of vacuum-assisted grouting for the most challenging conditions, such as where high

points are not accessible or in other special cases. VSL provides a full service for this state-of-the-art technique.

**PL 2:** using PT-PLUS® ducts as leak tight encapsulation for enhanced protection against corrosion and fatigue, this is particularly suited



VSL PT-PLUS® encapsulated tendons (PL 2) for high durability on Abu Dhabi Third Crossing, Dubai - 2008



Electrically Isolated Tendons (EIT) at the Roet Bridge, Switzerland - 2007

for transverse tendons in bridge deck slabs and other structures where tendons are close to the concrete surface and subjected to fatigue; generally structures in severe corrosion environment and to bridges and other structures with fatigue loadings.

**PL 3:** allowing monitoring of the integrity of tendon encapsulation including protection against stray currents, applying the Electrical Isolation Tendon (EIT) method with PT-PLUS® ducts and the appropriate VSL Anchorage. VSL's Grout void sensors enhance quality monitoring during grouting of tendons.

**PL = Protection Level**





# VSL POST-TENSIONING IN BUILDINGS - A TOOL TO ACHIEVE SUBSTANTIAL BENEF



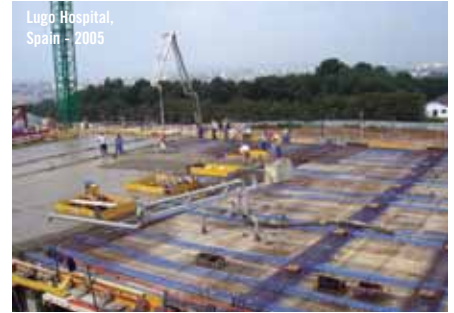
Kens Project, Australia - 2004

### Architects have:

- more aesthetic freedom and larger column-free spaces that generate more flexibility for offices, shopping centres, warehouses, car parks and similar structures.

### Contractors gain through:

- shorter construction time as formwork is often simpler and due to lesser back-propping;
- reduced cycle times as post-tensioning allows the structure to be stripped earlier leading to an overall reduction in the construction programme;
- fast and easy installation of electric, air conditioning and other services for flat slabs;
- less energy consumption.



Lugo Hospital, Spain - 2005



WHotel, USA - 2006



### Considerable savings for all parties

The advantages of using post-tensioning in buildings are being exploited in many countries and acknowledged by all partners in the construction process.

### Owners benefit from:

- savings in materials in structures and foundations, leading to more economical construction;
- reduced financing costs due to shorter construction periods;
- less need for maintenance because of the crack and vibration control;
- more useable space within the available height limits;
- reduced deflection of structures.

### VSL's experience of economical applications:

- post-tensioned slabs for all types of buildings, parking structures and warehouses;
- post-tensioned transfer beams and transfer plates to provide spacious, column-free, architecturally pleasing spaces such as entrance halls, lobbies and convention rooms;
- post-tensioned raft foundations resulting in more economical solutions with improved deflection behaviour and better soil pressure distribution;
- post-tensioned concrete walls such as cores and masonry walls, allowing the architect and engineer to design with more flexibility and pleasing aesthetics;



B2B Hotel, Mexico - 2008





# EFITS

- post-tensioning in structural members such as the mega-trusses of high-rise buildings to withstand wind-generated overturning moments.

## VSL Post-tensioning services – providing a solid frame for any structure

VSL's scope of services goes beyond the supply of components and includes:

- design assistance at the conceptual stage to select the best option for the floor system and provide preliminary sizing and quantities;

Burj Residence Dubai, UAE - 2007



- assistance in all detailed design stages with a constant aim of optimising savings in materials, achieving sustainability of the structure and easing construction to reduce the cycle times and the resources required;
- all works for the supply and installation of the post-tensioning materials, including a turnkey service package provided by VSL's site teams.

**VSL's experience: Millions of square metres designed and built throughout the world over the past 50 years**

*Detailed information is given in VSL's "Post-tensioning in building" publication (Report Series 4.1 and 4.2).*

## APPLICATIONS



### FRAME CONSTRUCTION

Venetian Macao Resort Hotel, China - 2007  
Frame construction for speed and ease of building with large open spaces or heavy loads.



### SLAB CONSTRUCTION

RCBC Plaza, Philippines - 2000  
VSL Post-tensioning allows thinner slabs or larger spans.

### MEGA-TRUSSES

International Commerce Centre, Hong Kong - 2008  
VSL Post-tensioning is often part of major structures such as this 480m-tall skyscraper, which is stabilised against typhoon winds through the use of post-tensioned mega-trusses that link the external columns to the inner core of the building.



### TRANSFER PLATE/BEAMS CONSTRUCTION

Liverpool Tower, UK - 2006  
Accommodating different floor layouts to ensure proper load transfer.



T I O N S T O G E T H E R





# VSL POST-TENSIONING: IDEALLY SUITED TO

## Unique VSL Anchorages for economical solutions

The shapes and functions of containment structures make them ideally suited to post-tensioning. Well-designed structures are practically crack-free and, most importantly, they are economical.



Boyer Tank, Australia - 2008



Water tank, Cote d'Ivoire - 2008



Digester tank, Croatia - 2007



N'Kossa Barge, France - 1995



ICM Corn Silo, USA - 2008



AF Anchorages



L Anchorage



Z Anchorage

Thanks to the variety of its post-tensioning anchorage systems, VSL offers versatile solutions for engineers and contractors to optimise costs and construction times. Some of the well-known VSL Anchorages are particularly suited for use in containment structures:

- The patented AF Anchorage, which is used as the lower non-stressing anchorage for vertical tendons that are not accessible during strand installation and stressing;
- The L Anchorage, which is used as the lower non-stressing anchorage for vertical tendons and allows the strand bundle to be pushed or pulled through and stressed after the concrete work for the wall has been finished;
- The Z Anchorage, which is normally used for hoop tendons that can be installed within the wall thickness and which therefore do not necessitate buttresses for the stressing operation.





# D TO CONTAINMENT STRUCTURES



Ujin Nuclear Power Plant, Korea - 2005

### Meeting stringent requirements with exceptional reliability

Some applications are extraordinary and call for additional measures and special testing:

#### Nuclear applications

VSL carried out comprehensive tests on a full-scale mock-up of the latest generation of nuclear power plants to verify compliance of its PT systems and methods with new specific requirements. The purpose-built ring structure in Gien, France, has a radius of 24.46m and a height of 2.75m. VSL demonstrated that its systems, equipment and procedures meet the stringent requirements for installation,

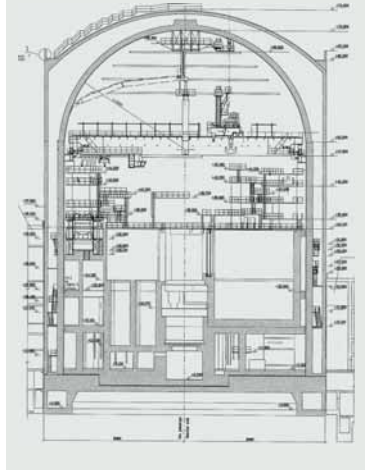
stressing and grouting operations on various types of tendons forming full 360° circle.

#### Liquefied gas applications

The construction of tanks for LNG and LPG (liquefied natural and petroleum gas) requires cryogenic testing of the post-tensioned tendons. During these tests, strands and anchorages are subjected to temperatures down to -196°C and are tested according to ETAG 013 or other international standards. Through its long experience and proven post-tensioning systems, VSL is in a position to supply its post-tensioning systems to any LNG or LPG project worldwide.

### Two units LAES-2 Nuclear Power Station in St Petersburg, Russia.

The VSL System with 55 greased and sheathed 0.6" strands is used for the 67.7m high inner of the two containment shells. 76 hoop tendons anchored in one of the two buttresses, 13 extra tendons in the dome, as well as 50 vertical over-the-dome tendons stressed from a stressing gallery are post-tensioned according to the latest nuclear containment requirements. The system allows checking the residual load, retensioning or replacing the tendons.



### EXTREME TEMPERATURE TESTING

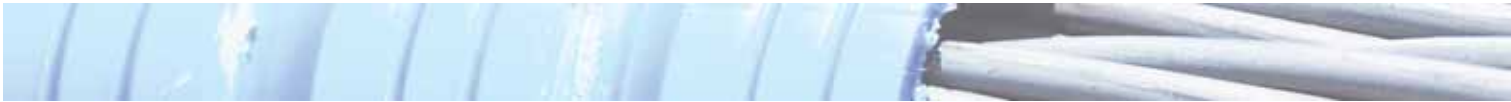
Anchorages and tendons tested at temperatures down to -196°C



Shanghai LNG Tank, China - 2007-2009







# VSL POST-TENSIONING FOR SLAB ON GRADE CONSTRUCTION: THE COST-EFFECTIVE SOLUTION



Wal-Mart, Mexico - 2007



Hangar Mosnov, Czech Republic - 2007

## Benefits to the owner

**Elimination of joints:** Owners and operators benefit from the elimination of all or most of the costly joints, when using post-tensioned slab on grade.

**Shorter construction time:** Compared with ordinary reinforced concrete slabs, the use of VSL's technologies leads to less excavation, a thinner slab, little or no reinforcement and few if any joints. Large areas in excess of 2,500m<sup>2</sup> can be concreted, which results in a shorter construction time and contributes to a very competitive initial cost.

**"Crack free" performance:** Initial stressing can prevent shrinkage cracking. Post-tensioning compresses the slab and counteracts tensile stresses that would otherwise cause cracking under the worst combinations of loads or in poor soil conditions.

**High impact and abrasion resistance:** The compression resulting from post-tensioning combined with an optimum concrete strength and surface treatment reduces general wear and tear and subsequent maintenance costs.

**Low maintenance:** The significant reduction in the number of joints means that less maintenance is required, giving great improvements in operational efficiency.



Austrak, Australia - 2003

## Large slabs, indoor or outdoor

VSL Post-tensioning is widely used in the construction of pavement areas and in slabs on grade, where a concrete slab foundation is placed directly on the ground. Its advantages provide benefits in many different types of projects including warehouses, distribution centres, container storage terminals, rail and shipping terminals, airports, manufacturing facilities and as floor bases for liquid retaining structures. Post-tensioned slabs are also used for residential purposes and in recreation, such as for tennis courts and skating rinks. VSL can provide the full range of services from the installation of post-tensioning to the complete design and construction of the concrete slab.



Nestlé Distribution Plant, Chile - 2001

The 30,000m<sup>2</sup> of joint-free slab of the Nestlé Plant constructed by VSL Chile represent the present world record.



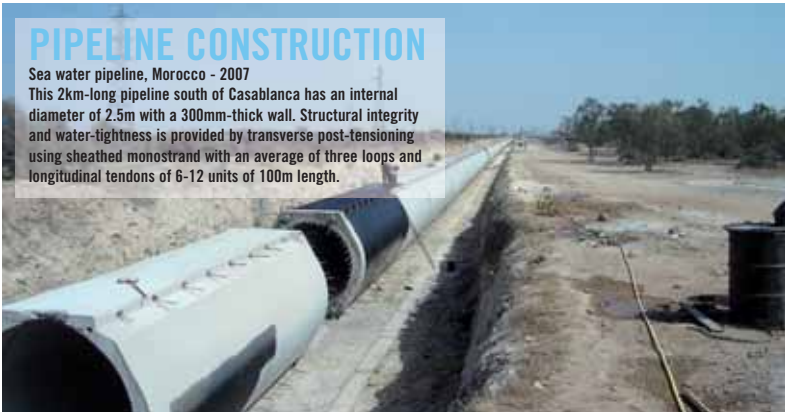


# VSL POST-TENSIONING FOR SPECIAL STRUCTURES: A SMART ALTERNATIVE

## PIPELINE CONSTRUCTION

Sea water pipeline, Morocco - 2007

This 2km-long pipeline south of Casablanca has an internal diameter of 2.5m with a 300mm-thick wall. Structural integrity and water-tightness is provided by transverse post-tensioning using sheathed monostrand with an average of three loops and longitudinal tendons of 6-12 units of 100m length.



## SUB-STRUCTURE CONSTRUCTION

Machang Bridge, Korea - 2006

Post-tensioning tendons with VSL Loop Anchorages were installed for the deck-to-pile footing tie-down system in the piers supporting the bridge's back spans.



## Versatile applications

Without post-tensioning, many special structures could only be built with great effort, if built at all. Over the years, VSL's post-tensioning services have been used for a very wide range of highly prestigious and complex structures including offshore platforms, concrete floating barges, dams and many others. Customers value the experience and versatility they gain by having VSL as a partner from the early planning stages through to construction.



## STADIUM CONSTRUCTION

Sazka Stadium Prague, Czech Republic - 2003

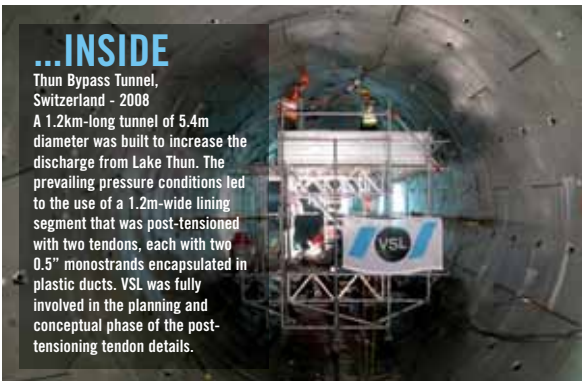
The challenge of building a multifunctional stadium with two halls that are part of irregular and complicated structural elements is an excellent example of a project where clients can benefit from the versatility of VSL as a professional post-tensioning partner.

## TUNNEL CONSTRUCTION - WHETHER HYDROSTATIC PRESSURE PUSHES FROM...

### ...INSIDE

Thun Bypass Tunnel, Switzerland - 2008

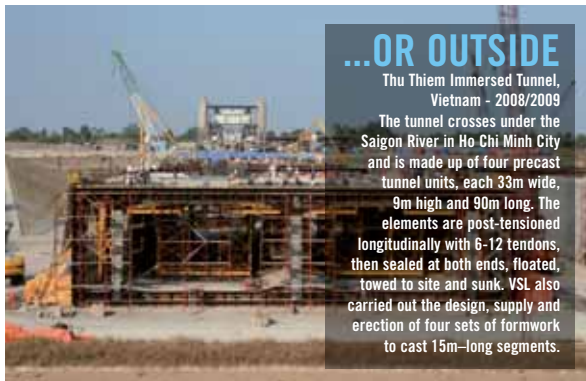
A 1.2km-long tunnel of 5.4m diameter was built to increase the discharge from Lake Thun. The prevailing pressure conditions led to the use of a 1.2m-wide lining segment that was post-tensioned with two tendons, each with two 0.5" monostrands encapsulated in plastic ducts. VSL was fully involved in the planning and conceptual phase of the post-tensioning tendon details.



### ...OR OUTSIDE

Thu Thiem Immersed Tunnel, Vietnam - 2008/2009

The tunnel crosses under the Saigon River in Ho Chi Minh City and is made up of four precast tunnel units, each 33m wide, 9m high and 90m long. The elements are post-tensioned longitudinally with 6-12 tendons, then sealed at both ends, floated, towed to site and sunk. VSL also carried out the design, supply and erection of four sets of formwork to cast 15m-long segments.



T I O N S T O G E T H E R





# VSL POST-TENSIONING FOR REPAIR WORK A MUST FOR TAILOR-MADE SOLUTIONS

Structural remedial work requires thorough diagnosis of damage and deterioration followed by full assessment of the causes, risks and consequences involved.

VSL employs state-of-the-art equipment and special inspection techniques to detect defects in reinforced and prestressed concrete structures before any significant damage occurs. Close co-operation with materials testing institutes and structural designers, together with the use of the latest investigation techniques, enables VSL to prepare precise and comprehensive reports.

## Assessment diagnosis of structural conditions includes:

- inspection and surveillance of concrete structures;
- condition evaluation of the same;
- root cause analysis;
- design of repair strategies;
- estimating the order of magnitude for the cost of repairs.



## REPLACEMENT OF EXTERNAL POST-TENSIONING IN BRIDGES

### St Cloud Viaduct, France - 2000

The external tendons that reinforced the 1974-built 1,102m-long Saint-Cloud Bridge near Paris showed signs of corrosion and the client decided to replace them. As a first precautionary step, shock-absorbers were fitted at each side of the deviators before the tendons were cut and the anchorages removed or adapted. New external tendons were then installed by VSL.



## REPAIR OF BRIDGES

### Figueira de Foz Bridge, Portugal - 2005

VSL, in partnership with a local contractor, carried out repair works including external post-tensioning, strengthening of the abutments with bars and replacement of expansion joints. There was also retrofitting of structural bearings and seismic devices, including the installation of 4 x 500kN shock-absorbers at the abutments.





# WORKS:

## STRENGTHENING OF HISTORICAL BUILDINGS

### Las Arenas Bullfighting Ring, Spain - 2007

One of the many examples in Barcelona where VSL has assisted with engineering and specialised site works is this former bull ring, built in 1898, which has been transformed into a leisure and entertainment complex. VSL carried out engineering and post-tensioning works in connection with the transfer slab and beams of the Neo-Mudéjar façade. The project involved post-tensioned floors with spans of between 12m and 17m and the supply of other VSL products such as a neoprene bearings and studs.



### The Leaning Tower of Pisa, Italy - 1993

VSL strengthened the world-renowned Leaning Tower of Pisa with 18 specially-developed monostrand hoop tendons. The optimum solution consisted of a marble-coloured PE-sheath and galvanized, non-greased 0.6" strand with a centre stressing anchorage, allowing force adjustment and monitoring during and after the stressing operation.



## STRENGTHENING OF A NUCLEAR POWER PLANT

### Gösgen Nuclear Power Plant, Switzerland - 2005

A carbon fibre tendon system was used for the seismic upgrade of the emergency feed building at the Gösgen nuclear power plant. The system consists of carbon CFRP plates and head and is well suited for seismic and other strengthening measures where post-tensioning forces are needed in very thin tensile members.

## SILO REPAIR AND STRENGTHENING

### Blue Circle Cement Silo, Singapore - 2001

The 60m-tall silo was strengthened using a VSL-engineered solution of externally wrapped, bonded tendons each with four strands of 0.6". The 66 tendons are encapsulated in flat high-density polyethylene ducts and anchored into special stressing brackets.



### VSL's other repair solutions

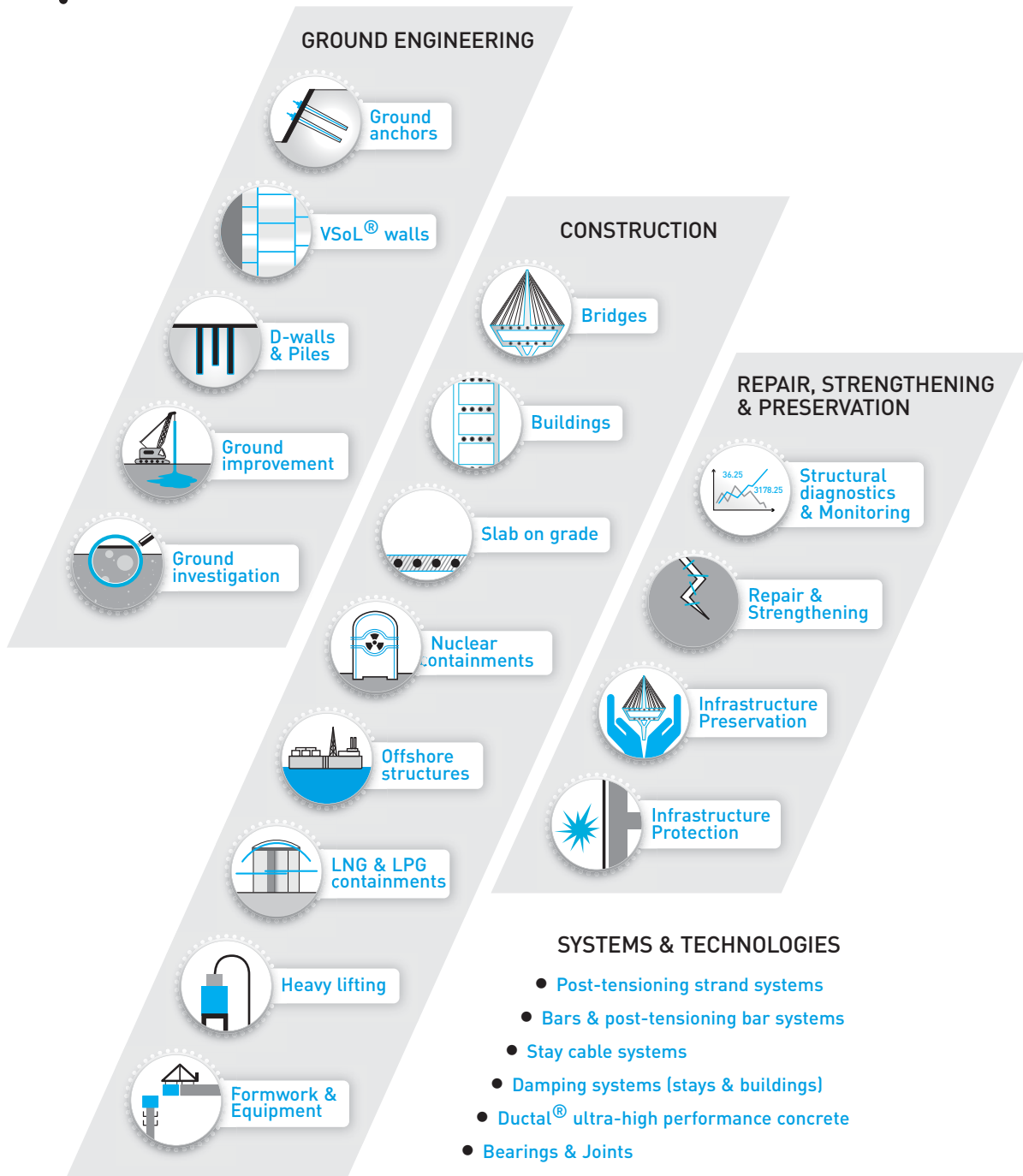
VSL also provides other structural solutions for the repair and strengthening of structures including:

- passive strengthening with the design and application of:
  - bonded CFRP (carbon fibre reinforced polymer);
  - bonded SRP (steel reinforced polymer).
- protection with:
  - Ductal®, the ultra-high-strength and ductile blast-resistant solution;
  - dampers for mitigation of vibration induced by earthquake, wind and human activities;
  - cathodic protection for corrosion mitigation.





# CREATING SOLUTIONS TOGETHER



[www.vsl.com](http://www.vsl.com)





# VSL TECHNICAL DATA AND DESIGN CONSIDERATIONS



STRAND AND TENDON PROPERTIES  
PT-PLUS® DUCT SYSTEM DATA  
TENDON LAYOUT, RADII, FRICTION AND TENDON  
LOSSES FOR INTERNAL AND EXTERNAL CABLES  
BLOCK-OUTS AND EQUIPMENT DATA





# 1 - STRAND

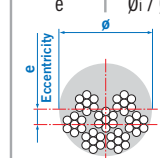
## 1.1 - STRAND PROPERTIES 13mm (0.5")

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 <sup>®</sup>	Steel pipes		
		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>	Ø ext x t		
		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>	Ø <sub>i</sub> / Ø <sub>e</sub>	e	e	Ø ext x t	
	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[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 PT-PLUS<sup>®</sup> with rectangular slab anchorages, for PT-PLUS<sup>®</sup> see also under 3.1.3.  
 3) If flat ducts (steel or PT PLUS<sup>®</sup>) 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.



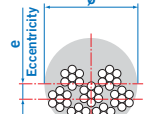


### 1.3 - STRAND PROPERTIES 15mm (0.6")

Strand type		prEN 10138 – 3 (2006) Y1860S7		ASTM A 416-06 Grade 270
Nominal diameter	d (mm)	15.3	15.7	15.24
Nominal cross section	A <sub>p</sub> (mm <sup>2</sup> )	140	150	140
Nominal mass	M (kg/m)	1.093	1.172	1.102
Nominal yield strength	f <sub>p0.1k</sub> (MPa)	1636 <sup>1</sup>	1640 <sup>1</sup>	1676 <sup>2</sup>
Nominal tensile strength	f <sub>pk</sub> (MPa)	1860	1860	1860
Specif./min. breaking load	F <sub>pk</sub> (kN)	260	279	260.7
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

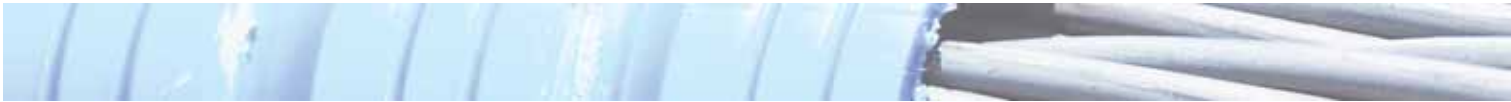
### 1.4 - TENDON PROPERTIES 15mm (0.6")

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>	e	Ø <sub>i</sub> / Ø <sub>e</sub>	e	
		d=15.3 mm A <sub>p</sub> =140 mm <sup>2</sup>	d=15.7 mm A <sub>p</sub> =150 mm <sup>2</sup>	d=15.24 mm A <sub>p</sub> =140 mm <sup>2</sup>	d=15.3 mm A <sub>p</sub> =140 mm <sup>2</sup>	d=15.7 mm A <sub>p</sub> =150 mm <sup>2</sup>	d=15.24 mm A <sub>p</sub> =140 mm <sup>2</sup>	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
		[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[kN]					[mm]
6-1	1	140	150	140	260	279	260.7	25/30	5	22/25	4	25.0 x 2.0
6-2	2	280	300	280	520	558	521	40/45	9	76/25 <sup>4</sup>	-	42.4 x 2.0/2.5/3.0
6-3	3	420	450	420	780	837	782	40/45	6	76/25 <sup>4</sup>	-	42.4 x 2.0/2.5/3.0
6-4	4	560	600	560	1040	1116	1043	45/50 <sup>4</sup>	7	76/25 <sup>4</sup>	-	48.3 x 2.0/2.5/3.0
6-7	5	700	750	700	1300	1395	1304	50/57	8	58/63	13	76.1 x 2.0/2.5/3.0
	6	840	900	840	1560	1674	1564	55/62	9	58/63	11	
6-7	7	980	1050	980	1820	1953	1825	55/62	7	58/63	9	76.1 x 2.0/2.5/3.0
6-12	8	1120	1200	1120	2080	2232	2086	65/72	11	76/81	18	80.0 x 2.0/2.5
	9	1260	1350	1260	2340	2511	2346	65/72	9	76/81	16	
	10	1400	1500	1400	2600	2790	2607	70/77	11	76/81	15	
	11	1540	1650	1540	2860	3069	2868	70/77	9	76/81	13	
6-12	12	1680	1800	1680	3120	3348	3128	75/82	11	76/81	12	80.0 x 2.0/2.5
6-15	13	1820	1950	1820	3380	3627	3389	80/87	13	100/106	25	101.6 x 3.0/4.0/5.0
	14	1960	2100	1960	3640	3906	3650	80/87	11	100/106	24	
6-15	15	2100	2250	2100	3900	4185	3911	80/87	10	100/106	23	101.6 x 3.0/4.0/5.0
6-19	16	2240	2400	2240	4160	4464	4171	85/92	12	100/106	22	101.6 x 3.0/4.0/5.0
	17	2380	2550	2380	4420	4743	4432	85/92	11	100/106	20	
	18	2520	2700	2520	4680	5022	4693	90/97	13	100/106	19	
6-19	19	2660	2850	2660	4940	5301	4953	90/97	12	100/106	18	101.6 x 3.0/4.0/5.0
6-22	20	2800	3000	2800	5200	5580	5214	100/107	17	100/106	17	114.3 x 3.0/4.0/5.0
	21	2940	3150	2940	5460	5859	5475	100/107	16	100/106	16	
6-22	22	3080	3300	3080	5720	6138	5735	100/107	15	100/106	15	114.3 x 3.0/4.0/5.0
6-27	23	3220	3450	3220	5980	6417	5996	100/107	14	115/121	22	114.3 x 3.0/4.0/5.0
	24	3360	3600	3360	6240	6696	6257	100/107	13	115/121	22	
	25	3500	3750	3500	6500	6975	6518	110/117	18	115/121	21	
	26	3640	3900	3640	6760	7254	6778	110/117	17	115/121	21	
6-27	27	3780	4050	3780	7020	7533	7039	110/117	16	115/121	20	114.3 x 3.0/4.0/5.0
6-31	28	3920	4200	3920	7280	7812	7300	110/117	15	130/136	27	127.0 x 3.0/4.0/5.0
	29	4060	4350	4060	7540	8091	7560	120/127	21	130/136	27	
	30	4200	4500	4200	7800	8370	7821	120/127	20	130/136	26	
6-31	31	4340	4650	4340	8060	8649	8082	120/127	19	130/136	25	127.0 x 3.0/4.0/5.0
6-37	32	4480	4800	4480	8320	8928	8342	120/127	18	130/136	24	139.7 x 3.0/4.0
	33	4620	4950	4620	8580	9207	8603	120/127	17	130/136	23	
	34	4760	5100	4760	8840	9486	8864	120/127	16	130/136	22	
	35	4900	5250	4900	9100	9765	9125	130/137	22	130/136	22	
	36	5040	5400	5040	9360	10044	9385	130/137	21	130/136	21	
6-37	37	5180	5550	5180	9620	10323	9646	130/137	20	130/136	20	139.7 x 3.0/4.0
6-43	43	6020	6450	6020	11180	11997	11210	140/147	21	150/157	27	152.4 x 3.0/4.0/5.0
6-55	55	7700	8250	7700	14300	15345	14339	160/167	26	150/157	21	168.3 x 3.0/4.0

1) Flat ducts possible as well  
 2) Flat duct PT-PLUS® with rectangular slab anchorages, for PT-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.







## 2 - ANCHORAGES

For the selection and the dimensions of the most commonly used anchorages, please consult the VSL data sheets on anchorages. For spacing between anchorages and edge distance, refer to individual anchorage data sheet.

## 3 - DUCTING

### 3.1 TYPES

#### 3.1.1 Bright corrugated steel ducts

The most commonly used sheaths are made from rolled steel strip. Round and flat (max. 5 strands are available). They are corrugated and leak-tight and must have sufficient strength to withstand varying degrees and types of mechanical loading. For additional information and details, locally valid norms (or for example EN523) can be consulted.

#### 3.1.2 Galvanized corrugated steel ducts

Galvanization is sometimes used to ensure corrosion protection of the metal strip. It can provide lower friction losses when stressing the tendon.

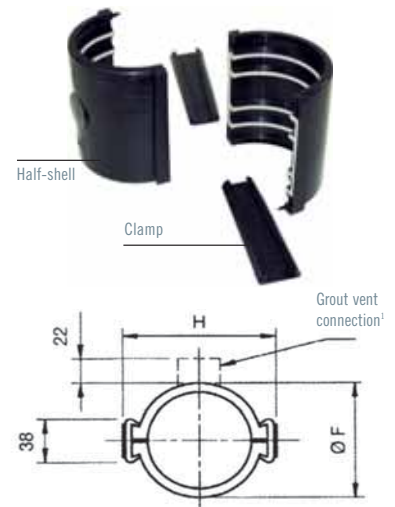
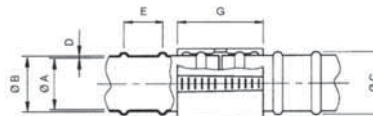
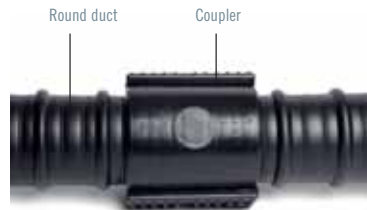
Please check local code requirements.

#### 3.1.3 Corrugated PT-PLUS® duct system

For enhanced corrosion protection and fatigue resistance of the tendons, use of the VSL PT-PLUS® corrugated plastic duct system is

recommended. The PT-PLUS® system is particularly suitable for railroad bridges, bridge decks, parking structures and other situations where severe corrosion or high fatigue loading may be expected. In addition, the PT-PLUS® system with additional details at the anchorages allows to provide electrically isolated tendons (EIT) and a protection level of

PL3 (*fib* bulletin 33). These EIT tendons permit monitoring of the leak tightness of the tendon encapsulation and protection of the tendon over the entire design life of the structure.



<sup>1</sup> Couplers are available with/without grout vents for a threaded tube with dia. 23 mm

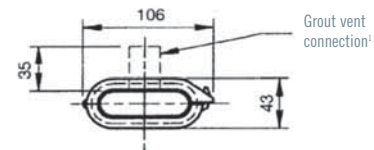
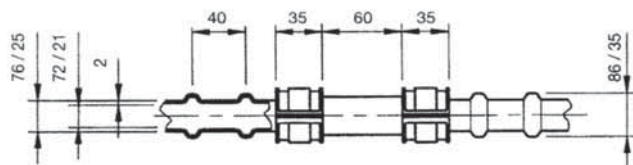
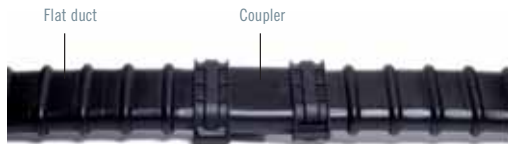
### Dimensions for PT-PLUS® duct system

Dimensions in mm, subject to modifications

Type	Tendon unit		Ø A	Ø B	Ø C	D	E	Ø F	G	H	Nominal weight	
	0.5"	0.6"									Duct kg/m	Coupler kg/unit
22	5-1	6-1	22	25	31	1.5	55	27.5 <sup>2</sup>	80 <sup>2</sup>	27.5 <sup>2</sup>	0.180	0.010
59	5-12	6-7	58	63	73	2.5	42	82	108	106	0.480	0.200
76	5-19	6-12	76	81	91	2.5	52.5	100	116	124	0.620	0.250
100	5-31	6-19/22	100	106	116	3.0	60	123	126	147	0.980	0.270
115	5-37	6-27	115	121	131	3.0	60	138	127	162	1.120	0.320
130	5-43/55	6-31/37	130	136	146	3.0	52	153	134	177	1.200	0.380
150		6-55	150	157	167	3.5	60	175	126	198	1.620	0.420

<sup>1</sup> One-piece sleeve coupler

Note: PT-PLUS® ducts come in lengths of approximately 6 m, type 22 ducts are 7 m long



Dimensions in mm, subject to modifications

<sup>1</sup> Couplers are available with/without grout vents for a smooth tube with dia. 16 / 20 mm.





The PT-PLUS® flat duct system and type 22 are often used for slab post-tensioning in buildings, for transversal tendons for bridges and for similar structures where the exploitation of a maximum tendon eccentricity in relatively thin members is important.

### 3.1.4 Smooth plastic ducts

Smooth plastic ducts are predominantly used for external tendons. Occasionally they have been also used for internal tendons when no bonding steel / concrete is required. They are normally made of UV resistant, new high density polyethylene (HDPE) material (virgin granulate) acc. to EN12201 and ASTM D3035 or ASTM F714 or equivalent standards. Material recycled from previously used PE components shall not

be used. Ducts normally have a ratio of diameter / wall thickness of 16 to 18, with an internal diameter not smaller than  $1.7\sqrt{A_p}$  ( $A_p$  = nominal cross section of the steel area in the tendon), suitable to carry internal pressure during grouting (ETAG013 (2002) e.g. specifies 1 MPa / 10 bar design pressure). The following dimensions of external tendon pipes are recommended (see table below).

### 3.1.5 Steel pipes

In certain applications (e.g. cryogenic, nuclear, offshore) where the ducts are subject to high loading when particularly tight tendon curvature is required, or when tendons are in congested parts of structures, steel pipes are used. Tubes are thin (in compliance with EN or equivalent

standards) and machine-bendable, (for recommended dimensions, see 1.2 / 1.4). Steel tubes used externally: dimensions are primarily dictated by the availability of local standardized tubes. The table below can serve as a guideline and is based on an internal diameter of  $\geq 1.7\sqrt{A_p}$  where  $A_p$  represents the cross section of the prestressing steel.

### Dimensions for steel pipes

Strand Nos.	Min inside dia. for strands with		
	100 mm <sup>2</sup>	140 mm <sup>2</sup>	150 mm <sup>2</sup>
4	34	40.2	41.6
7	45	53.2	55.1
12	58.9	69.7	72.1
15	65.8	77.9	80.6
19	74.1	87.7	90.8
22	79.7	94.3	97.7
27	88.3	104.5	108.2
31	94.7	112.0	115.9
37	103.4	122.4	126.6
43	111.5	131.9	136.5
55	126.1	149.2	154.4

Dimensions in mm, subject to modifications

Wall thickness  $e \geq \emptyset / 50$  or minimum 1.5 mm  
 $\emptyset$  = external diameter

Where steel pipes need to be welded,  $e \geq 3$  mm

### Dimensions for smooth plastic ducts

Tendon size	External pipe diameter (mm)		Wall thickness (mm)	
	strands		strands	
	bare	PE sheathed	bare	PE sheathed
5-12 / 6-7	75	90	4.3	5.1
5-15/19 / 6-12	90	110	5.4	6.0
5-22/31 / 6-15/19	110	140	6.6	6.7
5-37 / 6-22/27	110	160	6.6	7.7
5-43 / 6-31	140	160	8.3	7.7
5-55 / 6-37	160	180	9.5	8.6

Dimensions in mm, subject to modifications

## 3.2 FRICTION COEFFICIENT AND LOSSES DUE TO PRESTRESSING

### 3.2.1 Friction coefficient

The following values may be assumed when using the equation  $P_x = P_0 e^{-\mu\varphi_x + kx}$ :

#### Equation of loss of post-tensioning force along a tendon

$P_x$ = Remaining force at distance x from the stressing end	$\varphi_x$ = Accumulated tendon deviation from the stressing end
$P_0$ = Stressing force at the stressing end	$k$ = Wobble coefficient
$\mu$ = Friction coefficient	$x$ = Distance from the stressing end

	Range	Recommended value
Corrugated steel sheath	$\mu = 0.16 - 0.24$ $k = (0.6 - 1.0) \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$	$\mu = 0.20$ $k = 0.8 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
PT-PLUS® plastic duct	$\mu = 0.12 - 0.14$ $k = (0.8 - 1.2) \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$	$\mu = 0.14$ $k = 1.0 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
Steel pipes incl. saddles for external tendons: with clean dry or lubricated strands <sup>1</sup>	$\mu = 0.20 - 0.30$ $k = \text{refer to 2 below}$	$\mu = 0.25$ $k = \text{refer to 2 below}$
Saddles for external tendons with internal HDPE tube over saddle: - bare strands - greased and plastic sheathed monostrands	$\mu = 0.12 - 0.15$ $\mu = 0.02 - 0.08$ $k = \text{refer to 2 below}$	$\mu = 0.14$ $\mu = 0.06$ $k = \text{refer to 2 below}$
Greased and plastic sheathed monostrands	$\mu = 0.04 - 0.07$ $k = (0.4 - 0.6) \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$	$\mu = 0.05$ $k = 0.5 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$

1.  $\mu$ -values depend on lubrication  
 2. The wobble factor can normally be neglected

### 3.2.2 Draw-in of wedge at lock-off: max. 6 mm

This value is independent of the jack or tendon type. If necessary, e.g. for short tendons, compensation can be provided by appropriate procedures.

### 3.2.3 Other tendon force losses

In addition to friction and relaxation losses (see above), also concrete shrinkage and creep as well as a draw-in of the wedge during lock-off must be considered.

To calculate losses due to concrete shrinkage and creep, reference should be made to the technical documents and standards applicable to each project.





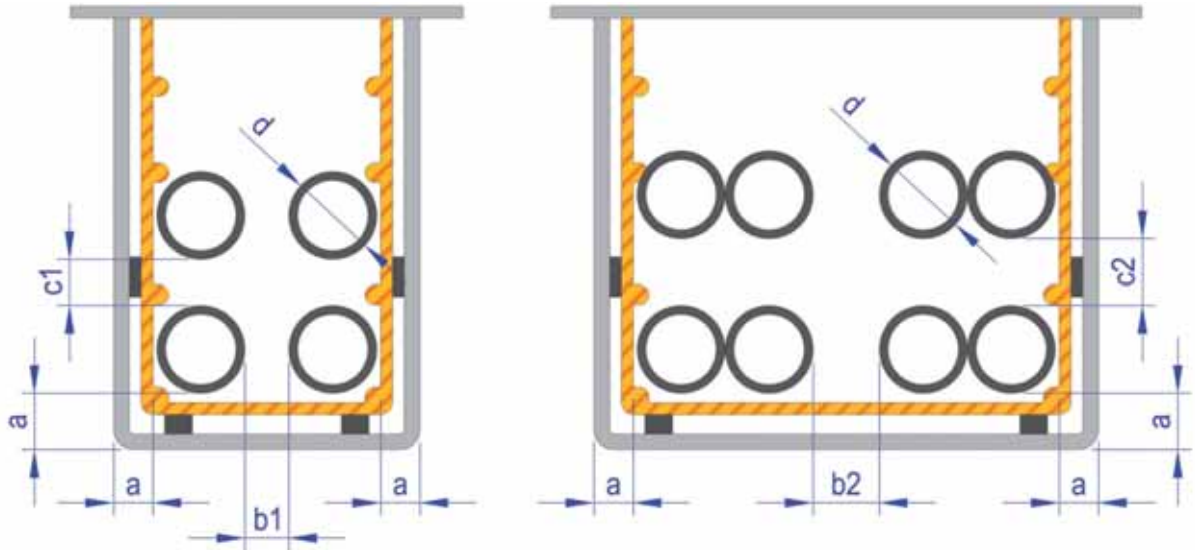
### 3.3 DUCT SPACING AND COVER

The cable layout patterns are dictated by the designer.

When detailing that cable layout, it is absolutely essential to consider the spacing of cables from

another, required cover, and radii of curvature. Usually the spacing and curvatures are laid down in standards, guidelines or national approvals. If not available, VSL recommends that the following guidance values be observed, these being minimum values:

#### Minimum spacing and cover of duct



Measurement (a)

- Precast elements, elements protected from bad weather, soft environmental conditions 30
- In general 40
- Severe environmental conditions 50

SPACING

- b1, c1 = 0.7 times diameter of the duct
- b2, c2 = 1.0 times diameter of the duct

### 3.4 SPACING OF THE SUPPORTS AND TOLERANCES

The spacing of the supports underneath the steel and plastic ducts must be 10 to 12 times the internal diameter of the duct. Kinks are not permitted.

The fastening fittings must be sufficiently robust and close enough so that the ducts and tendons will not exhibit displacements or deformations in excess of the allowed tolerances. For tolerances on cable positions reference should be made to applicable standards and recommendations.

Moreover, under all circumstances and in every direction, whenever a cable displays or potentially displays deviation in the vicinity of an edge of concrete which could lead to spalling of concrete cover, an offset with respect to the theoretical axis is only tolerated provided that equilibrium reinforcing bars have been provided over this zone.



Standard steel duct

In determining minimum spacings and concrete cover requirements for ducts, reference should be made to applicable standards and recommendations, see 3.3.



PT-PLUS® plastic duct with protection shell

VSL Protection shells are recommended to be fixed on the duct at tendon supports for tendon radii  $R < 2 R_{min}$  (see under 4.2), and where ducts risk to be dented by closely placed rebars.





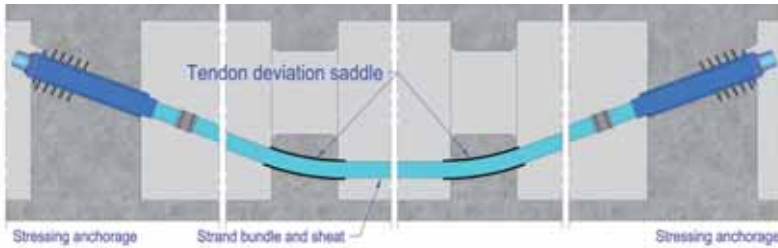
### 3.5 SADDLES FOR EXTERNAL TENDON

#### 3.5.1 Saddles

Various solutions are used in practice. In most cases, saddles consist of a pre-bent steel tube cast into the surrounding concrete or attached to a steel structure by stiffening plates. The connection between the free tendon length and

the saddle must be carefully detailed in order not to damage the prestressing steel by sharp angular deviations during stressing and in service. It is also important that the protective sheath be properly joined. If tendon replacement is a design requirement, the saddle arrangement must be chosen accordingly.

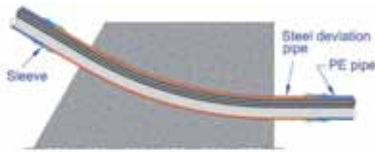
#### 3.5.2 Various saddle arrangements



PE pipe through bell-mouth deviator, from anchorage to anchorage (most common detail)



PE pipe through deviator pipe, from anchorage to anchorage



Deviation pipe protrudes from concrete at sufficient distance and is coupled to PE pipe

#### 3.5.3 Minimum radius of tendon curvature for external tendons

Tendon unit		Minimum radius
0.5"	0.6"	
up to 5 - 12	6 - 7	2.00 m
up to 5 - 19	6 - 12	2.50 m
up to 5 - 31	6 - 22	3.00 m
up to 5 - 43	6 - 31	3.50 m
up to 5 - 55	6 - 37	4.00 m
up to	6 - 43	4.50 m
up to	6 - 55	5.00 m

- The values are equivalent to approximately  $R_{min} (m) = (1.5 \text{ to } 1.3) \sqrt{F_{pk} [MN]} \geq 2.0 \text{ m}$

- They apply to smooth steel and HDPE pipe and assume a straight length on either side of the deviation.



Diabolo bell-mouth for deviation points at diaphragm segment

## 4 - DESIGN REQUIREMENTS

### 4.1 ANCHORAGE ZONE REINFORCEMENT

The transfer of the prestressing forces from the anchorage into the concrete produces stresses which exceed the concrete strength and that must be withstood by special reinforcement. A distinction may be made between three types of reinforcement.

#### a) Local zone reinforcement in the immediate vicinity of the anchorage

For this purpose, spirals (helices) or appropriate orthogonal reinforcement are normally used. This reinforcement is considered as an integral component of the anchorage and its design lies within the field of responsibility of VSL. This

reinforcement is specified in approvals and it may only be changed upon approval by VSL. *The Anchorage data sheets show the required reinforcement for each anchorage.*

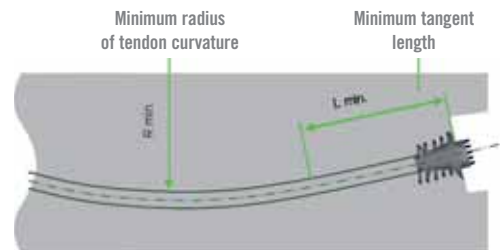
#### b) General zone of reinforcement for resisting the spreading of forces in the structure

This reinforcement is designed by the project designer. *Guidelines for its design can be found in VSL's report "Detailing for post-tensioning".*

#### c) Reinforcement for spalling forces near stress free edges

This reinforcement is designed by the project designer as part of the overall reinforcement of the structure.

### 4.2 MINIMUM RADIUS OF TENDON CURVATURE AND TANGENT LENGTH FOR INTERNAL TENDONS



$$R_{min} (m) = 3.0 \times \sqrt{F_{pk} [MN]} \geq 2.5 \text{ m}$$

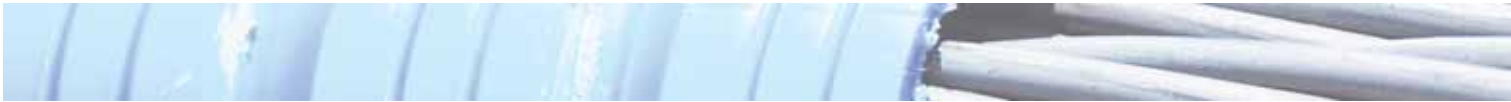
$$L_{min} = 0.8 \text{ m for } F_{pk} \leq 2 \text{ MN}$$

$$= 1.0 \text{ m for } F_{pk} \geq 2 \text{ MN, } \leq 7 \text{ MN}$$

$$= 1.5 \text{ m for } F_{pk} \geq 7 \text{ MN}$$

$$R_{min} (m) = 2.50 \text{ m for unbonded tendons for 5-1 and 6-1}$$





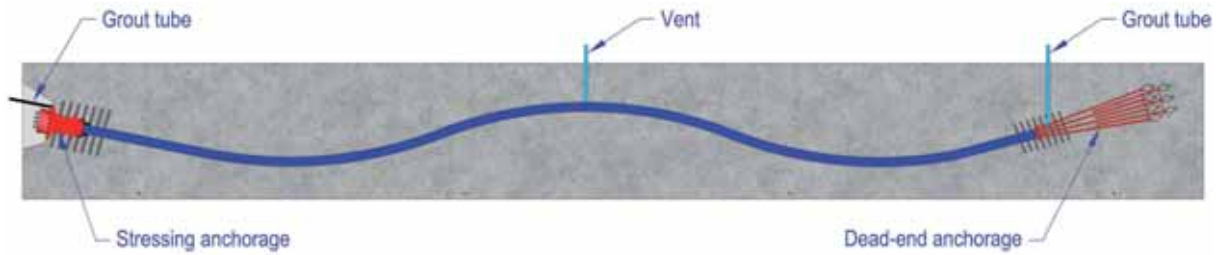
## 5 - INSTALLATION

### 5.1 ANCHORAGES

It is a requirement that the bearing plate / casting of anchorages are fixed perpendicular to the tendon axis.

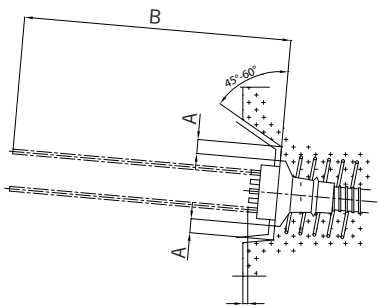
The block-out dimensions and clearance requirement as given under 5.3 should be followed. Departures from these data may be possible. Please contact VSL.

### 5.2 GROUT VENTS



Low point drains should only be foreseen where there is a risk of water freezing inside the duct and hence, drainage is required. As a general rule distance between grout vents should not exceed 100 m. They should have a range of spacing between vents in the order of 30 – 70 m.

### 5.3 BLOCK-OUT DIMENSIONS AND CLEARANCE REQUIREMENTS

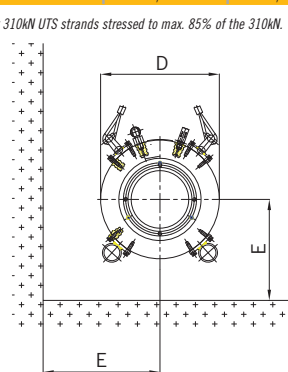
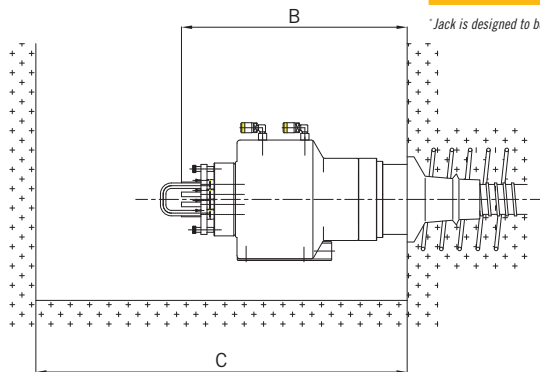


Concrete cover according to applicable standard

Jack type	A min.	B	C	D	E
ZPE-23FJ	—	300-360	1,200	116	90
ZPE-30	30	600	1,350	140	100
ZPE-3	30	500	1,000	200	150
ZPE-60	30	650	1,250	180	140
ZPE-7/A	30	650	1,400	300	200
ZPE-12/St2	50	520	1,100	310	200
ZPE-185*	50	620	1,220	300	180
ZPE-200	50	950	2,000	330	210
ZPE-19	50	700	1,500	390	250
ZPE-460/31	60	560	1,300	485	300
ZPE-500	80	950	2,000	585	330
ZPE-580*	80	860	1,620	500	280
ZPE-750	80	1,200	2,400	570	365
ZPE-980*	80	950	1,760	650	360
ZPE-1000	80	1,200	2,400	790	450
ZPE-1250	90	1,300	2,550	710	375
ZPE-1450*	90	1,010	1,850	770	420

\* Jack is designed to be used for 310kN UTS strands stressed to max. 85% of the 310kN.

Dimensions in mm





### 5.4 STRESSING JACK DATA



Type I (ZPE-23FJ)



Type II (ZPE-460/31)



Type III (ZPE-1000)

Designation	ZPE-23FJ	ZPE-30	ZPE-3	ZPE-60	ZPE-7/A	ZPE-12/St2	ZPE-185*	ZPE-200	ZPE-19
Type	I	II	III	III	III	II	II	III	II
Length (mm)	830	720	475	615	700	610	600	1,170	730
Diameter (mm)	116	140	200	180	280	310	295	315	390
Stroke (mm)	200	250	160	250	160	100	100	300	100
Piston area (cm <sup>2</sup> )	47.10	58.32	103.6	126.4	203.6	309.4	309.3	325.7	500.3
Capacity (kN)	230	320	500	632	1,064	1,850	1,856	2,000	2,900
(bar)	488	549	483	500	523	600	600	614	580
Weight (kg)	23	28	47	74	140	151	120	305	294
Used for 13mm/ 0.5" tendon types	5-1	5-1	5-2 5-3	5-2 to 5-4	5-6 5-7	5-12	5-7	5-12 5-19	5-18
Used for 15mm/ 0.6" tendon types	6-1	6-2	6-2	6-2 6-3	6-4	6-6 6-7	6-3 6-4 6-7	6-6 6-7	6-12

Designation	ZPE-460	ZPE-500	ZPE-580*	ZPE-750	ZPE-980*	ZPE-1000	ZPE-1250	ZPE-1450*
Type	II	III	II	II	II	III	II	II
Length (mm)	580	1,000	760	1,185	810	1,150	1,290	840
Diameter (mm)	485	550	500	520	645	790	620	765
Stroke (mm)	100	200	150	150	150	200	150	150
Piston area (cm <sup>2</sup> )	804.0	894.6	961.7	1,247.0	1,652.3	1,809.5	2,168.0	2,436.9
Capacity (kN)	4,660	5,000	5,805	7,500	9,750	10,000	12,500	14,500
(bar)	580	559	610	601	590	553	577	595
Weight (kg)	435	1,064	460	1,100	800	2,340	1,730	1,250
Used for 13mm/ 0.5" tendon types	5-22 5-31	5-22 5-31	5-12 to 5-31	5-31 to 5-55		5-37 to 5-55	5-37	
Used for 15mm/ 0.6" tendon types	6-18 6-19	6-18 to 6-22	6-12 6-19 6-22	6-31 to 6-43	6-27 6-31 6-37	6-31 to 6-37	6-43 to 6-55	6-43 6-48 6-55

\* Jack is designed to be used for 310kN UTS strands stressed to max. 85% of the 310kN.





# VSL LOCATIONS



## Headquarters

VSL International Ltd.  
Sägestrasse 76  
CH-3098 Köniz  
Switzerland  
Phone: +41 58 456 30 00  
info@vsl.com

## Americas /

**ARGENTINA**  
VSL Sistemas Especiales de  
Construcción Argentina SA  
**BUENOS AIRES**  
Phone: +54 11 5272 87 52

**BOLIVIA**  
Postensados de Bolivia  
**SAN MIGUEL, LA PAZ**  
Phone: +591 2 27 70 338

**BRAZIL**  
VSL Brasil Construção e  
Recuperação Ltda  
**SÃO PAULO**  
Phone: +55 113 521 7153/4

**CANADA**  
CTT Stronghold Canada  
**TORONTO**  
Phone: +1 416 477 1042

**CHILE**  
VSL Sistemas Especiales de  
Construcción S.A.  
**SANTIAGO**  
Phone: +56 2 571 67 00

**COLOMBIA**  
Sistemas Especiales de  
Construcción S.A.S  
**BOGOTA**  
Phone: +57 1 226 6230

**MEXICO**  
VSL Corporation Mexico S.A de C.V  
**MEXICO**  
Phone: +52 55 55 11 20 36

**PERU**  
Sistemas Especiales de Construcción  
Peru S.A.  
**LIMA**  
Phone: +51 1 349 38 38

VSL Peru  
**LIMA**  
Phone: +51 1 713 98 32

**UNITED STATES OF AMERICA**  
VStructural LLC  
**BALTIMORE, MD**  
Phone: +1 410 850 7000

## Africa /

**EGYPT**  
VSL Egypt  
**CAIRO**  
Phone: +20 2 344 19 00

**SOUTH AFRICA**  
VSL Construction Solutions (Pty) Ltd  
**JOHANNESBURG**  
Phone: +27 11 878 6820

**TUNISIA**  
VSL Tunisia  
**TUNIS**  
Phone: +216 70 72 84 73

## Europe /

**AUSTRIA**  
Grund-Pfahl- und Sonderbau  
GmbH  
**HIMBERG**  
Phone: +43 2235 87 777

**CZECH REPUBLIC**  
VSL Systemy (CZ) Sro  
**PRAGUE**  
Phone: +420 2 51 09 16 80

**FRANCE**  
VSL France S.A. (Bouygues TPRF)  
**LABÈGE**  
Phone: +33 5 33 65 96 59

**GERMANY**  
VSL Systems GmbH  
**BERLIN**  
Phone: +49 172 313 22 33

**NETHERLANDS**  
Heijmans Beton-en Waterbouw B.V.  
**ROSMALEN**  
Phone: +31 73 543 66 02

**NORWAY**  
Spennarmering Norge AS  
**RUD**  
Phone: +47 98 21 02 31

**POLAND**  
VSL Polska Sp. Zo. o  
**WARSAWA**  
Phone: +48 22849 22 09

**PORTUGAL**  
VSL Sistemas Portugal SA  
**PAÇO DE ARCOS**  
Phone: +351 21 445 83 10

Delegação Norte  
**VILA NOVA DE GAIA**  
Phone: + 351 22 371 18 80

**SPAIN**  
VSL Construction Systems SA  
**BARCELONA**  
Phone: +34 93 289 23 30

**SWEDEN**  
Internordisk Spännarmering AB  
**VÄSTERHANINGE**  
Phone: +46 10 448 11 42

**SWITZERLAND**  
VSL (Switzerland) Ltd.  
**SUBINGEN**

**SAINT LEGIER**  
Phone: +41 58 456 30 00

**TURKEY**  
Mega Yapi Construction &  
Trade Co. Ltd  
**ANKARA**  
Phone: +90 312 490 90 66

**UNITED KINGDOM**  
VSL System (UK) Ltd.  
**LUTON**  
Phone: +44 148 040 4401

### VSL Infrastructure Protection Ltd.

**LONDON**  
Phone: +44 207 803 3614

**SINGAPORE**  
Phone: +65 65 59 12 22

**SYDNEY**  
Phone: +61 2 94 84 5944

## Middle East /

**SULTANATE OF OMAN**  
VSL Muscat LLC  
**MUSCAT**  
Phone: +971 4 885 7225

**UNITED ARAB EMIRATES**  
VSL Middle East LLC  
**DUBAI, UAE**  
Phone: +971 4 885 7225

**DOHA, QATAR**  
Phone: +974 44 052 444

## Asia /

**BRUNEI**  
VSL Systems (B) Sdn. Bhd.  
**BRUNEI DARUSSALAM**  
Phone: +673 2 380 153 / 381 827

**CHINA PRC**  
VSL Engineering Corp., Ltd.  
(China)  
**HEFEI**  
Phone: +86 551 382 29 18

**HONG KONG**  
VSL Hong Kong Ltd.  
**CHAI WAN**  
Phone: +852 2590 22 88

**INDIA**  
VSL India Private Ltd.  
**CHENNAI**  
Phone: +91 44 4225 11 11

**INDONESIA**  
PT VSL Indonesia  
**JAKARTA**  
Phone: +62 21 570 07 86

**JAPAN**  
VSL Japan Corporation  
**TOKYO**  
Phone: +81 3 3346 8913

**KOREA**  
VSL Korea Co. Ltd.  
**SEOUL**  
Phone: +82 2 553 8200

**MALAYSIA**  
VSL Engineers (M) Sdn. Bhd.  
**KUALA LUMPUR**  
Phone: +603 7981 47 42

**PHILIPPINES**  
VSL Philippines Inc.  
**MANDALUYONG CITY**  
Phone: +632 722 1703

**SINGAPORE**  
VSL Singapore Pte. Ltd.  
**SINGAPORE**  
Phone: +65 6559 12 22

**TAIWAN**  
VSL Taiwan Ltd.  
**TAIPEI**  
Phone: +886 2 2759 6819

**THAILAND**  
VSL (Thailand) Co. Ltd.  
**BANGKOK**  
Phone: +66 2 679 76 15 - 19

**VIETNAM**  
VSL Vietnam Ltd.  
**HANOI**  
Phone: +84 4 3976 5088

**HO CHI MINH CITY**  
Phone: +84 8 810 6817

## Australia /

VSL Australia Pty. Ltd.  
**NEW SOUTH WALES**  
Phone: +61 2 9484 5944

**QUEENSLAND**  
Phone: +61 7 3265 64 00

**VICTORIA**  
Phone: +61 3 979 503 66

**SOUTH AUSTRALIA**  
Phone: +61 8 8252 1900

**TASMANIA**  
Phone: +61 3 6249 3044

**PERTH**  
Phone: +61 8 9419 1119

### FT Laboratories Ltd.

**PING CHE, HONG KONG**  
Phone: +852 2758 48 61

### VSL Offshore Pte Ltd.

**SINGAPORE**  
Phone: +65 65 59 13 05

Copyright 03/2013, VSL International Ltd.  
Printed in France – patented.

The information set forth in this brochure including technical and engineering data is presented for general information only. While every effort has been made to insure its accuracy, this information should not be used or relied upon for any specific application without independent professional examination and verification of its accuracy, suitability and applicability. Anyone using this material assumes any and all liability resulting from such use. VSL disclaims any and all express or implied warranties of merchantability fitness for any general or particular purpose or freedom from infringement of any patent, trademark, or copyright in regard to the information or products contained or referred to herein. Nothing herein contained shall be construed as granting a license, express or implied under any patents.

Printed on paper  
from sustainably  
managed forests.

REDLINE



# PC PILES

## DESCRIPTION

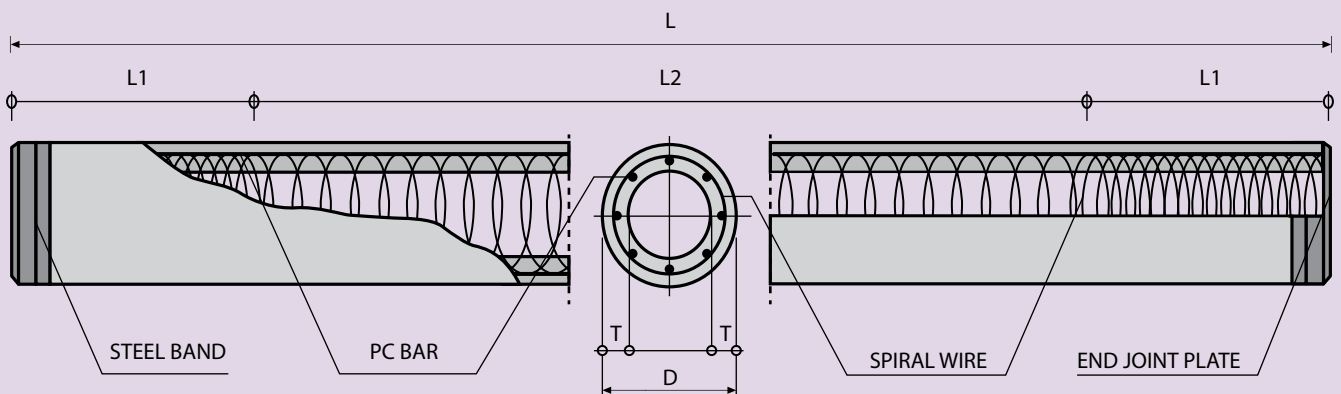
Type of Piles	Prestressed Concrete Square Piles Prestressed Concrete Spun Piles Prestressed Concrete Spun Square Piles Prestressed Concrete Triangular Piles
System of Joints	Welded at steel joint plate
Type of Shoe	Concrete Pencil Shoe (Standard) for PC Spun Piles, Spun Square Pile & Square Piles Mamira 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

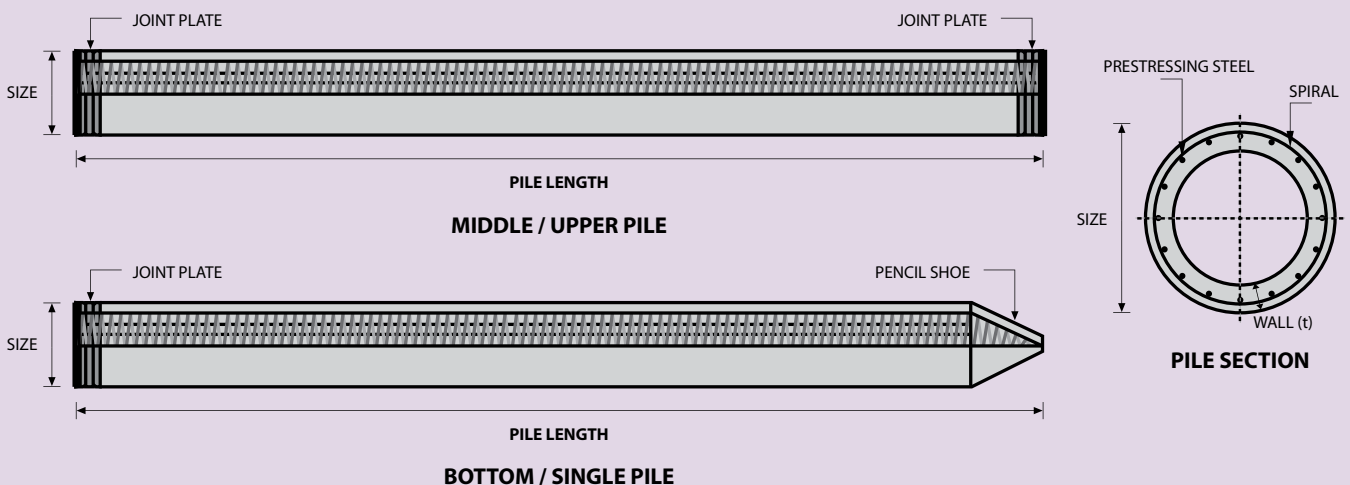
6) Modification of the properties can be made upon orders

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

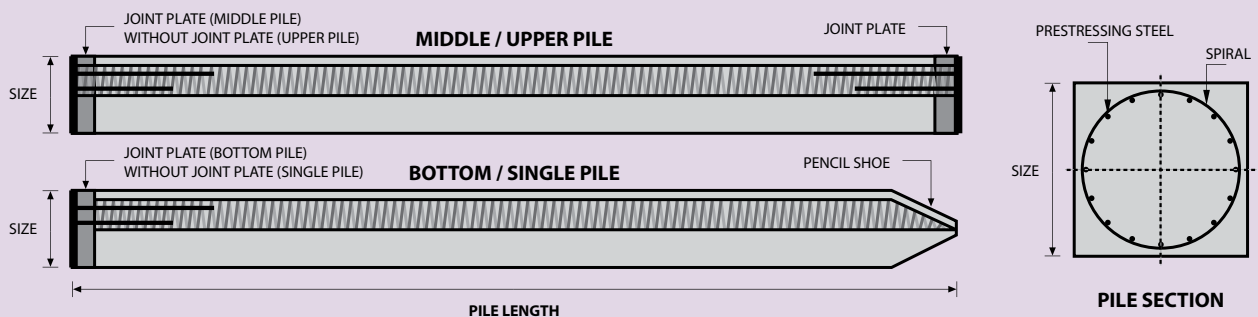
Note : \*) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)

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

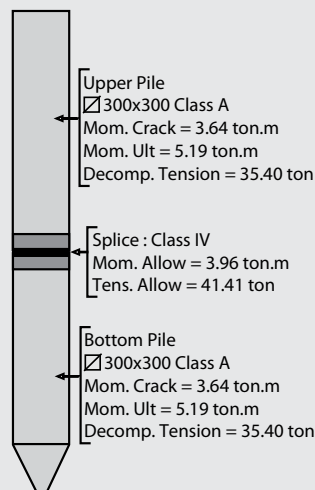
## TYPICAL SPLICE SPECIFICATION

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

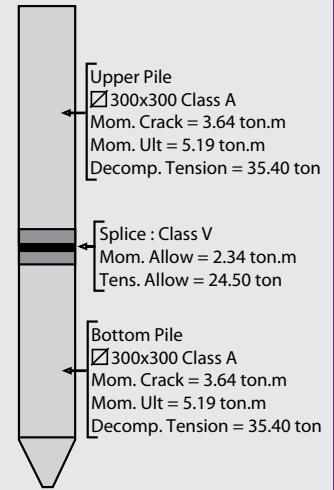
**Case 1 :** Compatible to Body Moment Crack

Splice of PC Piles having equivalent performance to the crack bending moment of the main body.

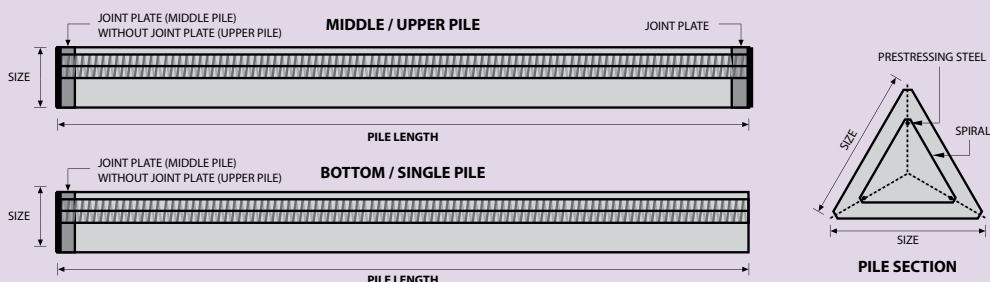


**Case 2 :** Optional Splice

Application of optional splices should be approved by structure designer.



## PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE TRIANGULAR PILES



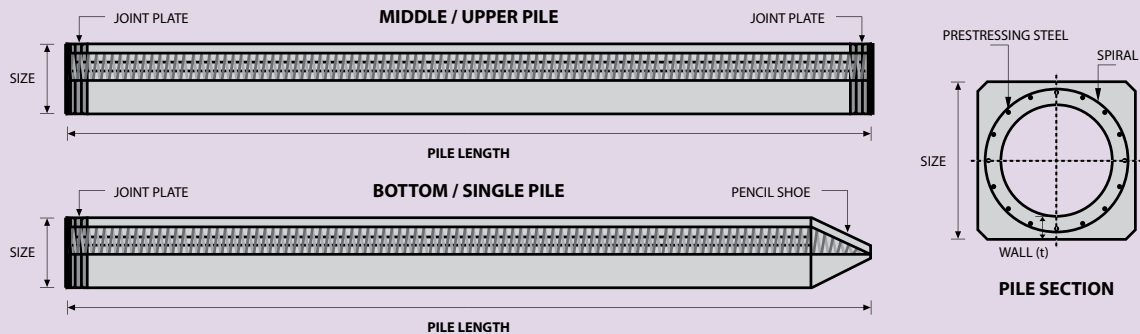
## PRESTRESSED CONCRETE TRIANGULAR PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength  $f_c' = 42 \text{ MPa}$  (Cube  $500 \text{ kg/cm}^2$ )

Size (mm)	Cross Section ( $\text{cm}^2$ )	Section Inertia ( $\text{cm}^4$ )	Unit Weight ( $\text{kg/m}$ )	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 ( $\text{cm}^2$ )	Section Inertia ( $\text{cm}^4$ )	Unit Weight ( $\text{kg/m}$ )	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

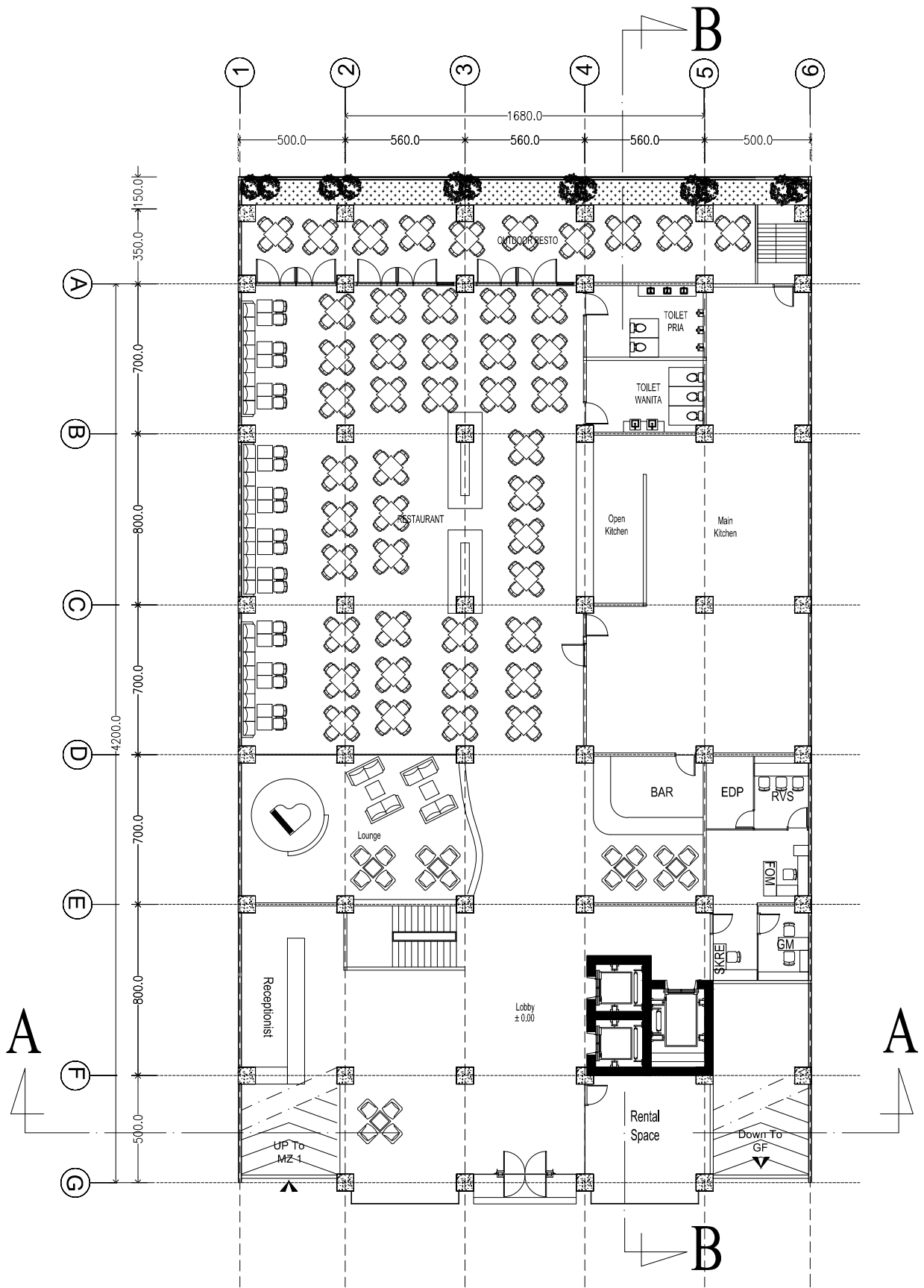
## PT CITRA LAUTAN TEDUH

### 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>

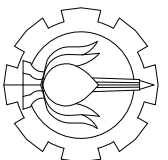
### Factory Support

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)



## DENAH GROUND FLOOR

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL DAIFAM SURABAYA  
MENGGUNAKAN SISTEM GAZDA 24V  
BALOK REATKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :

HARUN AL RASYID, ST., MT.,PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
3115105024

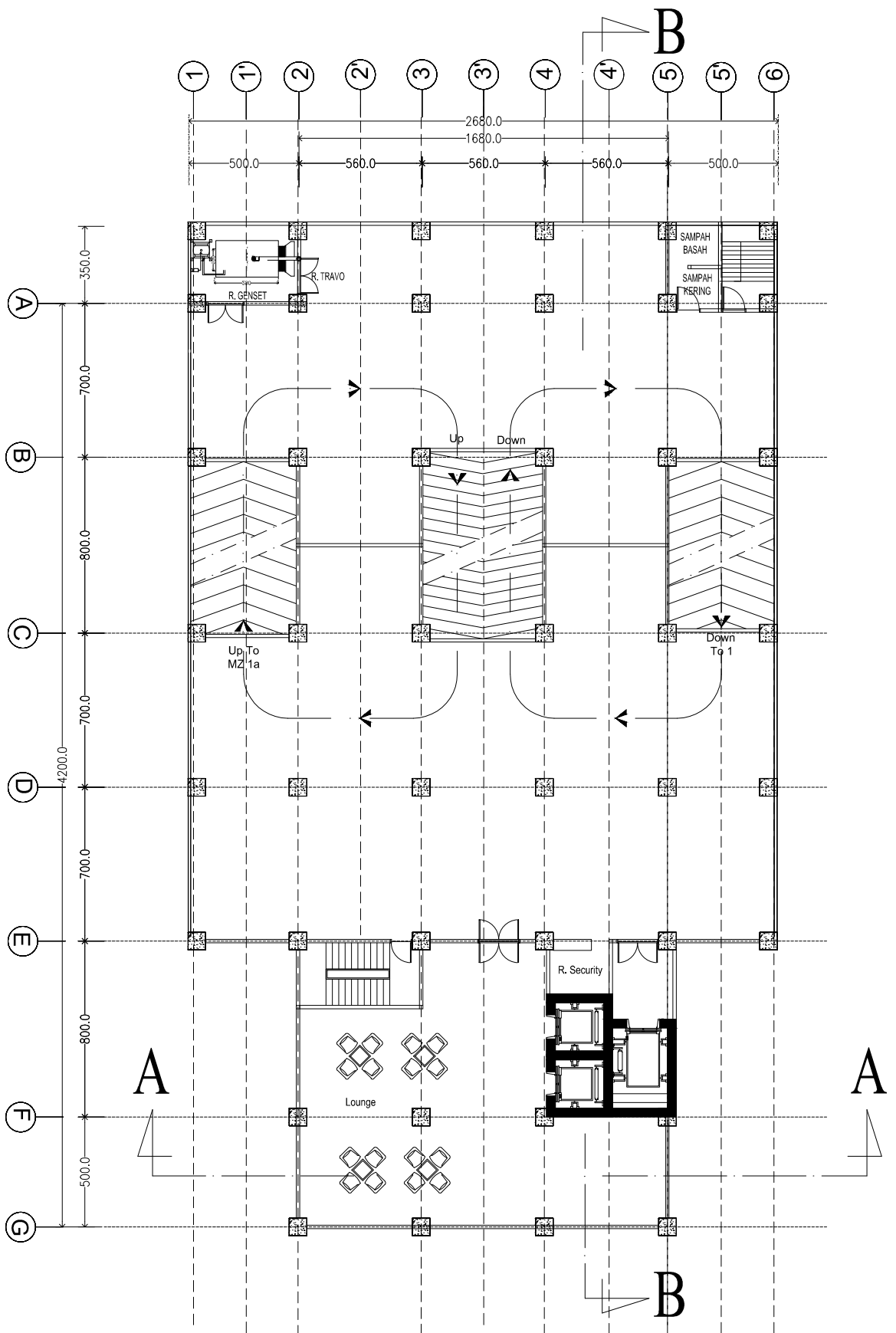
REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

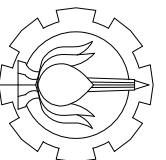
DENAH GROUND FLOOR

SKALA NOMOR GAMBAR JUMLAH GAMBAR

1 : 200 01 39



**DENAH LANTAI 1**  
 SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
 GEDUNG HOTEL DAIFAM SURABAYA  
 MENGGUNAKAN SISTEM GAZDA 24V  
 BALOK REATKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :  
 HARUN AL RASYID, ST., MT., PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
 3115108024

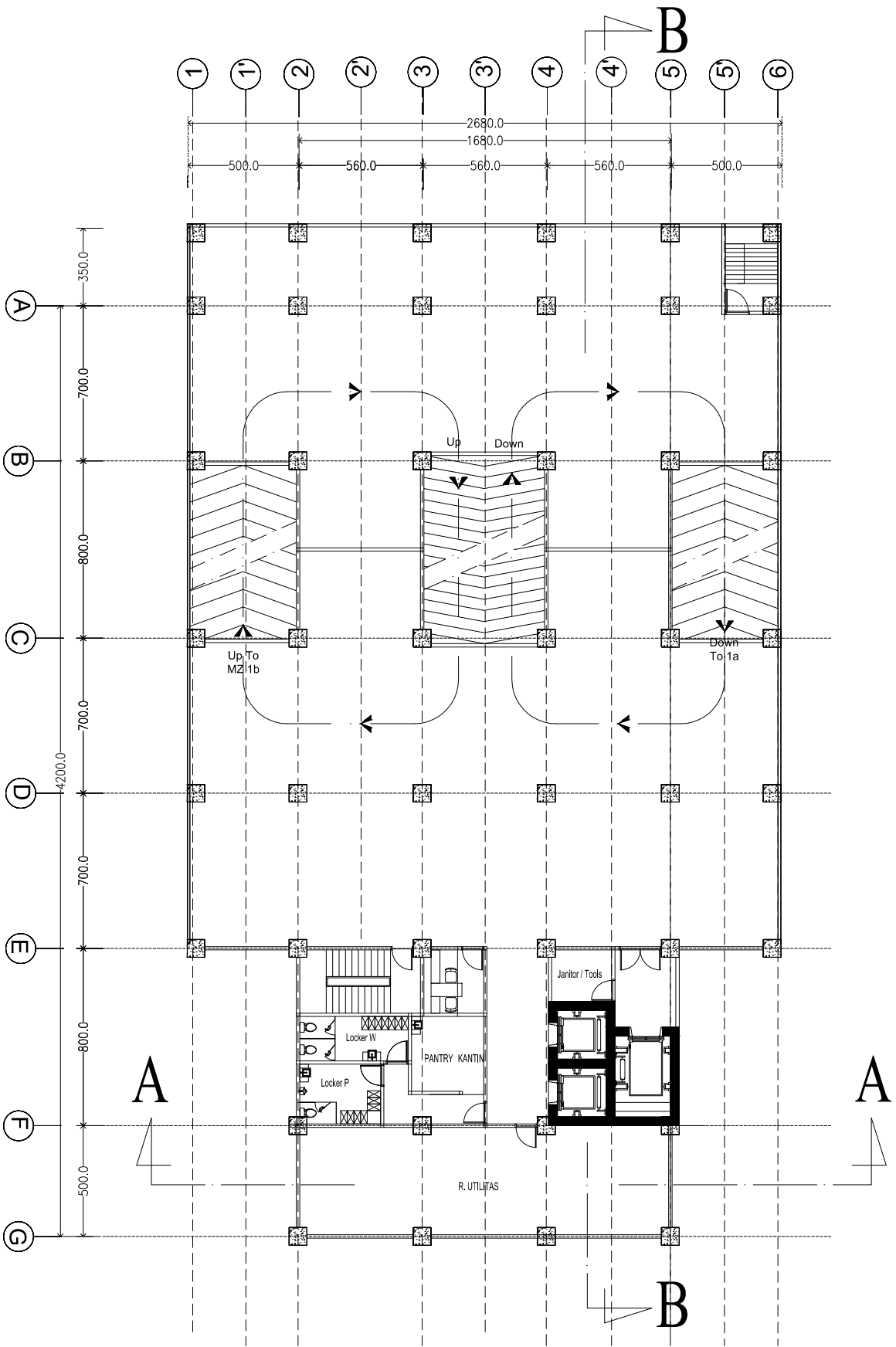
REVISI      TANGGAL      CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH LANTAI I

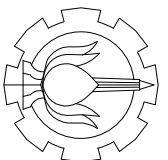
SKALA      NOMOR GAMBAR      JUMLAH GAMBAR

1 : 200      02      39



### DENAH LANTAI 2- 3

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL DAIFAM SURABAYA  
MENGGUNAKAN SISTEM GAZDA 24V  
BALOK REAKSIAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :  
HARUN AL RASYID, ST., MT.,PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
3115105024

REVISI      TANGGAL      CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH LANTAI 2 - 3

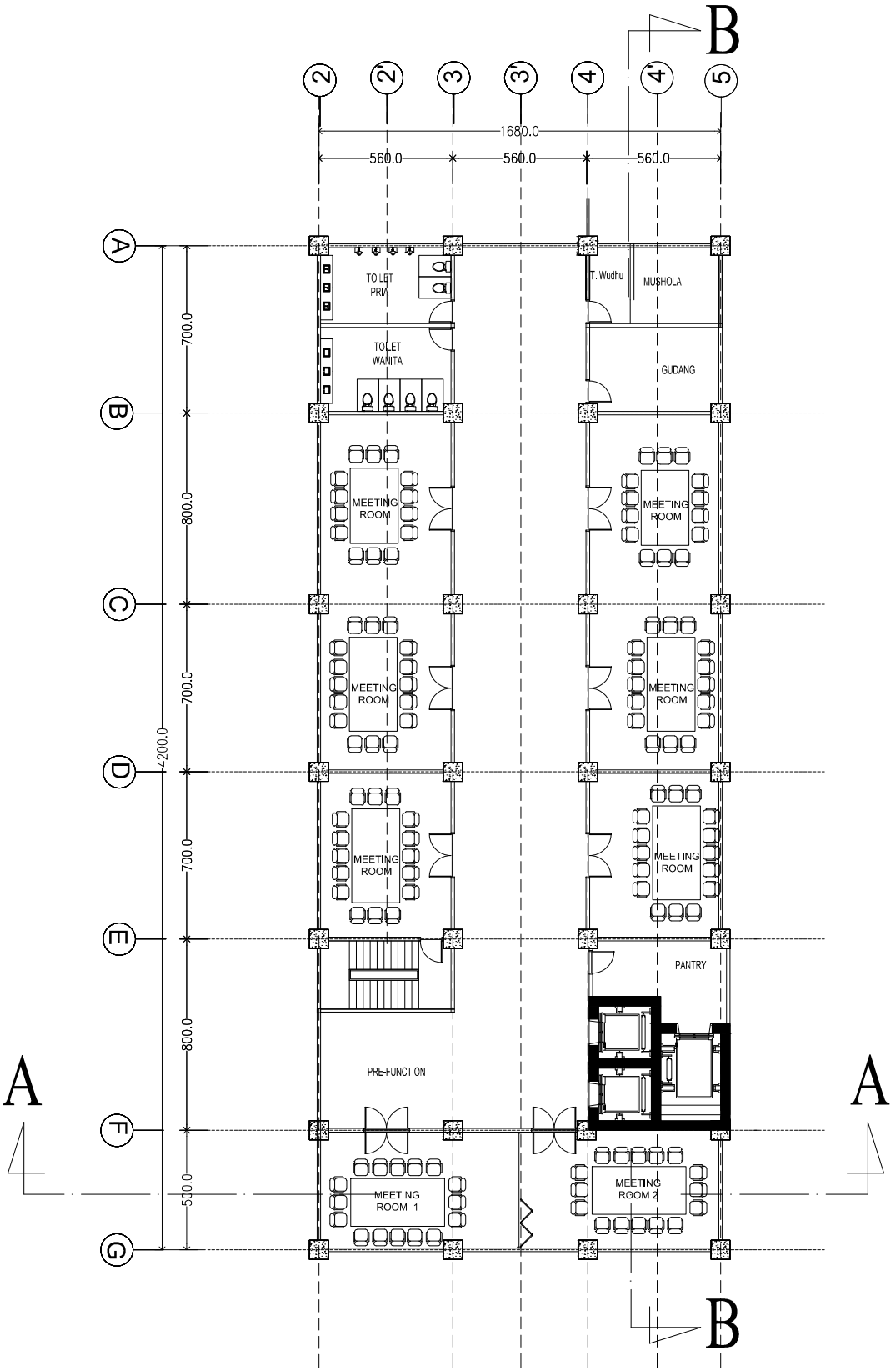
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	--------------	---------------

1 : 200

03

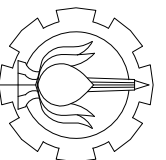
39





### DENAH LANTAI 4 - 5

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL DAIFAM SURABAYA  
MENGGUNAKAN SISTEM GAZDA DAY  
BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :

HARUN AL RASYID, ST., MT.,PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
3115105024

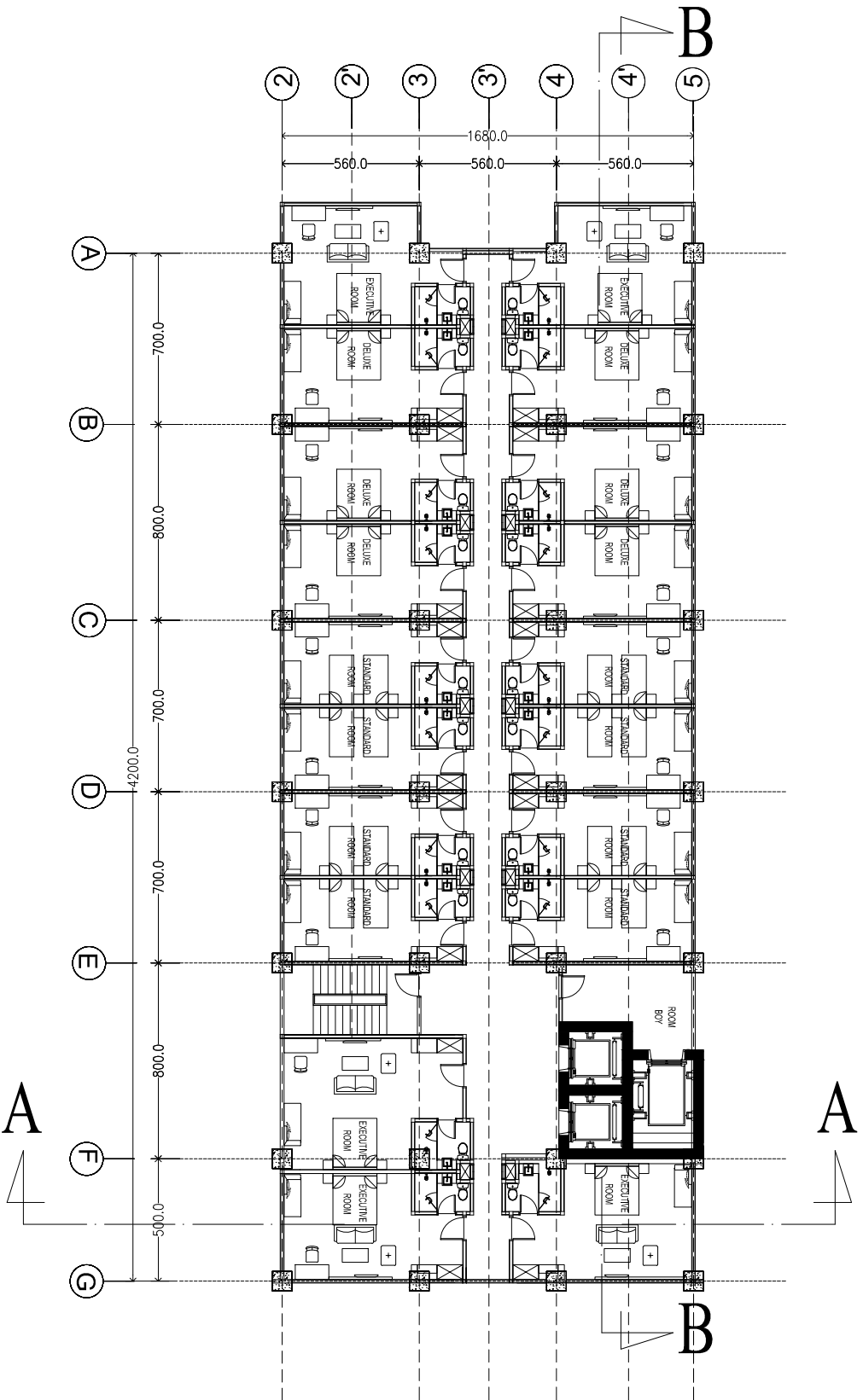
REVISI      TANGGAL      CATATAN

NAMA GAMBAR

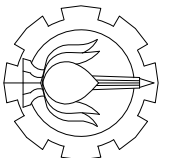
DENAH LANTAI 4 - 5

SKALA      NOMOR GAMBAR      JUMLAH GAMBAR

1 : 200      04      39



**DENAH LANTAI 6 - 16**  
SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL DAIFAM SURABAYA  
MENGGUNAKAN SISTEM GAZDA 24V  
BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :

HARUN AL RASYID, ST., MT.,PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
3115105024

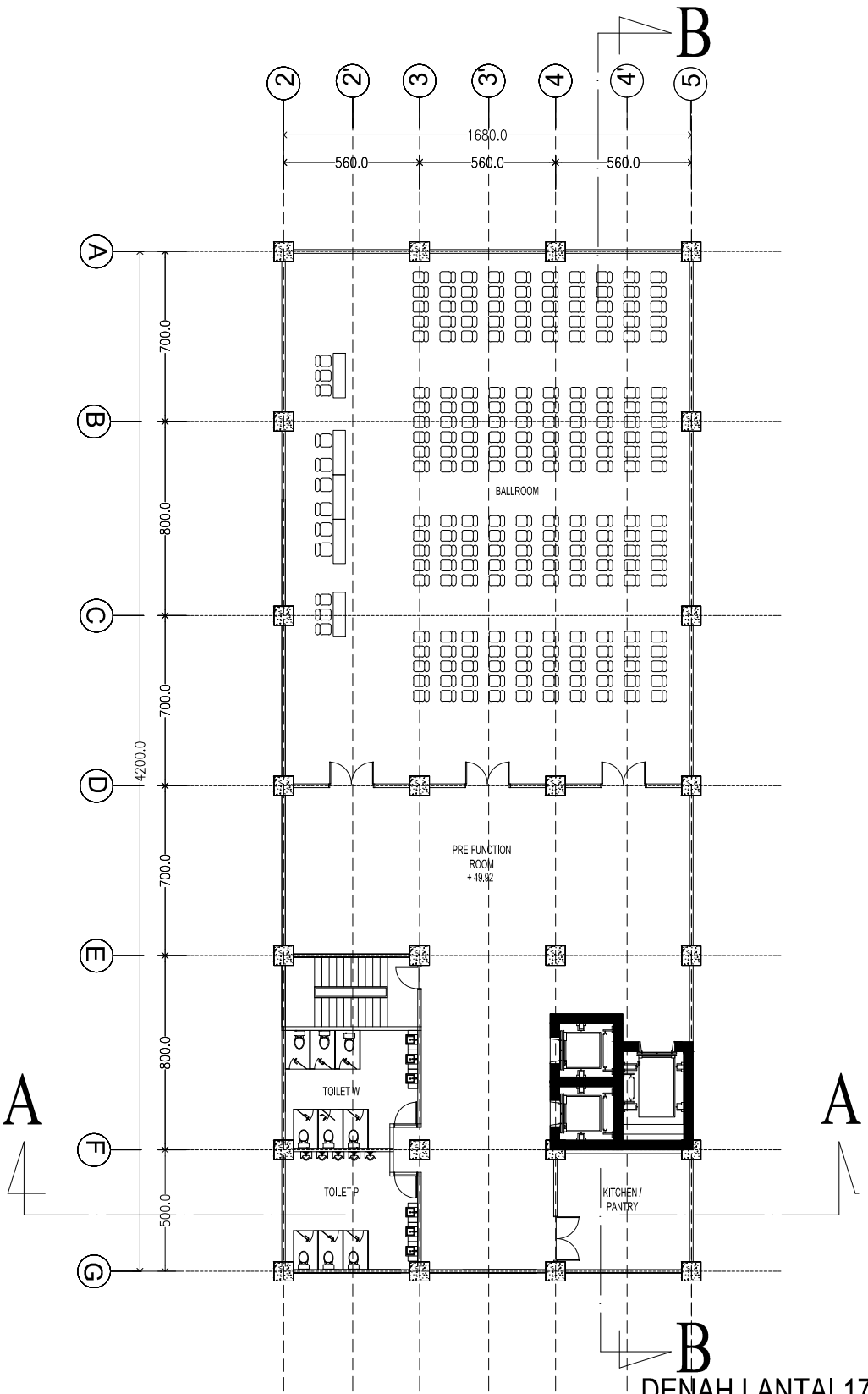
REVISI	TANGGAL	CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH LANTAI 6 - 16

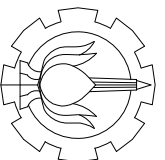
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1 : 200	05	39

1 : 200      05      39



### DENAH LANTAI 17

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL DAIFAM SURABAYA  
MENGGUNAKAN SISTEM GAZDA 24V  
BALOK REAKSI PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :

HARUN AL RASYID, ST., MT., PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
3115105024

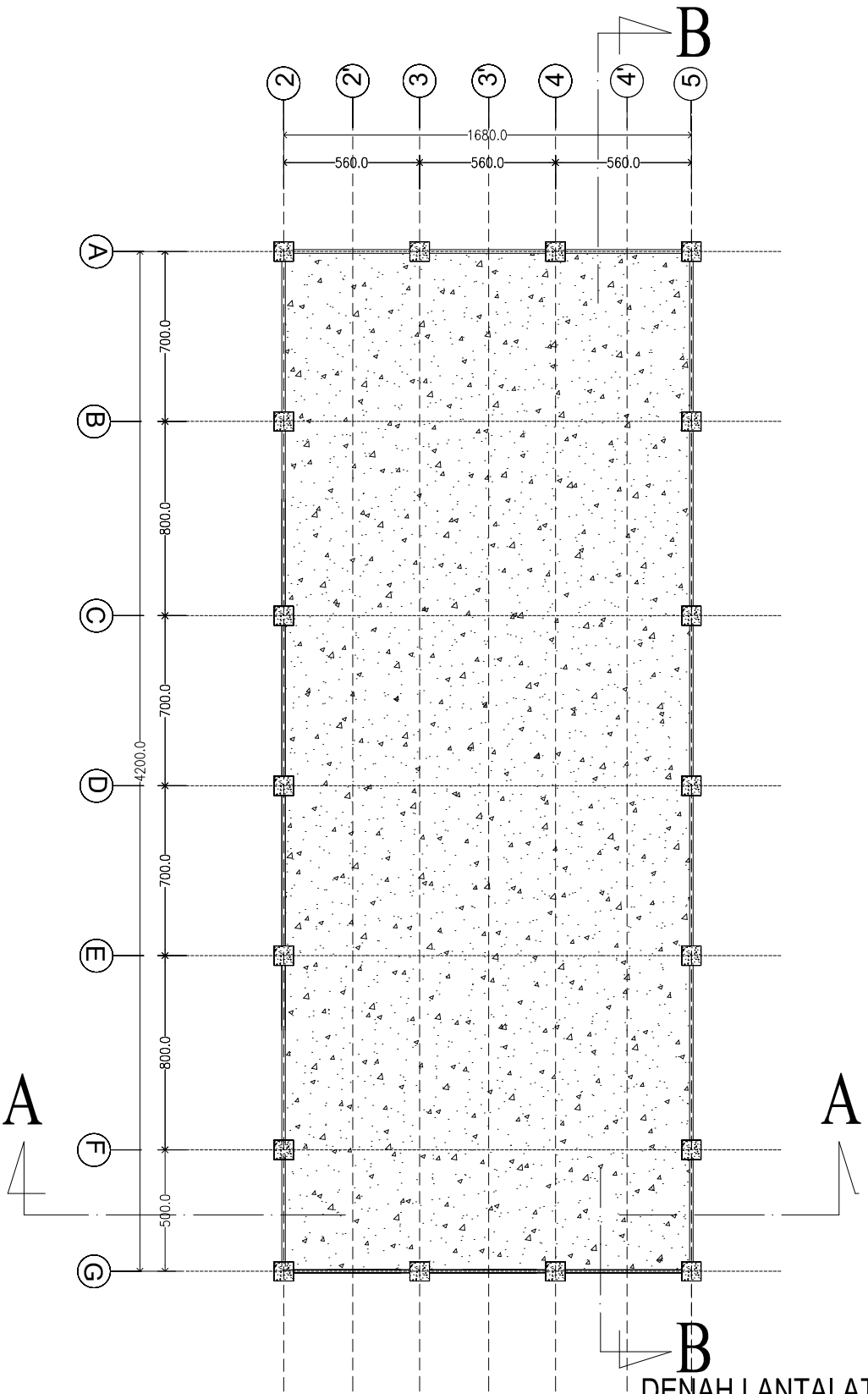
REVISI      TANGGAL      CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH LANTAI 17

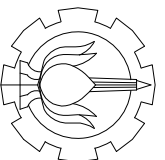
SKALA      NOMOR GAMBAR      JUMLAH GAMBAR

1 : 200      06      39



## DENAH LANTAI ATAP

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL DAIFAM SURABAYA  
MENGGUNAKAN SISTEM GANZA DAY  
BALOK REATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :

HARUN AL RASYID, ST., MT.,PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
3115105024

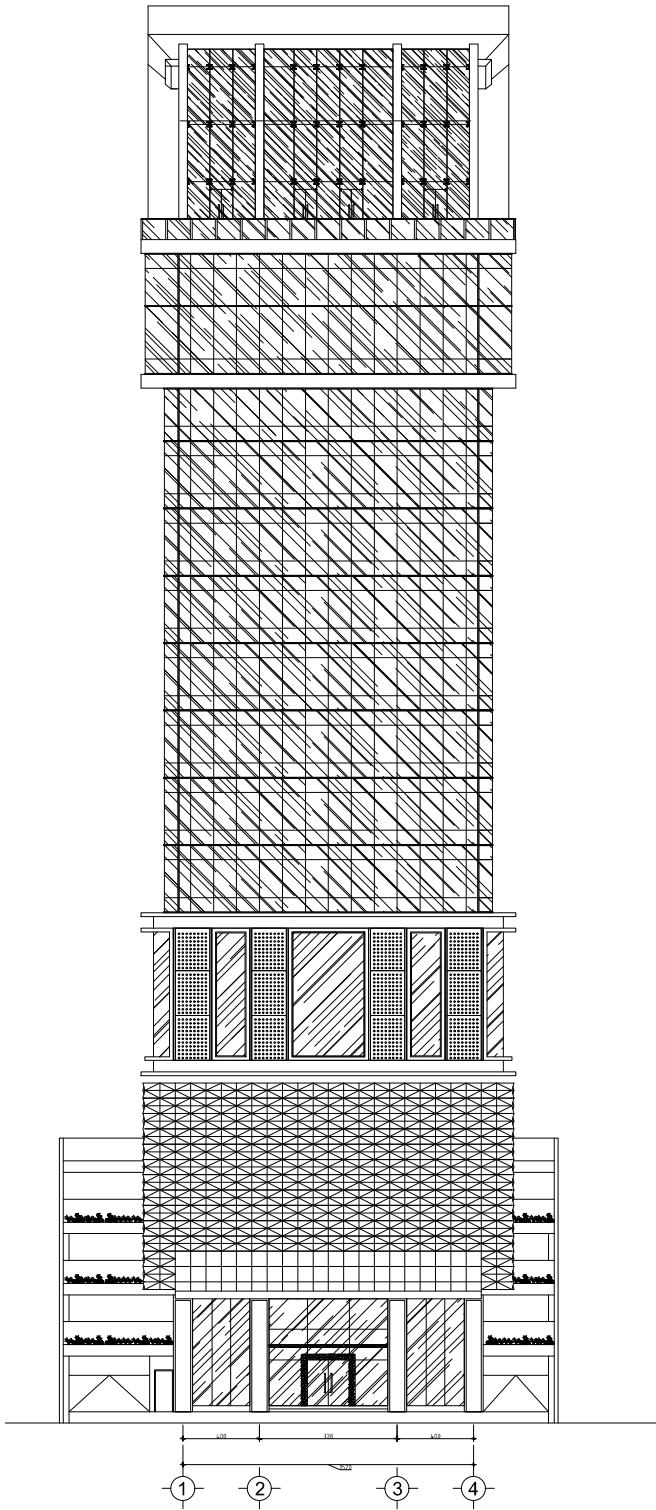
REVISI      TANGGAL      CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH LANTAI ATAP

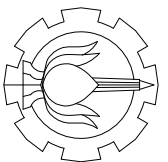
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	--------------	---------------

1 : 200	07	39
---------	----	----



**TAMPAK DEPAN**

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
 GEDUNG HOTEL DAFAM SURABAYA  
 MENGGUNAKAN SISTEM GANDA DAW  
 BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :  
 HARUN AL RASYID, ST., MT., PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ARRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
 3115105924

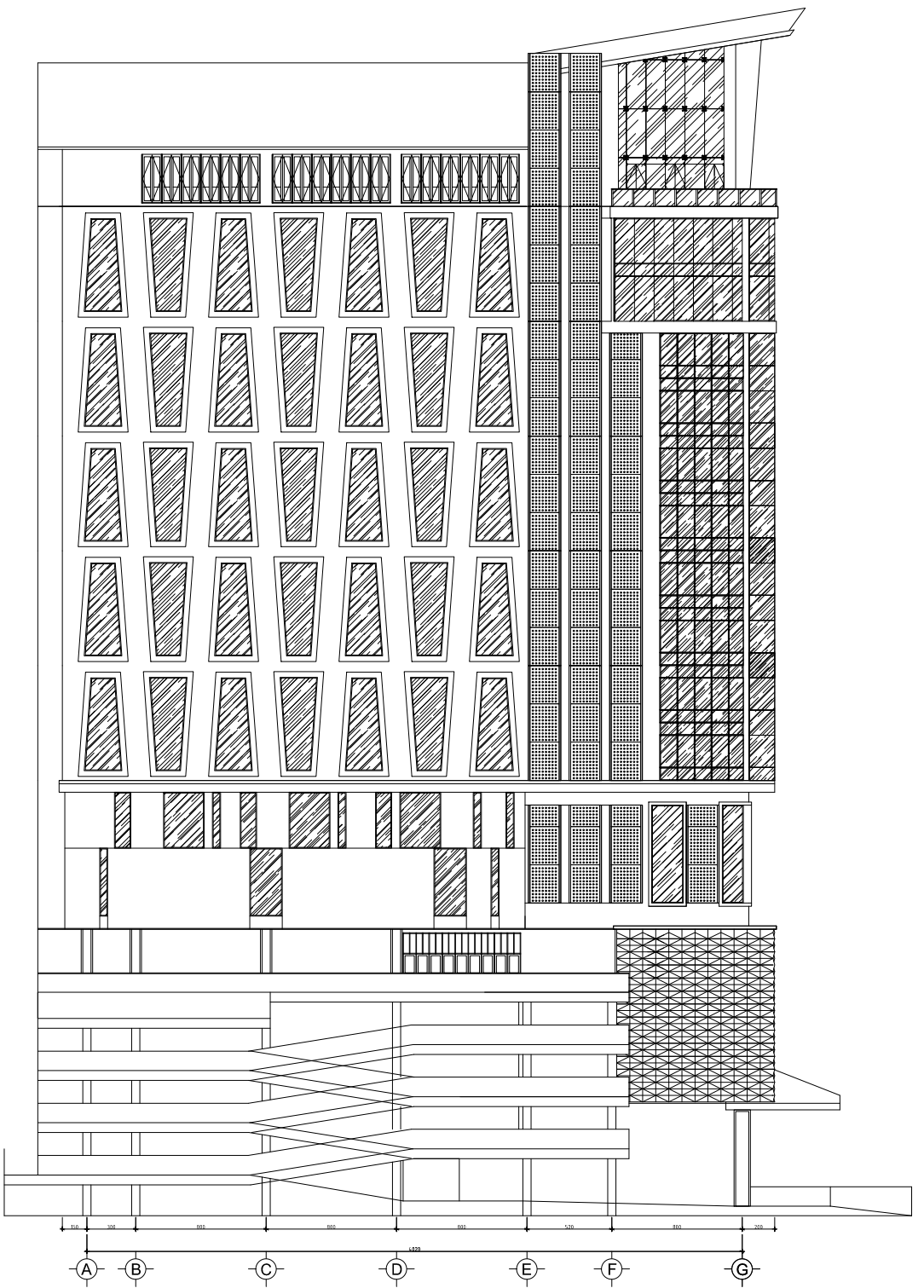
REVISI      TANGGAL      CATATAN

NAMA GAMBAR

TAMPAK DEPAN

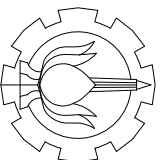
SKALA      NOMOR GAMBAR      JUMLAH GAMBAR

1 : 200      08      39



## TAMPAK SAMPING

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
 GEDUNG HOTEL DAIFAM SURABAYA  
 MENGGUNAKAN SISTEM GANDA DAW  
 BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :

ILARUN AL RASYID, ST.,MT.,PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
 3115105924

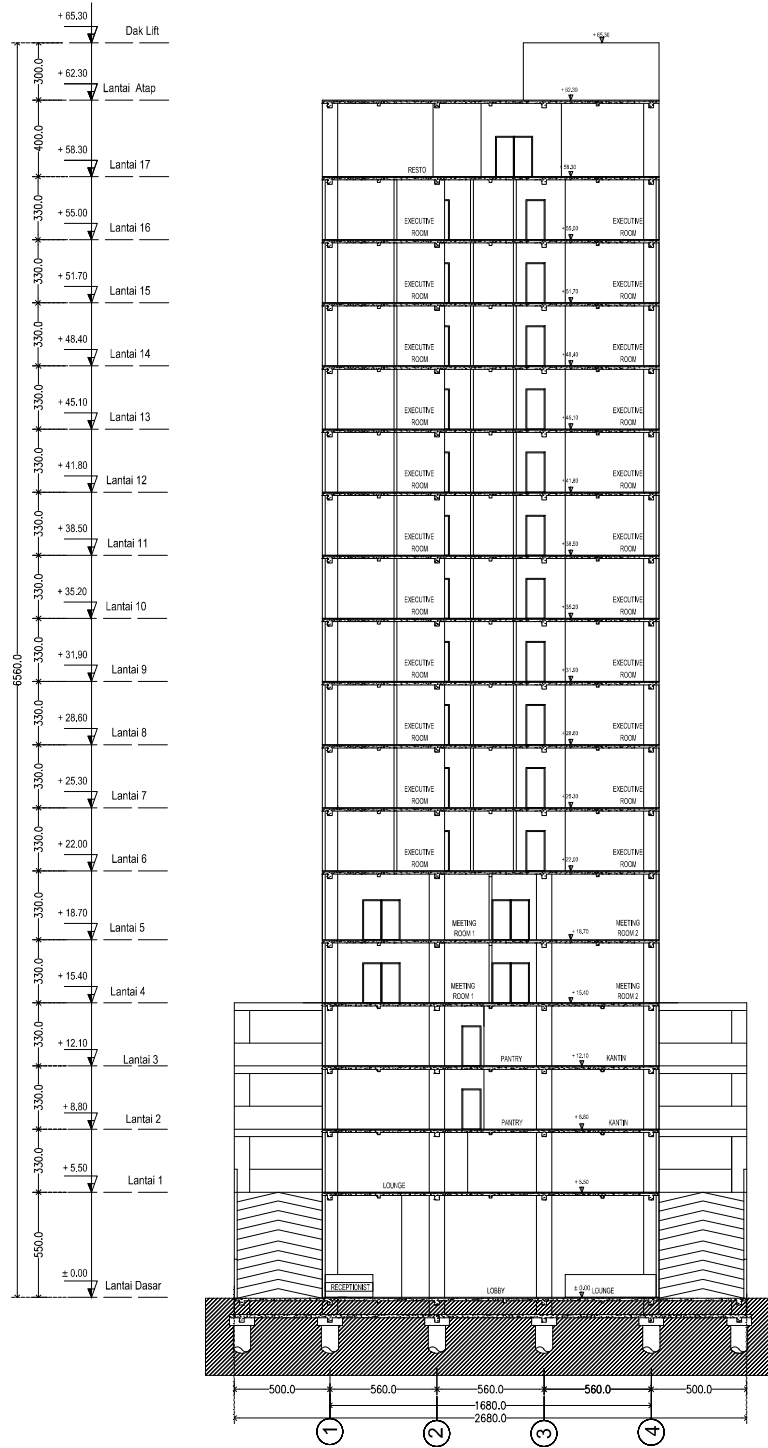
REVISI      TANGGAL      CATATAN

NAMA GAMBAR

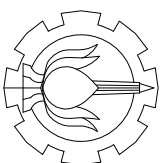
TAMPAK SAMPING

SKALA      NOMOR GAMBAR      JUMLAH GAMBAR

1 : 200      09      39



**POTONGAN A-A**  
SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL DAFAM SURABAYA  
MENGGUNAKAN SISTEM GANDA DAW  
BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :  
HARJUN AL RASYID, ST., MT., PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ARRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
3115105924

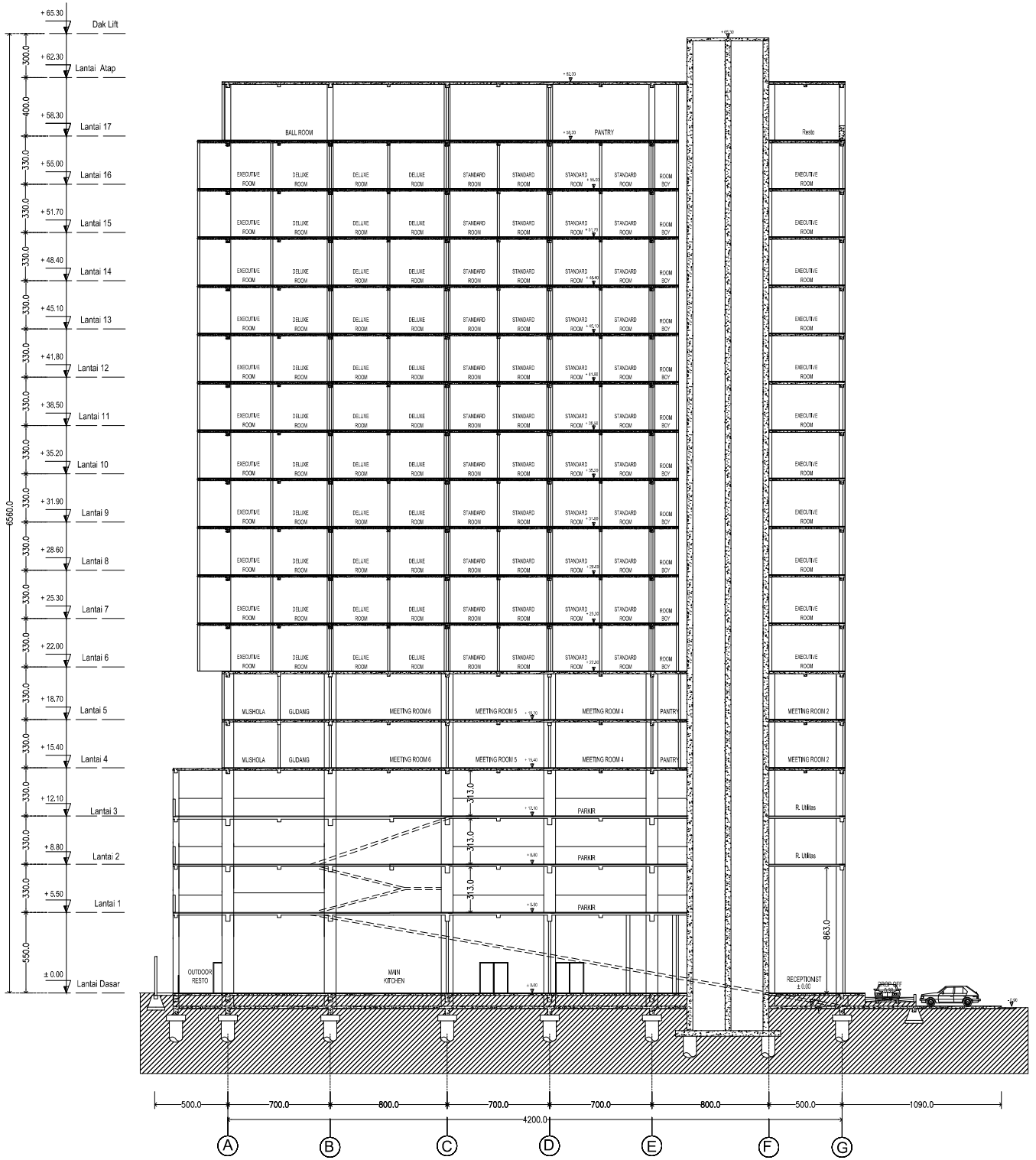
REVISI      TANGGAL      CATATAN

NAMA GAMBAR

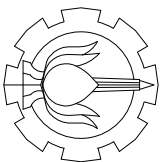
POTONGAN A - A

SKALA      NOMOR GAMBAR      JUMLAH GAMBAR

1 : 200      10      39



**POTONGAN B-B**  
SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL DAMAM SURABAYA  
MENGGUNAKAN SISTEM GANDA DAW  
BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :

HARUN AL RASYID, ST., MT., PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

ARRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
3115105024

REVISI TANGGAL CATATAN

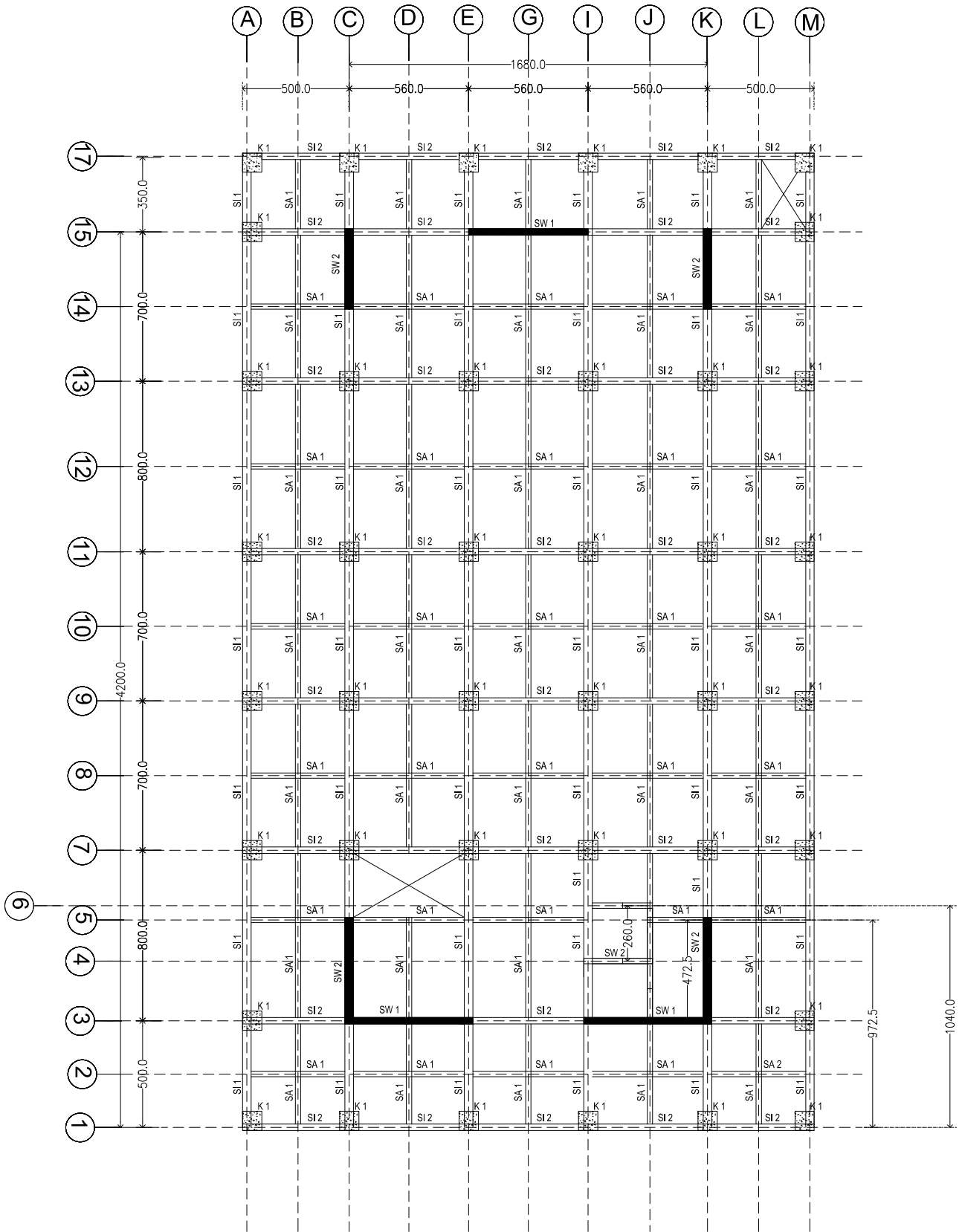
NAMA GAMBAR

POTONGAN B - B

SKALA NOMOR GAMBAR JUMLAH GAMBAR

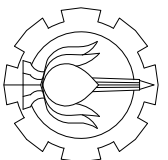
1 : 200 11 39





## DENAH SLOOF DAN KOLOM GROUND FLOOR

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL DAIFAM SURABAYA  
MENGGUNAKAN SISTEM GAZDA DAY  
BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :

HARUN AL RASYID, ST., MT., PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
3115108024

REVISI

TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH SLOOF DAN  
KOLOM GROUND FLOOR

SKALA

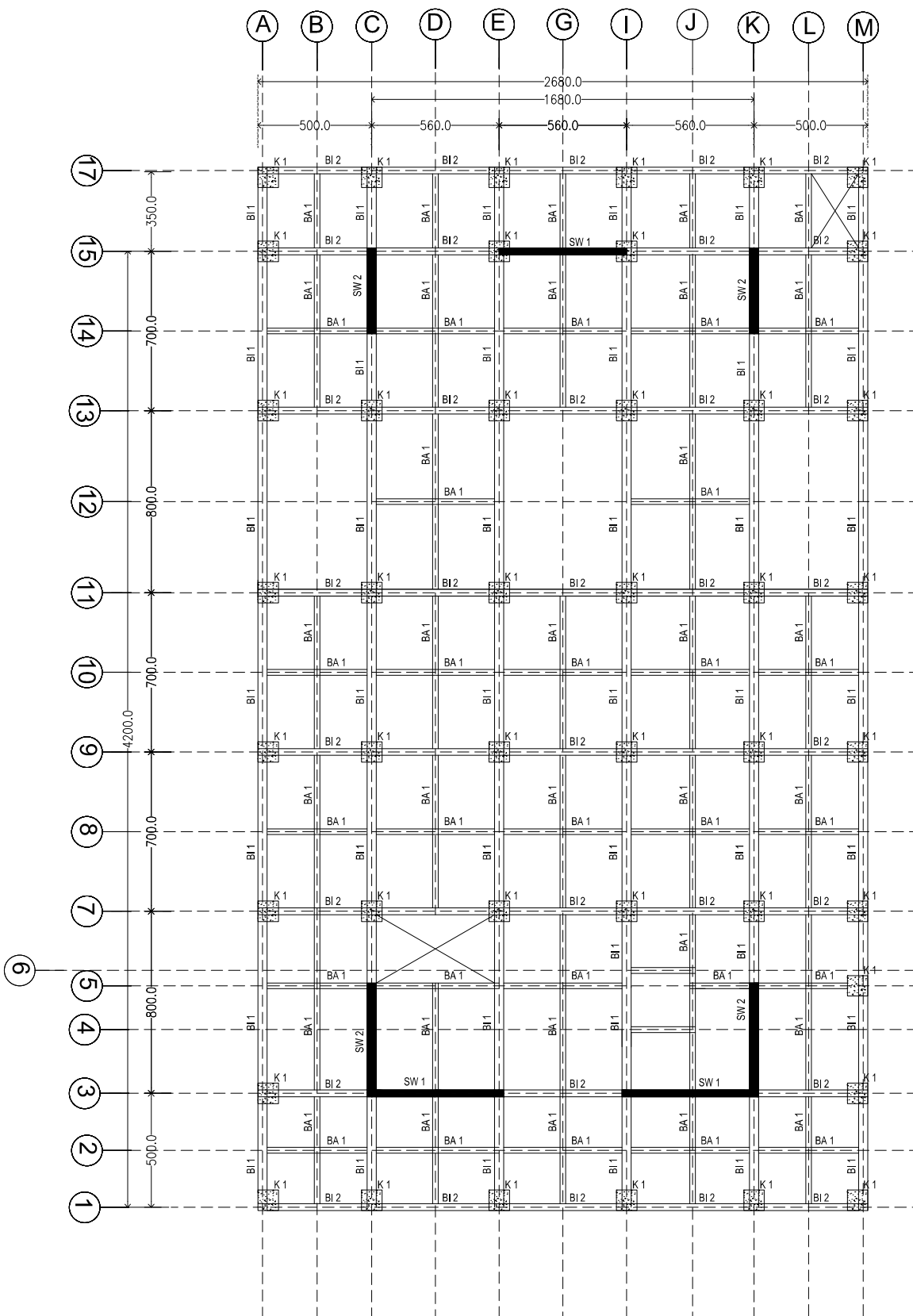
NOMOR  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

1 : 200

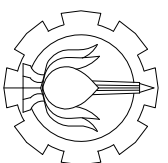
12

39



## DENAH BALOK DAN KOLOM LANTAI 1

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL DAEM SIRABAYA  
MENGGUNAKAN SISTEM GAZDA 24V  
BALOK PEATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :  
HARUN AL RASYID, ST., MT., PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

AFRIDA DWITKA PUTRI WIYANI  
3115106024

REVISI  
TANGGAL  
CATATAN

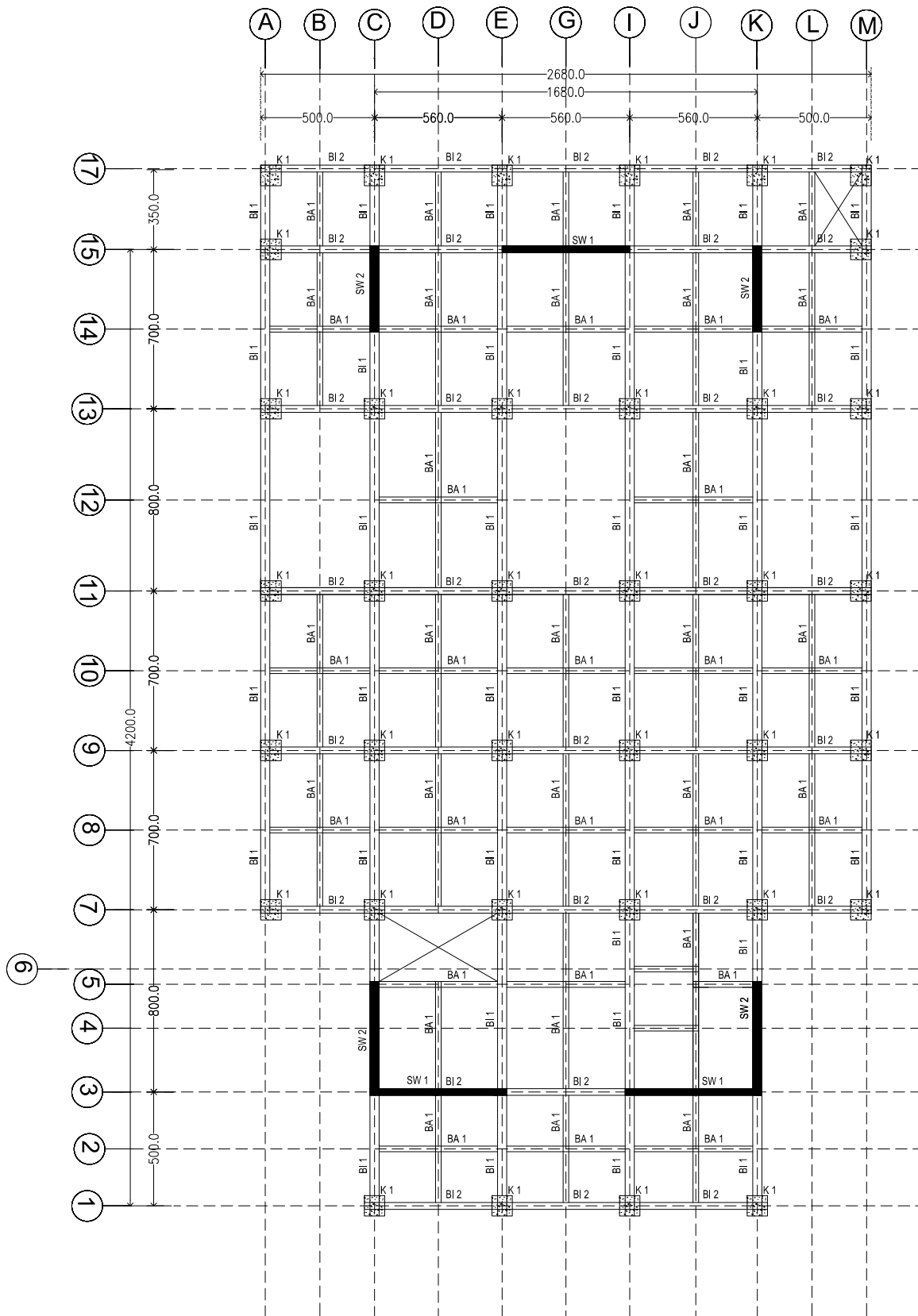
NAMA GAMBAR

DENAH BALOK DAN  
KOLOM LANTAI I

SKALA  
NOMOR  
GAMBAR

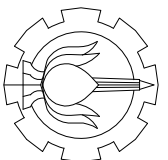
1 : 200  
13  
39

JUMLAH  
GAMBAR



### DENAH BALOK DAN KOLOM LANTAI 2 - 3

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL DAN RUMAH SAKIT  
MENGGUNAKAN SISTEM GAZDA DAN  
BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :  
HARUN AL RASYID, ST., MT., PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
3115105024

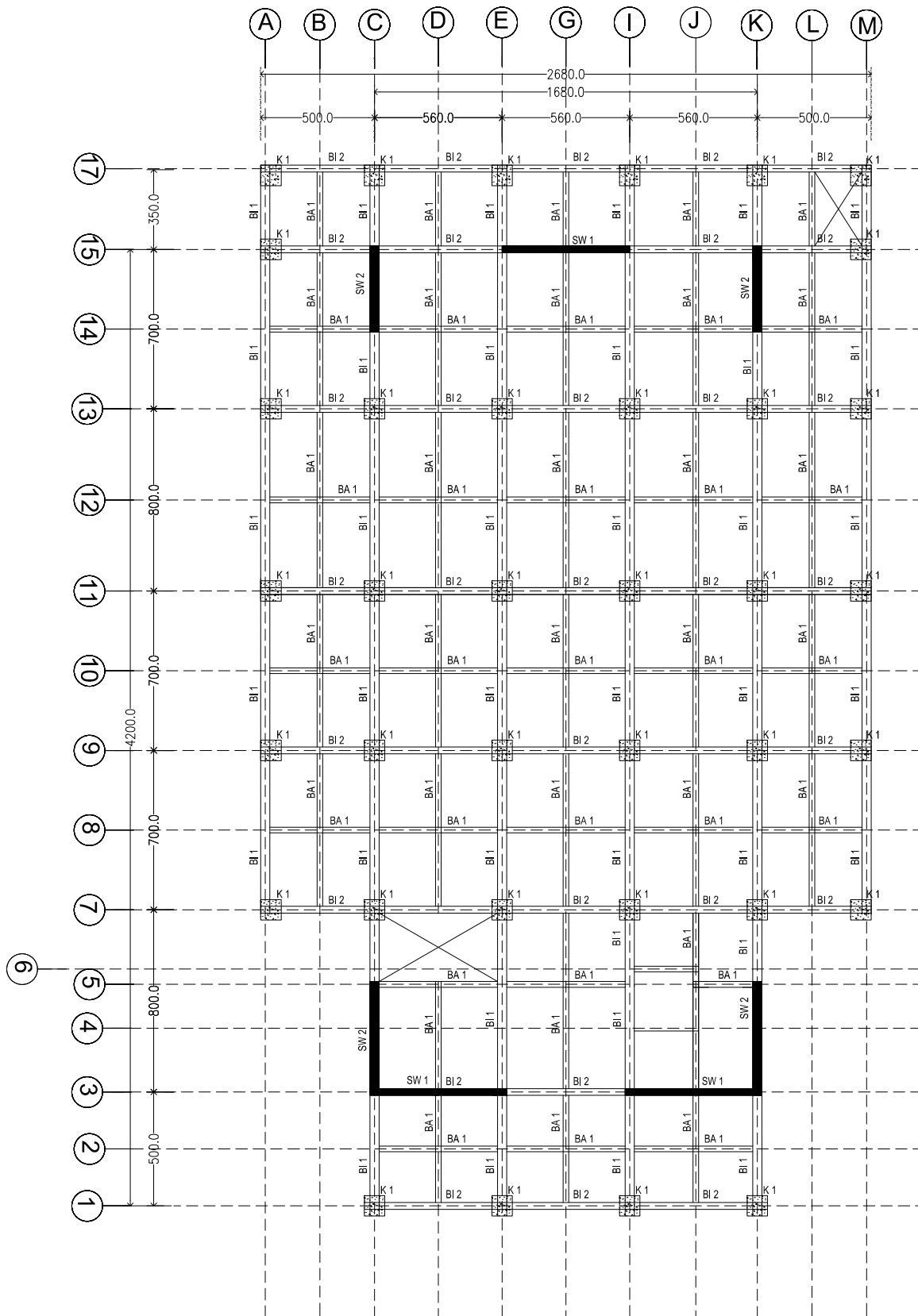
REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH BALOK DAN  
KOLOM LANTAI 2 DAN 3

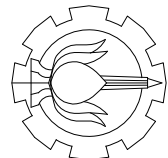
SKALA NOMOR GAMBAR JUMLAH GAMBAR

1 : 200 14 39



### DENAH BALOK DAN KOLOM LANTAI 4

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL DAN AM SUDABAYA  
MENGGUNAKAN SISTEM GAZDA DAN  
BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :  
HARUN AL RASYID, ST., MT., PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
3115108024

REVISI  
TANGGAL  
CATATAN

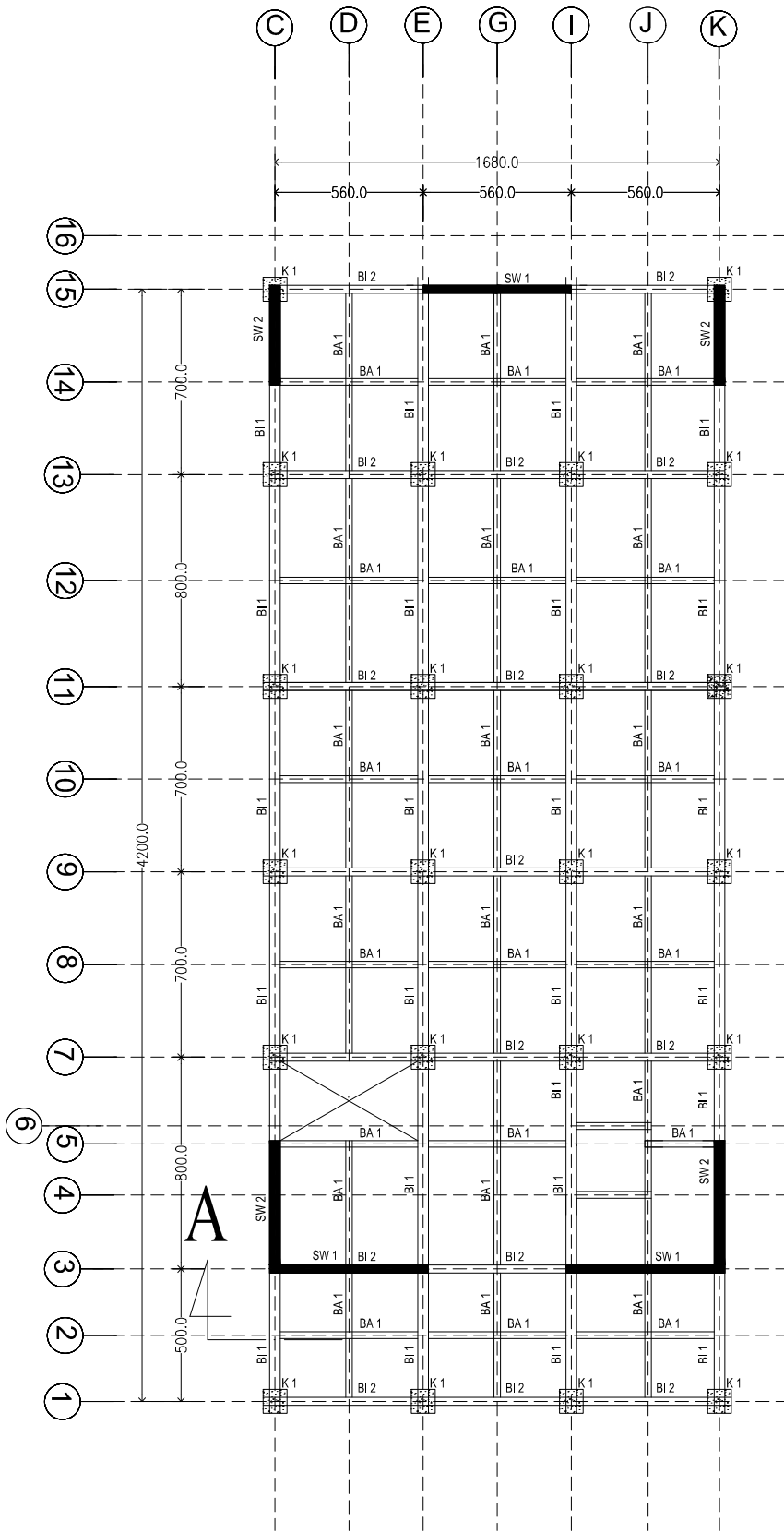
NAMA GAMBAR

DENAH BALOK DAN  
KOLOM LANTAI 4

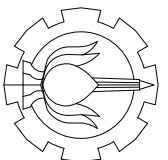
SKALA  
NOMOR  
GAMBAR

1 : 200  
15  
39

JUMLAH  
GAMBAR



**DENAH BALOK DAN KOLOM LANTAI 5**  
 SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
 GEDUNG HOTEL DAIFAM SURABAYA  
 MENGGUNAKAN SISTEM GAZDA DAY  
 BALOK REATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :

HARUN AL RASYID, ST., MT.,PHD

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI

3115105024

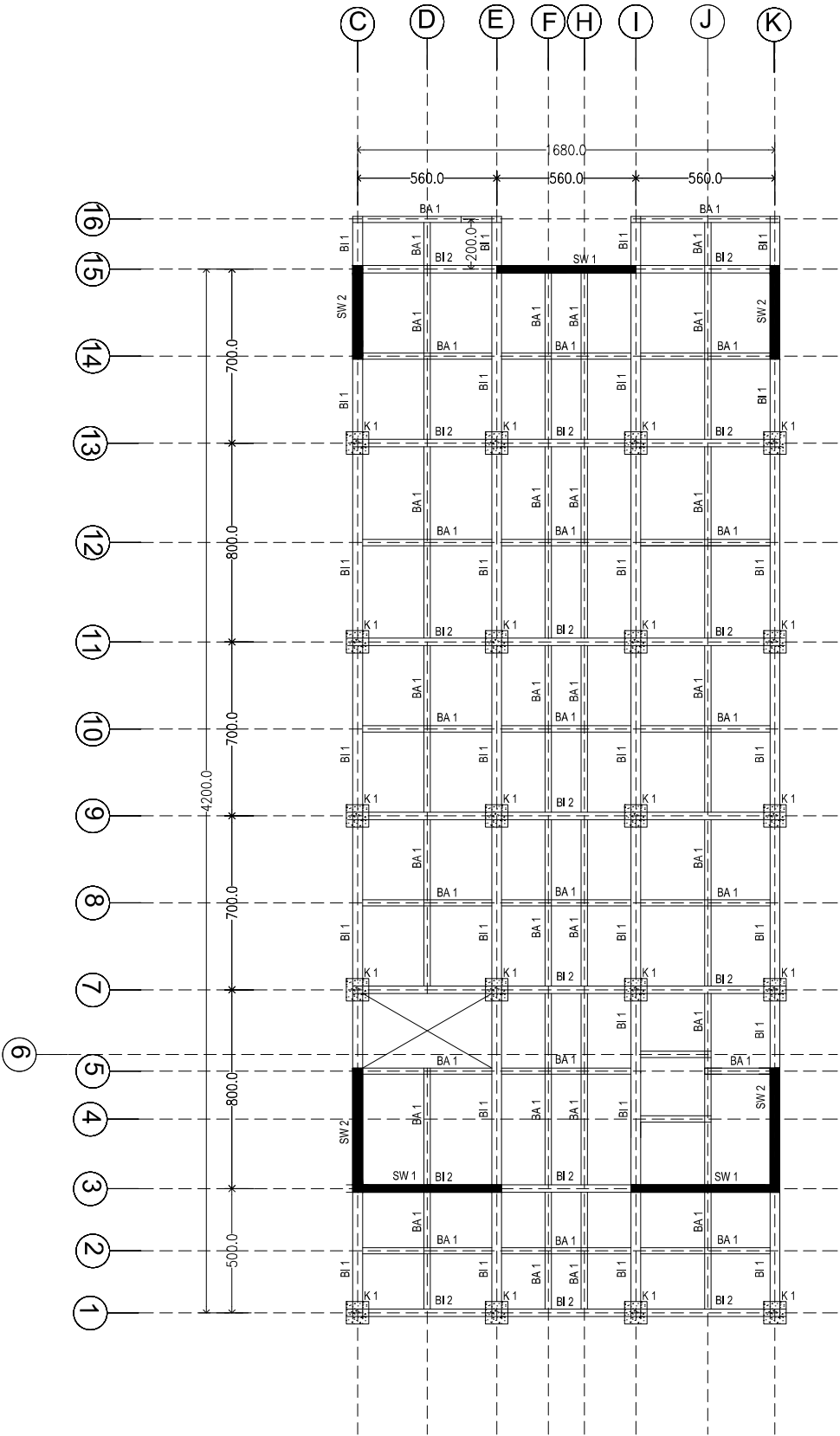
REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH BALOK DAN  
 KOLOM LANTAI 5

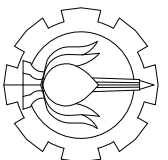
SKALA NOMOR GAMBAR JUMLAH GAMBAR

1 : 200 16 39



### DENAH BALOK DAN KOLOM LANTAI 6 - 17

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL DAIFAM SURABAYA  
MENGUNAKAN SISTEM GAZDA DAN  
BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :

HARUN AL RASYID, ST., MT.,PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

AFRIDA DWITKA PUTRI WIYANI  
3115108024

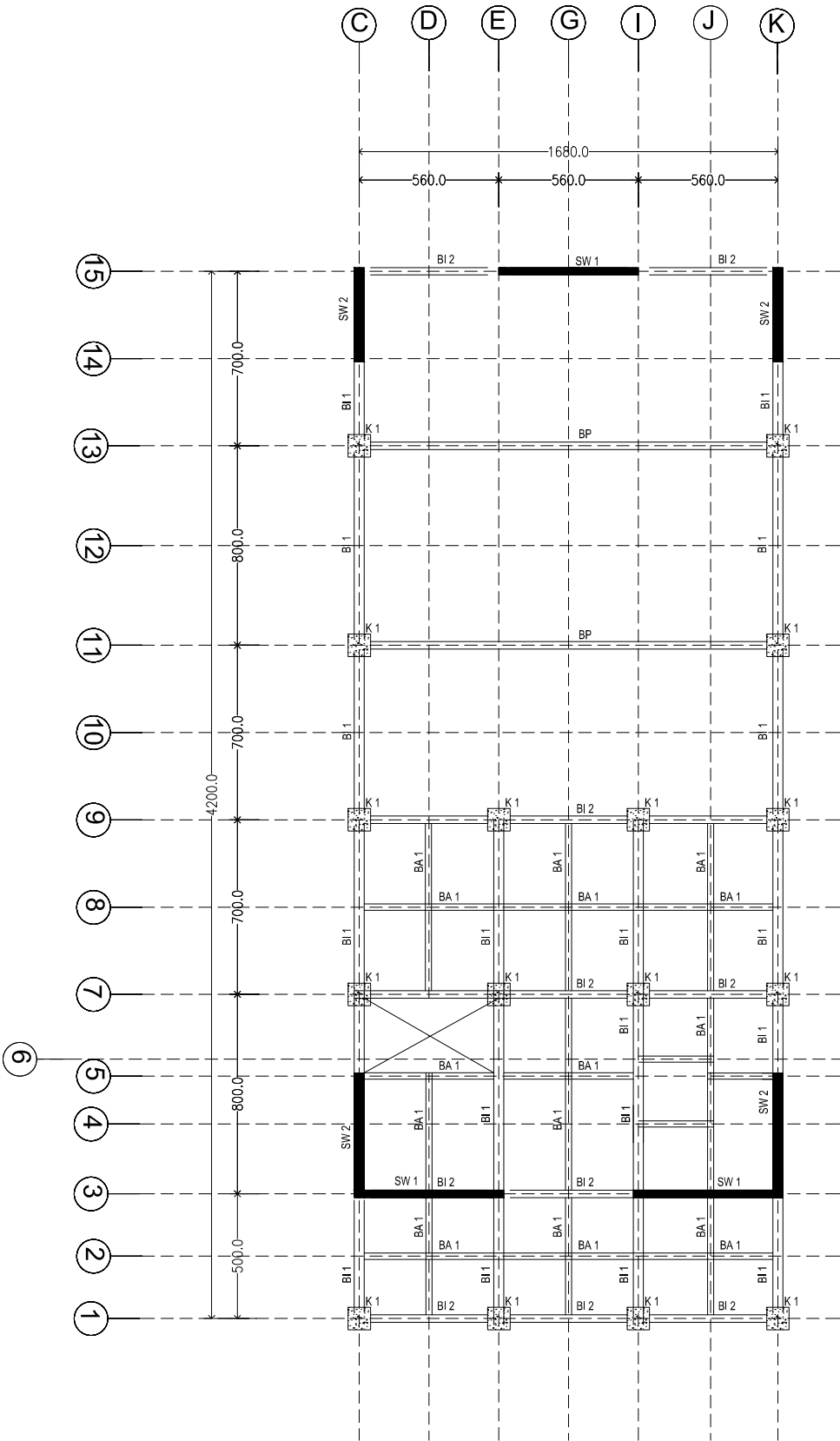
REVISI      TANGGAL      CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH BALOK DAN  
KOLOM LANTAI 6 - 17

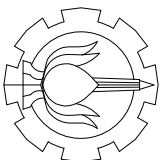
SKALA      NOMOR GAMBAR      JUMLAH GAMBAR

1 : 200      17      39



## DENAH BALOK DAN KOLOM LANTAI ATAP

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL DAIFAM SURABAYA  
MENGGUNAKAN SISTEM GAZDA DAN  
BALOK RAUTERAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :

HARUN AL RASYID, ST., MT., PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
3115105024

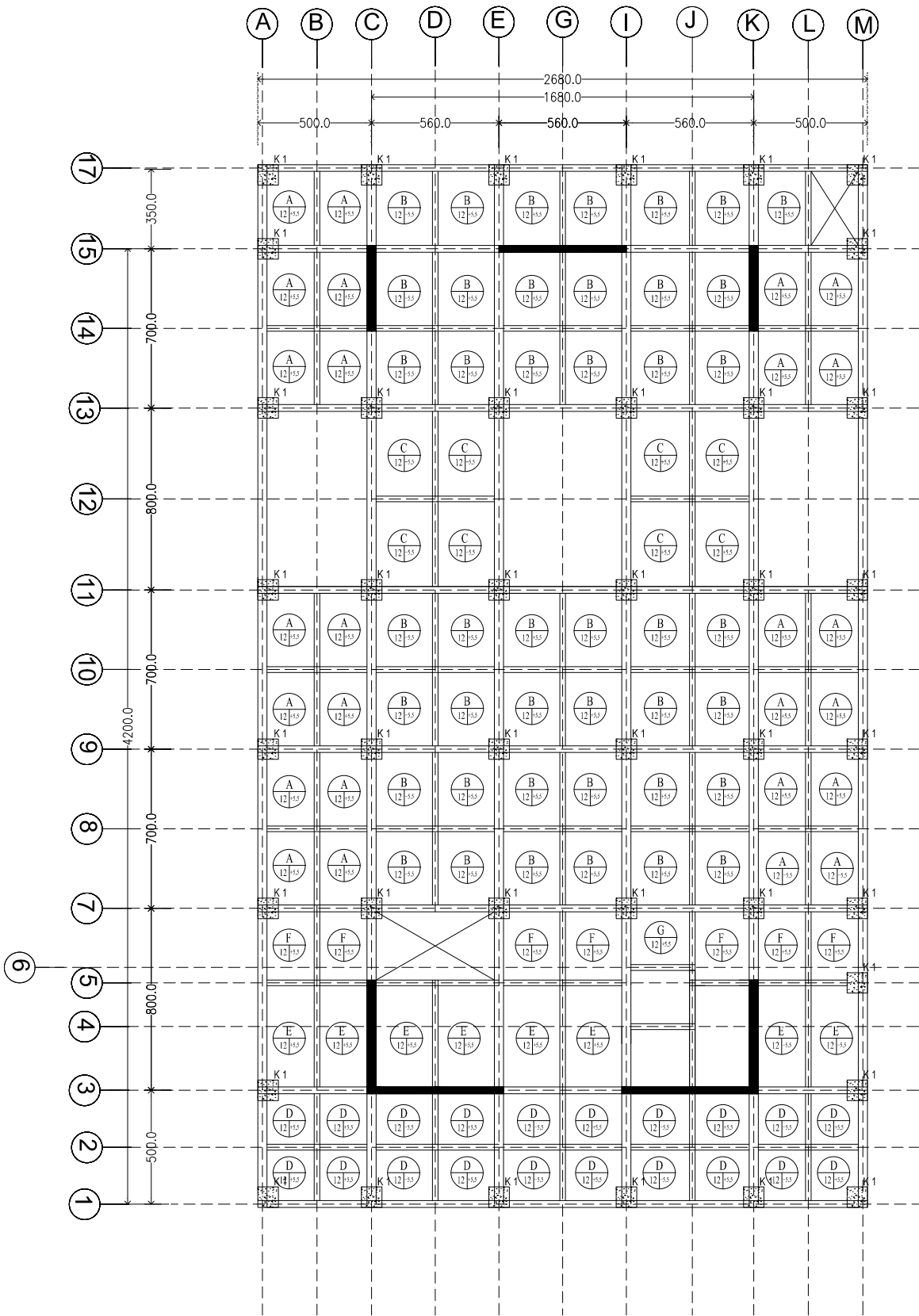
REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH BALOK DAN  
KOLOM LANTAI ATAP

SKALA NOMOR GAMBAR JUMLAH GAMBAR

1 : 200 18 39

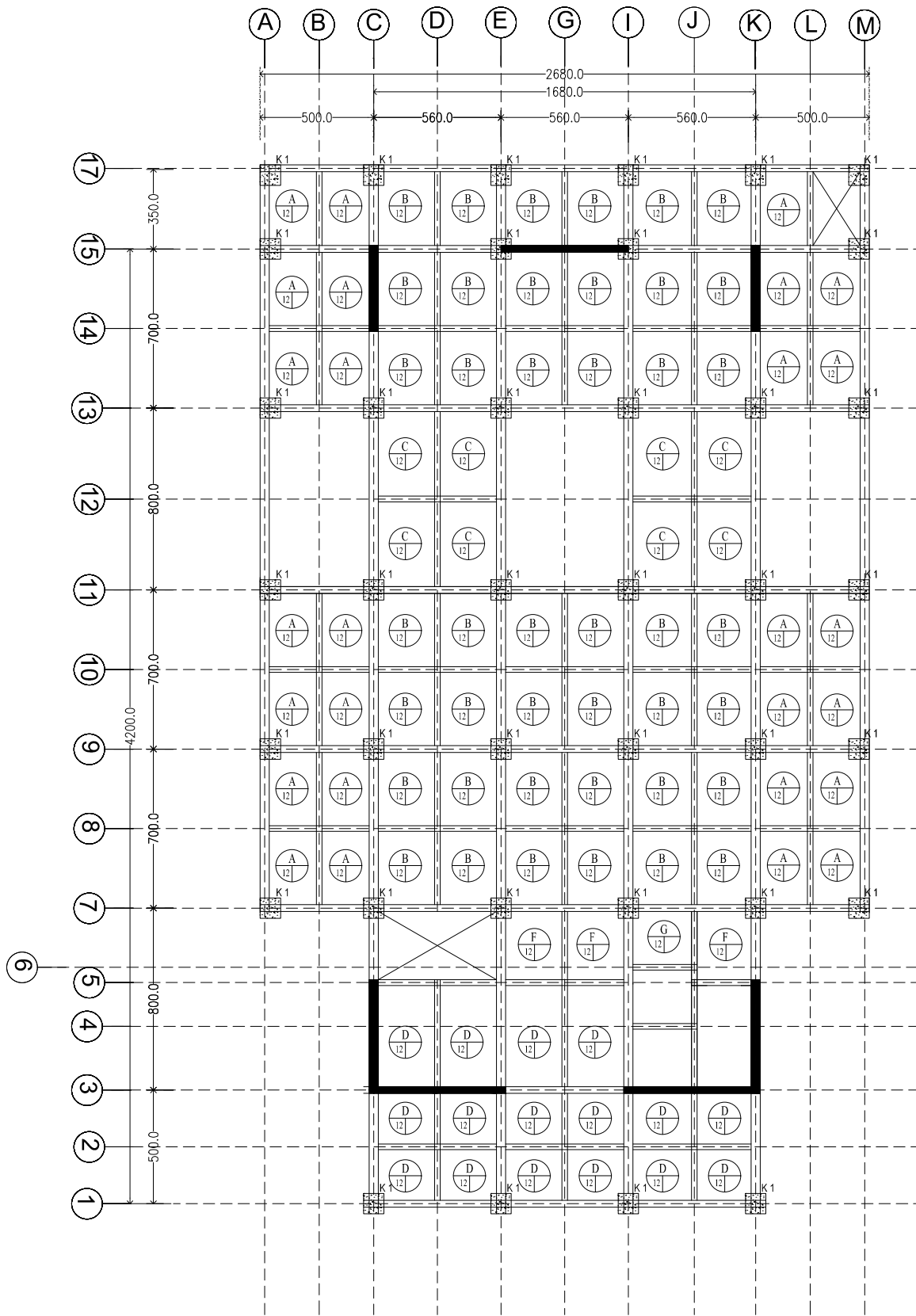


# DENAH PELAT LANTAI 1

SKALA 1 : 200

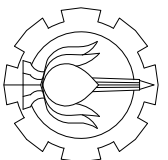
1 : 200	SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
		19	39
	DENAH PELAT LANTAI 1		
REVISI	TANGGAL	CATATAN	
NAMA GAMBAR			
AFRIDA DWITKA PUTRI WIYANI 3115105024			
NAMA MAHASISWA			
KETERANGAN			
DOSEN PEMBIMBING : HARUN AL RASYID, ST., MT., PH.D			
DOSEN PEMBIMBING			
MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL DAIFAM SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GAZDA 24V BALOK PEATEKAN PADA LANTAI ATAP			
JUDUL TUGAS AKHIR			
JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER			





## DENAH PELAT LANTAI 2 - 3

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL DAIFAM SURABAYA  
MENGGUNAKAN SISTEM GAZDA DAY  
BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :

HARUN AL RASYID, ST., MT., PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
3115108024

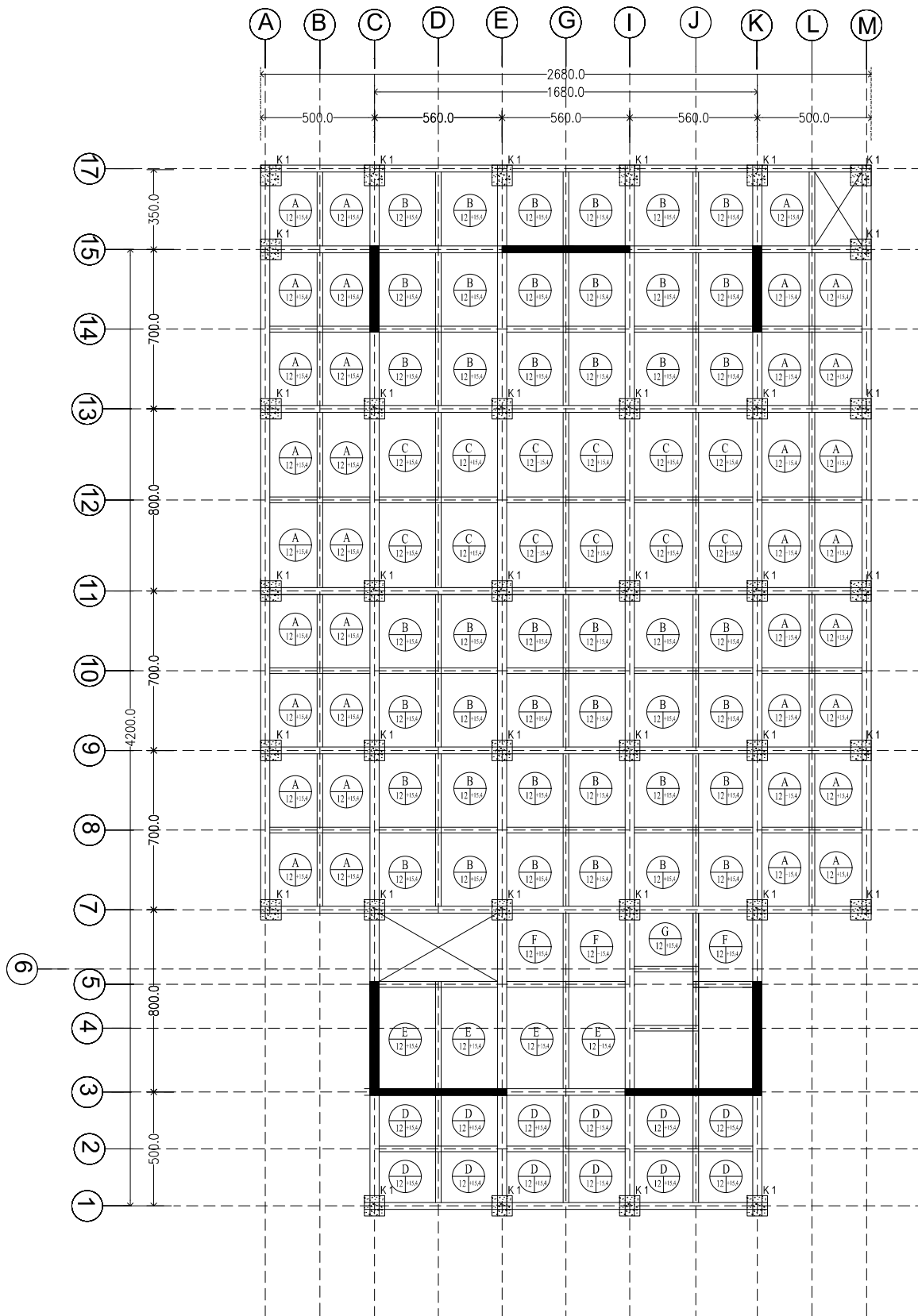
REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH PELAT LANTAI 2 - 3

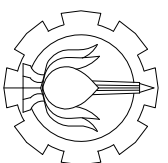
SKALA NOMOR GAMBAR JUMLAH GAMBAR

1 : 200 20 39



## DENAH PELAT LANTAI 4

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL DAN AM SUBABAYA  
MENGGUNAKAN SISTEM GAZDA DAN  
BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :

HARUN AL RASYID, ST., MT., PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
3115108024

REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

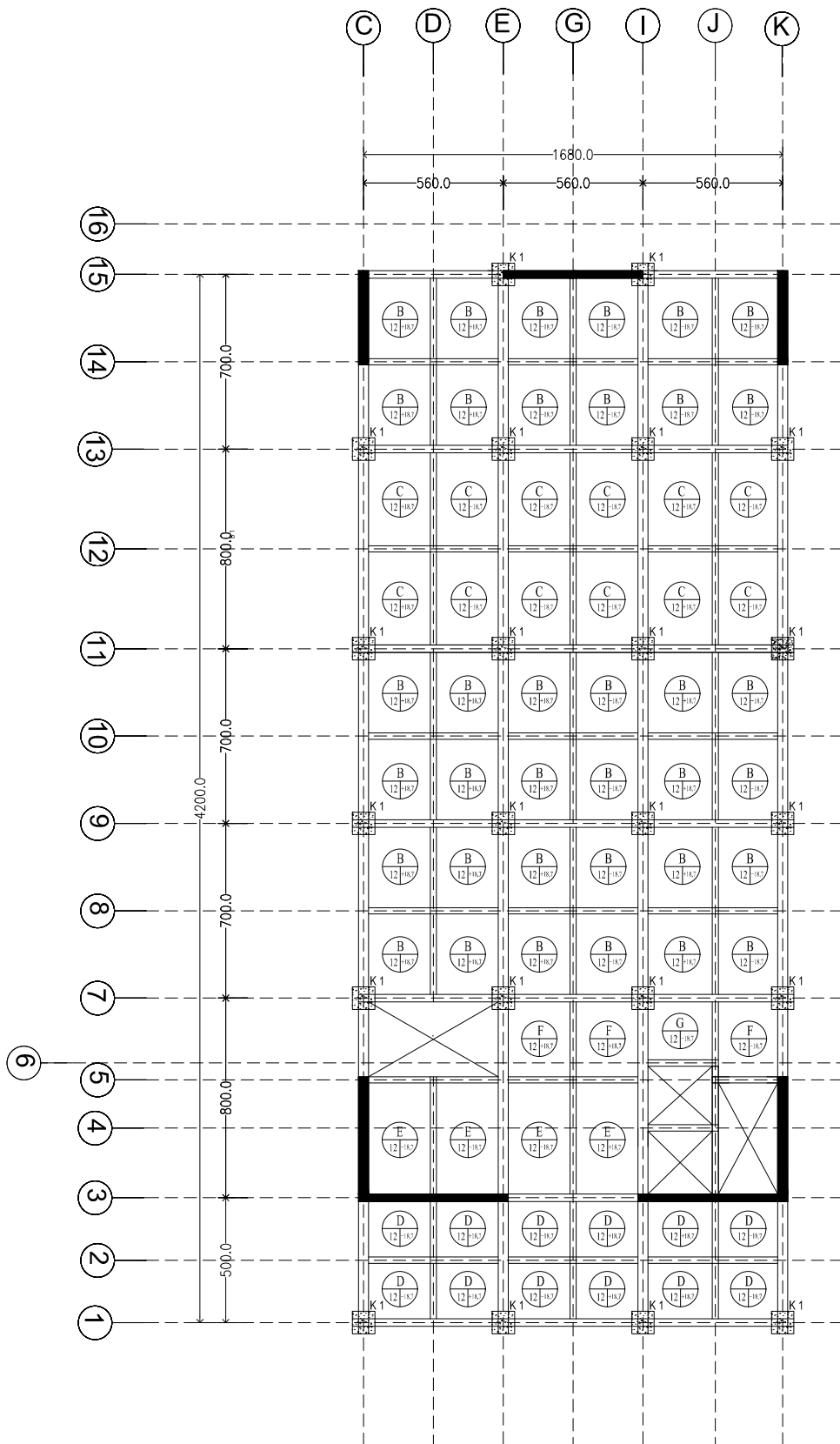
DENAH PELAT LANTAI 4

1 : 200

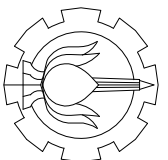
21

39

SKALA NOMOR GAMBAR JUMLAH GAMBAR



**DENAH PELAT LANTAI 5**  
 SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
 GEDUNG HOTEL DAIFAM SURABAYA  
 MENGGUNAKAN SISTEM GAZDA 24V  
 BALOK REATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :

HARUN AL RASYID, ST., MT., PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
 3115105024

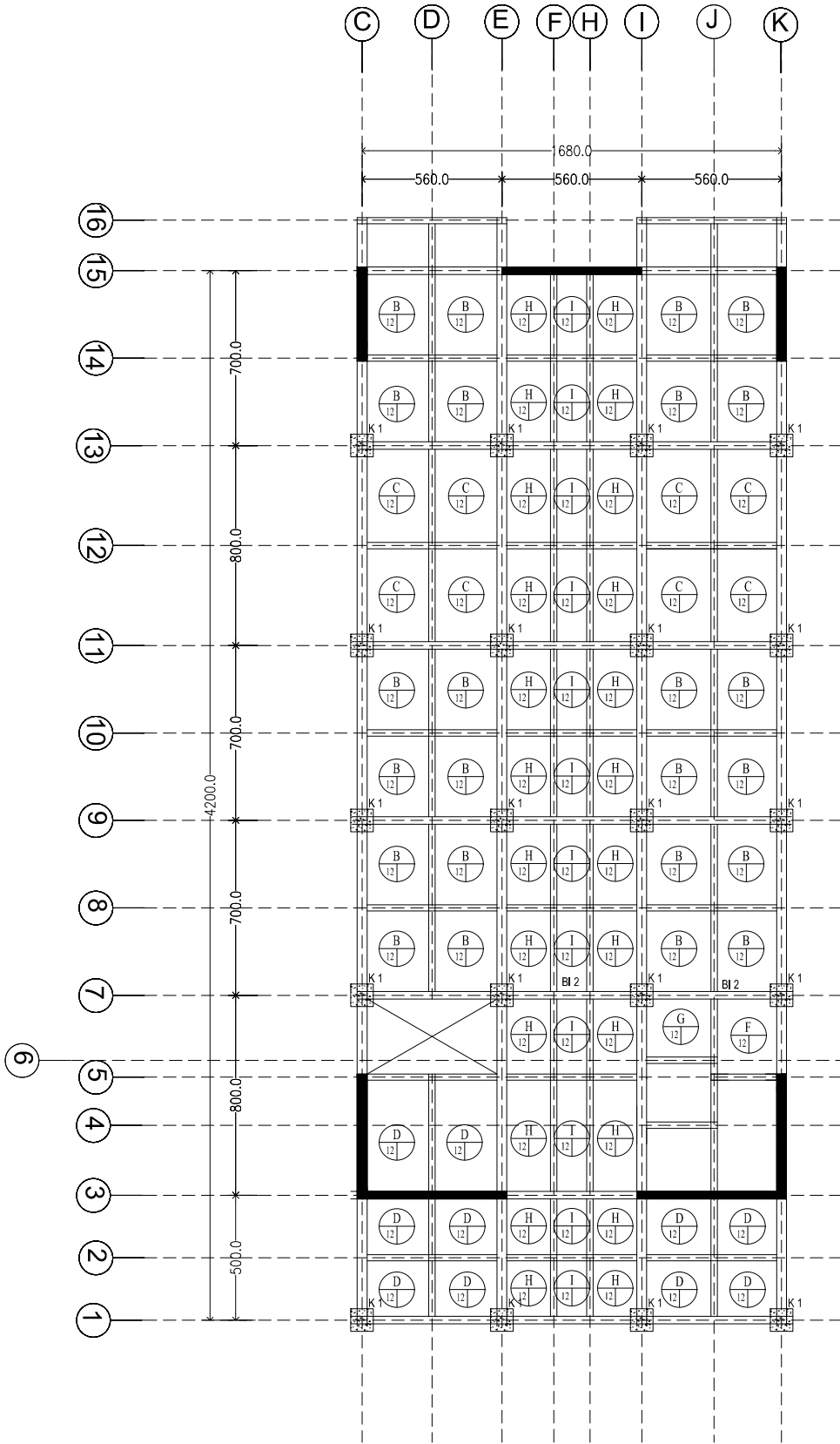
REVISI TANGGAL CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH PELAT LANTAI 5

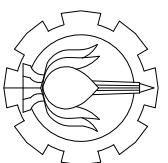
SKALA NOMOR GAMBAR JUMLAH GAMBAR

1 : 200 22 39



**DENAH PELAT LANTAI 6 - 17**

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL DAIFAM SURABAYA  
MENGGUNAKAN SISTEM GAZDA 24V  
BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :  
HARUN AL RASYID, ST., MT., PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
31151085024

REVISI

TANGGAL

CATATAN

NAMA GAMBAR

DENAH PELAT LANTAI 6 - 17

SKALA

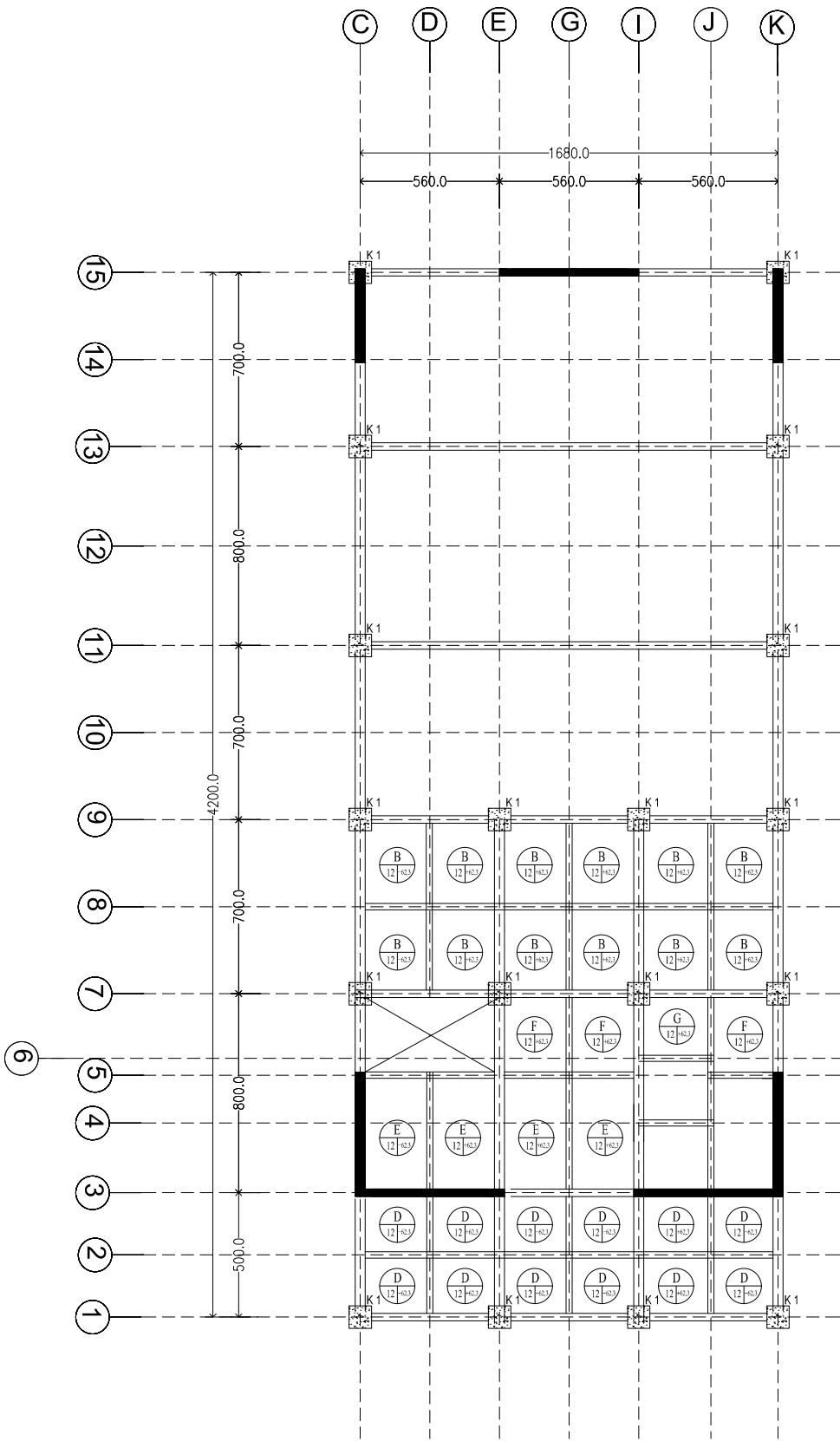
NOMOR GAMBAR

JUMLAH GAMBAR

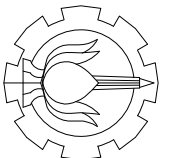
1 : 200

23

39



**DENAH PELAT LANTAI ATAP**  
 SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
 GEDUNG HOTEL DAIFAM SURABAYA  
 MENGGUNAKAN SISTEM GAZDA DAN  
 BALOK RAFTERAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :  
 HARUN AL RASYID, ST., MT., PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

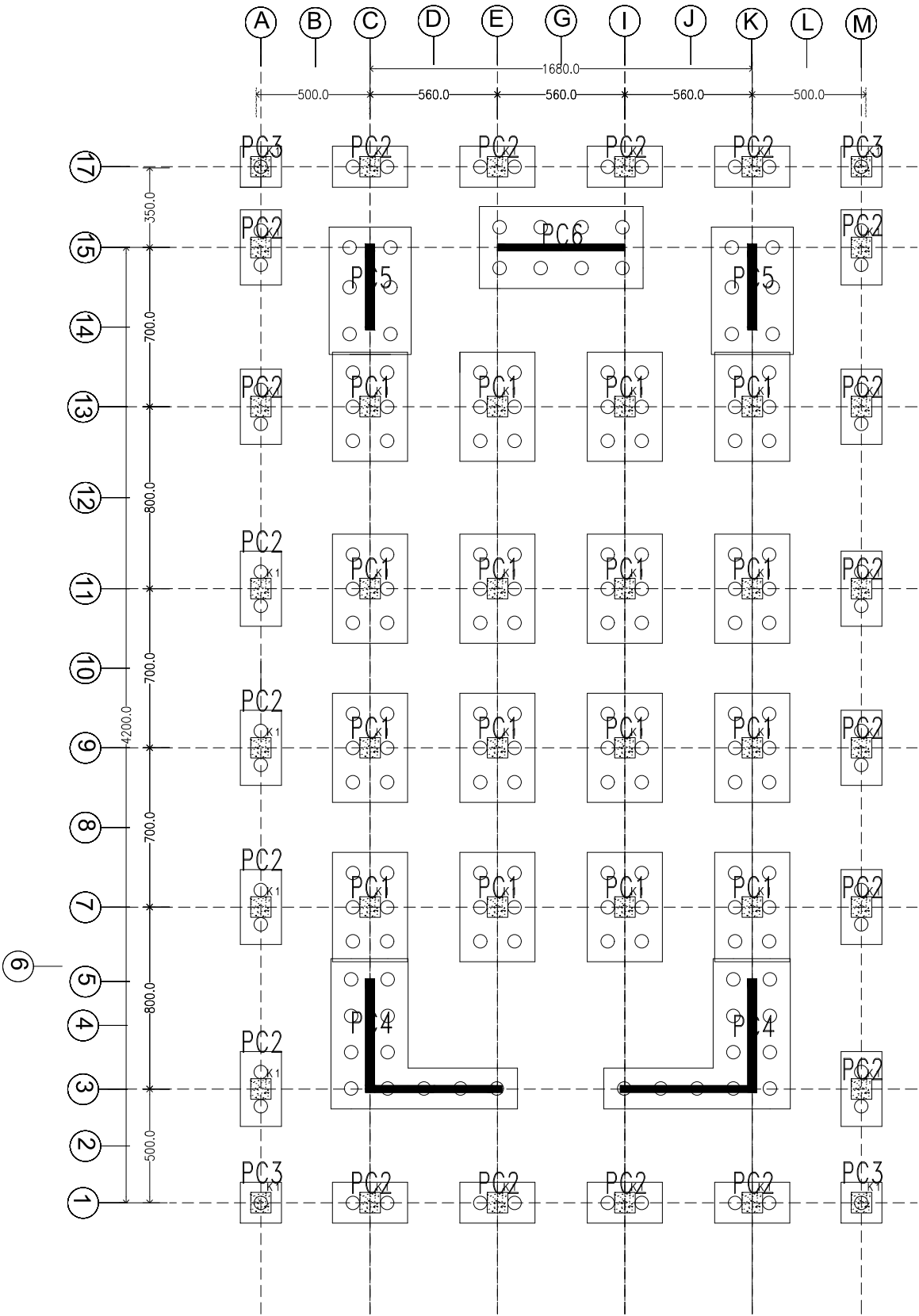
AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
 31151085024

REVISI  
 TANGGAL  
 CATATAN

NAMA GAMBAR

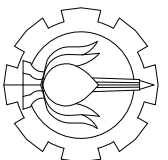
DENAH PELAT LANTAI ATAP

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------	--------------	---------------



## DENAH PONDASI

SKALA 1 : 200



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL DAIFAM SURABAYA  
MENGGUNAKAN SISTEM GAZDA 24V  
BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :

HARUN AL RASYID, ST., MT., PH.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
3115105024

REVISI      TANGGAL      CATATAN

NAMA GAMBAR

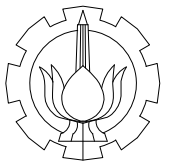
DENAH PONDASI

SKALA      NOMOR GAMBAR      JUMLAH GAMBAR

1 : 200

25

39



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
 GEDUNG HOTEL DAFAM SURABAYA  
 MENGGUNAKAN *SISTEM GANDA DAN*  
 BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :  
 HARUN AL RASYID, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

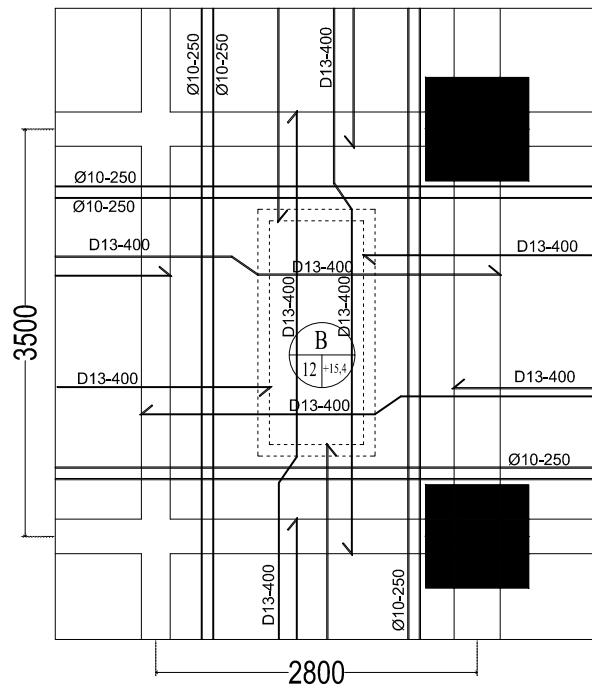
AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
 3115105024

REVISI	TANGGAL	CATATAN

NAMA GAMBAR

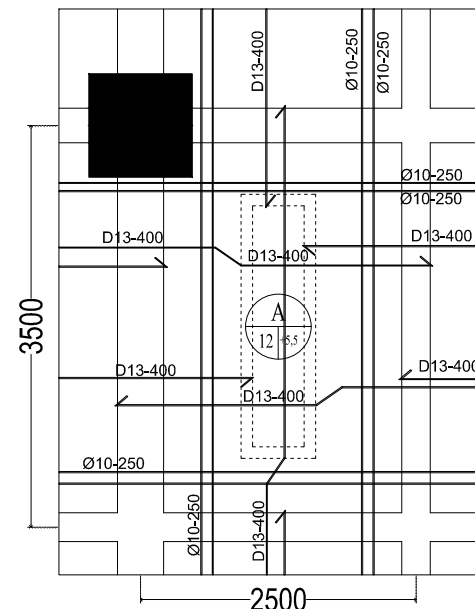
DETAIL PENULANGAN PELAT

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1 : 50	26	39



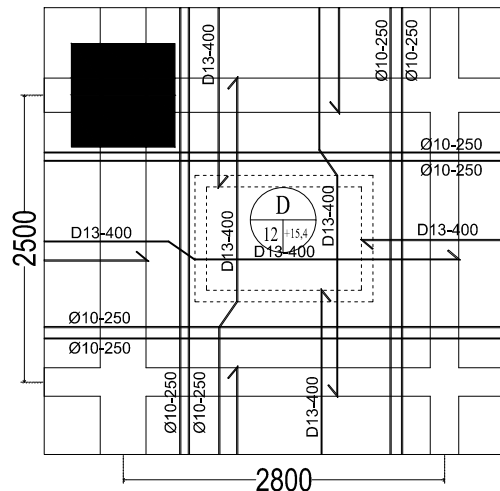
**DETAIL PELAT TYPE B**

SKALA 1 : 50



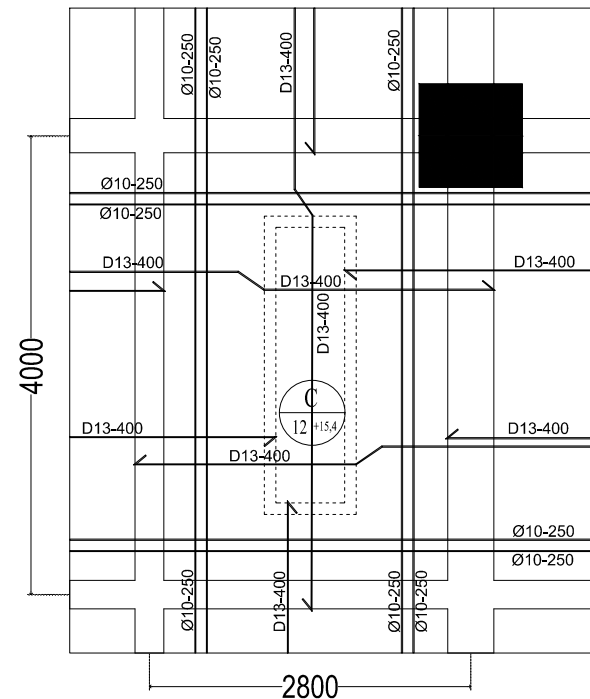
**DETAIL PELAT TYPE A**

SKALA 1 : 50



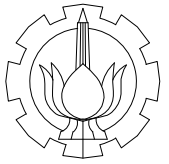
**DETAIL PELAT TYPE D**

SKALA 1 : 50



**DETAIL PELAT TYPE C**

SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
 GEDUNG HOTEL DAFAM SURABAYA  
 MENGGUNAKAN *SISTEM GANDA DAN*  
 BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :  
 HARUN AL RASYID, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

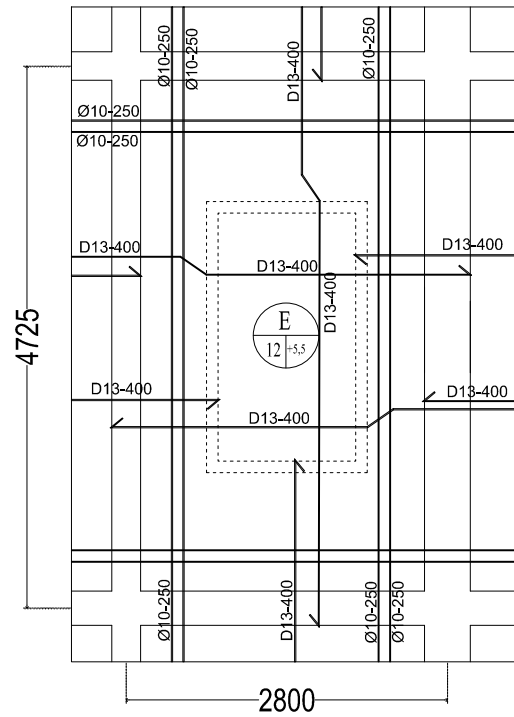
AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
 3115105024

REVISI	TANGGAL	CATATAN

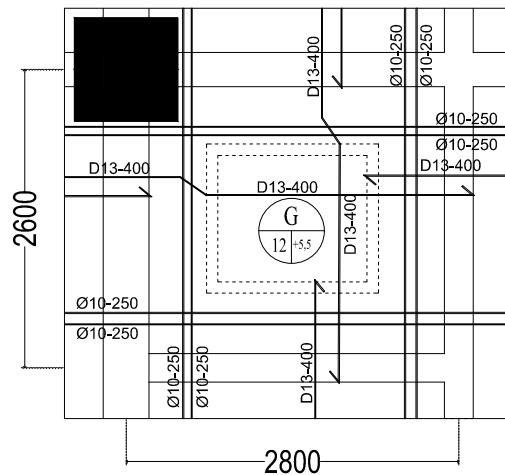
NAMA GAMBAR

DETAIL PENULANGAN PELAT

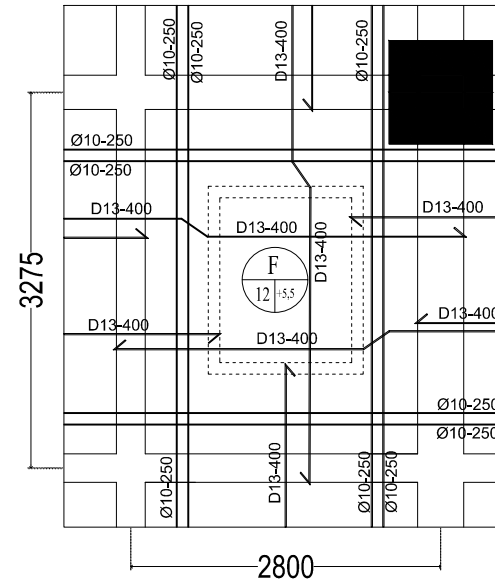
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1 : 50	27	39



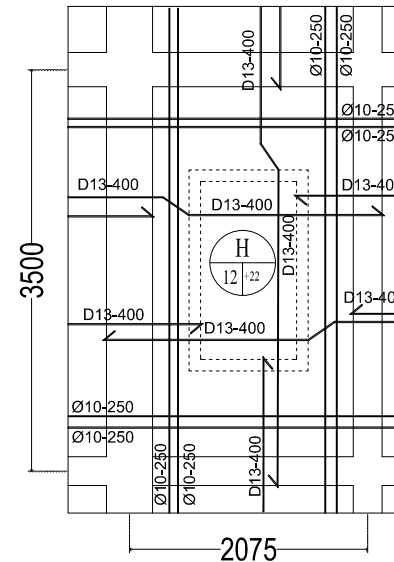
**DETAIL PELAT TYPE E**  
 SKALA 1 : 50



**DETAIL PELAT TYPE G**  
 SKALA 1 : 50

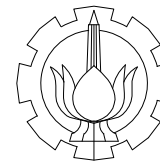


**DETAIL PELAT TYPE F**  
 SKALA 1 : 50



**DETAIL PELAT TYPE H**  
 SKALA 1 : 50





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
 GEDUNG HOTEL DAFAM SURABAYA  
 MENGGUNAKAN *SISTEM GANDA* DAN  
 BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :  
 HARUN AL RASYID, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

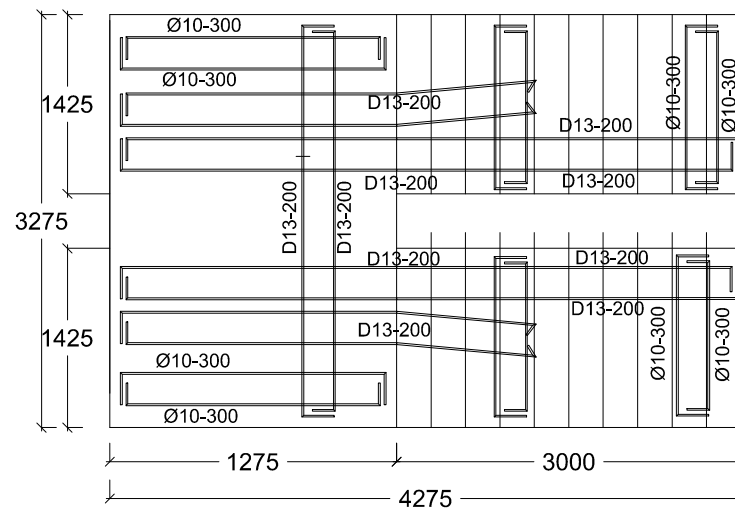
AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
 3115105024

REVISI	TANGGAL	CATATAN

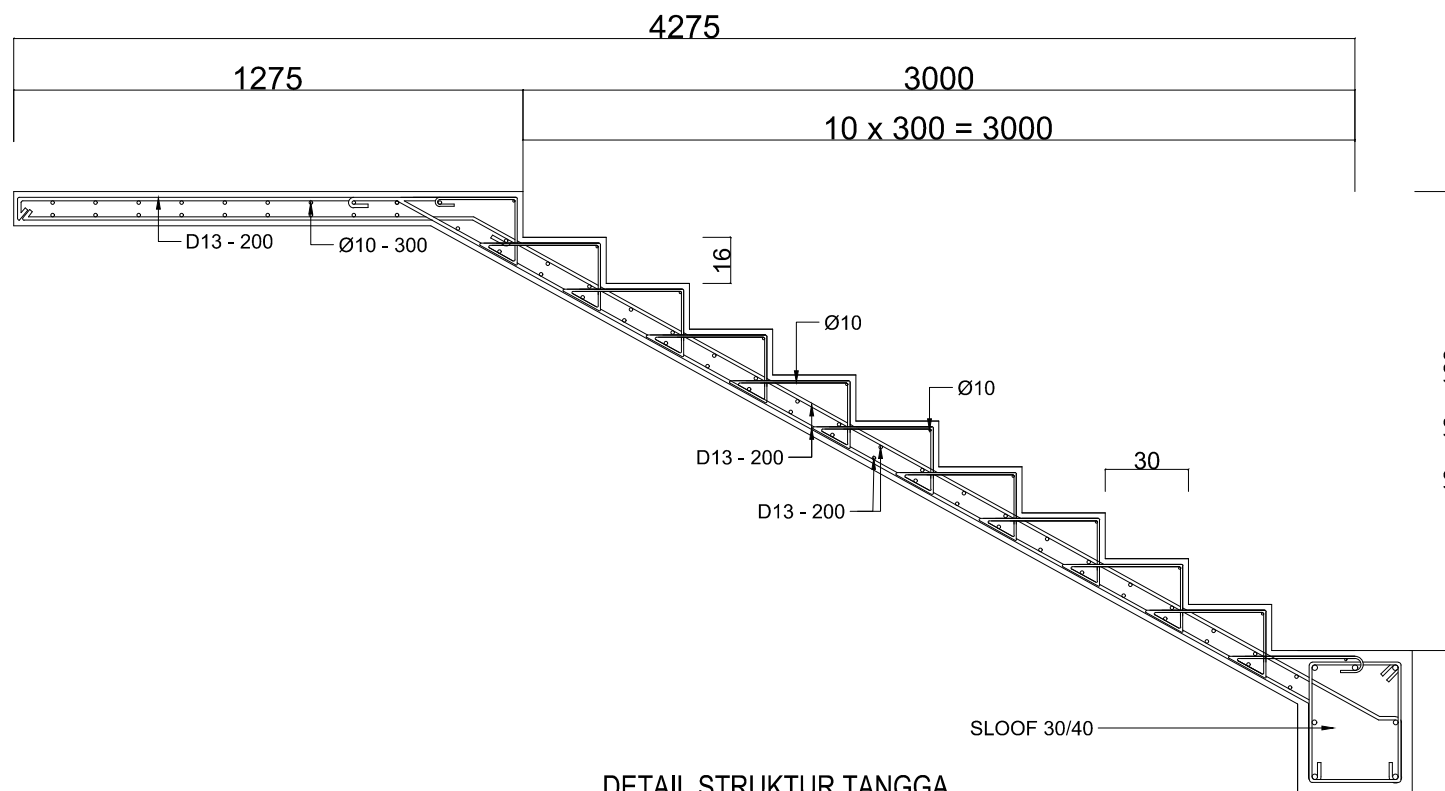
NAMA GAMBAR

DENAH TANGGA  
 DETAIL STRUKTUR TANGGA

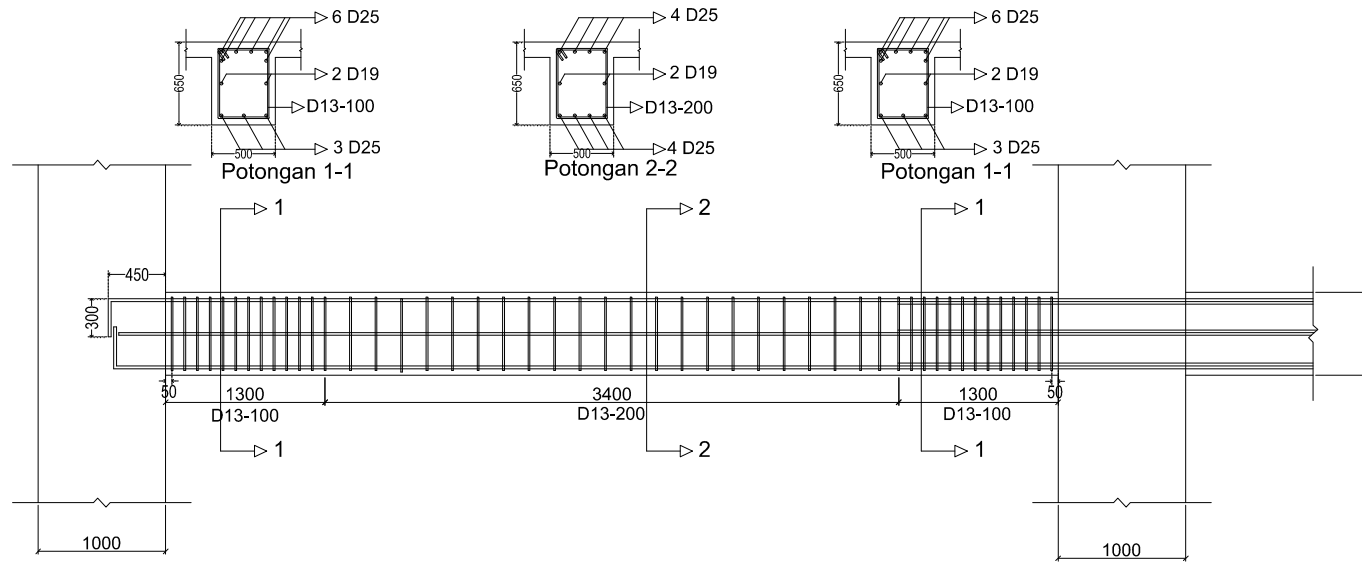
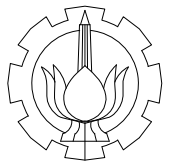
SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1 : 50	28	39



**DENAH TANGGA**  
 SKALA 1 : 50

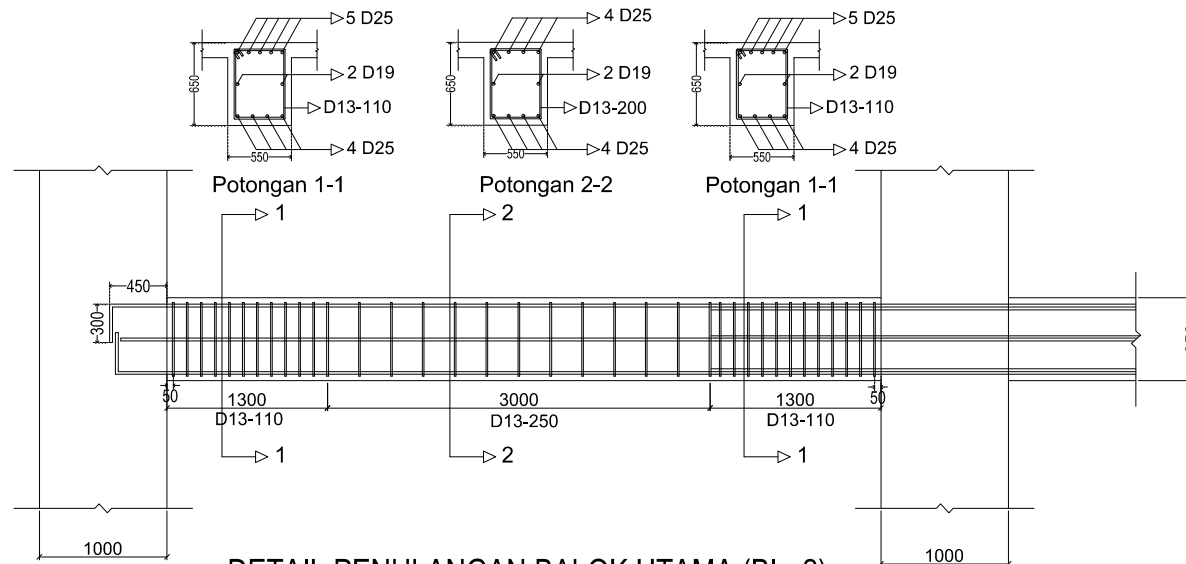


**DETAIL STRUKTUR TANGGA**  
 SKALA 1 : 50



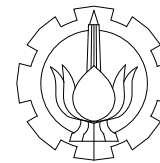
**DETAIL PENULANGAN BALOK UTAMA (BI - 1)**

SKALA 1 : 50



**DETAIL PENULANGAN BALOK UTAMA (BI - 2)**

SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
 GEDUNG HOTEL DAFAM SURABAYA  
 MENGGUNAKAN *SISTEM GANDA DAN*  
 BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :  
 HARUN AL RASYID, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

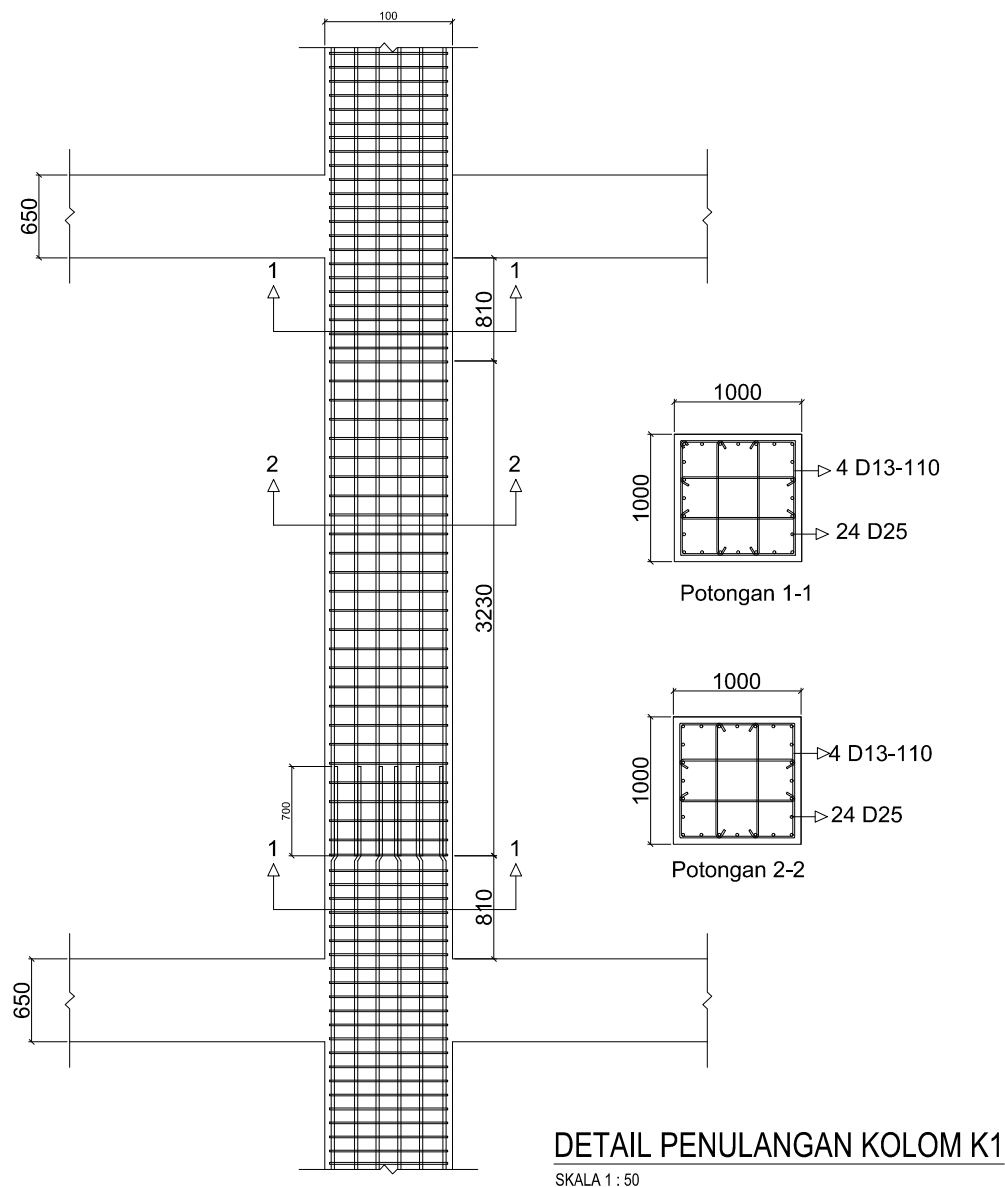
AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
 3115105024

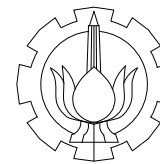
REVISI	TANGGAL	CATATAN

NAMA GAMBAR

DETAIL PENULANGAN KOLOM (K 1)

SKALA	JUMLAH GAMBAR	NOMOR GAMBAR
1 : 50	30	39





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
 GEDUNG HOTEL DAFAM SURABAYA  
 MENGGUNAKAN *SISTEM GANDA* DAN  
 BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :  
 HARUN AL RASYID, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

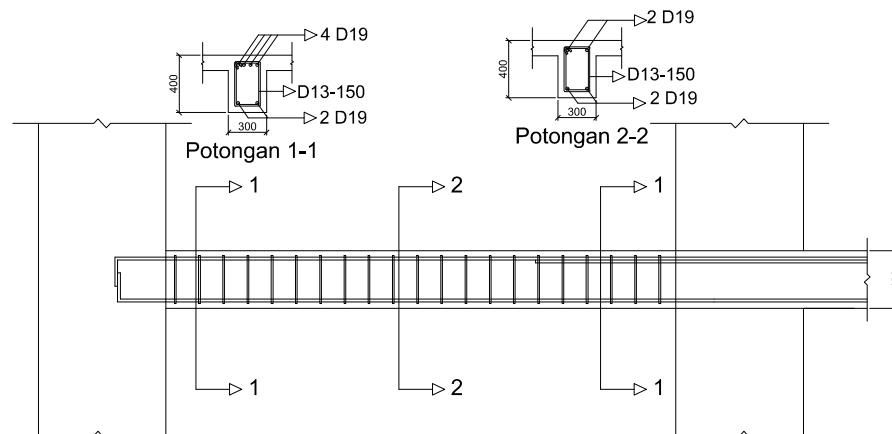
AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
 3115105024

REVISI	TANGGAL	CATATAN

NAMA GAMBAR

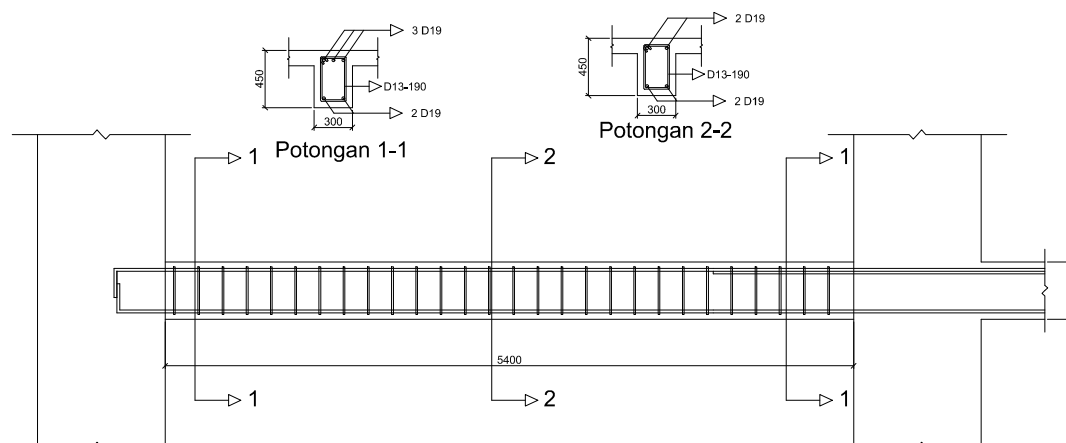
DETAIL PENULANGAN BALOK ANAK  
 DETAIL PENULANGAN BALOK UTAMA LIFT

SKALA	JUMLAH GAMBAR	NOMOR GAMBAR
1 : 50	31	39



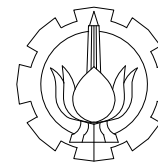
**DETAIL PENULANGAN BALOK ANAK**

SKALA 1 : 50



**DETAIL PENULANGAN BALOK LIFT**

SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL DAFAM SURABAYA  
MENGUNAKAN *SISTEM GANDA DAN*  
BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :  
HARUN AL RASYID, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
3115105024

REVISI	TANGGAL	CATATAN

NAMA GAMBAR

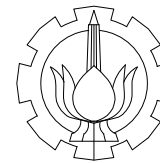
DETAIL PENULANGAN BALOK DAN KOLOM

SKALA	JUMLAH GAMBAR	NOMOR GAMBAR
1 : 50	32	39

TIPE BALOK	BI-1			BI-2		
	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
DIMENSI		650 X 500	650 X 500	650 X 500	650 X 550	650 X 550
TULANGAN ATAS		6 D25	4 D25	6 D25	4 D25	5 D25
TULANGAN BAWAH		3 D25	4 D25	3 D25	4 D25	4 D25
TULANGAN GESER		D13 - 100	D13 - 200	D13 - 100	D13 - 110	D13 - 110
TULANGAN TORSI		2 D19	2 D19	2 D19	2 D19	2 D19

TIPE BALOK	BALOK ANAK			BALOK LIFT		
	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN
DIMENSI		400 X 300	400 X 300	450 X 300	450 X 300	450 X 300
TULANGAN ATAS		4 D19	2 D19	4 D19	3 D19	3 D19
TULANGAN BAWAH		2 D19	2 D19	2 D19	2 D19	2 D19
TULANGAN GESER		D13 - 150	D13 - 150	D13 - 150	D13 - 190	D13 - 190
TULANGAN TORSI						

TIPE KOLOM	KOLOM K1	KOLOM K2	
	POSISI	TUMPUAN	TUMPUAN
DIMENSI		1000 X 1000	850 X 850
TULANGAN LENTUR		24 D25	20 D25
TULANGAN GESER		4 D13 - 110	4 D13 - 110



JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
 GEDUNG HOTEL DAFAM SURABAYA  
 MENGGUNAKAN *SISTEM GANDA DAN*  
 BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :  
 HARUN AL RASYID, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
 3115105024

REVISI	TANGGAL	CATATAN

NAMA GAMBAR

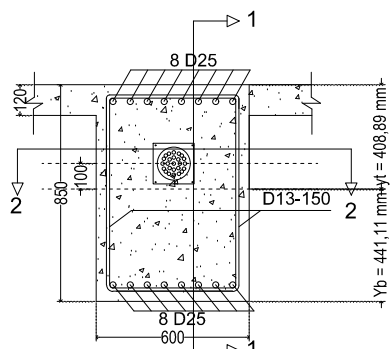
KOORDINAT KABEL TENDON  
 POTONGAN SAMPING  
 POTONGAN TENGAH  
 POTONGAN 1 - 1  
 POTONGAN 2 - 2

SKALA	JUMLAH GAMBAR	NOMOR GAMBAR
1 : 50	33	39
1 : 25		

NO TENDON	TOTAL STRAND	ARAH KABEL	COORDINATE								
			0	1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8400
1	24	Y	89,569	167,800	234,694	290,249	334,467	367,347	388,889	400	

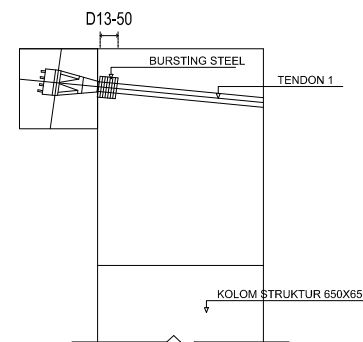
**KOORDINAT KABEL**

SKALA 1 : 50



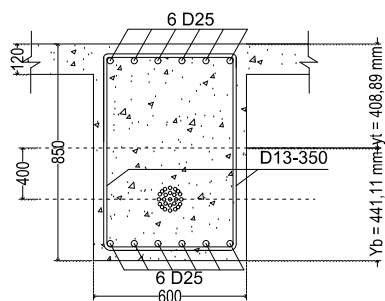
**POTONGAN SAMPING**

SKALA 1 : 25



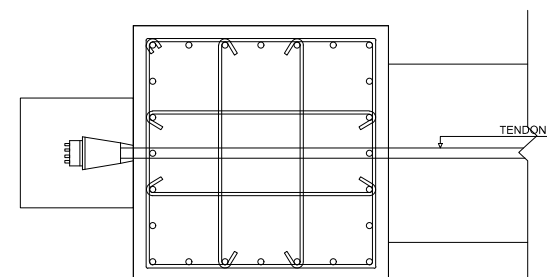
**POTONGAN 1 - 1**

SKALA 1 : 25



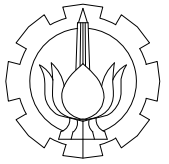
**POTONGAN TENGAH**

SKALA 1 : 25



**POTONGAN 2 - 2**

SKALA 1 : 25



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
 GEDUNG HOTEL DAFAM SURABAYA  
 MENGGUNAKAN *SISTEM GANDA DAN*  
 BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :  
 HARUN AL RASYID, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

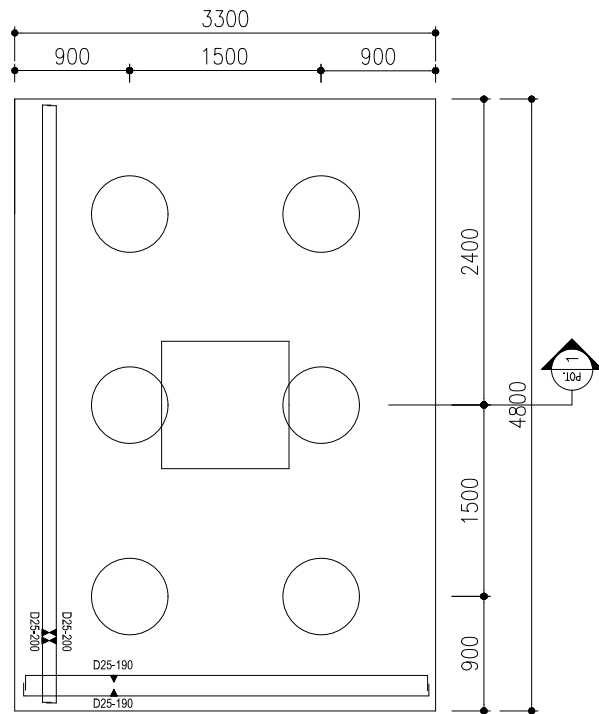
AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
 3115105024

REVISI	TANGGAL	CATATAN

NAMA GAMBAR

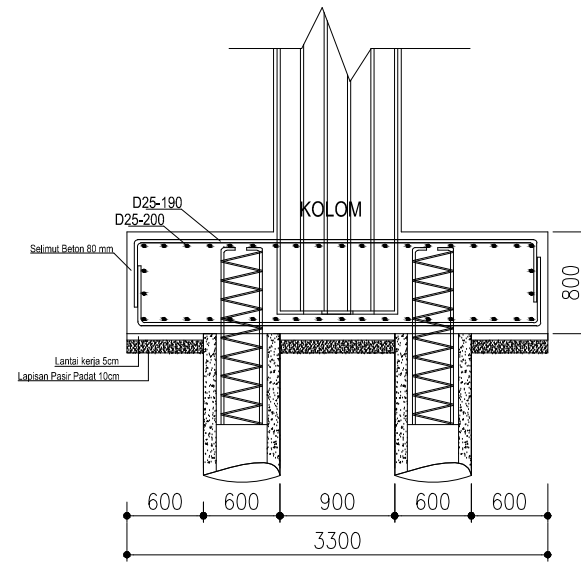
DETAIL PILE CAP 1  
 POTONGAN 1

SKALA	JUMLAH GAMBAR	NOMOR GAMBAR
1 : 50	34	39



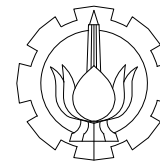
**DETAIL PILECAP 1**

SKALA 1 : 50



**POTONGAN 1**

SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL DAFAM SURABAYA  
MENGUNAKAN *SISTEM GANDA DAN*  
BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :  
HARUN AL RASYID, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

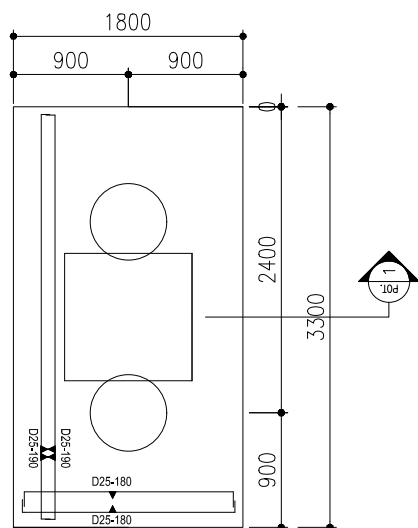
AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
3115105024

REVISI	TANGGAL	CATATAN

NAMA GAMBAR

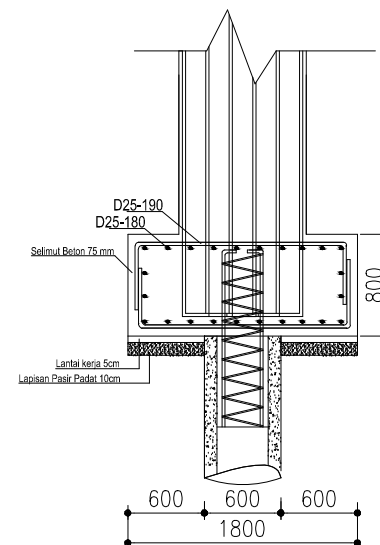
DETAIL PILE CAP 2 DAN 3  
POTONGAN 1

SKALA	JUMLAH GAMBAR	NOMOR GAMBAR
1 : 50	35	39



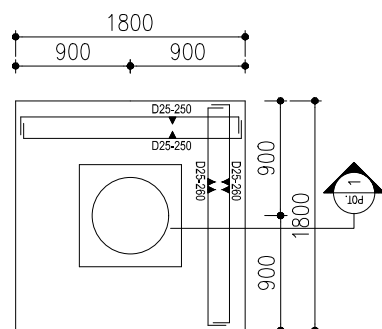
**DETAIL PILECAP 2**

SKALA 1 : 50



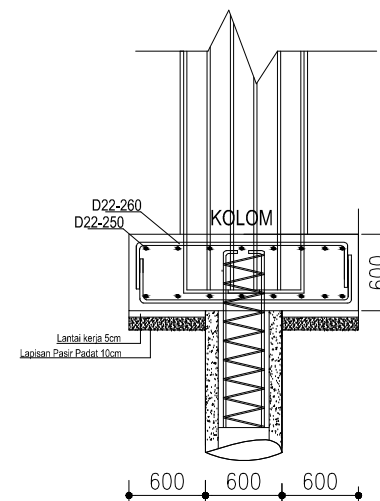
**POTONGAN 1**

SKALA 1 : 50



**DETAIL PILECAP 3**

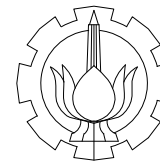
SKALA 1 : 50



**POTONGAN 1**

SKALA 1 : 50





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG HOTEL DAFAM SURABAYA  
MENGUNAKAN *SISTEM GANDA DAN*  
BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :  
HARUN AL RASYID, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

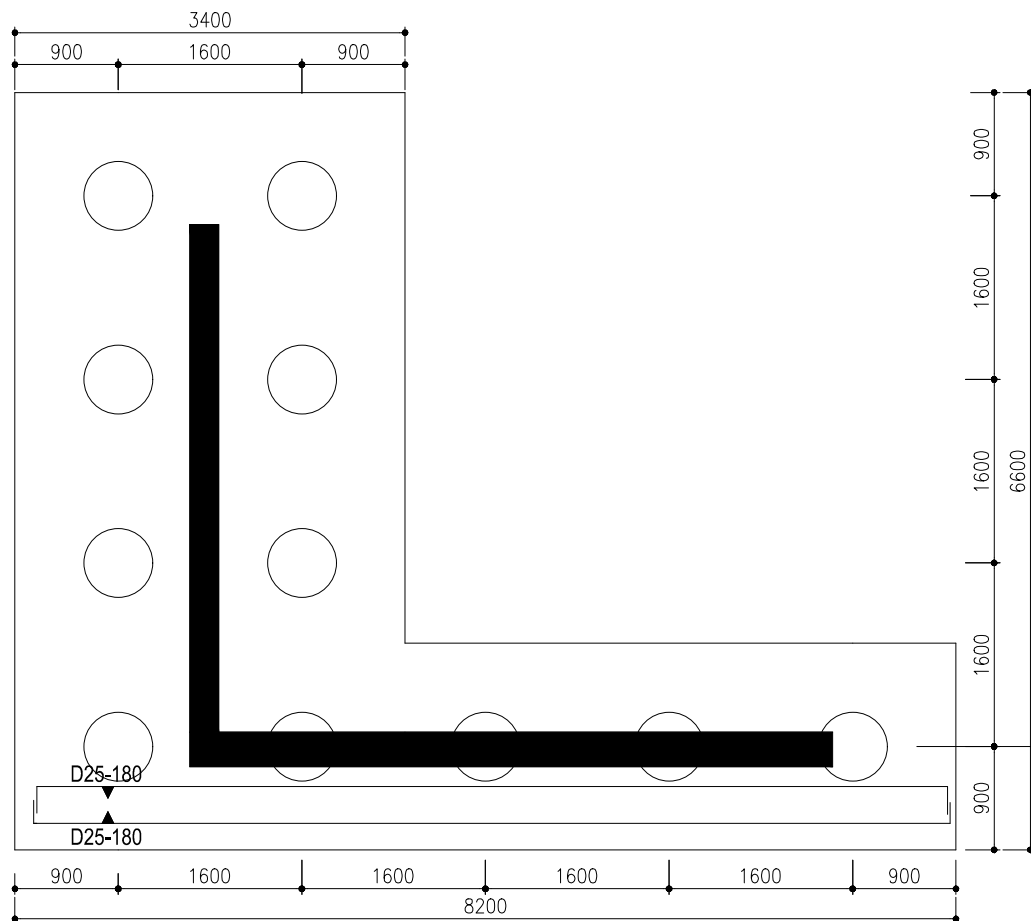
AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
3115105024

REVISI	TANGGAL	CATATAN

NAMA GAMBAR

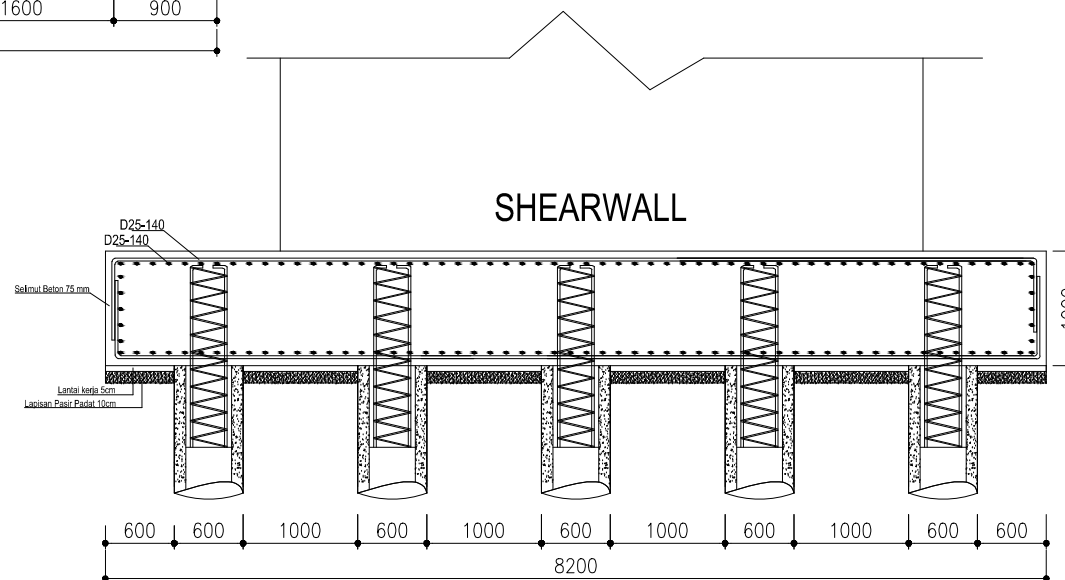
DETAIL PILE CAP 4  
POTONGAN I

SKALA	NOMOR GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
1 : 50	36	39



DETAIL PILECAP 4

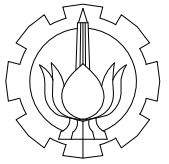
SKALA 1 : 50



SHEARWALL

POTONGAN 1

SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
 GEDUNG HOTEL DAFAM SURABAYA  
 MENGGUNAKAN *SISTEM GANDA DAN*  
 BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :  
 HARUN AL RASYID, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

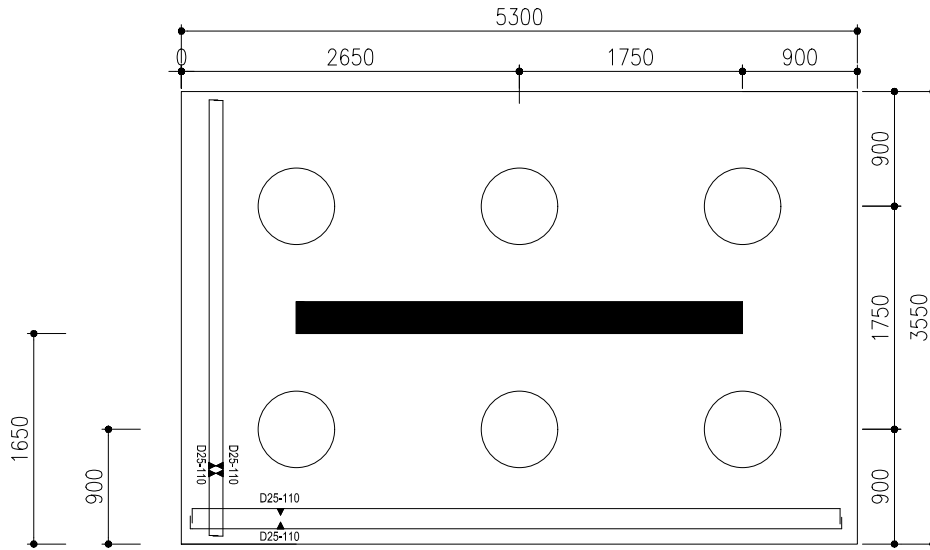
AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
 3115105024

REVISI	TANGGAL	CATATAN

NAMA GAMBAR

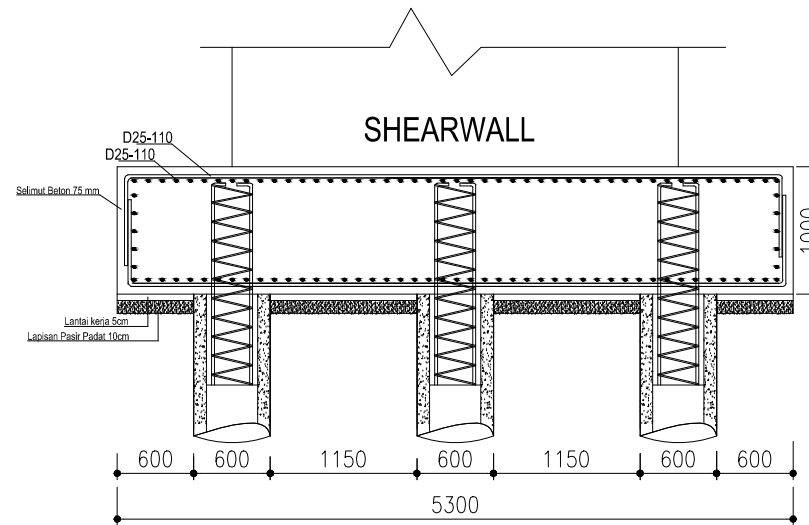
DETAIL PILE CAP 5  
 POTONGAN 1

SKALA	JUMLAH GAMBAR	NOMOR GAMBAR
1 : 50	37	39



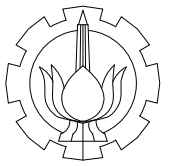
**DETAIL PILECAP 5**

SKALA 1 : 50



**POTONGAN 1**

SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
 GEDUNG HOTEL DAFAM SURABAYA  
 MENGGUNAKAN *SISTEM GANDA DAN*  
 BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :  
 HARUN AL RASYID, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

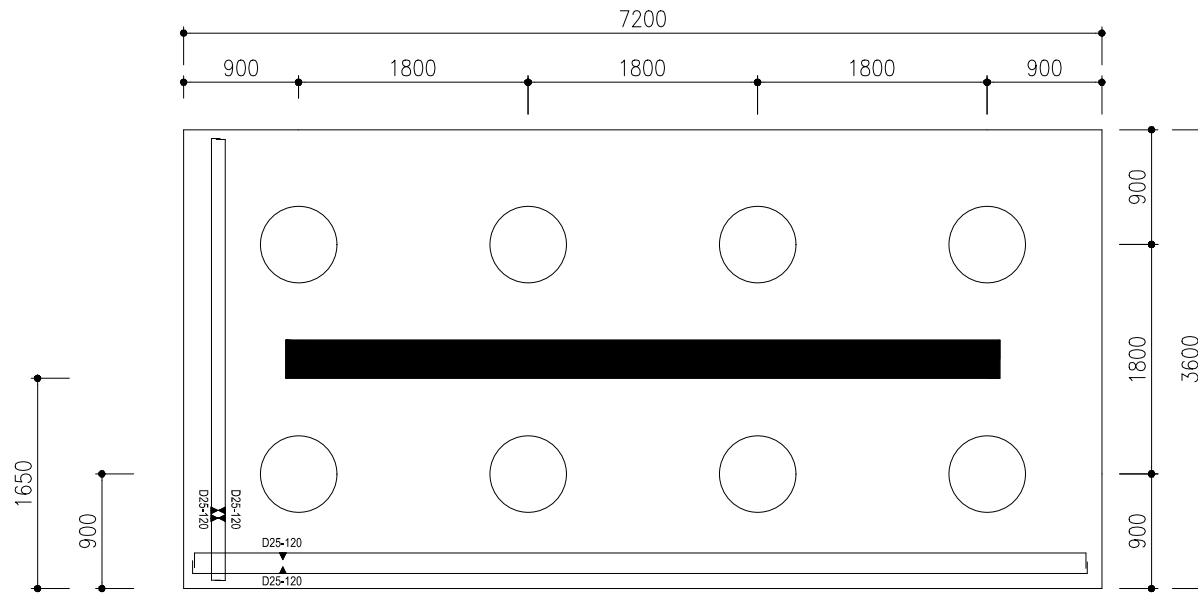
AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
 3115105024

REVISI	TANGGAL	CATATAN

NAMA GAMBAR

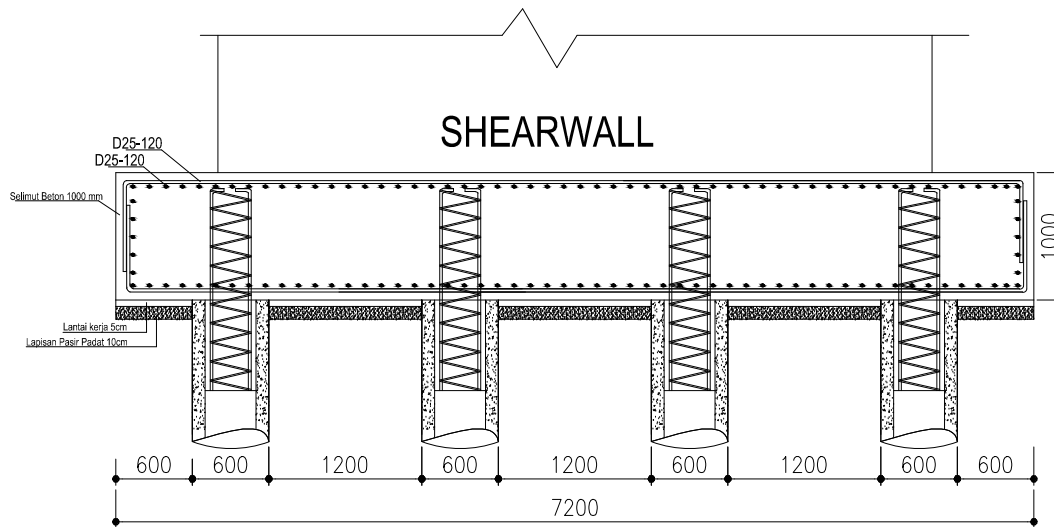
DETAIL PILE CAP 6  
 POTONGAN 1

SKALA	JUMLAH GAMBAR	NOMOR GAMBAR
1 : 50	38	39



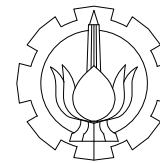
**DETAIL PILECAP 6**

SKALA 1 : 50



**POTONGAN 1**

SKALA 1 : 50



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
 GEDUNG HOTEL DAFAM SURABAYA  
 MENGGUNAKAN *SISTEM GANDA DAN*  
 BALOK PRATEKAN PADA LANTAI ATAP

DOSEN PEMBIMBING

DOSEN PEMBIMBING :  
 HARUN AL RASYID, ST., MT., Ph.D

KETERANGAN

NAMA MAHASISWA

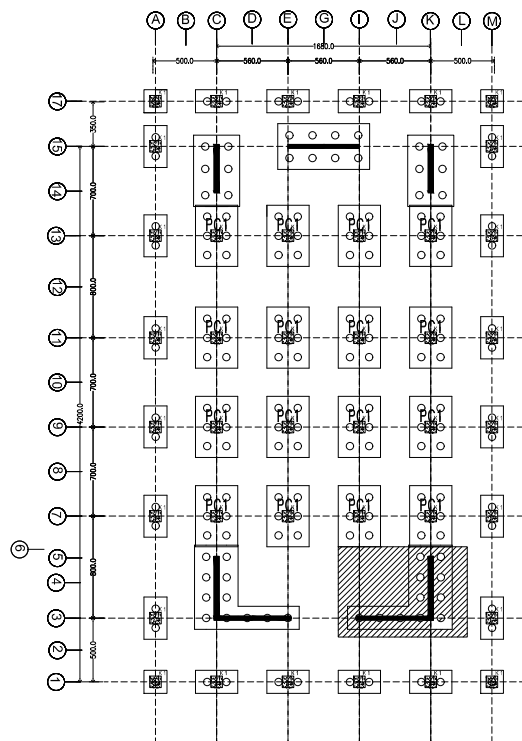
AFRIDA DWITIKA PUTRI WIYANI  
 3115105024

REVISI	TANGGAL	CATATAN

NAMA GAMBAR

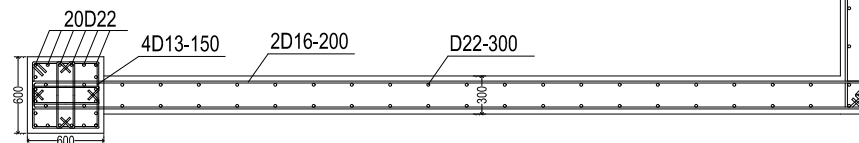
KEY PLAN  
 DETAIL SHEARWALL

SKALA	JUMLAH GAMBAR	NOMOR GAMBAR
1 : 400 1 : 25	39	39



**KEY PLAN**

SKALA 1 : 400



**DETAIL SHEARWALL 1**

SKALA 1 : 25



## **BIODATA PENULIS**

### **Afrida Dwitika Putri Wiyani**



Penulis lahir di Surabaya, Jawa Timur pada tanggal 25 April 1994, merupakan anak kedua dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Pembina Jaya Surabaya, SD Negeri Tembok Dukuh I Surabaya, SMA Negeri 3 Surabaya. Setelah lulus Penulis melanjutkan pendidikan Diploma 3 di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya Jurusan Teknik Sipil Program Studi

Bangunan Gedung angkatan 2012. Pada tahun 2015 penulis melanjutkan pendidikan Sarjana pada jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya melalui Program Lintas Jalur dan terdaftar dengan NRP 3115105024.

Di Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya, penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur.

Contact Person:

Email : [dwitikaa@yahoo.com](mailto:dwitikaa@yahoo.com)